

Higher National School of Hydraulic

The Library

Digital Repository of ENSH



المدرسة الوطنية العليا للري

المكتبة

المستودع الرقمي للمدرسة العليا للري



The title (العنوان):

Contribution à la modélisation de la relation "pluie débit" en absence de données hydrométriques (cas d'une zone urbaine , ville de TIPAZA.

The paper document Shelf mark (الشفرة) : 7-0001-11

APA Citation (APA توثيق):

Boukhelifa, Mustapha (2011). Contribution à la modélisation de la relation "pluie débit" en absence de données hydrométriques (cas d'une zone urbaine , ville de TIPAZA[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Digital Repository of ENSH aims to limit scientific production, whether published or unpublished (theses, pedagogical publications, periodical articles, books...)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 بتقييم الإنتاج العلمي لأساتذة و باحثي المدرسة.

يهدف المستودع الرقمي للمدرسة إلى حصر الإنتاج العلمي سواء كان منشورا أو غير منشور (أطروحات، مطبوعات بيداغوجية، 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 : Génie de l'eau

Présenté par :

Mustapha BOUKHELIFA

Thème

**Contribution à la modélisation de la relation "pluie débit" en absence de
données hydrométriques : cas d'une zone urbaine (ville de Tipasa).**

Devant le jury composé de :

Président	: M B. SALAH	Maître de Conférence.	ENSH Blida
Rapporteur	: Mme B. TOUAIBIA	Professeur.	ENSH Blida
Examineurs	: M A. AIDAOU	Professeur.	ENSA El-Harrach
	M B. BENLAOUKLI	Maître de Conférence.	ENSH Blida
	Mme D. SOUAG	Maître de Conférence.	USTHB Bab-Ezzouar
	M M.K. MIHOUBI	Maître de Conférence.	ENSH Blida

Soutenu le / /2010

ව්‍යුහයේ නැව්ගමන් කලාපයේ ව්‍යුහයේ නැව්ගමන් වේගයේ වෙනස
නිසා වේගයේ වෙනස . ව්‍යුහයේ වෙනස , ව්‍යුහයේ වෙනස වේගයේ වෙනස
වේගයේ වෙනස , ව්‍යුහයේ වෙනස වේගයේ වෙනස , ව්‍යුහයේ වෙනස
වේගයේ වෙනස , ව්‍යුහයේ වෙනස වේගයේ වෙනස , ව්‍යුහයේ වෙනස

La surface désunie et ridée de l'eau prouve qu'elle est entravée dans son mouvement en direction de son cours. La surface de l'eau lisse comme une peau prouve qu'elle est libre de tout, simplement entraînée par l'eau qui, liée à elle, la précède en descendant.

Leonardo DA VINCI, *Codex Leicester* (15081510), feuillet 14A, folio 14r.

Remerciements.

Au terme de ce travail, il m'est agréable d'exprimer mes sincères remerciements et ma profonde gratitude à M^{me} Bénina Touaibia, Professeur à l'ENSH, pour m'avoir encadré. Je lui exprime ma reconnaissance pour ses précieux conseils qui m'ont guidé dans la réalisation de ce mémoire de fin d'étude.

Je tiens à remercier Monsieur SALAH Boualem, Maître de conférences à l'ENSH-Blida, qui fut autrefois mon promoteur, d'avoir accepté de présider mon jury de soutenance.

Je tiens également à remercier les membres du jury, Monsieur AIDAOUI Abdellah de l'ENSA-El Harrach, Madame SOUAG Doudja de l'USTHB-Bab Ezzouar et Messieurs BENLAOUKLI Bachir et MIHOUBI Mustapha Kamel de l'ENSH-Blida pour le temps consacré à l'évaluation du présent document.

De même, je tiens à remercier Monsieur RAHMANI Mohamed de l'ANRH-Blida pour avoir mis à ma disposition toutes les données pluviométriques, pluviographiques et climatologiques utilisées dans cette étude.

Mes remerciements vont également à Madame BOUZROURA Amel, Monsieur BOULAHOUACHE Réda et Amine de l'office national de l'assainissement, centre de Tipasa, à Monsieur ZENAI Kamel chef de service assainissement à la DHW de Tipasa, pour avoir collaboré à la reconstitution du plan de recollement du réseau d'assainissement pluvial de la ville de Tipasa.

Enfin, un vif remerciement pour toutes les personnes ayant aidé de près ou de loin à l'élaboration de ce mémoire et dont le nom n'a pas été cité, qu'ils ne nous en tiennent pas rigueur.

Mustapha BOUKHELIFA.

A mes Parents,
Hamid et Fatiha

Résumé.

Ce travail s'inscrit dans la problématique de la modélisation de la transformation pluie-débit en milieu urbain. En effet, le phénomène d'inondation par ruissellement pluvial urbain étant accru, il est devenu nécessaire de définir et de développer des outils permettant de prédire de tel évènement, ou plutôt de prédire leurs conséquences sur le milieu urbain. A cet égard la ville de Tipasa a été retenue comme champ d'application de cette étude. La modélisation hydrologique du ruissellement pluvial urbain retenue ayant deux composantes : (i) la pluie (ii) et sa transformation en débit à travers le milieu urbain, cette étude est développée suivant deux axes majeurs, le premier induisant le second. L'aléa pluvial est caractérisé à travers la modélisation des courbes intensité-durée-fréquence (IDF). La méthodologie retenue pour l'établissement des courbes IDF est assez élaborée, dans le sens où, (a) elle permet une application en utilisant un jeu de données horaires restreint (séries courtes) via une approche basée sur les séries de durées partielles SDP (valeurs supérieures à un seuil) : utilisation exhaustive de l'information disponible. (b) La relation des courbes IDF est établie via un modèle semi-paramétrique, c'est-à-dire que les paramètres dynamiques (caractérisant la région et la durée d'agrégation) sont obtenus par une formulation empirique et les paramètres caractérisant la valeur de l'intensité découlent explicitement de la fonction de probabilité sous-jacente (estimation globale sur toutes les durées d'agrégation), là où classiquement la formulation de la relation IDF est totalement empirique (Montana, Talbot, etc.). Aussi, la pluie modélisée a une distribution temporelle relativement réaliste, dans le sens où la position (dans le temps) de la pointe de l'averse est identifiée. La transformation de la pluie en débit à l'exutoire du bassin versant a deux niveaux de modélisation. Le premier étant la production de ruissellement et le deuxième le transfert de ce ruissellement à travers le bassin versant urbain. Vue l'indisponibilité de mesures hydrométriques permettant le calage du modèle, il a été utilisé dans cette étude des fonctions de production et de transfert dont la fiabilité a été testée dans différentes configurations et jugée conforme. Ces dernières ne nécessitent donc pas de calage pour une utilisation dans un même contexte. Ainsi, la fonction de production retenue dérive du modèle SCS-CN, elle permet de tenir compte des pertes initiales et des pertes continues dans le temps et proportionnelles à l'intensité de la pluie dans la production du ruissellement. Quand il est difficile de décrire un système à travers les lois de la physique, l'alternative est une représentation simplifiée du processus, en modélisation pluie débit cette représentation conceptuelle est très souvent un réservoir. De ce fait, le transfert des hydrogrammes de pluie nette s'est fait à travers l'utilisation d'un réservoir linéaire. Bien que ne différenciant pas entre les deux composantes (en surface et en réseau : drainage double) de l'écoulement urbain, il a permis de déterminer le lieu et l'ampleur du débordement. Le comportement du réseau de drainage urbain de la ville de Tipasa, est simulé pour différentes sollicitations, ce qui a permis de le juger comme ayant un vice de conception (surdimensionné aux exutoires, et sous-dimensionné en amont de ces derniers). Aussi, il est établi que la modification de l'occupation des sols (urbanisation) accélère la réponse hydrologique des bassins versants et augmente les volumes ruisselés. De même, l'état d'humidité antécédente du sol conditionne la production du ruissellement.

Mots clés : Modélisation pluie-débit, Risque pluvial, Ruissellement urbain, IDF, Seuil, Fonction de production, Fonction de transfert, SCS-CN, Réservoir linéaire, Tipasa, L-moment.

Abstract.

This work is part of the rainfall-runoff transformation modeling problem in urban areas. Indeed, the phenomenon of inundation due to urban stormwater flooding, being increased, it became necessary to define and develop tools in order to predict such events, or rather to predict their consequences on the urban areas. Towards this, the city of Tipasa has been selected as the scope of application of this survey. The hydrological modeling of urban stormwater flooding taken, has two components: (i) the rainfall and (ii) its transformation into a flow through the urban area, this study is developed according two major axis, the first one inducing the second. The storm hazard is characterized through the modeling of the rainfall intensity-duration-frequency (IDF) curves. The methodology taken to establish the IDF curves is quite elaborated, in the sense that (a) it allows an application using a restricted data set (short series) via an approach based on partial duration series PDS (values above a threshold): exhaustive use of the available data. (b) The relationship of the IDF curves is established using a semi-parametric model, which means that the dynamic parameters (characterizing the region and the aggregation's duration) are obtained by an empirical formulation, and the parameters characterizing the intensity value result explicitly from the underlying probability distribution function (global estimate over all aggregation's durations), where typically the formulation of the IDF relationship is totally empirical (Montana, Talbot, etc..). Also, the modeled rainfall has a relatively realistic temporal distribution, in the sense that the position (in time) of the storm peak is identified. The transformation of the rainfall into runoff at the outlet of the watershed has two levels of modeling. The first is the runoff production and the second the transfer of this runoff through the watershed. Considering the unavailability of hydrometrical measurements allowing the model's calibration, it was used in this study a production and transfer functions whose reliability has been tested in different configurations and found to comply. And it doesn't require any calibration for the use in the same context. Thus, the production function derived from the SCS-CN model, allows to take in account initial losses and continuing losses over the time and proportional to the intensity of rainfall in runoff producing. When it is difficult to describe a system through the laws of physics, the alternative is a simplified representation of the process, in rainfall-runoff modeling this conceptual representation is often a reservoir. Thus, the transfer of runoff hydrographs has been done through the use of a linear reservoir. Although, it does not differentiate between the two components (street and buried pipe: dual drainage) of the urban flow, it enables to determine the location and extent of the spill. The behavior of the urban drainage network in the city of Tipasa, is simulated for different solicitations, which allowed to judge it, as having a design defect (oversized outlets, and undersized upstream of these latter). Also, it is established that the modification of the lands' occupation (urbanization) accelerates the hydrologic response of watersheds and increases the runoff. Similarly, the antecedent moisture condition soil involves the production of runoff.

Keywords: Rainfall-runoff modeling, Stormwater risk, Urban runoff, IDF, Threshold, Production function, Transfer function, SCS-CN, Linear reservoir, Tipasa, L-moment.

ملخص

يندرج هذا العمل في إطار إشكالية وضع النماذج لتحويل منسوب مياه الأمطار في الوسط الحضري. و الواقع أن تفاقم ظاهرة الفيضان جراء سريان الأمطار الغزيرة في المدن ، جعل من الضروري بما كان تحديد وتطوير الوسائل التي تسمح بالتنبؤ بمثل هذا الحدث أو بالأحرى توقع أثاره على الوسط الحضري. و في هذا الصدد أخذت مدينة تيبازة ميدانا لتطبيق هذه الدراسة. بما أن نموذج جريان مياه الأمطار المعتمد في الوسط الحضري ينطوي على تركيبين ألا و هما المطر و تحوله إلى منسوب عبر الوسط الحضري فإن هذه الدراسة تمت على محورين أساسيين بحيث يستلزم المحور الأول المحور الآخر. و تم تمثيل احتمالات الأمطار بمنحنيات الشدة - المدة - التواتر و يعد المنهج المعتمد في إعداد منحنيات الشدة - المدة - التواتر دقيق بما فيه الكفاية حيث : أ- يسمح بتطبيق مستعملا في ذلك مجموعة من معطيات زمنية محدودة (التسلسلات القصيرة) عبر نظرة تقوم على التسلسلات ذات المدة الجزئية (القيم الأكبر من العتبة) أي استعمال مكثف للمعلومات المتاحة ب - و تقوم علاقة المنحنيات الشدة - المدة - التواتر على نموذج نصف ثابت أي أن العناصر المتغيرة (الميزة لمنطقة و مدة التجمع) يتم تحصيلها عن طريق صياغة أولية و تتجم العناصر المميزة لقيمة الشدة بصفة جلية من دالة الاحتمالات التحتية (التقديرات الشاملة حول كافة فترات التجمع) حيث كانت صياغة علاقة الشدة - المدة - التواتر تعد أولية في مجملها (مونتاننا و تالبو الخ..). و كذا فإن الأمطار التي تم وضع نموذج منها لتوزيع زمني قريب من الواقع نسبيا حيث يتم تحديد موضع حد زخات المطر (في الزمن). و يمكن تمثيل تحويل المطر إلى صبيب في مخرج الحوض المتدفق بنموذجين. يتمثل الأول في تكوين سيلان و الثاني في نقل هذا السيلان عبر الحوض المتدفق. و نظرا لعدم توفر القياسات المتعلقة بالسيالة و التي تسمح بضبط النموذج تم في هذه الدراسة استعمال دوال التكوين و التحويل التي ثبتت نجاعتها و مطابقتها في شتى الحالات. و بالتالي فإن هذه الأخيرة لا تحتاج إلى الضبط عند استعمالها في نفس السياق ، و عليه فإن دالة التكوين المعتمدة تعد مشتقة من النموذج SCS-CN حيث تسمح بأخذ الخسائر الأولية و المستمرة في الوقت و المتناسبة مع غزارة المطر بعين الاعتبار في تكوين السيلان. و في حالة صعوبة وصف نظام ما من خلال القوانين الفيزيائية يمكن لتمثيل مبسط للعملية أن يكون البديل لذلك. و كثيرا ما يكون هذا التمثيل التصميمي في وضع نماذج منسوب مياه الأمطار عبارة عن صهريج و بهذا فإن تحويل كتل مياه الأمطار الصافية قد تم باستعمال صهريج خطي. و بالرغم من أنه لا يفرق بين مكوني مجاري الوسط الحضري (في السطح و في الشبكة : الصرف المزوج للمياه) إلا أنه سمح بتحديد مكان و حجم الفيضان. و قد تم تمثيل مسلك شبكة صرف مياه الوسط الحضري لمدينة تيبازة لأسباب مختلفة ، الأمر الذي سمح باعتباره مشييا بعيب في التصميم (بزيادة في أبعاد المنافذ و نقص في أبعادها العلوية) . و من الثابت أن تعديل شغل الأراضي (التعمير) يسرع الرد الهيدرولوجي للأحواض المتدفقة و يرفع الأحجام السائلة. كما أن حالة الرطوبة السابقة للأرض تتحكم في تكوين السيلان .

الكلمات الجوهرية:

وضع نماذج منسوب مياه الأمطار ، خطر الأمطار ، الصرف في الوسط الحضري - الشدة-المدة -التواتر ، العتبة ، دالة التكوين ، دالة التحويل ، SCS-CN صهريج خطي ، تيبازة

TABLE DES MATIERES

Introduction générale	1
Chapitre 1 – Etude bibliographique sur la modélisation pluie-débit	4
1.1 Cycle de l’eau en milieu urbain	5
1.1.1 Circulation de l’eau dans le milieu urbain	5
1.1.2 Spécificités des bassins versants urbains	6
1.1.3 Vulnérabilité des zones urbaines	7
1.2 Généralités sur la modélisation en hydrologie.....	8
1.3 Classification des modèles.....	9
1.3.1 Philosophie de développement	10
1.3.2 Représentation des BV	11
1.3.3 Pas de temps de simulation	12
1.3.4 Mode de fonctionnement.....	12
1.4 Modélisation en milieu urbain : objet, nécessité et enjeux.....	13
1.4.1 Objet de la modélisation en milieu urbain	13
1.4.2 Nécessité et enjeux	14
1.5 Modèle : Identification, choix des paramètres, élaboration, calage et évaluation	14
1.6 Approche de la modélisation en hydrologie urbaine.....	16
1.6.1 Approches hydrologiques	16
1.6.2 Approches hydrauliques.....	16
1.7 Quelques exemples d’application de la modélisation pluie-débit en milieu urbain	17
Conclusion.....	19
Chapitre 2 – Présentation de la zone d’étude	20
2.1 Description et situation géographique.....	21
2.2 Tipasa : Naissance, Evolution historique et développement urbain	22
2.2.1 Visite historique de Tipasa	22
2.2.2 Urbanisation et organisation spatiale de la ville	23

2.2.2.1 Urbanisation et démographie	23
2.2.2.2 Types de quartiers urbains	25
2.3 La géologie du milieu étudié	26
2.4 Aperçu climatologique et pluviométrique du milieu étudié	28
2.4.1 La climatologie	28
2.4.2 La pluviométrie	29
2.5 Géomorphologie, physiographie et hydromorphométrie du milieu étudié	31
2.5.1 Caractéristiques physiographiques et hydromorphométriques	33
2.5.2 Morphologie et topographie	36
2.5.2.1 Description des sous bassins versant	37
2.5.3 Hydrographie et réseau d'eaux pluviales	38
2.5.4 Occupation du sol	42
2.6 Aspects techniques et aménagements de drainage des eaux de pluie de Tipasa	45
2.6.1 Conceptions actuelles des ouvrages d'assainissement pluvial	45
2.6.2 Contraintes de fonctionnement et perspectives des aménagements d'assainissement pluvial	47
Conclusion.....	48
Chapitre 3 – Etude statistique des événements pluvieux extrêmes	49
3.1 Présentation et localisation de la station de mesure.....	50
3.2 Données, climat pluviométrique et ses extrêmes.....	51
3.2.1 Banque de données	51
3.2.1.1 Contrôle de la qualité de la série pluviométrique.....	52
3.2.1.2 Contrôle de la qualité des séries des enregistrements pluviographiques	54
3.2.2 Climat pluviométrique et ses extrêmes.....	57
3.3 Séries horaires : constitution des échantillons et étude d'indépendance	60
3.3.1 SDP vs. SMA.....	62
3.3.2 Sélection des seuils.....	64
3.3.3 Etude de l'indépendance de la SDP.....	66
3.4 Modélisation des courbes Intensité-Durée-Fréquence (IDF)	70
3.4.1 Choix de la fonction de distribution de probabilité (FDP) sous-jacente	72
3.4.1.1 FDP et méthode d'estimation des paramètres	74
3.4.1.2 Contrôle de l'adéquation	77
3.4.2 Méthodologie de la modélisation des courbes IDF	77

3.4.3 Cas d'étude : Tipasa	79
Conclusion.....	86
Chapitre 4 – Etude de la modélisation de la relation Pluie-Débit	87
4.1 Représentation de la pluie.....	88
4.1.1 Hyétogramme synthétique critique	90
4.1.2 Variation spatiale de la pluie	94
4.2 Modélisation de la transformation Pluie-Débit	95
4.2.1 Modélisation de la production du ruissellement urbain	97
4.2.1.1 Modèle du SCS-CN	99
4.2.2 Modélisation du transfert du ruissellement à travers le tissu urbain	101
4.2.2.1 Modélisation mécaniste	102
4.2.2.2 Modélisation conceptuelle	103
4.2.2.3 Pertinence d'une modélisation spatialisée	106
4.2.2.4 Modèle du réservoir linéaire	107
4.2.3 Résultats et discussions	109
4.3 Effet du développement urbain sur le ruissellement	114
4.4 Influence des conditions d'humidité antécédente des sols	117
Conclusion.....	119
Chapitre 5 – Simulation de l'écoulement et évaluation de la capacité d'évacuation du	
RDU de la ville de Tipasa	120
5.1 Evaluation de la capacité d'évacuation du RDU	121
5.1.1 Description du RDU du BV1 et BV5	122
5.1.2 Simulation du ruissellement pluvial du RDU (BV1 et BV5).....	122
5.2 Simulation de l'écoulement au niveau d'un point caractéristique du RDU	126
5.3 Simulation du comportement du RDU pour un évènement pluvieux exceptionnel	129
Conclusion.....	133
Conclusion générale.....	134
Références bibliographiques.....	138

LISTE DES FIGURES

Figure 1.1 : Schéma du cycle urbain de l'eau. Selon VICAIRE (Virtual campus in hydrology and water resources).....	6
Figure 1.2 : Inondation du 10/11/2001 à Alger.....	8
Figure 1.3 : Chaussées détériorées lors de la crue du 01/10/2008 à Ghardaïa.....	8
Figure 1.4 : Exemples de spatialisation possible pour la description de l'hétérogénéité des caractéristiques d'un bassin versant (Hingray, 1999)	11
Figure 1.5 : Les différents phénomènes à modéliser pour caractériser le risque pluvial en milieu urbain (Hingray, 1999)	13
Figure 2.1 : Situation géographique de la zone d'étude (vue en 3D, SRTM30)	22
Figure 2.2 : Vue satellitaire de la ville de Tipasa.....	25
Figure 2.3 : Carte géologique du milieu étudié.....	27
Figure 2.4 : Variation mensuelle de la température	29
Figure 2.5 : Précipitations mensuelles moyennes sur la période 1988-2007.....	30
Figure 2.6 : Délimitation des bassins versants urbains et périurbains au droit de leurs exutoires	32
Figure 2.7 : Vue 3D du MNT de la ville de Tipasa.....	37
Figure 2.8 : Chevelu hydrographique et réseau d'évacuation des eaux pluviales.....	40
Figure 2.9 : Vue satellitaire de la zone urbaine du SBV4.2.....	42
Figure 2.10 : Carte d'occupation des sols du milieu étudié.....	44
Figure 2.11 : Différents types d'aménagement de drainage des eaux de pluie de Tipasa.....	46
Figure 2.12 : Eléments du réseau de drainage des eaux de pluie de Tipasa charriant des matériaux solides	47
Figure 3.1 : Pluie maximale journalière de la station de Boukerdane.....	56
Figure 3.2 : Nombre d'épisodes pluvieux en fonction de leur durée	59
Figure 3.3 : Fonction d'auto-corrélation de Spearman pour la SMA et des SDP de $\lambda=1$; 1,65 ; 3,5 et 6, sur différentes durées d'agrégation (1, 5, 15, 30, 60, 120, 180 et 360mn)	69
Figure 3.4 : Fonction d'auto-corrélation pour le groupe de durée d'agrégation $d=30$ min de la SDP $\lambda=3,5$	70

Figure 3.5	: Valeurs de la statistique u d'Anderson-Darling pour les k groupes des SDP ($\lambda=1$ et $\lambda=1,65$) et de SMA.....	83
Figure 3.6	: Courbes Intensité-Durée-Fréquence de la station de Boukerdane (Tipasa)	84
Figure 4.1	: Averse composite d'une durée critique de 360min et une pluie totale de 62mm (T=10ans)	92
Figure 4.2	: Hyétogramme synthétique d'une durée critique de 360min, une hauteur de pluie totale de 62mm et une intensité maximale de 102mm/h (T=10ans)	93
Figure 4.3	: Schématisation d'un modèle conceptuel, type réservoir.....	104
Figure 4.4	: Hyétogramme synthétique de pluie brute et taux d'infiltration du BV5. $CN_{II}=86$	111
Figure 4.5	: Hydrogramme simulé du BV5 pour des conditions antécédentes d'humidité CN_{II}	113
Figure 4.6	: Effet de l'urbanisation sur le Hyétogramme de Pluie nette du BV3, pour une pluie d'une durée de 360min, une intensité maximale de 102mm/h et une hauteur d'eau totale de 62mm (T=10ans)	115
Figure 4.7	: Effet du développement urbain sur le ruissellement urbain du BV3. ($d_c=360$ min, $I_{mm}=102$ mm/h, $P_{tot}=62$ mm, T=10ans)	116
Figure 4.8	: Fonction d'infiltration pour les 3 CDH du BV1 ($I_{mm}=102$ mm/h, T=10ans) ...	118
Figure 5.1	: Interaction des différents niveaux de la modélisation Pluie-Débit en milieu urbain	123
Figure 5.2	: Hydrogramme de ruissellement pour une pluie synthétique d'une durée de 360min, une intensité maximale de 102mm/h et une période de retour T=10ans. CHA type III (sol saturé).	125
Figure 5.3	: Hydrogramme de ruissellement du BV5 (état d'urbanisation future) pour une pluie synthétique d'une durée de 360min, une intensité maximale de 102mm/h et une période de retour T=10ans. CHA type III.....	126
Figure 5.4	: Image Google Earth ©, de la zone de débordement au niveau du regard C36	127
Figure 5.5	: Hydrogrammes de débits simulés du SBV5.1, exutoire regard C36 (T=10ans)	128
Figure 5.6	: Hyétogramme synthétique d'une averse de 6heures, une intensité maximale de 185mm/h (T=100ans)	130
Figure 5.7	: Hydrogramme de ruissellement pour une averse exceptionnelle de 6heures, d'intensité maximale 185mm/h (T=100ans) et une lame d'eau totale précipitée de 112mm. CHA II	131

Figure 5.8	: Variation du volume ruisselé pendant le débordement du regard C9 dans le BV1 au cours d'une averse de 360 min, d'intensité maximale de 185mm/h (T=100ans) (CHA II)	132
Figure 5.9	: Variation du volume ruisselé pendant le débordement du regard C36 dans le SBV5.1 au cours d'une averse de 360 min, d'intensité maximale de 185mm/h (T=100ans) (CHA II)	132

LISTE DES TABLEAUX

Tableau 2.1 : Températures moyennes interannuelles en °C.....	28
Tableau 2.2 : Vitesses des vents (km/h) et évapotranspiration (mm) moyennes mensuelles..	29
Tableau 2.3 : Précipitations saisonnières moyennes relatives à la somme annuelle moyenne sur la période 1988-2007.....	29
Tableau 2.4 : Quelques records durant la période (1988-2007) à la station météorologique (ANRH) du barrage de Boukerdane (020329)	30
Tableau 2.5 : Caractéristiques physiographiques et morphométriques des bassins versants étudiés	36
Tableau 3.1 : Valeurs mensuelles et annuelles de la précipitation (1988/89-2006/07), moyennes, extrêmes, nombre moyen de jours pluvieux et pluie maximale en 24h à la station de Boukerdane (020329)	57
Tableau 3.2 : Pluie moyenne annuelle, et Pluies journalières maximales annuelles sur la période 1988/1989 à 2006/2007 à la station de Boukerdane	58
Tableau 3.3 : Estimation des paramètres η et θ des 4 SDP et de la SMA par la méthode d'estimation robuste.....	80
Tableau 3.4 : Valeurs des paramètres sur SDP/GPD ($\lambda=1$ et $\lambda=1,65$) et la SMA/EV2, sur différentes durées d'agrégation (de 1min à 360min), station de Boukerdane...	81
Tableau 3.5 : Valeurs des paramètres sur SDP/GPD ($\lambda=1$ et $\lambda=1,65$) et la SMA/EV2, sur différentes durées d'agrégation (de 1min à 360min), pour un paramètre de forme fixé $\kappa=-0,15$, station de Boukerdane.....	82
Tableau 3.6 : RMSE pour une durée d'agrégation de 1440minutes (1jours)	86
Tableau 4.1 : Résultats de la simulation du ruissellement pluvial urbain de la ville de Tipasa pour une pluie synthétique de 6heures et T=10ans.....	112
Tableau 5.1 : Caractéristiques de certains des collecteurs pluviaux des BV1 et BV5	122

LISTE DES ANNEXES

Annexe – A	148
Annexe – B	151
Annexe – C	162
Annexe – D	172
Annexe – E	175

LISTE DES ABREVIATIONS

- AD : Anderson-Darling.
- ANRH : Agence nationale des ressources hydriques.
- BV : Bassin versant.
- CHA : Condition d'humidité antécédente
- CN : Courbe numérotée (*Curve Number*)
- CERTU : Centre d'études sur les Réseaux, les Transports, l'Urbanisme et les constructions publiques.
- DPAT : Direction de la planification et d'aménagement du territoire.
- EAC : Exploitation agricole collective.
- EV2 : Distribution de probabilité des valeurs extrêmes du type II (*extreme value type II*).
- EV3 : Distribution de probabilité des valeurs extrêmes du type III (*extreme value type III*).
- FDP : Fonction de distribution de probabilité.
- GEV : Distribution générale des valeurs extrêmes (*Generalized extreme value distribution*).
- GPD : distribution généralisée de Pareto (*Generalized Pareto distribution*).
- HSG : *hydrologic soil group*
- IDF : Intensité-durée-fréquence.
- i.i.d. : Indépendant et identiquement distribué.
- MBV : Micro bassin versant.
- MNT : Modèle numérique de terrain.
- MPP : Moments de probabilités pondérées.
- ONA : Office national d'assainissement
- ONM : Office national de météorologie.
- PDAU : Plan d'aménagements et de développement urbain.
- POS : Plan d'occupation des sols
- POT : Peak Over Threshold.
- RDU : Réseau de drainage urbain
- RNA : Réseaux de neurones artificiels

- SBV : Sous bassin versant.
- SDC : Série de durées complètes.
- SCS-CN : Soil Conservation service, Curve-Number
- SDP : Série de durées partielles.
- SMA : Série des maxima annuels.
- SRTM : Shuttle Radar Topography Mission
- TCEV : Distribution de probabilité des valeurs extrêmes à deux composantes.
- TRMM : Mission de mesure des pluies tropicales (*Tropical Rainfall Measuring Mission*).

NOMENCLATURE

- A : Superficie du bassin versant en (ha).
- b_i : Estimateurs simples des moments de probabilités pondérées β_i .
- CN : Courbe numérotée.
- C_{Np} : Courbe numérotée de la surface perméable.
- CN_w : Courbe numérotée pondérée.
- d : Durée d'agrégation (Temps de référence) (min).
- d_c : Durée critique (min).
- D_d : Densité de drainage (km/km^2).
- d_i : Différence entre les rangs des valeurs de la série chronologique et de la série classée.
- d_{pi} : Durée de la période de pluie intense en (min).
- F : Perte cumulée instantanée (mm)
- $F(t)$: Taux d'infiltration (mm/h)
- H_i : Hauteur de la pluie intense en (mm).
- $H(t)$: Variation de la lame d'eau en fonction du temps dans le réservoir conceptuel linéaire (mm).
- i : Intensité de la pluie (mm/h)
- I : Pente du bassin versant (m/m).
- I_a : Perte initiale en (mm)
- I_c : Pente du cours d'eau principal (m/m).
- I_g : Indice de pente globale (m/m).
- I_f : Fraction de la surface imperméable
- i_{MM} : Intensité moyenne maximale (mm/h)
- IMP : Coefficient d'imperméabilisation.
- K : Temps de réponse du bassin versant (*lag time*) (min).
- K_c : Indice de compacité de Gravelius.
- l : Largeur du rectangle équivalent du bassin versant (km).
- L : Longueur du rectangle équivalent du bassin versant (km).
- L_c : Longueur du collecteur principal en (m).
- L_{cp} : Longueur du cours d'eau principal (m).
- L_H : Longueur hydrologique du bassin versant (m).
- n : Coefficient de rugosité de Manning-Strickler.
- N : Nombre d'année d'observation.
- N_1 : Taille de la série des pluies moyennes annuelles de la station à étudier.
- N_2 : Taille de la série des pluies moyennes annuelles de la station de référence.
- N_S : Nombre de valeurs inférieures et supérieures à la médiane.
- P : Précipitation ou pluie brute en (mm).

- Q : Ruissellement ou pluie nette en (mm).
- q_{\max} : Débit maximum véhiculé (m^3/s).
- $q_e(t)$: Flux entrant dans le réservoir à l'instant t en (m^3/s)
- $q_s(t)$: Flux sortant (débit à l'exutoire) en (m^3/s).
- R : Ratio de la surface imperméable.
- r : Coefficient de centrage de la pointe de l'averse.
- \bar{r} : Coefficient moyen de centrage de la pointe de l'averse.
- R_h : Rayon hydraulique (m).
- S : Perte maximale potentielle en (mm).
- t_b : Durée précédant la pointe de l'averse (min).
- t_d : Durée totale de l'averse (min).
- t_{γ_i} : Durée de la pluie intense autour du maximum d'intensité (min).
- t_1 : Temps mis par l'eau pour s'écouler dans un émissaire (min).
- t_2 : Temps mis par l'eau pour atteindre le premier ouvrage d'engouffrement (min).
- t_3 : Temps du parcours superficiel de l'eau dans un bassin (min).
- T : Période de retour (années).
- T' : Période de retour (SDP) (années).
- T_c : Temps de concentration (min).
- T_p : Temps de parcours (min).
- T_s : Taille de la plus grande suite de valeurs inférieures ou supérieures à la médiane dans la série chronologique.
- u_1 : Variable centrée réduite de Gauss.
- U : Vitesse en (m/s).
- $V_s(t)$: Volume stocké dans le réservoir à l'instant t en (m^3).
- W_Y : Somme des rangs de Y .
- ΔH : Différence d'élévation entre l'exutoire et le point le plus élevé de la ligne d'écoulement en (m)
- ΔH_{cp} : Différence d'élévation entre les points le plus élevé et le plus bas du cours d'eau principal en (m)
- k_{KW} : Statistique de Kruskal-Wallis.
- n_j : Longueur du groupe j .
- r_{ji} : Rang pour chaque valeur de y_{ji} .
- \bar{r}_j : Rang moyen des n_j valeurs de ce groupe
- $rRMSE$: Racine carrée des erreurs quadratiques moyennes (*root mean square error*).
- W_n^2 : Statistique d'Anderson-Darling.
- α : Paramètre d'échelle en (mm).
- β_i : Moments de probabilités pondérées.
- ξ : Paramètre de position en (mm).
- $\Gamma(1 + \kappa)$: Fonction gamma.
- κ : Paramètre de forme (adimensionnel)
- λ : Nombre moyen de dépassements annuels.

- λ_i : Le $i^{\text{ème}}$ L-moment.
- η : Paramètre dynamique ou exposant climatique.
- ρ : Coefficient de corrélation des rangs de Spearman
- τ_2 : L-coefficient de variation.
- τ_3 : L-coefficient d'asymétrie.
- τ_4 : L-coefficient d'aplatissement.
- θ : Paramètre dynamique.

INTRODUCTION GENERALE

INTRODUCTION GENERALE

Au cours de cette dernière décennie et sous l'effet d'une urbanisation toujours croissante, les villes algériennes ont connu une augmentation des défaillances des réseaux d'assainissement pluvial et des inondations, qui pour certaines étaient dévastatrices (pertes humaines et dégâts matériels conséquents), dues à des averses de courte durée et de forte intensité. Les événements qui ont le plus marqués les esprits étant ceux du 10-11-2001 qui a frappé la côte Algéroise, et du 01-10-2008 qui a provoqué une inondation de la vallée du Mزاب et de la ville de Ghardaïa.

Conscientes de cet état de fait, les autorités locales ont lancé en toute hâte plusieurs programmes de réalisation et/ou d'extension d'aménagements d'assainissement pluvial. Toutefois, la plupart de ces programmes ont abouti à un sur ou sous dimensionnement des ouvrages d'évacuation des eaux pluviales, dû essentiellement à un manque d'étude approfondie des événements pluvieux extrêmes et de leur incidence sur le milieu urbain.

En effet, les approches classiques d'estimation rationnelle du ruissellement pluvial urbain, ne sont plus suffisantes pour une prise en compte du comportement du milieu urbain vis-à-vis de l'aléa pluvial. Dans un contexte de changement climatique et une vulnérabilité accrue (évolution de l'occupation des sols) des milieux urbanisés, il est nécessaire de définir de nouvelles méthodes d'analyses permettant de mieux caractériser le ruissellement pluvial en milieu urbain.

L'objectif de cette étude est de décrire la dynamique générale (évolution du débit) de l'écoulement dans les réseaux d'assainissement, de prédire les inondations, ainsi que la vérification du dépassement ou non de la capacité d'évacuation du réseau de drainage pour une pluie probable, et éventuellement son débordement voire l'éclatement des collecteurs. Et ce à travers la recherche d'un modèle pluie débit susceptible d'expliquer ce phénomène.

La ville de Tipasa est prise comme champ d'application de cette étude. Elle représente un cas d'étude idéal. Bien que son réseau d'assainissement pluvial, sensé garantir une protection contre des inondations, ait été récemment renforcé et de nouveaux ouvrages aménagés dans les futures zones d'extension urbaine, elle subit régulièrement des débordements de son réseau de drainage urbain en temps de pluie.

La méthodologie adoptée doit permettre de traiter de différents phénomènes mis en jeu. Ainsi la modélisation hydrologique retenue a deux composantes, (i) la modélisation de pluie et la modélisation de la transformation pluie-débit. La première caractérisant le risque pluvial et la seconde ses conséquences.

Toutefois, la question qui se pose est : quel est le modèle ou les des modèles à appliquer ? Faut-il utiliser des modèles existants ? Ou alors en développer de nouveaux spécifiques au milieu étudié ? Il y a presque 30ans, dans le cadre d'une réflexion sur la modélisation pluie-débit, Naef (1981) disait ceci : « au cours des deux dernières décennies, de nombreux modèles pluie-débit ont été mis au point, essayés et les résultats obtenus, ont été publiés. La plupart d'entre eux donnent, suivant leurs auteurs, des résultats satisfaisants. Mais s'ils sont supposés bons pourquoi continue-t-on à publier de nouveaux modèles ? ». Les

modèles complexes sont-ils meilleurs que les modèles simples. Les deux ne sont pas exempts d'échecs dans certains cas, parce qu'aucun d'entre eux ne décrit le processus pluie-écoulement de façon adéquate.

Il n'existe pas de règle, au sens strict du terme, permettant de choisir un modèle. La modélisation hydrologique à adopter en milieu urbain dépend des objectifs fixés. Une fois ces objectifs définis, il s'agit d'identifier les moyens permettant de les atteindre, c'est-à-dire le type de modélisation à mettre en œuvre. Ensuite, il faut s'assurer de l'applicabilité du type de modélisation choisi (disponibilité des données).

Les courbes intensité-durée-fréquence des précipitations représentent un outil de première importance dans la planification, la gestion et la prévention du risque pluvial. De ce fait, la pluie est représentée par une modélisation des courbes IDF. Au cours de ces dernières années des progrès significatifs ont été faits dans la modélisation statistique et stochastique des données hydrologiques. Toutefois, ces progrès n'apparaissent pas dans la procédure de formulation des IDF. Qui restent semi empiriques. Ceci est dû au fait que les courbes IDF ne sont plus un sujet de recherche majeur dans les pays développés où leur exactitude a été démontrée. Les pays en voies de développement peuvent tirer avantage des développements récents dans la modélisation statistique des séries hydrologiques et développer des méthodologies plus raffinées Koutsoyiannis et al (1998). Ainsi, une nouvelle procédure, prenant en compte l'insuffisance des données pluviographiques horaires est appliquée dans le but de modéliser les relations des courbes IDF.

Le deuxième aspect de la modélisation du ruissellement pluvial en milieu urbain est la transformation de la pluie en débit. Il s'agit en premier de produire les hydrogrammes fictifs de débits correspondant à la pluie nette, ensuite de procéder au transfert hydrologique de ces hydrogrammes de pluie nette afin d'estimer les hydrogrammes de débits ruisselés. Ce processus se fait à l'aide de fonctions de production et de transfert. Dans le contexte d'absences de données hydrométriques, il est prospecté les fonctions les plus performantes correspondant aux objectifs fixés.

Une fois la structure du modèle de ruissellement pluie-débit, en milieu urbain, identifiée. La méthodologie de la modélisation ainsi établie, est mise en œuvre sur une partie de la ville de Tipasa afin de pouvoir simuler le comportement du réseau d'assainissement pluvial de cette dernière, par rapport à différentes sollicitations. L'influence de l'urbanisation et l'effet des conditions antécédentes d'humidité du sol sur la production de ruissellement, sont aussi analysés.

Afin de pouvoir mener à bien ce travail et poser les prémices d'une méthodologie d'analyse du ruissellement pluvial urbain, cette étude est structurée comme suit :

- Une étude bibliographique afin de mettre en place le contexte de la modélisation pluie-débit en milieu urbain ;
- Une présentation détaillée de la zone d'étude, afin d'établir l'ensemble des caractéristiques géomorphologiques, physiographiques, hydromorphométriques du milieu étudié ;
- Une étude statistique approfondie des événements pluvieux extrêmes, dans le but de permettre une modélisation de la pluie fiable et robuste ;
- La prospection d'une modélisation hydrologique du ruissellement pluvial attenante aux objectifs fixés et aux données disponibles.

Chapitre 1



1 – Etude bibliographique sur la modélisation pluie-débit.

Ce chapitre a pour but de situer le contexte de la modélisation hydrologique en milieu urbain et est volontairement restreint qu'aux définitions : de la transformation pluie-débit, son objet, ses objectifs, les différentes classes de modèles, les différentes approches et quelques exemples d'application de modélisation en milieu urbain. De plus amples développements des différents niveaux de la modélisation pluie-débit retenus pour une utilisation pratique sont donnés aux chapitre 3 et chapitre 4.

1.1 CYCLE DE L'EAU EN MILIEU URBAIN

Une des premières définitions de la modélisation hydrologique, est que cette dernière porte sur la reproduction du bilan hydrique dans le milieu naturel. Cette étude portant sur l'hydrologie urbaine, sa modélisation s'intéresse plutôt au cycle de l'eau en milieu urbain. Avant de parler de la modélisation hydrologique à proprement dite, et afin de situer les différents processus mis en jeu, il est nécessaire de définir l'objet de la modélisation hydrologique ou plutôt de la modélisation de la relation pluie-débit en milieu urbain. Ainsi, ce paragraphe traite du cycle de l'eau en milieu urbain.

Cette description du cycle de l'eau en milieu urbain est largement inspirée des travaux de Lhomme (2006).

1.1.1 Circulation de l'eau dans le milieu urbain

L'urbanisation de l'espace par l'homme a complètement modifié le cycle de l'eau. Le cheminement de l'eau à partir de la précipitation peut être décrit schématiquement de la façon suivante (Figure 1.1) :

- L'eau précipitée tombe sur une surface imperméabilisée (toiture, trottoir, parking, etc.) ou non (espace vert, revêtement poreux, etc.) ;
- Le ruissellement se forme, et l'eau rejoint le caniveau, de façon directe ou en passant par une gouttière ;
- L'écoulement de l'eau dans le caniveau rencontre un avaloir et l'eau s'engouffre dans un regard d'accès au réseau d'assainissement (unitaire ou pluvial) ;
- L'eau s'écoule dans une conduite, l'écoulement peut être à surface libre ou en charge ;

- Suivant les agglomérations, l'eau pluviale peut être stockée dans un bassin de retenue, et/ou acheminée vers une station d'épuration, finalement l'eau est rejetée dans le milieu naturel.

Le réseau de drainage urbain (ou réseau d'assainissement) et le réseau de voirie constituent donc les principaux éléments du réseau hydrographique en milieu urbain. En plus des processus décrits précédemment, trois phénomènes supplémentaires peuvent se produire en période de crue :

- Une arrivée d'eau provenant des bassins situés en amont de la zone urbaine ;
- Le débordement d'un cours d'eau urbain ;
- Un blocage de l'eau au niveau de l'exutoire du réseau de drainage urbain à cause du niveau d'eau trop élevé dans le milieu récepteur (cours d'eau ou mer).

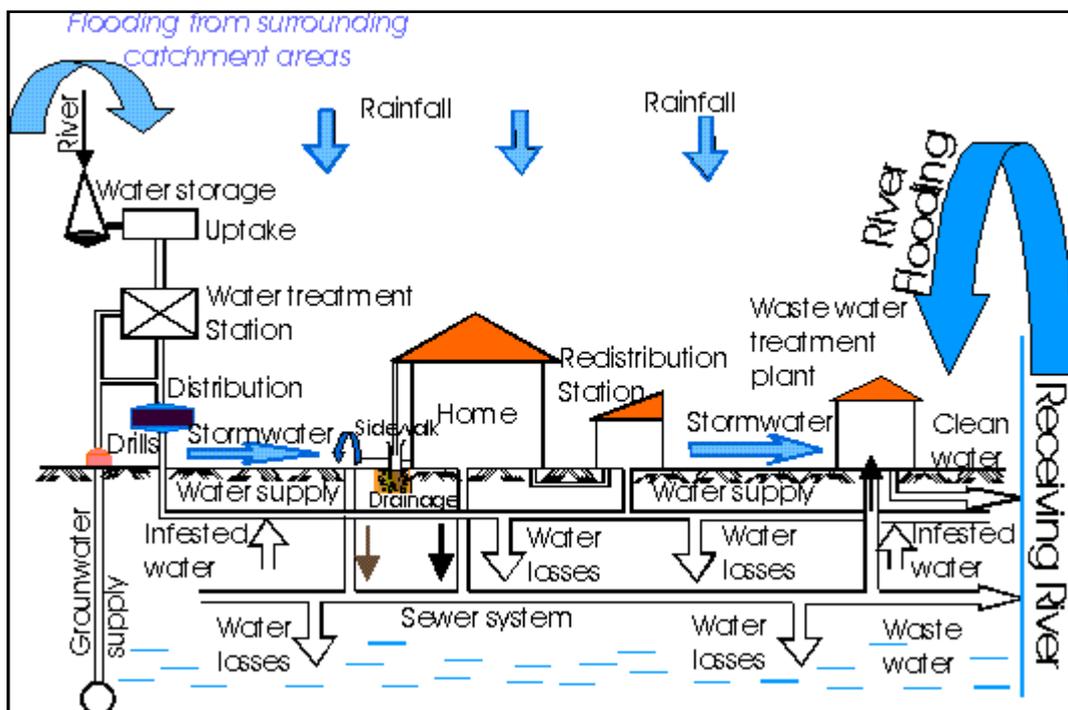


Figure 1.1 Schéma du cycle urbain de l'eau. Selon VICAIRE (Virtual campus in hydrology and water resources) [Http://hydram.epfl.ch/VICAIRE](http://hydram.epfl.ch/VICAIRE).

1.1.2 Spécificités des bassins versants urbains

La chaleur dégagée par les zones urbaines peut déstabiliser des masses d'air humides et favoriser l'apparition d'orages (Radojevic, 2002). De plus, les poussières urbaines émises par les activités de l'homme peuvent constituer des noyaux de condensation favorisant la formation de précipitations.

Les bassins versants urbains sont caractérisés par une forte proportion de surfaces imperméabilisées. Les volumes ruisselés sont donc beaucoup plus importants que dans un bassin versant naturel de mêmes caractéristiques géométriques. De plus, les systèmes de drainage des eaux pluviales ont longtemps été construits dans le but de transférer le plus vite possible l'eau pluviale à l'extérieur du milieu urbain (Bouvier, 1990). Les vitesses d'écoulement de l'eau en milieu urbain sont donc beaucoup plus grandes que dans les bassins versants naturels ou ruraux.

1.1.3 Vulnérabilité des zones urbaines

Les éléments présentés précédemment montrent que l'aléa est assez important dans les zones urbaines, principalement à cause des aménagements anthropiques, parfois également à cause de la topographie naturelle. D'autre part, les zones urbaines concentrent des populations importantes et des centres d'activités économiques. Beaucoup d'aménagements urbains ont été réalisés sans se préoccuper de l'aléa inondation. Avec le développement de l'assainissement, des pratiques d'endiguement et de reprofilage, les habitants des villes ont considéré que l'eau était parfaitement maîtrisée en milieu urbain. De plus, la mémoire collective est beaucoup moins forte en milieu urbain qu'en milieu rural. La vulnérabilité des zones urbaines est donc importante.

Le risque étant défini par la conjonction d'un aléa et d'une vulnérabilité, le risque d'inondation est élevé en milieu urbain.

En milieu urbain, les crues peuvent être classées, en fonction de leurs importances, en trois catégories :

- Crues de faible importance : Le ruissellement produit sur les surfaces contributives est entièrement dirigé vers le réseau de drainage. L'écoulement dans le réseau d'assainissement se fait à surface libre si le débit capable du réseau n'est pas dépassé, ou en charge sans que la ligne de charge ne dépasse la cote du sol. L'essentiel des volumes ruisselés sont invisibles pour les citoyens.
- Crues de moyenne importance : les débits générés par le ruissellement sont très proches du débit capable des conduites. Des mises en charge locales du réseau avec débordement en surface se produisent. De plus, l'écoulement dans le caniveau peut amasser au niveau des avaloirs des déchets. L'eau s'accumule au niveau des points bas. L'eau n'est plus maintenue dans le réseau de drainage mais les nuisances sont modérées (circulation ralentie ou détournée). Les dégâts matériels sont limités (inondations de caves ou de jardins)
- Crues de forte importance : les débits générés par le ruissellement s'ajoutent éventuellement aux débits provenant des bassins périurbains. Le rejet de l'eau dans le milieu naturel peut être perturbé et bloquer le fonctionnement du réseau de drainage urbain. La capacité du réseau de drainage est dépassée par les débits produits ou collectés par la zone urbaine. Les écoulements s'installent souvent à l'emplacement d'anciens cours d'eau recouverts ou détournés. Les points de débordement du réseau sont nombreux, les volumes débordés sont importants et un écoulement s'installe dans le réseau de voirie (figure 1.2). La combinaison de vitesses et de profondeurs importantes met en danger l'intégrité physique des personnes. La circulation des véhicules est entièrement bloquée, ces derniers peuvent même être emportés par l'écoulement (figure 1.2). Les dégâts causés aux infrastructures sont considérables : détérioration des chaussées (figure 1.3) et sous-sols urbains, dégâts sur les façades des bâtiments et sur les réseaux électriques et/ou de gaz, destruction par les objets entraînés par l'écoulement.



Figure 1.2 Inondation du 10/11/2001 à Alger.



Figure 1.3 Chaussées détériorées lors de la crue du 01/10/2008 à Ghardaïa.

1.2 GENERALITES SUR LA MODELISATION EN HYDROLOGIE

La modélisation du comportement hydrologique des bassins versants est incontournable dès lors qu'un intérêt est porté 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 (Gnouma, 2006). La modélisation hydrologique considérée dans cette étude a pour unique ambition la reproduction de la transformation pluie-débit au niveau d'un bassin versant urbain.

L'idée de transformer les pluies en débits par un modèle simulant la réalité d'un bassin versant est ancienne : au dix septième siècle, les physiciens français Edmé Mariotte et Pierre Perrault ont mesuré le débit de la seine à Paris (France) et la pluie tombant sur le bassin versant et ont réalisé qu'une pluie fournit suffisamment d'eau pour alimenter les cours d'eau (Makhlouf, 1994)

Un modèle est une représentation simplifiée, relativement abstraite, d'un processus et/ou d'un système, de certaines de leurs caractéristiques (non pas nécessairement toutes) (Cudennec, 2000), en vue de les décrire, de les expliquer ou de les prévoir (Marchandise, 2007). Cette représentation peut être mathématique ou physique (Musy et al., 1999). Dans le premier cas un modèle est un ensemble d'équations rendant compte de ce phénomène. Dans le

second, un modèle est une maquette reproduite à une échelle adéquate. Cette étude porte exclusivement sur une représentation mathématique des phénomènes et des systèmes étudiés.

Ainsi, les sciences hydrologiques font appel à deux niveaux de modélisation : la modélisation du processus physique et la modélisation de la géométrie du bassin versant (Musy et al., 1999).

Un modèle hydrologique est représenté par un ensemble de concepts hydrologiques, exprimés en langage mathématique et reliés entre eux dans des séquences temporelles et spatiales correspondant à celles observées dans la nature (Mathevet, 2005). Aussi, un modèle n'a pas pour but de serrer au plus près la réalité physique des phénomènes qui se déroulent dans un bassin versant, mais de constituer un outil efficace pour résoudre des problèmes pratiques (Edijatno, 1990).

Pour comprendre la notion d'un modèle hydrologique, il est indispensable de connaître l'ensemble des éléments qui le composent. Il est distingué des lois, une structure et quatre types de variables qui peuvent exister en totalité ou en partie dans chaque modèle :

- Les lois : ce sont les principes de base utilisés pour construire les équations relatives à l'image du système (Cudennec, 2000).
- La structure : elle est constituée du nombre, du type et de la nature des éléments constitutifs et de leur interaction. Elle est la formalisation de la structure du système réel telle qu'elle a été identifiée (Cudennec, 2000).
- Variables d'entrées ou de forçage : le modèle fait appel à ces variables qui dépendent du temps et/ou de l'espace (Chroniques de pluie, d'ETP et/ou température, caractéristiques physiques et hydrodynamiques du milieu, etc.)
- Variable de sortie : le modèle répond par un ensemble de variables (débits simulés, flux ou concentration en polluants, etc.)
- Variables d'état : ce sont les variables internes au système, elles permettent de caractériser l'état du système modélisé et peuvent évoluer en fonction du temps (niveau de remplissage des réservoirs d'eau d'un bassin versant, taux de saturation des sols, profondeurs des sols, pentes, etc.)
- Paramètres de calage : en plus des variables, la modélisation fait intervenir des variables dont la valeur doit être déterminée par calage. Ils peuvent avoir une pseudo-signification physique ou pas, ils servent à adapter la paramétrisation des lois régissant le fonctionnement du modèle, au bassin versant étudié. (Mathevet, 2005 ; Boudhraa, 2007)

1.3 CLASSIFICATION DES MODELES

Il existe dans la littérature d'innombrables essais de classification des modèles utilisés dans les sciences hydrologiques. De manière générale, la typologie des modèles hydrologiques vise à classer les différents types de modèles disponibles selon quelques critères comme :

- La philosophie de développement ou représentation du processus ;

- La représentation du BV (bassin versant) ;
- Le pas de temps de simulation ;
- Le mode de fonctionnement.

Cette classification n'a pas la prétention d'être exhaustive ou finie. Bien qu'étant académique, elle prétend permettre, (i) de se situer dans les différentes approches et terminologies de la modélisation, (ii) aider à mieux comprendre les choix effectués par le modélisateur, (iii) et enfin à orienter la collecte des données.

1.3.1 Philosophie de développement

Les approches généralement utilisées en modélisation pluie débit sont les suivantes :

- *Modèle déterministe* : un modèle est dit déterministe si aucune de ses grandeurs n'est considérée comme aléatoire (Maftai, 2002, in Henine, 2005). Un tel modèle associe à chaque jeu de variables d'entrée, de variables d'état et de paramètres une valeur déterminée ou déterminable, réalisation unique des variables de sortie (Le Clerc, 2004). La majorité des modèles hydrologiques sont déterministes (Gnouma, 2006).
- *Modèle stochastique* : Au moins une des variables d'entrée (de forçage), des variables d'état ou des paramètres est une variable aléatoire. Par voie de conséquence, la ou les variables de sortie sont des variables aléatoires (Le Clerc, 2004), aux quelles sont associées des fonctions de distribution de probabilités (Makhlouf, 1994).
- *Modèle mécaniste ou à base physique* : modèle basé uniquement sur les équations de la physique (Barré de St-Venant, Boussinesq, etc.) et décrivant les mécanismes internes du système. Ne comportant idéalement aucuns paramètres (Le Clerc, 2004 ; Maison 2000, in Henine, 2005). Modèle de connaissance, modèle théorique, modèle descriptif, modèle boîte blanche (Makhlouf, 1994).
- *Modèle paramétrique* : modèle incluant des paramètres dont la valeur doit être estimée par calage (Le Clerc, 2004).
- *Modèle analytique* : modèle pour lequel les relations entre les variables d'entrée et les variables de sortie ont été établies par analyse de séries de données mesurées (Boudhraa, 2007).
- *Modèle empirique* : Le type de fonction reliant les variables est fixé a priori (fonctions polynomiales, fonctions sigmoïdes) (Le Clerc, 2004 ; Henine, 2005). Le niveau de complexité (nombre de fonction, ordre du polynôme) étant fixé, le calage consiste alors à déterminer la combinaison de fonctions s'ajustant au mieux aux données mesurées (Le Clerc, 2004 ; Henine, 2005). Modèle de comportement, modèle boîte-noire, modèle entrées-sorties, ces modèles ne font pas référence aux processus internes du système en se contentant d'établir des relations entre variables d'entrée et de sortie (Makhlouf, 1994).
- *Modèle conceptuel* : modèle dans lequel le fonctionnement du bassin versant est représenté par analogies : concepts. L'analogie la plus souvent utilisée pour représenter le fonctionnement d'un BV, des sols et des nappes est celle du réservoir

(Le Clerc, 2005). Ce modèle intègre des facteurs complexes en essayant de décrire le concept physique du comportement du système par une représentation plus simple (Makhlouf, 1994). Modèle systémique, modèle boîte-grise, modèle synthétique.

Il est à signaler que certains auteurs (Makhlouf, 1994) définissent les modèles analytiques comme étant empiriques et les modèles paramétriques comme étant conceptuels. Bien souvent il n'est pas possible de dire que tel modèle appartient à telle classe, la réalité étant que les différentes philosophies de développement, susmentionnées, ne sont pas exemptes de chevauchements.

1.3.2 Représentation des BV

En modélisation hydrologique la représentation géométrique du bassin versant se fait suivant deux approches, (i) une modélisation globale et (ii) une modélisation détaillée avec différents niveaux de finesse.

Dans un modèle global (*lumped model*), le bassin versant est considéré comme une seule entité homogène, représenté par des paramètres moyens ou équivalents tenant compte de façon indirecte des hétérogénéités spatiales (Le Lay, 2006).

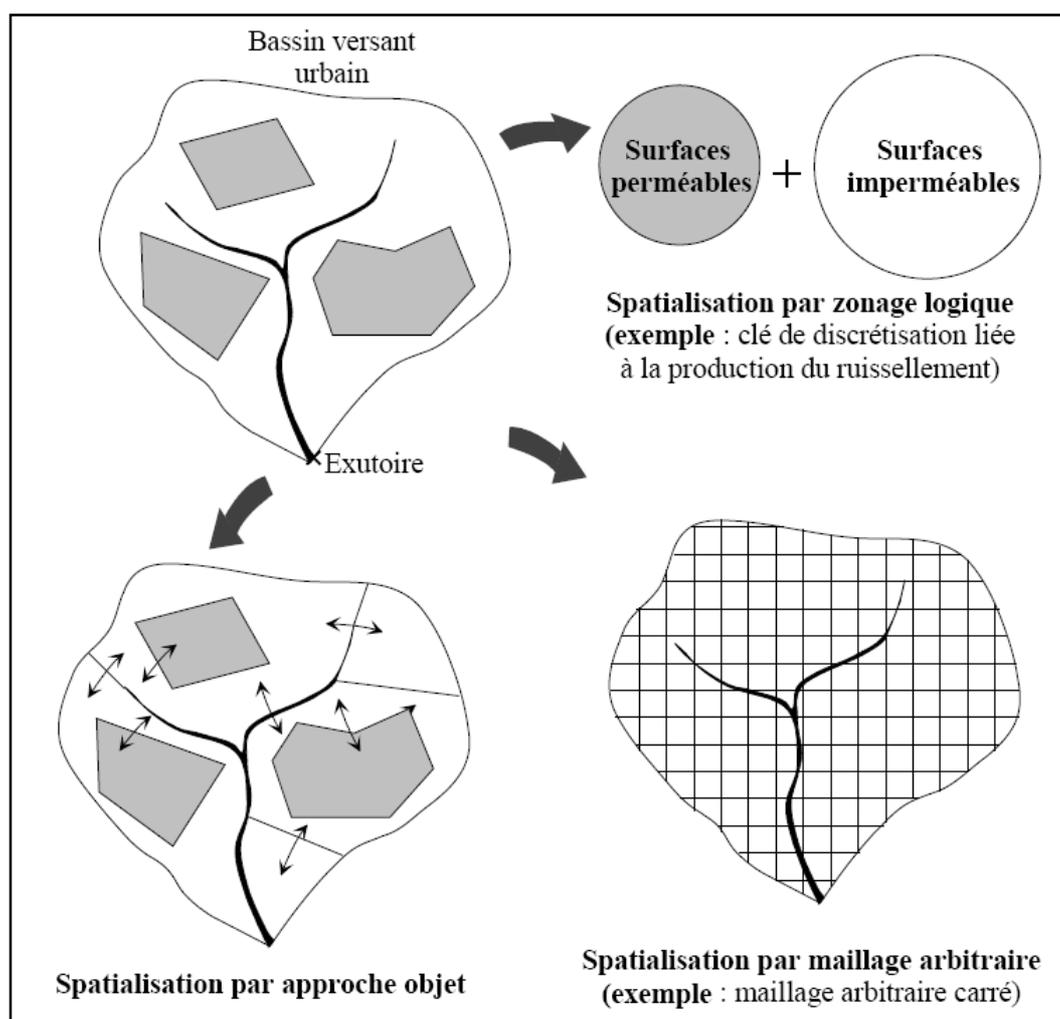


Figure 1.4 Exemples de spatialisations possibles pour la description de l'hétérogénéité des caractéristiques d'un bassin versant (Hingray, 1999).

La représentation spatiale du milieu étudié (bassin versant) peut avoir différents degrés de finesse (Figure 4.1). En effet, (i) le paramètre clé choisi pour le découpage du bassin versant peut être lié essentiellement à la production du ruissellement. Ainsi, différentes surfaces contributives au ruissellement peuvent être distinguées et regroupées par type (perméables, imperméables, etc.). C'est la spatialisation par zonage ou regroupement logique. Ce genre de spatialisation peut aussi être lié au transfert de l'eau à travers le bassin versant, l'exemple typique étant la méthode de l'hydrogramme synthétique de Larrieu (Larrieu, 1958 ; CERTU, 2003 ; Touaibia, 2004 ; Bertrand-Krajewski, 2006), où le bassin versant est découpé en isochrones.

La spatialisation peut aussi se faire (ii) par maillage carré, triangulaire réguliers ou irréguliers, tubes de courant, etc. L'avantage de ces modèles est de pouvoir simuler l'évolution des variables internes du modèle au niveau de chaque maille à qui sont affectées des caractéristiques physiographiques (nature et usage du sol, pente et direction de l'écoulement, etc.) (Hingray, 1999).

L'approche objet (iii) est basée sur l'identification des différents objets qui composent un système réel donné. La modélisation du système consiste à établir, en plus des modèles de comportement spécifiques à chaque objet, les types de relations entre ces différents objets. En milieu urbain, un découpage simple et classique du bassin versant peut s'effectuer à l'aide de deux types d'objets hydrologiques : les éléments producteurs de ruissellement (surfaces imperméabilisées reliées au réseau (toitures, parkings, ...), sous-bassins versants suivant l'échelle de description du milieu et les tronçons du réseau de drainage artificiels ou naturels (réseau filaire) (Abdenego et al. 1989 et Djokic et al., 1991, in : Hingray, 1999). Cette représentation du bassin versant est aussi dite semi-distribuée.

1.3.3 Pas de temps de simulation

Il existe différentes échelles de simulation en hydrologie : pluri annuelle, annuelle, saisonnière, mensuelle, journalière, horaire. La modélisation en milieu urbain se fait exclusivement au pas de temps horaire, voire de la minute. En effet, l'adoption d'une autre échelle temporelle n'aurait aucun sens.

1.3.4 Mode de fonctionnement

Selon les objectifs recherchés à travers la modélisation, le comportement du bassin versant 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. Ainsi, il est distingué les modèles événementiels et les modèles continus.

Les modèles événementiels visent à reproduire la réponse du bassin en termes de débits lors d'un épisode pluvieux. Ce genre de modèle, qui n'est activé qu'au moment des pluies, nécessite de pouvoir préciser l'état initial du bassin en fonction des conditions climatiques antécédentes.

Les modèles continus permettent, quant à eux, de suivre l'évolution des variables d'état et/ou de sortie à plus long terme (Payraudeau, 2002, in Gnouma, 2006). Dès lors, certains processus ne peuvent plus être négligés dans les modèles continus en particulier l'évaporation et l'évapotranspiration. Ces modèles nécessitent donc des variables de conditions aux limites (les pluies, la température, le rayonnement solaire, le vent, les taux de saturation des sols, etc.)

supplémentaires par rapport aux modèles événementiels pour expliquer l'évolution des stocks d'eau sur le bassin versant pour une ou plusieurs années hydrologiques (Gnouma, 2006).

1.4 MODELISATION EN MILIEU URBAIN: OBJET, NECESSITE ET ENJEUX

1.4.1 Objet de la modélisation en milieu urbain

Afin de caractériser le ruissellement pluvial urbain ou éventuellement des inondations consécutives à des défaillances du réseau de drainage, les modèles doivent traiter de phénomènes et de milieux différents qui concernent :

- La distribution des pluies dans le temps et dans l'espace : c'est la composante stochastique de la modélisation, qui traite de la probabilité d'occurrence d'une lame d'eau ou d'un champ de pluies sur une superficie donnée.
- La transformation de la pluie en débit, à l'échelle du bassin ou du sous-bassin : c'est la composante hydrologique de la modélisation, qui implique de traiter de la production et du transfert de l'écoulement dans un milieu hétérogène, à géométrie irrégulière.
- La propagation des flux dans le réseau ou dans les ouvrages « spéciaux » (bassins de retenue, siphons, déversoirs d'orage...) : c'est la composante hydraulique de la modélisation, qui traite de la propagation des écoulements dans un milieu relativement homogène à géométrie régulière.
- Le devenir des débordements en cas de saturation ou de défaillance des ouvrages, et les inondations qui en résultent : c'est la composante qui assure la lisibilité de l'aléa et de son impact sur le milieu urbain (Figure 1.5) (Hingray, 1999).

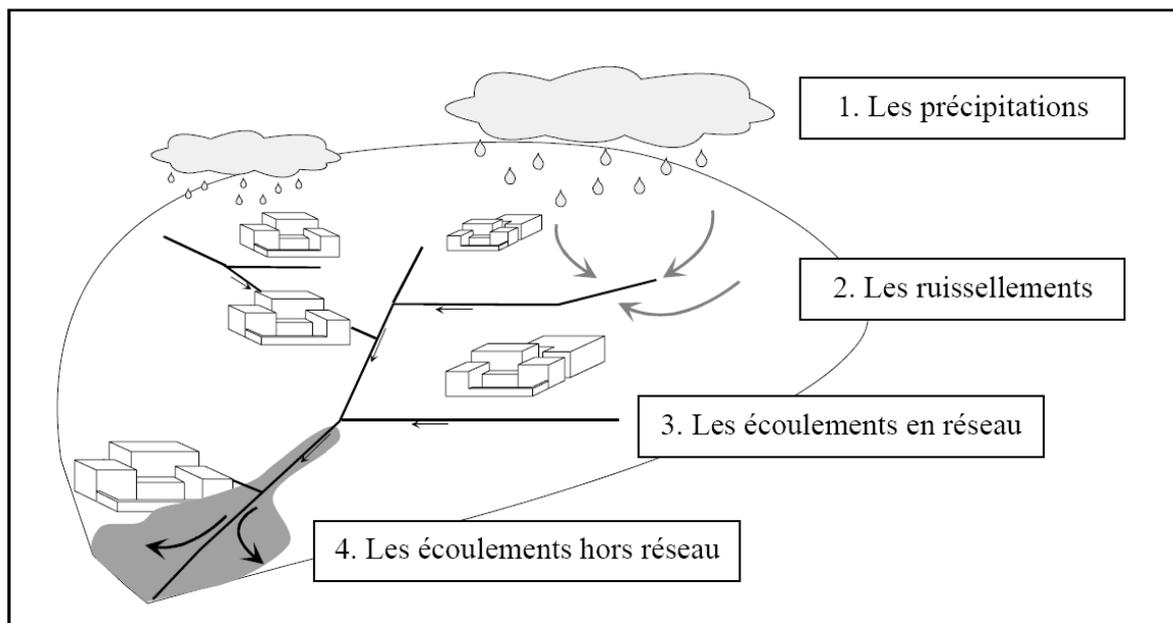


Figure 1.5 Les différents phénomènes à modéliser pour caractériser le risque pluvial en milieu urbain (Hingray, 1999).

1.4.2 Nécessité et enjeux

S'il existe de nombreuses raisons pour chercher à modéliser le fonctionnement hydrologique d'un bassin versant, la principale réside probablement dans les mesures limitées mises à dispositions pour comprendre les systèmes.

Dans le contexte de la modélisation des flux en zone urbaine, l'objectif principal d'une étude concerne généralement la détermination des débits et des volumes (souvent l'évolution temporelle des débits, représentée sous la forme d'hydrogrammes) (CERTU, 2003).

Selon Le Clerc (2004) il est distingué trois types d'utilisation de la modélisation en hydrologie :

- La modélisation comme outil de recherche. Suite à l'interprétation des données mesurées, différents scénarii de fonctionnement hydrologique des bassins versants peuvent être avancés et confrontés aux mesures.
- La modalisation comme outil de prévision : anticipation des évolutions futures du débit dans un système hydrologique. Il s'agit de l'utilisation opérationnelle la plus courante des modèles hydrologiques. Dans la plupart des cas, ils font appel à la connaissance de processus hydrologiques.
- La modélisation comme outil de reconstitution des séries de débits plausibles. Dans certains cas, comme par exemple la délimitation des zones inondables dans les plans de préventions du risque d'inondation, il est nécessaire de proposer des scénarios de crues de période de retour nettement supérieure à la durée d'observation des débits sur le site étudié.

1.5 MODELE : IDENTIFICATION, CHOIX DES PARAMETRES, ELABORATION, CALAGE ET EVALUATION

La recherche d'un modèle représentant le fonctionnement d'un système est généralement connue sous la définition de problèmes d'identification (Uhlenbrook et al., 1999).

Le modèle choisi doit avoir un certain nombre de qualités. Selon Michel (1989, in Cudennec, 2000) plusieurs qualités peuvent être attendues d'un modèle, selon l'utilisation qui doit en être faite :

- La précision : qualité fondamentale.
- La robustesse : la précision reste valable dans des conditions extrêmes.
- La généralité : le modèle reste valable pour tous les types d'extrêmes.
- L'universalité : le modèle peut être transposé à des cas différents d'un même type de système.
- L'adaptabilité : le modèle peut être corrigé pour tenir compte de nouvelles informations sur le système modélisé.

Cependant, il est important de signaler que les modèles ne respectent en général que quelques unes de ces qualités (Cudennec, 2000).

L'élaboration d'un modèle hydrologique comporte certaines étapes essentielles (Cudennec, 2000 ; Le Lay, 2006 ; Boudhraa, 2007) :

- La définition de la vocation du modèle et de ses objectifs de qualité, en particulier de précision. Ainsi, il est possible de définir une stratégie de modélisation, en fonction de la problématique, qui déterminera tous les choix à faire dans les étapes suivantes.
- L'identification : elle doit permettre la définition et la caractérisation du système, de ses frontières, de sa structure, et de la perception via le réseau d'observation ; la définition de l'évènement ; l'analyse des lois ; la définition des variables et des paramètres. Elle passe également par l'émission d'hypothèses, parfois simplificatrices, et par le choix des échelles de temps et d'espaces caractéristiques, déterminant les processus à considérer. Il s'agit de l'étape de conceptualisation au sens strict du terme qui aboutit au jeu d'équations analytiques et à la paramétrisation.

Deux méthodes, ainsi que leur combinaison, sont disponibles pour l'identification (Llamas, 1993) : la méthode inductive qui s'appuie sur l'observation de la réalité puis sur son interprétation physique pour élaborer le modèle ; et la méthode déductive qui part d'un modèle théorique a priori, avant de vérifier que l'observation expérimentale le confirme. Cette étape d'identification est alors sensible au jeu de données disponibles pour appréhender la réalité et nécessite donc une préparation minutieuse du jeu de données.

- L'éventuelle programmation informatique (l'élaboration), qui aboutit au modèle procédural, doit être suivie de la vérification du logiciel lui-même.
- Le calage (Llamas, 1993), ou calibration, ou apprentissage, est l'éventuelle phase d'estimation numérique des paramètres non mesurables, par étude statistique d'un jeu de données réelles, observées pendant une période de référence dont le choix est primordial. Plusieurs critères d'adéquation, ou fonctions d'objectifs, peuvent être utilisés pour le calage de modèles, généralement du type moindres carrés ou maximum de vraisemblance, et la mise en œuvre pratique du calage peut être manuelle, automatique ou statistique. Mais dans tous les cas, l'esprit critique est de mise, au moment de l'analyse de l'échantillon de données, en particuliers vis-à-vis des erreurs expérimentales ; ainsi que de l'étude de sensibilité du modèle aux variations de ses paramètres.

La non-linéarité du modèle ainsi que la sous-détermination du système rendent difficiles cette étape de calage. Il en résulte que plusieurs jeux de paramètres peuvent être estimés. Enfin, il faut être conscient que le calage n'apprend rien sur le processus mis en jeu, mais joue le rôle évident d'estimation des paramètres et celui moins explicite, de compensation sur ces seuls paramètres de toutes les erreurs inhérentes au modèle et aux données.

- La validation, ou l'évaluation : c'est la vérification des qualités du modèle. Elle s'appuie généralement sur la comparaison entre la réponse simulée par le modèle à une sollicitation expérimentale et la réponse réelle, à partir d'un jeu de données différent de celui qui a servi au calage. Mais la validation n'est pas forcément limitée à cette confrontation numérique et peut être plus conceptuelle.

- La définition du domaine de validité et des conditions aux limites du modèle d'une part et de son champ d'application privilégié d'autre part.

1.6 APPROCHE DE LA MODELISATION EN HYDROLOGIE URBAINE

Un certain nombre d'études proposant des méthodes de simulations du ruissellement pluvial en milieu urbain peuvent être identifiées dans la littérature. L'objectif recherché par les auteurs peut varier de la détermination simple du risque en fonction des statistiques de pluie locales à l'effet de l'urbanisation sur la vulnérabilité face aux inondations, en passant par l'établissement de cartes d'alerte ou d'évacuation, l'aménagement urbain destiné à réduire les risques, etc. En fonction des objectifs des auteurs et des types de ruissellement pluvial à représenter, les méthodes sont très variables et deux approches semblent se détacher (Mignot, 2005) :

Une approche dite hydrologique destinée à prédire l'évolution des débits s'écoulant dans le réseau de drainage urbain.

Une approche dite hydraulique destinée à prédire les écoulements ayant lieu dans la ville lors de la crue ou de l'inondation, à la fois au sein du réseau d'assainissement, dans les rivières urbaines, dans les rues et carrefours, au sein des îlots, etc.

1.6.1 Approches hydrologiques

Une étude hydrologique a pour objectif de calculer un hydrogramme (évolution du débit d'eau en fonction du temps) en un point particulier d'un cours d'eau appelé exutoire suite à un événement de pluie donnée sur le bassin versant correspondant. En milieu urbain, l'exutoire est généralement situé au sein du réseau de drainage urbain et l'obtention de l'hydrogramme en ce point permet de vérifier si le dépassement de la capacité d'évacuation et donc le débordement ont lieu pour une pluie considérée. Ces études utilisent deux types de données d'entrées : d'une part, les caractéristiques du bassin versant urbain tels les limites des parcelles, la fraction de surfaces imperméables (coefficient d'imperméabilisation et d'aptitude au ruissellement), les coefficients d'infiltration, les pentes des rues, la localisation des avaloirs, les coefficients de frottement des rues et du réseau, etc. Et d'autre part, les caractéristiques des pluies susceptibles de se produire sur le bassin. Les processus représentés sont généralement une transformation pluie-débit sur les parcelles et les rues, l'infiltration de l'eau dans les zones perméables, le ruissellement depuis la parcelle vers la rue, puis au sein des rues vers les avaloirs et enfin au sein du réseau jusqu'à l'exutoire. Les approches peuvent être relativement conceptuelles, en considérant des sous-bassins versant homogènes ou plus mécanistes en calculant l'hydrogramme à l'exutoire résultant de la contribution de chaque parcelle indépendamment. La principale limite de ces modèles est qu'ils ne permettent pas de prédire les caractéristiques de l'écoulement (hauteur d'eau, vitesse) dans les différentes zones du milieu urbain (Mignot, 2005)

1.6.2 Approches hydrauliques

L'objectif d'une étude hydraulique est de déterminer les caractéristiques des écoulements à tout instant et en tout point d'un domaine étudié en fonction des apports d'eau. En milieu urbain, les objectifs des études dépendent fortement des événements à représenter.

Pour des évènements de pluie faible ou moyenne, l'objectif est généralement de simuler les écoulements au sein du réseau de drainage afin d'y calculer les débits, les vitesses et les hauteurs d'eau, et dans le cas échéant de déterminer le lieu et l'ampleur du débordement. A l'opposé, en cas de fortes pluies où des inondations apparaissent et où une partie de l'eau s'écoule dans les rues, les études hydrauliques cherchent à caractériser le risque associé à ce ruissellement de surface, et ne peuvent se limiter à considérer un écoulement exclusivement souterrain. Dans ces configurations, la modélisation a en général pour but de représenter la dynamique de l'évènement, c'est-à-dire de calculer les niveaux et vitesses d'eau à tout instant, de suivre l'avancée du front et la dimension de la zone inondée et parfois de déterminer les hauteurs et vitesses maximales au cours d'un évènement.

Bien que les modèles hydrauliques soient largement employés pour simuler les écoulements dans des zones naturelles (rivières, plaines d'inondation, etc.), leurs applications dans les zones urbaines n'est pas encore très répandue. En effet, les principales difficultés pour mettre en œuvre de tels modèles en milieu urbain sont :

- La complexité de la zone urbaine à représenter topographiquement, du fait du grand nombre de structures complexes (caves, bâtis, jardins, muret, etc.), d'obstacles, etc.
- Les mécanismes d'écoulement complexes qui ont lieu (débordement de réseaux et introduction de l'eau dans les avaloirs, intrusion dans les bâtiments, charriage de véhicules, etc.) (Mignot, 2005)

1.7 QUELQUES EXEMPLES D'APPLICATION DE LA MODLISATION PLUIE DEBIT EN MILIEU URBAIN

Il existe, dans la littérature, de nombreux modèles hydrologiques de bassins versants urbains ayant chacun leur spécificités et leur domaine d'application. Une fois un modèle choisi, il faut évaluer sa capacité à représenter la réalité. Dans ce paragraphe, il est présenté différentes applications de modélisation hydrologique et/ou hydraulique du ruissellement pluvial en milieu urbain.

Bouvier et al (1990) dans leur analyse du ruissellement pluvial urbain en Afrique de l'Ouest ont adopté une modélisation, de la relation pluie débit, accordant aux surfaces non revêtus un rôle prépondérant. Le modèle conceptuel (à réservoir linéaire) ainsi mis au point est capable de faire des reconstitutions complètes des hydrogrammes de crue en vue de leur utilisation dans des bassins non jaugés. Les auteurs ont considérés trois surfaces contributives au ruissellement et deux types de pertes à l'écoulement (pertes initiales et pertes continues proportionnelles à l'intensité de l'averse). Les paramètres de production ont été obtenus sur la base d'expérimentation et tenant compte de l'état d'humidité du sol.

Hingray et al (2000) se sont intéressés à l'aspect final du ruissellement pluvial urbain, à savoir l'inondation de zones urbaines à la suite d'évènements pluvieux extrêmes. Les auteurs ont cherché à déterminer le comportement du bâti Africain (Ouagadougou, Burkina Faso) vis-à-vis des écoulements en situation inondante, et des lois de stockage et de vidange pouvant être définies à différentes échelles représentatives de l'habitat. Ils ont défini un indicateur équivalent à une densité d'ouverture et caractéristique de la pénétrabilité du bâti.

Ainsi, ils ont pu caractériser la hauteur de la lame inondante à travers sa propagation dans le milieu et généraliser leurs résultats à différentes structures urbaines.

Mark et al. (2004) ont simulé les inondations en milieu urbain (Dhaka city, Bangladesh) en appliquant un modèle hydrodynamique (mécaniste) uni dimensionnel, incorporant l'interaction du ruissellement entre réseau de drainage souterrain, la voirie, et les zones inondées (eau stagnante). La mise en œuvre d'une telle modélisation est très attrayante. Toutefois, elle nécessite une quantité remarquable de données qui ne sont pas toujours disponibles. En effet, les auteurs avaient à disposition un modèle numérique de terrain (MNT) haute résolution permettant une analyse spatialisée. La géométrie du réseau de drainage urbain était parfaitement connue, l'ensemble des ouvrages d'engouffrement étaient localisés et le réseau de voirie bien défini (pente, rugosité, etc.).

En considérant le même concept de drainage double (interaction ruissellement de surface et souterrain) que Mark et al. (2004). Schmitt et al. (2004) ont analysé les inondations urbaines en utilisant un modèle moins sophistiqué que Mark et al. (2004), qui combine entre approche hydrologique pour simuler le ruissellement de surface et approche hydraulique pour le réseau de drainage urbain. Toutefois, l'application de tels modèles reste toujours subordonnée aux données disponibles.

Mignot et al. (2006), ont simulé le ruissellement urbain, induit par un épisode pluvieux historique majeur, dans une des localités de la ville de Nîmes (France). Pour mettre en œuvre leur modélisation, ils ont résolu un code de calcul résolvant les équations 2D pour de faibles hauteurs, suivant un schéma explicite du 2^{ème} ordre. Cette modélisation n'a été possible qu'au prix d'une description extrêmement détaillée de la voiries, des intersections et des zones résidentielles imperméables.

CONCLUSION

La modélisation hydrologique à adopter en milieu urbain dépend des objectifs fixés, qui sont très variés : prévision en temps réel des évènements hydrologiques, simulations des systèmes existants ou projetés, etc. Une fois ces objectifs définis, il s'agit d'identifier les moyens permettant de les atteindre, c'est-à-dire le type de modélisation à mettre en œuvre. Ensuite, il faut s'assurer de l'applicabilité du type de modélisation choisi. En effet, certaines modélisations nécessitent une quantité remarquable de données qui représentent les variables d'entrées du modèle, ses paramètres de calage ou encore les variables caractérisant le système, etc., et qui ne sont pas toujours disponibles. Ainsi, la modélisation hydrologique retenue est subordonnée à la disponibilité ou l'existence des données à utiliser. A performance égale, la meilleure modélisation hydrologique étant celle nécessitant un minimum de données, et la plus grande simplicité de mise en œuvre.

Au regard de la complexité des différents processus engagés dans la modélisation de la relation pluie-débit en milieu urbain, il n'est pas concevable d'analyser l'ensemble de ces quatre processus, à savoir la modélisation (i) de la pluie, (ii) de la transformation pluie-débit, (iii) de l'évolution des flux (débits, vitesses et hauteurs d'eau) dans le réseau (iv) et en surface en cas de débordement, dans le cadre de cette étude. Ainsi, l'objet de cette étude est uniquement orienté sur les deux premiers processus de la modalisation en milieu urbain. En effet, au travers de cette étude bibliographique, il est ressorti que la représentation de la pluie est en quelque sorte marginalisée dans le cadre de la modélisation pluie-débit en milieu urbain. Dans le sens où l'intérêt est plus porté sur la production et le transfert des débits que sur le phénomène les induisant (la pluie). De ce fait, et dans le but d'une meilleure représentation de l'aléa pluvial, une analyse approfondie des évènements pluvieux extrêmes est menée au chapitre 3. Quant à la transformation pluie-débit, elle est analysée, au chapitre 4, suivant une approche hydrologique visant à déterminer les hydrogrammes de débits aux exutoires du milieu étudié.

Chapitre 2

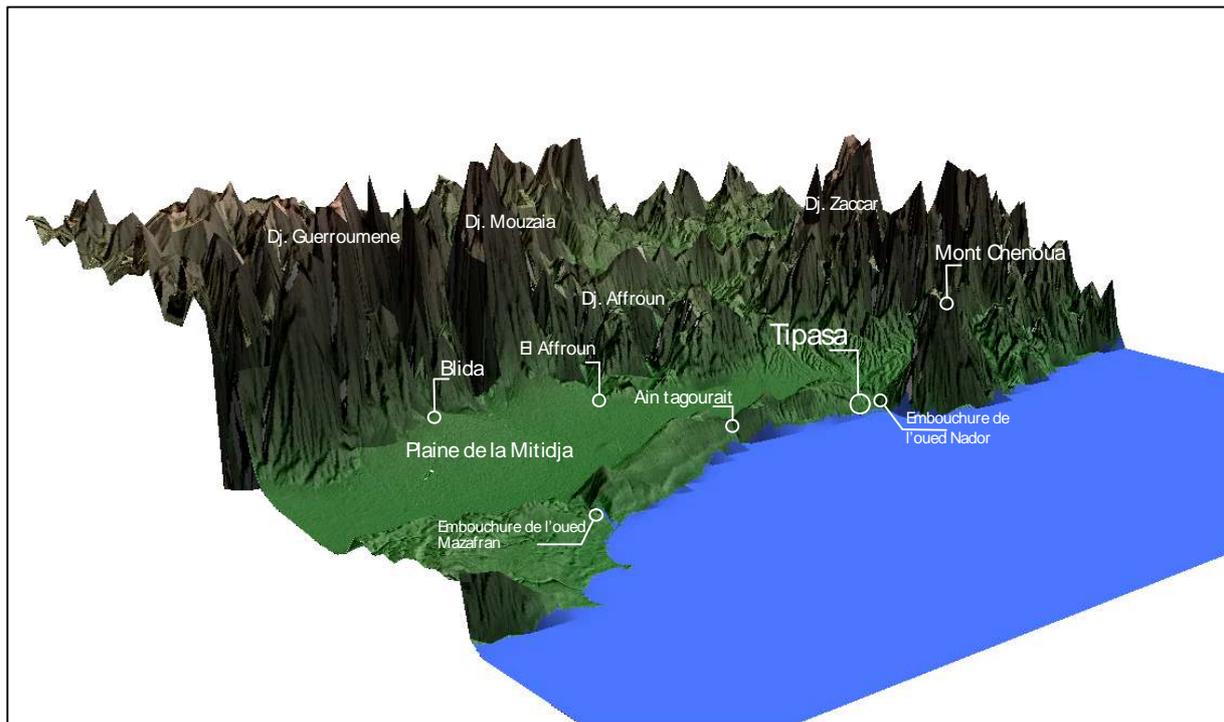


Figure 2.1 Situation géographique de la zone d'étude (vue en 3D, SRTM 3 (Jarvis et al., 2008)).

La ville de Tipasa est bordée d'Ouest en Est par les méridiens 2,43°E et 2,48°E, et du Sud au Nord par les parallèles 36,58°N et 36,60°N. L'altitude moyenne de la zone d'étude est de 112m. Administrativement parlant la ville de Tipasa s'étend sur une seule commune (66km²), elle est le chef lieu de la wilaya du même nom située à 68km à l'Ouest d'Alger. Au Nord elle est limitée par la mer Méditerranée, à l'Ouest par les communes de Cherchell et Nador, à l'Est par la commune d'Ain Tagourait et au sud par Hadjout et Sidi Rached (Fig. A1, Annexe A).

2.2 TIPASA : NAISSANCE, EVOLUTION HISTORIQUE ET DEVELOPPEMENT URBAIN

2.2.1 Visite historique de Tipasa

Tipasa a été fondée au V^{ème} siècle av. J-C, en bord de mer en contre bas d'une colline, par les phéniciens, qui en firent un comptoir.

Après la chute de Carthage au II^{ème} siècle av. J-C la ville de Tipasa fut intégrée dans le noyau des royaumes Maurétaniens dont Iol (Cherchell) fût désignée comme l'une des capitales du roi Maure « Bocchus ».

A ce dernier succède « Juba II » qui fit d'Iol (devenue depuis Caesarea) et de Tipasa, l'une des plus grandioses cités de la Méditerranée comme l'attestent les nombreuses ruines archéologiques bien conservées jusqu'à nos jours.

En 39 ap. J-C le royaume Maure fut annexé à l'empire romain. Caesarea devient alors la capitale d'une province dont faisait partie Tipasa. Entre 145 et 150 ap. J-C l'empereur romain Hadrien éleva Tipasa au rang de colonie honoraire « Colonia Aelia Tipasensis ». Et elle reçut toutes les prérogatives de la citoyenneté romaine. C'est à cette époque qu'une muraille, d'environ 2000mètres de long (Fig. A.2, annexe A), encerclant Tipasa fût construite. Aujourd'hui encore visible au niveau des parcs archéologiques, classés patrimoine culturel mondial de l'UNESCO en 1982.

Les habitations à cette époque bien que situées en bord de mer, se trouvaient dans des zones relativement élevées et assez éloignées des principaux cours d'eau qui traversent la ville actuelle. Le mur d'enceinte Ouest longeait l'oued Merzoug, et de même pour le mur Est, qui lui aussi longeait un cours qui depuis a été canalisé et dévié de son parcours originel (voir section 5)

En 430 ap. J-C, la ville fût assiégée par les vandales, et tomba à leur merci. La moitié des habitants de la cité s'enfuirent en Espagne.

A la fin du VI^{ème} siècle et au début du VII^{ème} siècle, à la chute des vandales, succéda l'empire Byzantin et Byzance fit de Caesarea le chef lieu d'une province (dont faisait partie Tipasa) et le siège d'un commandement militaire.

Le déclin de la domination Byzantine et l'arrivée des arabes restent ignorés. Toutefois avec l'arrivée des andalous au XIII^{ème} siècle, la région redevint le centre d'une importante activité humaine et passa aussitôt sous le contrôle des Ottomans.

Après l'invasion française de 1830, la région Ouest de la wilaya de Tipasa resta rattachée à l'état de l'Emir Abdelkader jusqu'à 1840. (DPAT, 2007)

2.2.2 Urbanisation et organisation spatiale de la ville

2.2.2.1 Urbanisation et démographie

Depuis sa fondation au V^{ème} siècle av. J-C par les phéniciens, jusqu'à la colonisation française qui pris fin en 1962, la ville de Tipasa s'est à peine étendue au-delà de l'enceinte édifiée par les romains et correspondant au village moderne français (Fig. A.2, annexe A), mis à part quelques habitations individuelles parsemées sur toute la zone d'étude (habitat des agriculteurs) et un hameau situé sur les hauteurs de la colline surplombant le village moderne (habitat des indigènes sous la colonisation française).

Jusqu'en 1985, date à laquelle la ville devint chef lieu de wilaya, Tipasa n'a pas connu un grand développement urbain, mis à part la construction de complexes touristiques à l'Est et à l'Ouest de la ville au milieu des années 70.

A partir de cette date (1985), la ville a connu un développement urbain fulgurant, s'étendant dans toutes les directions par rapport à l'ancienne ville, engrangeant au passage plusieurs terrains agricoles. Le tissu urbain est passé d'une superficie d'une soixantaine d'hectares (1962) à plus de 332hectares (2009), et suivant les plans de développement urbain elle sera étendue à court terme à plus de 50% de sa superficie actuelle (Fig. 2.2). Ce développement s'est fait assez souvent d'une manière anarchique sans tenir compte de l'effet d'une telle urbanisation sur les régimes d'écoulement en temps de pluie. Mais actuellement, cette tendance tend à s'inverser et les extensions prévues à court terme ont été faites suivant des PDAU (plans d'aménagement et de développement urbain) qui intègrent les changements d'occupations de sols dans la projection de systèmes d'évacuation des eaux pluviales.

Le village français en bord de mer, ne constitue aujourd'hui plus qu'une seule entité avec le hameau indigène de la période coloniale. En effet, le versant nord de la colline surplombant l'ancien village français, et séparant les deux habitats, a été complètement urbanisé, et d'ailleurs ce fut la première zone d'extension de la ville. Aujourd'hui même le versant sud, bien que plus petit de par sa superficie et limité par l'oued Merzoug, qui passe derrière la colline, est urbanisé. Bien qu'ayant le statut de ville touristique depuis les années soixante dix, la région a gardé sa vocation agricole. La ville est bordée par des EAC (exploitations agricoles collectives). Et bien évidemment dans sa course à l'urbanisation, l'extension Est et Ouest de la ville s'est faite au détriment de ces dernières. Autour des anciennes habitations d'agriculteurs parsemées sur toute l'étendue du milieu étudié, se sont développées des zones d'habitations éparées d'une dizaine à quelques centaines de maisons.

Lors du recensement de 1998, la commune de Tipasa accueillait 21915 habitants, et l'agglomération chef lieu (ville de Tipasa) accueillait 15969 habitants soit 72% de la population résidente permanente (DPAT, 2006). Avec un taux d'accroissement de 2,3%, la ville de Tipasa compte actuellement (2009) 17096 habitants. Ce chiffre peut paraître minime par rapport à d'autres agglomérations. Toutefois, il peut être revu largement à la hausse, car avec sa vocation touristique, la population de la ville de Tipasa augmente sensiblement durant la période estivale, même si officiellement, les capacités d'accueil de la ville sont de 6216 lits (DPAT, 2006), ce qui représente une augmentation de 25% de la population résidente. Mais réellement, certaines sources, parlent d'une population résidente qui double au cours de l'été, vu le grand nombre de logements de particuliers non occupés et voués à la location pendant la période estivale. Néanmoins, avec la création d'un pôle universitaire à court terme, la population résidente permanente de la ville de Tipasa va augmenter au-delà de l'accroissement naturel.



Figure 2.2 Vue satellitaire de la ville de Tipasa

2.2.2.2 Types de quartiers urbains

Le lotissement de la ville actuelle s'est fait en plusieurs phases au cours de ces soixante dernières années, on y retrouve divers types de quartiers urbains. La description suivante des types de quartiers urbains est largement inspirée de la classification de Le Barbé 1980 (in Hingrey, 2000), qui est plus relative à des préoccupations hydrologiques qu'urbanistiques:

- Zone d'habitat dense non loti (dit spontané), avec ou sans couvert végétal, correspondant pour partie à l'accroissement du hameau colonial ;
- Zone d'habitat dense loti, constituée de maisons de diverses tailles, essentiellement couvertes par des toitures en tuiles, l'emprise des habitations s'étend sur quasiment toute la parcelle et avec très peu de jardins ;
- Zone d'habitat lâche loti, constituée aussi de maisons de diverses tailles et divers genres de toitures (tuiles, terrasses...), avec un couvert végétal assez fort relativement aux autres types d'habitats ;
- Zone d'habitat collective : correspond à des immeubles de 2 à 7 étages, assez récents, avec un couvert végétal moyen et fort, voire inexistant ;
- Zone résidentielle : correspondant à de grandes maisons avec un fort couvert végétal. Cependant ce type d'habitat est marginal ;

- Zone commerciale : c'est l'ancien village français correspondant actuellement au centre ville, avec un taux d'occupation du sol très élevé ;
- Zone administrative : de grands bâtiments, couvrant de grandes surfaces avec une forte imperméabilisation du sol, et quelques espaces verts.

2.3 LA GEOLOGIE DU MILIEU ETUDIE

Il est intéressant de connaître la nature des sols présents dans la zone d'étude, ce qui permet de comprendre le tracé du cours d'eau, le déplacement ou la déformation du lit et de qualifier les capacités de saturation des sols, qui est un aspect important pour l'évaluation du ruissèlement (Gnouma, 2006). Dans ce qui suit, le pourcentage donné pour différents terrains correspond à la surface d'affleurement des terrains sédimentaires par rapport à la surface totale du milieu étudié.

Le matériau géologique du milieu étudié se compose de roches sédimentaires (fig. 2.3) D'un âge relativement récent. La plus vieille formation date de la période dévonienne, et montre une stratification discordante. Aussi, elle affleure très peu (< de 0,1%, de la surface totale), sous forme de schistes noirs, microbrèches à tentaculites, lydiennes grès à plantes.

Le pliocène supérieur affleure sur plus de 56% de la surface du milieu étudié, sous formes d'un faciès argileux ou argileux sableux (20,9%), calcaire et calcaréo-gréseux avec ou sans galets (35,5%). Les terrains pliocéniens affleurent essentiellement en bordure des cours d'eau et disparaissent sous les alluvions et dépôts torrentiels (époque actuelle) plus on s'approche des lits de ces derniers.

Ces alluvions et dépôts torrentiels (10%), ainsi que les sables argileux (28,9%) affleurant sur les zones les plus élevées du milieu étudié, constituent majoritairement les terrains de l'époque actuelle.

Le bord de mer et les zones proches du rivage, sont caractérisés par les dunes actuelles (0,8%), ainsi que des dunes consolidées (3,3%) et lapidifiées (0,6%) datant du pléistocène.

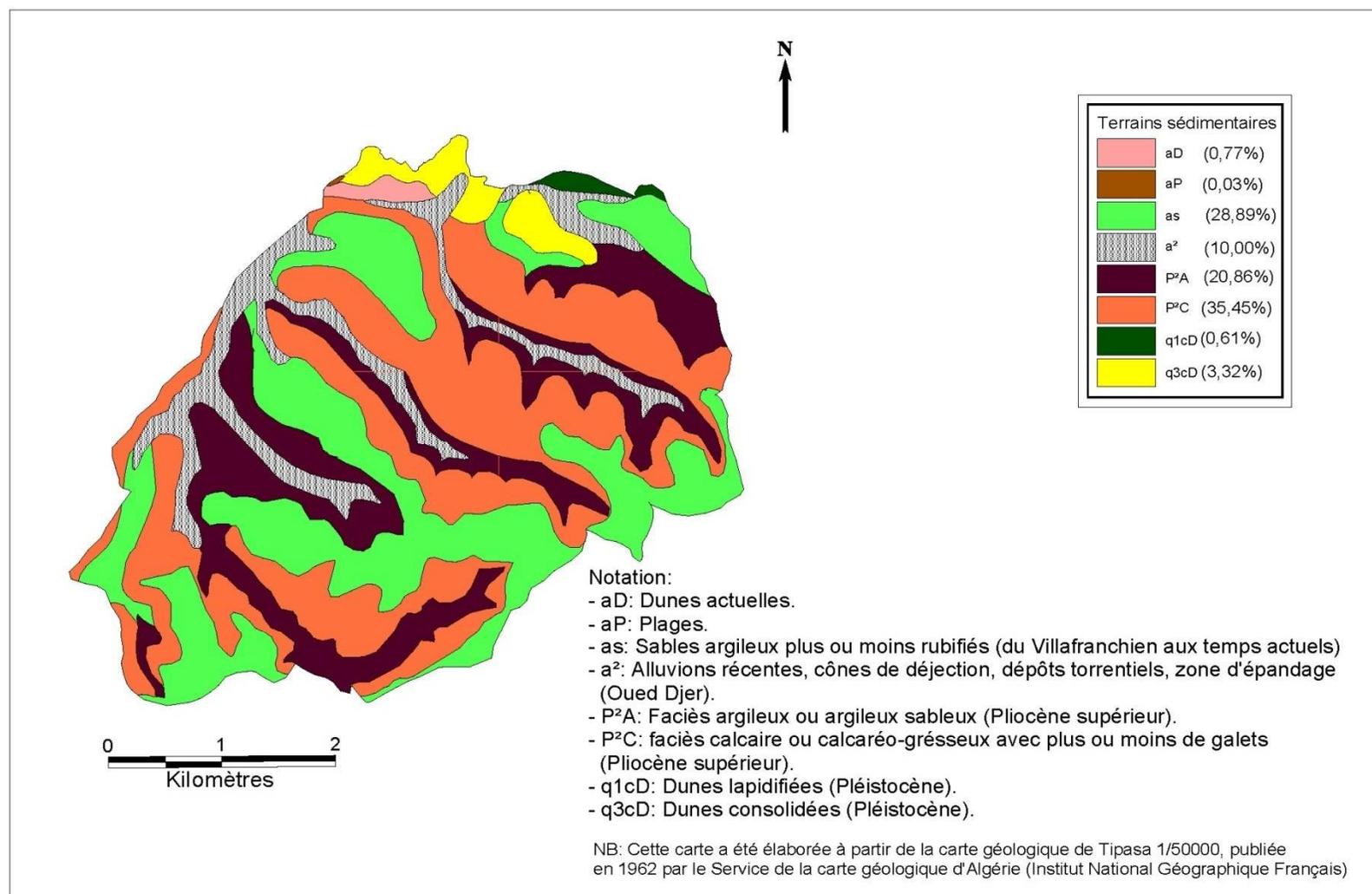


Figure 2.3 Carte géologique du milieu étudié.

2.4 APERÇU CLIMATOLOGIQUE ET PLUVIOMETRIQUE DU MILIEU ETUDIÉ

2.4.1 La Climatologie

La climatologie et les études hydrologique-hydraulique sont à associer. Il convient d'envisager l'intégration des paramètres, de la température, du vent, de l'humidité, du gel, etc., dans les simulations des phénomènes complexes de comportement des sols à l'infiltration, à la saturation et au ruissellement, ainsi que l'évaluation du stock hydrique du sol, du pouvoir humidifiant et de l'évapotranspiration potentielle (Satin et al., 2006). L'idéal serait d'avoir à disposition l'ensemble de ces paramètres pour mener convenablement des études portant sur la génération et le transfert du ruissellement des eaux à l'exutoire. Dans la pratique et dans le contexte Algérien, il est assez rare que tous ces paramètres soient mesurés. Dans ce qui suit, il est donné un aperçu sur les quelques paramètres (mesurés) représentatifs de la climatologie du milieu étudié.

Selon la classification des climats de Koppen, la ville de Tipasa est située dans la zone Cs (Hufty, 2001). Cette zone, définit le climat, comme étant de type méditerranéen à été chaud et aride, alors que le reste de l'année est pluvieux et moins chaud.

La ville de Tipasa est dotée d'une station météorologique, cependant ses données ne peuvent être utilisées dans le cadre de ce travail. Du fait que la station n'ait que quelques années de fonctionnement seulement. En conséquence, la station météorologique du Barrage de Boukerdane (code station 020329) située à moins de 15km au Sud-Ouest du milieu étudié, à une altitude de 110m a été prise comme référence. Les températures moyennes interannuelles enregistrées sur une période de 19 ans (1988-2007) sont données dans le tableau 2.1. Aussi, il est donné dans le tableau 2.2 la vitesse moyenne mensuelle des vents, ainsi que l'évapotranspiration.

Tableau 2.1 : Températures moyennes interannuelles en °C.

Mois	Sep.	Oct.	Nov.	Dec.	Jan.	Fév.	Mar.	Avr.	Mai	Juin	Juil.	Aout	Moyenne
T _{moy}	23,5	20,0	14,8	12,3	11,0	11,6	13,7	15,2	19,3	23,8	26,6	26,5	18,2
T _{min}	19,2	15,0	11,5	9,2	6,5	7,8	9,7	11,3	14,9	19,7	21,4	21,6	14,0
T _{max}	27,9	25,1	18,1	15,3	15,5	15,5	17,6	19,1	23,7	27,9	31,9	31,3	22,4
Amplitude	8,7	10,1	6,6	6,1	8,9	7,8	7,9	7,8	8,9	8,1	10,5	9,7	8,4

Source ANRH (2007)

Le tableau 2.1 montre que, les températures de Novembre à Avril sont inférieures à la moyenne annuelle, mettant en évidence deux périodes :

- Une période chaude de Mai à octobre ;
- Une période relativement froide caractérisée par des températures basses, le reste de l'année.

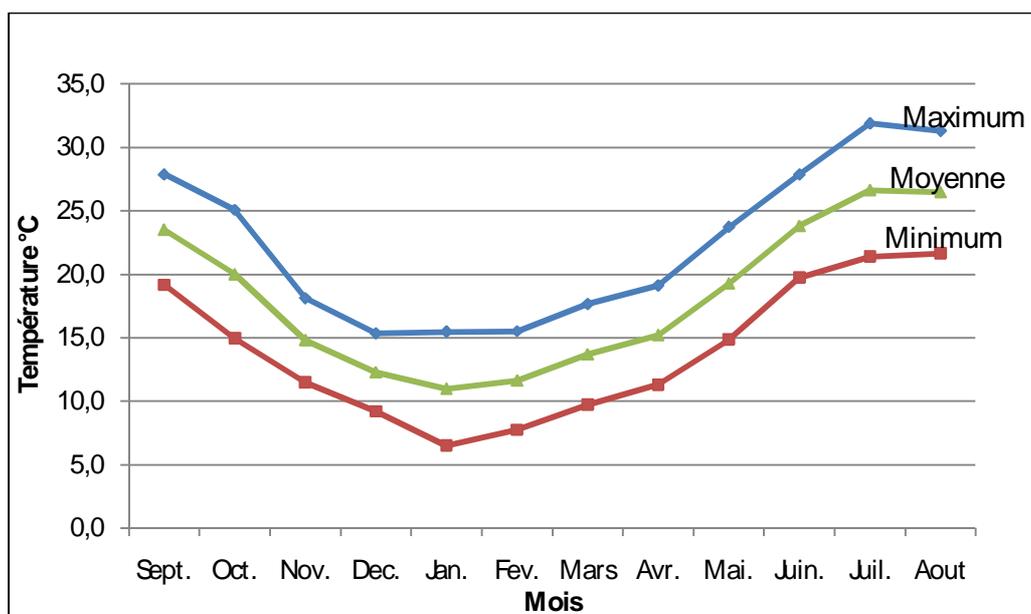


Figure 2.4 Variation mensuelle de la température.

Les enregistrements des vents dans le tableau 2.2, donnent les vitesses moyennes mensuelles de ces derniers sans préciser quelles sont les directions dominantes et leur occurrence.

Tableau 2.2 Vitesses des vents (km/h) et évapotranspiration (mm) moyennes mensuelles.

Mois	Sep.	Oct.	Nov.	Dec.	Jan.	Fév.	Mar.	Avr.	Mai	Juin	Juil.	Aout	Moyenne
Vents	2,66	2,21	2,38	3,03	3,17	2,86	2,57	2,73	5,10	2,27	2,20	2,22	2,78
Evapo.	177,5	134,9	76,4	64,8	63,1	69,4	107,5	139,0	177,8	213,1	238,4	222,8	140,4

Source ANRH (2007)

Au vu du tableau 2.2, les vents soufflent à plus ou moins la même vitesse toute l'année, mis à part le mois de Mai qui présente une valeur largement supérieure à la moyenne. Quant à l'évapotranspiration elle présente des valeurs assez élevées d'Avril jusqu'à Octobre concordant avec la période chaude, pour atteindre plus de 200mm par mois au cours de l'été.

2.4.2 La pluviométrie

La pluviométrie moyenne annuelle du milieu étudié est de 533mm. Ce dernier reçoit plus de 98% de ses pluies entre septembre et mai. En automne et en hiver, le milieu reçoit une quantité égale de pluie. Néanmoins, la répartition saisonnière est assez irrégulière (il pleut moitié moins au printemps qu'en hiver. Et beaucoup moins en été, à peine 6% de la précipitation totale moyenne annuelle (tab. 2.3).

Tableau 2.3 Précipitations saisonnières moyennes relatives à la somme annuelle moyenne sur la période 1988-2007.

	Fraction de P_{an} (%)
Janv.-mars	37,6
Avril-juin	18,4
Juill.-sept.	6,1
Oct.-dec.	37,9

Toutefois, cette répartition saisonnière n'est pas synonyme d'un risque particulier au cours d'une période bien définie.

L'épisode pluvieux extrême et dramatique qui a marqué les esprits est celui du 10/11/2001, qui a aussi frappé toute l'Algérie, particulièrement Alger, Tipasa et Oran occasionnant des pertes humaines conséquentes (plus de 800 morts) et des dégâts matériels importants. Au cours de cet événement, il a plu sur la ville de Tipasa près de 160mm, soit quasiment le tiers de ce qui tombe annuellement en moyenne sur le milieu étudié, provoquant un impressionnant ruissellement de surface, ainsi que le débordement du réseau de drainage urbain de l'époque, constituant ce que l'on appelle communément une inondation. La précipitation journalière maximale moyenne est de 62mm, et le minimum enregistré au cours de la période de mesure est de 41mm en 1990.

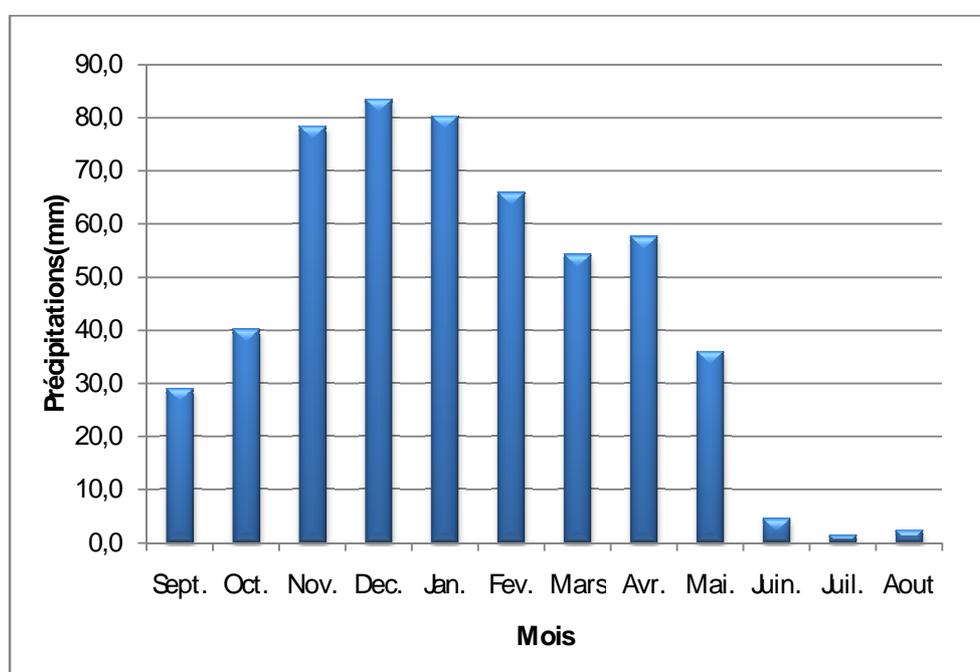


Figure 2.5 Précipitations mensuelles moyennes sur la période 1988-2007

Tableau 2.4 Quelques records durant la période (1988-2007) à la station météorologique (ANRH) du barrage de Boukerdane (020329)

Record	Valeur
Hauteur maximale de pluie.	160mm
Jour le plus pluvieux	10/11/2001
Année la plus pluvieuse	2004-2005
Année la plus sèche	1993-1994
Température la plus basse	-8°C
Jour le plus froid	En Mars 2005
Année la plus froide	1994-1995
Température la plus élevée	46°C
Jour le plus chaud	En Aout 2005
Année la plus chaude	2001-2002

2.5 GEOMORPHOLOGIE, PHYSIOGRAPHIE ET HYDROMORPHOMETRIE DU MILIEU ETUDIE

Jusqu'à cette section, la notion de bassin versant n'a pas été utilisée pour caractériser la zone d'étude. En effet la délimitation précise du milieu concerné par l'étude revêt un aspect primordial en hydrologie d'une façon générale et particulièrement en hydrologie urbaine, quand il s'agit d'évaluer l'écoulement avec exactitude. A cet égard, il a été accordé un soin particulier à la délimitation des bassins versants urbains composant le milieu étudié. Du fait que la zone d'étude compte plusieurs exutoires et de surcroît en mer, le milieu étudié se compose non pas d'un seul bassin versant, lui-même subdivisé, mais de plusieurs bassins versants urbains et périurbains juxtaposés.

L'identification d'un bassin versant urbain est tributaire des données topographiques (levés topographiques, cartes d'état major...) et du réseau de drainage urbain (plans de recollement). D'une façon générale, un bassin versant est une entité géographique délimitée par les lignes de partage des eaux. En zone urbaine, il est plus commode de diviser le bassin versant, en sous bassins (SBV), et ainsi identifier la zone connectée au tronçon qui la draine. La difficulté de ce découpage en SBV, surgit dans les zones planes où les limites ne sont pas bien définies, et plus souvent déterminée en considérant de petites surfaces drainées par une portion du réseau que par la topographie (Kolsky, 1998, in Mark et al, 2004). Ainsi le concept principal dans la délimitation des SBV est de bien assimiler la topographie du terrain et le réseau de drainage, afin de définir correctement les surfaces contribuant à l'écoulement dans chacune des portions du réseau, pour une délimitation à une échelle plus fine, il est aussi nécessaire de considérer la couverture du sol. Une fois les SBV délimités sur carte, il est pertinent de regarder les surfaces de ruissellement (ou les lignes d'écoulement) avant urbanisation, et de vérifier si l'écoulement se fait suivant la direction escomptée, et ainsi voir s'il y a concordance entre le modèle et la réalité (Mark et al, 2004), et de corriger la délimitation si besoin est.

La ville de Tipasa s'étend sur cinq bassins versants (fig. 2.6). Elle est traversée d'Est en Ouest par trois micros BV (1, 3 et 5), qui ont tous leurs exutoires en mer. Les BV 2 et 4 évacuent leurs eaux en traversant la ville, se jetant respectivement en mer et dans l'oued Nador. Le BV 2, prend naissance au sud de la ville en amont des BV 1, 3 et 5, et vient rejoindre leur alignement vertical pour que son cours d'eau principal se déverse en mer. Quand au BV4, il se subdivise en cinq SBV, il a une ligne de partage des eaux communes avec le BV2. Seuls les SBV4.2 et 4.5, se situent en zone urbaine et peuvent être considérés comme SBV urbains, les SBV 4.1, 4.3 et 4.4 s'apparentent plus à des SBV périurbains voire ruraux. Initialement l'exutoire du BV4, se trouvait lui aussi en mer, mais développement urbain oblige (construction du complexe touristique de Matarès près de l'exutoire originel), un canal rectangulaire en béton a été aménagé pour déverser les eaux de ses cours d'eau dans l'oued Nador, dont l'embouchure en mer est à moins d'un kilomètre du point de confluence.

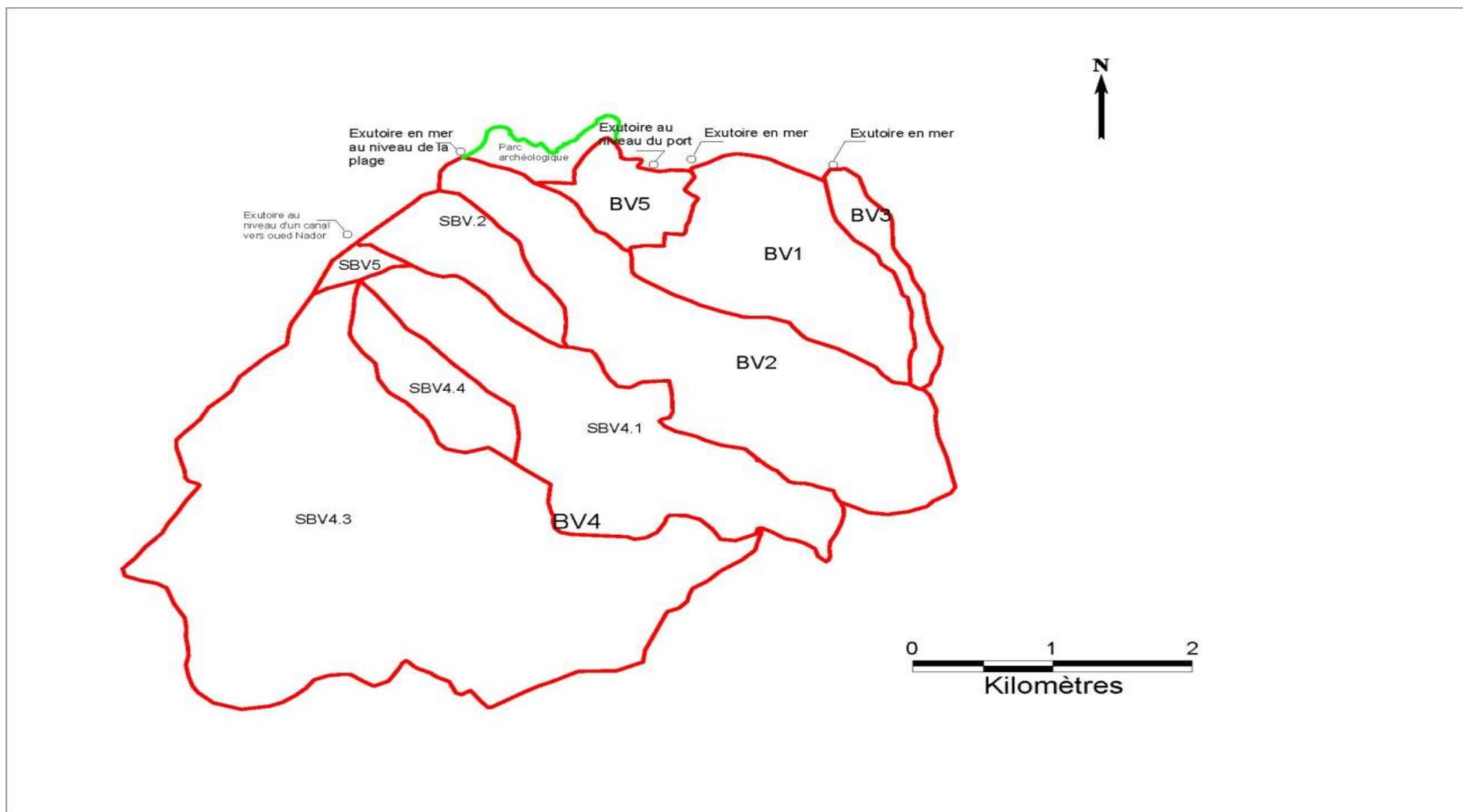


Figure 2.6 Délimitation des bassins versants urbains et périurbains au droit de leurs exutoires

2.5.1 Caractéristiques physiographiques et hydromorphométriques

Les caractéristiques physiques d'un bassin versant jouent un rôle essentiel dans l'étude de certaines composantes du cycle hydrologique (écoulement, infiltration, etc.) (Llamas, 1993). Les plus importantes sont :

- **Surface** du bassin versant, **A** en Km² (dans cette étude, elle sera exprimée en hectares, vue la petite taille des bassins versants étudiés) ;
- **Périmètre** du bassin versant, **P** en Km ;
- **Indice de compacité de Gravius, Kc.**

Cet indice est un paramètre de forme, son utilisation pour caractériser la forme du bassin est très répandue en hydrologie. L'idée la plus simple est de comparer le bassin étudié à un bassin de forme standard. C'est ainsi que Gravius (1861-1938), a proposé en 1914 le coefficient de compacité ("*compactness coefficient*") défini comme le rapport du périmètre du bassin à celui d'un cercle de même surface (Wisler & Brater, 1959; Roche, 1963; Ward, 1975; OMM, 1996, in Bendjoudi et Hubert, 2002).

$$Kc = 0,28 \frac{P}{\sqrt{A}} \quad (2.1)$$

- **Longueur du bassin versant**

McCuen (2004) définit la longueur (**L_H**), d'un bassin versant comme étant la seconde caractéristique la plus importante après la surface. Il donne cette longueur comme étant la distance mesurée de l'exutoire le long du cours d'eau principal jusqu'à la limite du bassin versant. Puisque le cours d'eau n'atteint pas la limite du bassin, il est nécessaire de tracer une ligne d'écoulement (qui reçoit le plus grand volume d'eau) du point de naissance du cours d'eau jusqu'à la limite du bassin versant. Cette longueur est désignée comme la longueur hydrologique (**L_H**) du bassin versant.

- **Rectangle équivalent**

C'est une transformation purement géométrique en un rectangle de dimension (**L**) et (**I**) ayant la même surface (Touaibia, 2004). La longueur (**L**) est considérée comme étant la longueur du bassin versant et (**I**) comme sa largeur (Llamas, 1993 ; Touaibia, 2004).

$$P = 2(L+I) \text{ et } A = L.I \quad (2.2)$$

- **Courbe Hypsométrique**

C'est une courbe exprimant le pourcentage de superficie du bassin versant au delà d'une certaine élévation (Llamas, 1993). Les tableaux donnant les surfaces partielles par tranche

d'altitude et courbes hypsométriques des cinq bassins versants, ainsi que des 5 sous bassins versants sont donnés en Annexe B.

- **La pente**

La vitesse d'écoulement est un facteur important au cours des crues. La pente influe directement sur sa grandeur. Il est pertinent de bien connaître la pente du bassin versant et celle du cours d'eau principal. Il existe différents indices reflétant la pente du milieu étudié. McCuen (2004) définit celle-ci (**I**, en m/m) comme étant la différence d'élévation (**ΔH**) entre l'exutoire et le point le plus élevé de la ligne d'écoulement divisé par la longueur hydrologique (**L_H**) :

$$I = \frac{\Delta H}{L_H} \quad (2.3)$$

Il existe aussi un indice dont l'utilisation est très répandue, c'est l'indice de pente globale **I_g**, défini comme étant le rapport entre l'altitude comprise entre 5% et 95% (valeurs lue sur la courbe hypsométrique) de la surface du bassin et la longueur du rectangle équivalent (Touaibia, 2004) :

$$I_g = \frac{H_{5\%} - H_{95\%}}{L} \quad (2.4)$$

- **Longueur du cours d'eau principal**

La longueur du cours d'eau principal est une grandeur très utilisée dans les calculs hydrologiques, il existe deux façons de procéder pour la calculer (McCuen, 2004) :

1. La distance mesurée le long du cours principal du bassin, à partir de l'exutoire de ce dernier jusqu'à la fin du cours d'eau (**L_{cp}**).
2. La distance mesurée le long du cours d'eau principal, entre deux points situés à 10% et 85% de distance de l'exutoire (**L_{cp_10-85}**).

- **Pente du cours d'eau principal**

La pente du cours d'eau principal peut être estimée en utilisant les deux définitions de la longueur du cours d'eau principal. Cette pente correspond au rapport entre la différence d'élévation (**ΔH_{cp}**) du point le plus haut et du point le plus bas du cours d'eau divisée par la longueur du cours d'eau (**L_{cp}**) :

$$I_c = \frac{\Delta H_{cp}}{L_{cp}} \quad (2.5)$$

Pour le calcul de la pente suivant la deuxième définition de la longueur du cours d'eau principal il suffit de considérer la dénivelée entre les points distants de 10 et 85% de l'exutoire.

- **Densité de drainage**

La densité de drainage (D_d) est le rapport entre la longueur totale (L_i) de tous les cours d'eau du bassin versant et la superficie de ce dernier. D_d est exprimée en km/km², une valeur élevée de cette dernière renseignerait sur un réseau hydrographique relativement dense et ayant une réponse rapide à un quelconque événement pluvieux :

$$D_d = \frac{\sum L_i}{A} \quad (2.6)$$

- **Temps de concentration et temps de parcours**

Le temps de parcours (T_p), est le temps que met l'eau pour se mouvoir d'un point à un autre (le long d'un segment) à l'intérieur du bassin versant. T_p , est une composante du temps de concentration (NRCS, 1986). Le temps de concentration (T_c) est un paramètre fondamental dans les études d'hydrologie urbaine. Il existe deux définitions communément admises de T_c (Bedient et al, 2008) :

1. Le temps de concentration est le temps mis par une particule d'eau pour parcourir le bassin versant du point hydrauliquement le plus éloigné jusqu'à l'exutoire.
2. Le temps de concentration est le temps mis par le bassin versant pour trouver son équilibre sous l'effet d'une pluie d'intensité constante.

Dans un bassin versant urbain, l'écoulement sur le plus long parcours de l'eau peut être composé de plusieurs segments, de pente, de section et rugosité différente. Pour le calcul du temps de concentration, il convient alors de calculer le temps de parcours dans chaque segment séparément. Ainsi, le temps de concentration sera égal à la somme des temps de parcours dans chaque segment.

$$T_c = T_{p1} + T_{p2} + \dots T_{pm} \quad (2.7)$$

En hydrologie urbaine, le temps de concentration se présente sous trois aspects (Bourrier, 1997) :

- Le temps t_1 , est le temps mis par l'eau pour s'écouler dans un émissaire :

$$t_1 = \frac{L}{U} = \frac{\text{Longueur}}{\text{vitesse}} \quad (2.8)$$

Pour les émissaires de section bien définie (ou connue), la vitesse peut être estimée par la formule de Manning-Strickler (McCuen, 2004) :

$$U = \frac{1}{n} \cdot R_h^{2/3} \cdot I^{1/2} \quad (2.9)$$

Où (U) est la vitesse (en m/s), (R_h) le rayon hydraulique, (I) la pente (m/m) et (n) le coefficient de rugosité.

- Le temps t_2 , est le temps mis par l'eau pour atteindre le premier ouvrage d'engouffrement. Le plus souvent ce temps est marginal devant t_1 , et peut être négligé si le réseau est important. M. Caquot a proposé une formule pour l'estimer :

$$t_2 = I^{4/11} \quad (2.10)$$

- Le temps t_3 , temps du parcours superficiel de l'eau dans un bassin, McCuen (2004) et le NRCS TR-55 (1986) proposent des abaques (Annexe C) pour le calcul de t_3 , en fonction de la pente et du revêtement du sol. Aussi, Caquot (Satin et al, 2006) donne cette formule :

$$t_3 = \frac{L}{11.\sqrt{I}} \quad (2.11)$$

Il existe de nombreuses formules empiriques, permettant de connaître le temps de concentration, il a été retenu la formule donnée par Kirpich (Bourrier, 1997 ; Satin et al, 2006) applicable sur les tronçons de la ligne d'écoulement, qui à notre sens convient assez bien à de petits bassins versants urbains, ayant une forme relativement allongée.

$$t_c = 0,0195.L^{0,77}.I^{-0,385} \quad (2.12)$$

L'ensemble des caractéristiques physiographiques et morphométriques des bassins versants étudiés sont présentées dans le tableau 2.5.

Tableau 2.5 Caractéristiques physiographiques et morphométriques des bassins versant étudiés

Caractéristiques	BV1	BV2	BV3	BV4	BV5	SBV4.1	SBV4.2	SBV4.3	SBV4.4	SBV4.5
A (km ²)	2,2	3,8	0,4	13	0,6	3,1	0,82	8,4	0,8	0,1
P (km)	6,7	11	4,6	16,9	3,7	10,4	4,4	14,9	4,4	1,8
Kc	1,3	1,6	2	1,3	1,4	1,7	1,4	1,4	1,4	1,4
L _H (km)	2,7	5,4	2,2	7,9	0,85	4,5	2,1	7,1	2,2	0,4
L (km)	2,5	4,7	2,1	6,4	1,5	4,5	1,7	6	1,8	7,2
l (km)	8,5	8,0	0,19	2,1	0,4	6,8	0,5	1,4	4,4	1,8
Altitude maximale (m)	200	243	202	240	70	231	110	224	155	37
Altitude minimale (m)	0	0	10	3	0	15	0	15	15	3
Altitude moyenne (m)	77	130	89	115	20	136	44	119	89	15
H _{5%}	159	233	190	205	52	223	99	194	147	30
H _{95%}	21	25	40	30	16	40	13	38	33	9
I (m/km)	66,14	44,55	89,25	30,18	76,87	47,54	52,30	29,35	63,54	92,74
I _g (m/km)	54,8	44,04	71,5	27,35	24,51	40,57	50,20	25,76	64,63	29,21
L _{cp} (km)	2,5	4,7	1,8	6,9	0,75	4,0	0,9	6,5	1,8	0,4
I _c (m/km)	60,91	46,07	83,65	69,2	-	47,6	32,29	29,80	64,21	32
D _d (km/km ²)	4,28	2,69	4,66	2,46	8,31	2,41	1,1	2,58	2,8	2,77
T _c (minutes)	13,7	43,4	17	69,3	4	39	14,2	67	18	7

2.5.2 Morphologie et topographie

La ville de Tipasa, a été construite en bord de mer, et son expansion s'est faite dans un premier temps sur le versant Nord de la colline qui surplombait autre fois le petit village de pêcheur construit autour du port. Les bassins versants 1,3 et 5 se trouvent sur le versant nord de ce massif avec de fortes pentes (fig. 2.7).

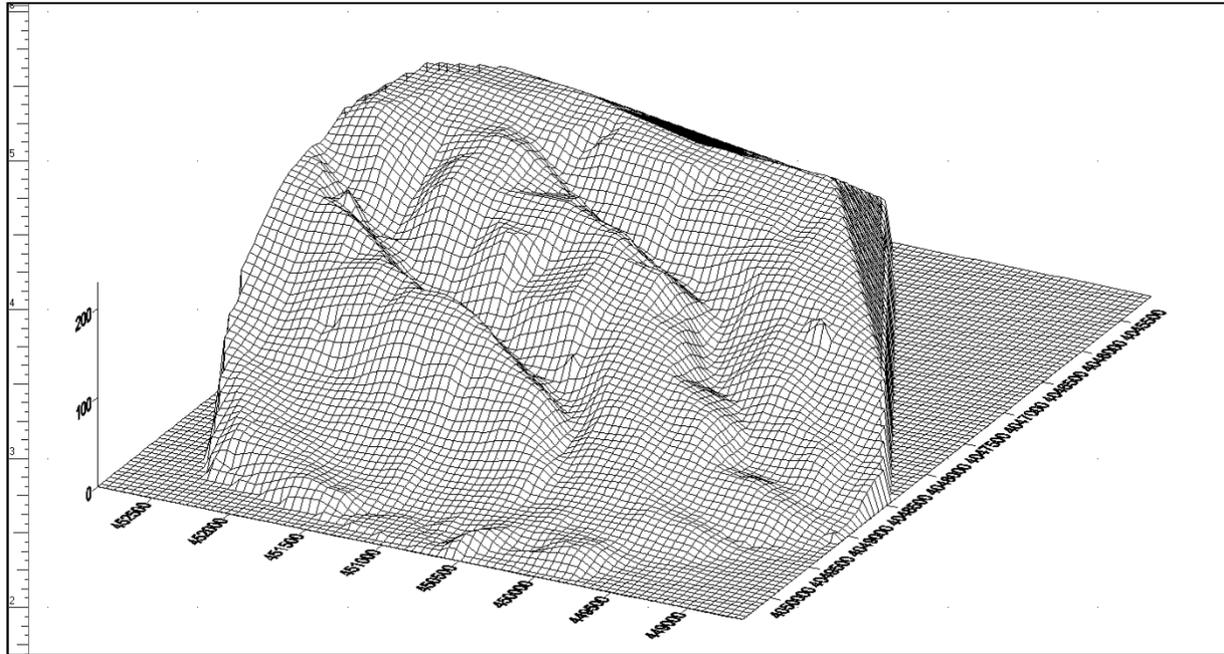


Figure 2.7 Vue 3D du MNT de la ville de Tipasa.

2.5.2.1 Description des sous bassins versants

Le BV 1, se situe à l'entrée Est de la ville (fig. 2.6). C'est un bassin urbain, il représente 11% (2,15km²) de la superficie totale du milieu étudié. Il a une forme relativement circulaire plutôt compacte comparativement aux autres bassins versants du milieu étudié. Il s'étend sur 1440 m dans l'axe Nord-Sud et sur 1870m dans l'axe Est-ouest. Son exutoire est constitué par un canal en terre profilé qui se déverse en mer, au niveau du parc archéologique Est. Il a un relief très fort, à l'instar des autres bassins, la pente moyenne est de 0,07m/m, par endroit elle est de 0,18m/m, sur certaines portions du réseau d'eau pluviale, elle est de 0,13m/m. Ce qui dénote d'un relief très pentu.

Le BV 2, est drainé par l'oued Merzoug, principal cours d'eau du milieu étudié. Ce dernier se jette en mer en passant par la ville, via une galerie aménagée puis un canal en terre profilé. C'est le deuxième plus grand bassin de par sa taille, il représente 19% (3,75km²) de la surface totale du bassin. Il a une forme assez allongée, il est relativement pentu avec une pente globale de 44m/km. Son point culminant est à 243m, le plus haut du milieu étudié. Il s'étend sur 4600m suivant un axe NO-SE et sur 1200m suivant un axe NE-SO.

Le BV 3, se situe tout à fait à l'Est de la ville, c'est le deuxième plus petit bassin du milieu étudié (0,4km²), il s'étend sur seulement 2% de la superficie totale. Il a une forme très allongée (Kc=2), avec une très forte pente de 89m/km. Son exutoire se trouve sur une falaise de 15m de haut en bord de mer, formant ainsi une cascade en temps de pluie. Il s'étend sur 1850m suivant un axe NO-SE et sur 320m suivant un axe NE-SO.

Le bassin versant 4, est le plus grand de par sa taille 66%. Cependant il est subdivisé en 5 sous bassins versants. Deux de ses SBV (4.5 et 4.2) se trouvent en zone urbaine, et les trois

autres s'apparentent plus à des SBV périurbains. Les eaux qu'il draine se jettent dans un canal aménagé qui les achemine vers l'oued Nador.

Le SBV 4.1 a une forme plutôt allongée, il s'étend sur 4000m suivant un axe NO-SE et sur 1500m suivant un axe NE-SO, c'est le troisième de par sa taille (15%). Il a une pente plus douce que la plupart des autres bassins. Le SBV 4.2 est assez petit (4% de la surface totale), ayant une forme de poire assez allongée. Il présente un relief pentu (50m/km) dans le sens d'écoulement de son cours d'eau. Il s'étend sur 1600m suivant un axe NO-SE et sur 700m suivant un axe NE-SO. Le SBV 4.3 a la plus grande surface (42%, 8,35km²), il pourrait être subdivisé en sous-bassins. Il a une forme triangulaire, sa pente est assez faible comparativement aux autres SBV. Même si la valeur de son indice de pente globale (25,76 m/km) le décrit comme ayant un relief assez fort. Il s'étend sur 3600m dans l'axe Nord-Sud et sur 4100m dans l'axe Est-ouest (en amont). Le SBV4.4 est un des plus petits (4%, 0,77km²), il présente un relief très fort ($I_g=64,63$ m/km), c'est un bassin périurbain avec des habitations éparses sur toute son étendue. De forme allongée il s'étend sur 1900m dans un axe NO-SE et sur 500m sur l'axe NE-SO. Le SBV 4.5 est le plus petit de tous (1%, 0,13km²), il présente une très forte pente perpendiculairement à son axe d'écoulement et plus douce suivant ce dernier. Les quatre autres SBV du BV4, le traversent pour évacuer leurs eaux. Il forme la pointe du triangle du BV4. Il s'étend sur 300m dans l'axe Nord-Sud et sur 700m dans l'axe Est-ouest.

Le BV 5 se trouve en plein milieu du tissu urbain, bien qu'ayant deux exutoires en mer (au niveau du port), il a été considéré comme une seule entité. A l'origine, il n'avait qu'un seul exutoire, le développement urbain de la ville en amont de l'ancien village a fait que sa capacité d'évacuation des eaux pluviales a dû être renforcée, ce qui fait qu'il compte deux exutoires. Deux de ces collecteurs traversent le centre ville parallèlement l'un à l'autre et se jettent côte à côte en mer, le troisième point de rejet est à moins de 100m des deux premiers. Il présente un relief assez fort et une forme assez ramassée. Il s'étend sur 990m dans l'axe Nord-Sud et sur 1000m dans l'axe Est-ouest.

2.5.3 Hydrographie et réseau d'eaux pluviales

L'ensemble des cours d'eau du milieu hydrographique, sont des cours d'eau temporaires. C'est-à-dire qu'il n'y a écoulement que par temps de pluie. La longueur totale du chevelu hydrographique des bassins versants étudiés est de 44km. Les cours d'eau aboutissant en ville, sont intégrés dans le réseau d'évacuation d'eau pluviale, et continuent leurs parcours vers leurs exutoires via des galeries rectangulaires, des caniveaux, des conduites circulaires ou des canaux en terre profilés, et forment ainsi pour certains le collecteur principal de la zone drainée. Le réseau d'eau pluviale a une longueur de 14km, et certains segments peuvent être considérés comme étant la continuité du chevelu hydrographique (fig. 2.8).

Le BV 1 est actuellement urbanisé sur une partie de son étendue seulement. Dans la zone urbanisée, il ne reste guère plus qu'un petit cours d'eau se déversant dans un ouvrage de réception et les eaux qu'il draine sont ainsi acheminées vers l'exutoire via le réseau d'eau pluviale. Dans la partie urbanisée il est quasi impossible de repérer les cours d'eau originels.

Ils ont tous été intégrés dans le réseau de drainage urbain et déviés de leurs parcours naturels pour certains. Le cours d'eau principal du bassin au niveau de son exutoire a été dévié de son cheminement originel et remplacé par un canal en terre profilé. Ce cours d'eau principal a été réaménagé sur plus de 62% de son parcours, via deux segments. Le premier est un collecteur circulaire enterré ($\varnothing 1200\text{mm}$) se situant dans la zone urbanisée. Le second est une galerie ($2.00*1.50\text{m}$) se situant dans la zone non urbanisée, en prévision de la future extension de la ville (fig. 2.2). La connexion entre les deux tronçons est faite par un déversoir d'orage, car la galerie est appelée à recevoir des eaux usées. Ainsi, le réseau hydrographique naturel participe avec le réseau de drainage à l'évacuation des eaux de pluie que reçoit ce bassin. Le réseau d'assainissement pluvial représente un linéaire de 5889m et le réseau hydrographique naturel de 3311m. Le plus long chemin hydraulique du réseau hydrographique (naturel et collecteur pluvial) représente un linéaire de 2463m, avec un temps de concentration de 13,7minutes. Le cours d'eau principal a une pente moyenne de 61m/km, une valeur assez élevée du fait de l'aspect pentu du bassin. Par conséquent l'exutoire en mer draine une superficie de 215ha, par un réseau combiné (cours d'eau naturel et collecteur pluvial) et une densité de drainage de 4,28km/km².

Le bassin versant 2 est totalement urbanisé en son aval et le long de l'Oued Merzoug (cours principal) en rive droite (21% de la surface totale : 3,75km²). Son cours d'eau principal (oued Merzoug) achemine ses eaux vers l'exutoire en passant à travers la ville. Il a été réaménagé sur 24% de sa longueur. La portion réaménagée est composée de quatre tronçons. Le premier est une galerie rectangulaire ($1.10*1.25\text{m}$) achemine les eaux vers un canal en terre profilé (2^{ème} tronçon) qui se jette en mer. Cette galerie a par la suite été renforcée par une deuxième galerie rectangulaire ($2.50*1.50\text{m}$) (3^{ème} tronçon) qui lui est parallèle. Les deux galeries sont entrecoupées dans leurs parcours et remplacées par deux collecteurs circulaires ($2*1500\text{mm}$) (4^{ème} tronçon) pour une traversée oblique de la route (57m). Le linéaire du réseau de drainage urbain est de 3482m, l'ensemble des collecteurs qui le composent se déversent dans les deux galeries. Le réseau hydrographique naturel a quand à lui un linéaire de 6618m. Le plus long chemin hydraulique du réseau hydrographique (naturel et collecteur pluvial) représente un linéaire de 4724m avec un temps de concentration de 43,4minutes. Le cours d'eau principal a une pente moyenne de 46m/km. La densité de drainage est de 2,69km/km², une valeur assez peu élevée comparativement aux bassins qui sont urbanisés sur toutes leurs étendues.

Le bassin versant 3, vu sa forme très allongée ne compte qu'un seul cours d'eau d'un linéaire de 1843m, qui se jette en mer. Il est en zone non urbanisée (exploitation agricole expropriée et laissée en friche). Il est traversé sur toute sa longueur par le chemin de wilaya 106 (reliant Tipasa à Sidi Rached). Toutefois, ce bassin est appelé à être complètement urbanisé à très court terme (les travaux de terrassement ont débuté en Juin 2009), sa morphologie va être complètement bouleversée et les eaux de pluie qu'il recevra vont être évacuées via le cours d'eau principal réaménagé du BV1. Son temps de concentration est assez court (17minutes), pour un bassin non imperméabilisé (terrain en friche), vu sa forte pente (84m/km).

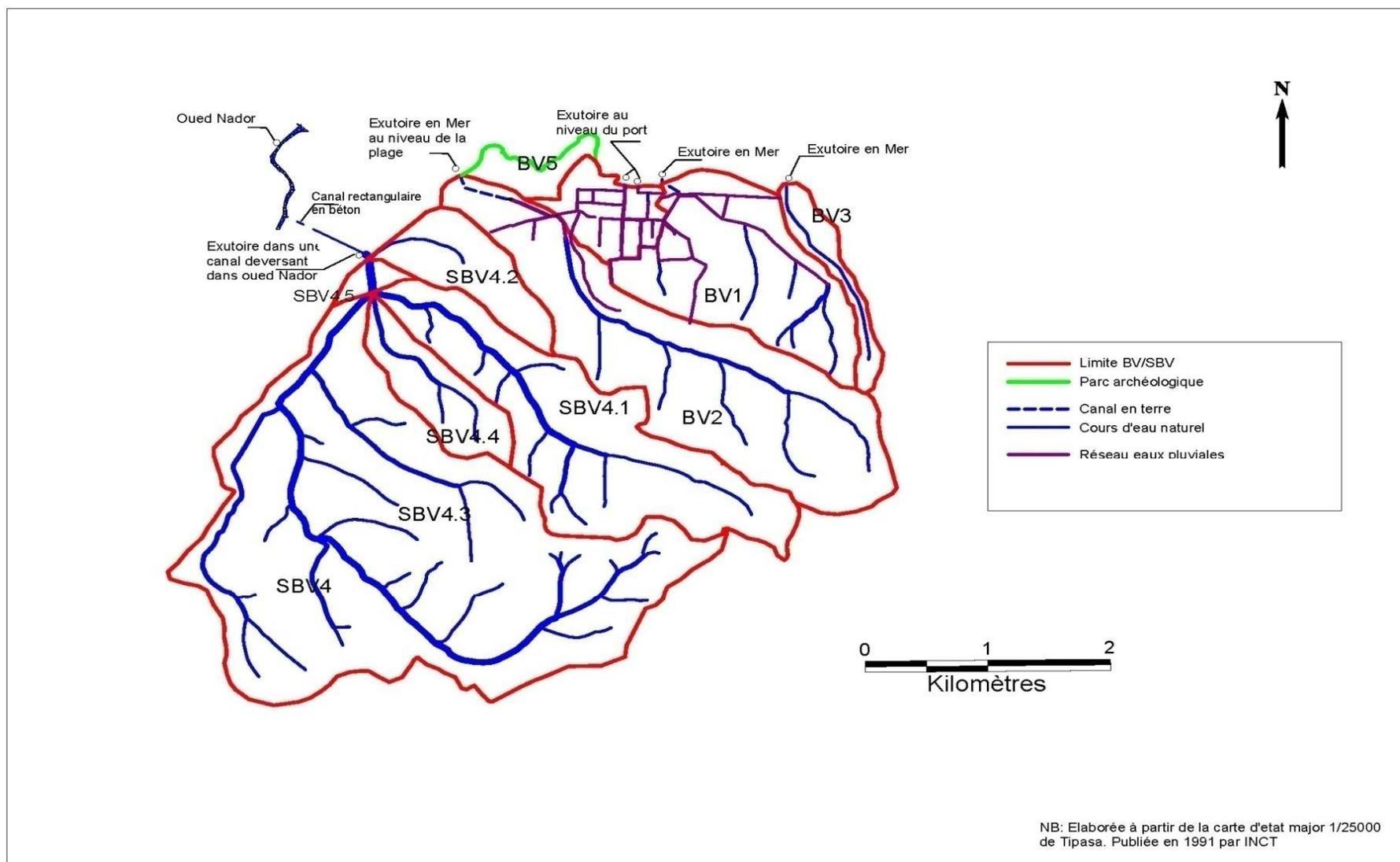


Figure 2.8 Chevelu hydrographique et réseau d'évacuation des eaux pluviales.

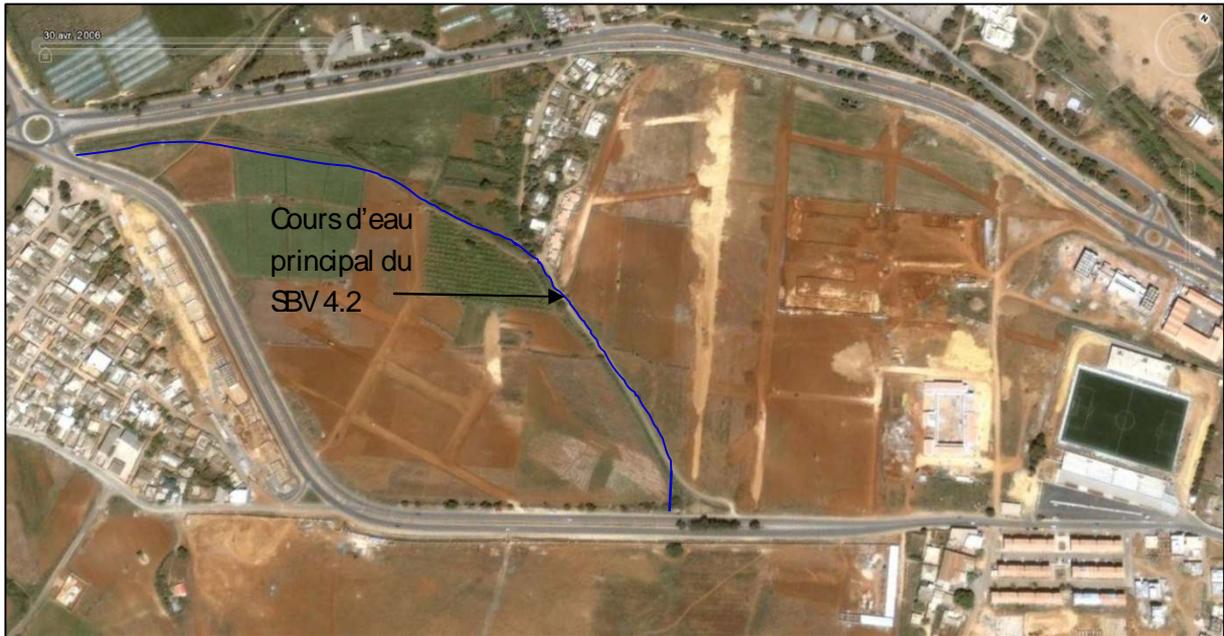
Le SBV 4.1 est en zone périurbaine, il rejoint son exutoire en passant par l'unique cours d'eau du SBV4.5 (fig. 2.8). Le linéaire du réseau hydrographique est de 7345m, le plus long chemin hydraulique est de 3954m, suivant une pente assez forte 47,6m/km. Son temps de concentration est de 39minutes.

Le SBV 4.2 est en zone urbaine dans sa partie aval et périurbaine en amont. Son unique cours d'eau a un linéaire de 900m. Il est prévu un réaménagement de ce dernier par une conduite circulaire ($\varnothing 600\text{mm}$), la zone où passe ce dernier est en construction (Fig. 2.8). Son temps de concentration est de 14,2minutes. Sa densité de drainage ($1,1\text{km}/\text{km}^2$) est la plus faible du milieu étudié.

Le SBV 4.3 est un bassin périurbain. De même que le SBV4.1 il rejoint son exutoire en passant par l'unique cours d'eau du SBV4.5 (fig. 2.8). Le linéaire de son réseau hydrographique est de 21567m, son plus long chemin hydrographique est de 6530m. Son temps de concentration est le plus élevé du milieu étudié vu sa faible pente ($29,8\text{m}/\text{km}$) et sa taille, la superficie drainée est de 835ha, avec une densité de drainage de $2,58\text{km}/\text{km}^2$.

Les SBV 4.4 est un bassin périurbain de petite taille (767884m^2). De même que les SBV 4.1 et 4.3 il rejoint son exutoire en passant par le cours d'eau du SBV 4.5. Son temps de concentration est de 18minutes avec une assez forte pente ($64,21\text{m}/\text{km}$) sur son cours d'eau principal. Son réseau hydrographique a une longueur de 2151m et une densité de drainage de $2,8\text{ km}/\text{km}^2$.

Le SBV 4.5 est le plus petit bassin du milieu étudié, il est urbanisé sur plus de 50% de sa superficie, le point de confluence des cours d'eau principaux des SBV 4.1, 4.3 et 4.4 se trouve juste en amont de son cours d'eau principal. Ce dernier achemine ses eaux ($T_c = 7\text{minutes}$) ainsi que celles des SBV 4.1, 4.3 et 4.4 (T_c du BV4 est de 69minutes) au niveau d'un canal rectangulaire de 725m qui se trouve hors des surfaces participant à l'écoulement, et se jette en rive droite de l'Oued Nador à 991m de son embouchure en mer (Fig. 2.8).



(a) Image prise le 6/04/2006 (©DigitalEye2006, ©Google2006)



(b) Image prise le 4/09/2009 (©GeoEye2009, ©Google2009)

Figure 2.9 Vue satellitaire de la zone urbaine du SBV4.2.

2.5.4 Occupation du sol

Le milieu étudié est fortement urbanisé (14% de la surface totale) en bord de mer au niveau des ses exutoires, sur une distance de 1400m sur un axe Nord-Sud et de 3700m sur un axe Est-Ouest. L'urbanisation dense cesse brusquement au niveau de la limite de la ville (fig. 2.10) pour laisser place à des cultures agricoles (49%), vergers (2%) et vignes (4%), au milieu des ses dernières se dégage un habitat périurbain (1%). Le long des cours d'eau il y a une forte couverture forestière (22%).

Le bassin versant 1 se trouve en zone urbaine, 42% de sa superficie est bâtie, à court terme, sa surface bâtie sera de 89%. Et son couvert forestier sera préservé (11%).

Le BV 2, même s'il est urbanisé sur 21% de sa superficie et compte 1% de zone périurbaine, reste un bassin à vocation agricole avec 60% de sa surface qui est dédiée aux différentes cultures, son couvert forestier est assez remarquable avec une superficie de 18% de sa surface totale.

Le bassin versant 3, était recouvert de vignes sur quasiment toute son étendue, aujourd'hui ce sont des terrains expropriés laissés en friche. A court terme il sera urbanisé dans sa totalité.

Le SBV 4.1 présente quelques zones d'habitat périurbain moins de 1% de sa superficie, son couvert forestier est de 32%. De même que la plupart des bassins du milieu il est à vocation agricole, cultures 61%, verger 6% et vigne 1% de la superficie totale. Le SBV 4.2 est relativement assez urbanisé, 54% de zones urbaines dans sa partie aval et 4% de zones périurbaines, le reste ce sont des parcelles culturales. Le SBV 4.3 peut être considéré comme rural avec 1% de zones périurbaines, 55% de parcelles culturales, 10% de vignes et de 2% de vergers et couvert forestier assez fort de 31%. Le SBV 4.4, avec moins de 2% d'habitat périurbain, il est à vocation agricole avec 91% de sa superficie dédiée aux cultures et 7% de verger. Le SBV 4.5 est urbanisé sur 47% de sa superficie, les 53% restant sont dédiés aux cultures sous serres et sur parcelles.

Le BV 5 est totalement urbanisé, 93% de sa superficie, avec un couvert forestier préservé de 7% (Figure 2.10).

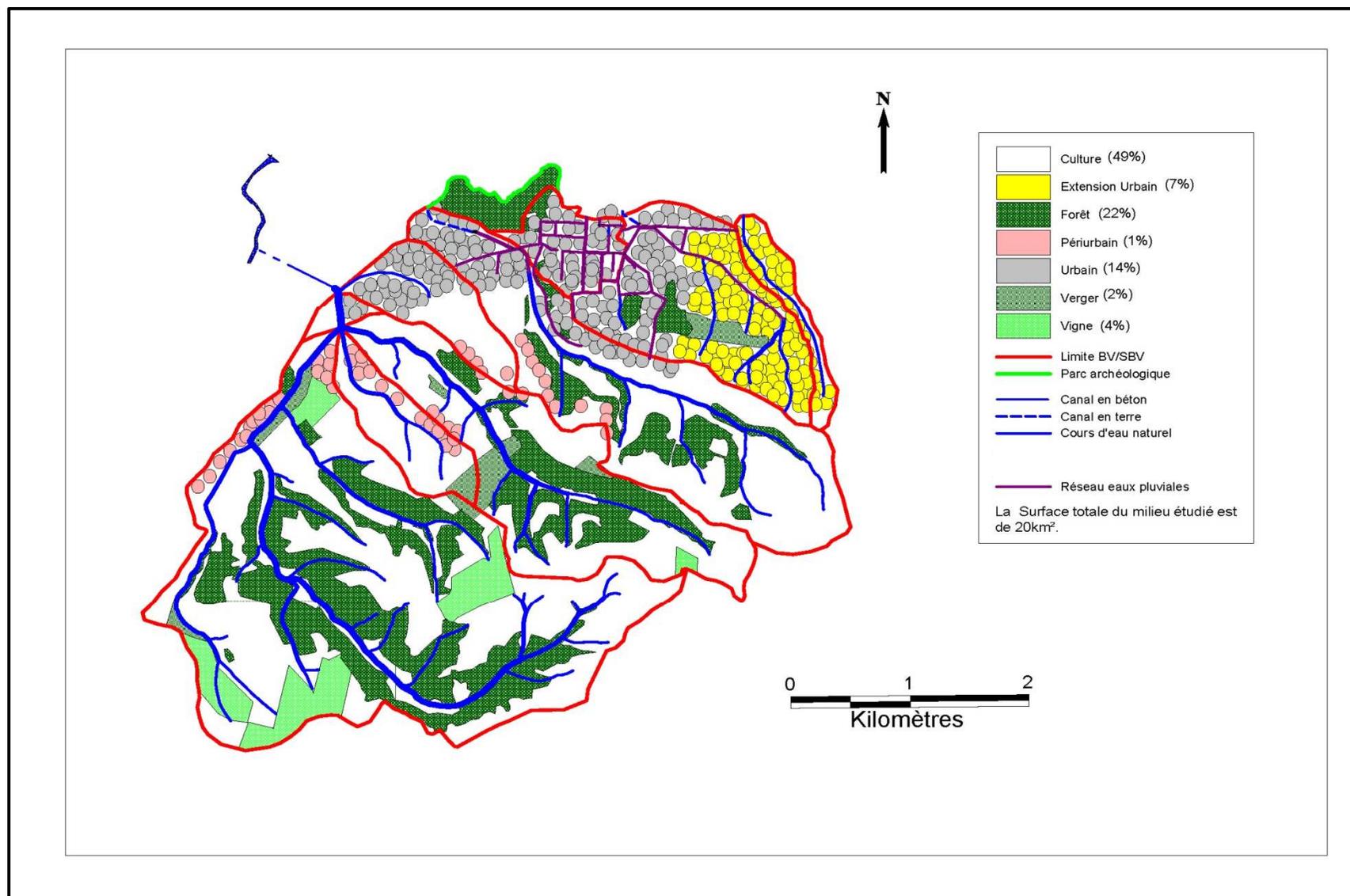


Figure 2.10 Carte d'occupation des sols du milieu étudié

2.6 ASPECTS TECHNIQUES DES AMENAGEMENTS DE DRAINAGE DES EAUX DE PLUIE DE TIPASA

2.6.1 Conceptions actuelles des ouvrages d'assainissement pluvial

Le concept des aménagements de drainage des eaux pluviales de la ville de Tipasa est basé sur le principe de l'évacuation rapide des écoulements. Cette conception correspond à celle qui prévalait jusqu'à dans les années 70-80 dans les pays industrialisés. Elle conduit à construire des ouvrages organisés sous forme de réseaux convergeant vers l'exutoire. Les ramifications des réseaux sont, en termes d'aménagement, hiérarchisées à 3 niveaux (Bouvier, 1990):

- Tertiaire, pour les ouvrages assurant le drainage des bâtiments ou des pâtés de maison ;
- Secondaire, à l'échelle d'un quartier ;
- Primaire, pour les principaux collecteurs qui recueillent les écoulements à l'échelle d'un bassin de plusieurs dizaines, voire centaines, d'hectares ;

Du fait que le réseau de drainage des eaux de pluie de Tipasa a été construit en plusieurs phases suivant le développement urbain de la ville, on y retrouve les différentes variantes suivantes (voir Annexe D, pour l'inventaire de tous les tronçons du réseau de drainage pluvial) :

- Caniveaux rectangulaires (photo 2), trapézoïdaux (photo 1), ou paraboliques (photo 3). A ciel ouvert, enterrés ou recouvert de dalletes, ouvrages tertiaires ou secondaires très répandus dans le tissu urbain ;
- Canal à ciel ouvert en terre, profilé (Photo4), constitue le parcours de l'eau vers son exutoire;
- Conduites circulaires souterraines (photo 5), passant sous la voirie constituant essentiellement le réseau primaire (Ø1000 à Ø 1500mm).



Photo(1) ;

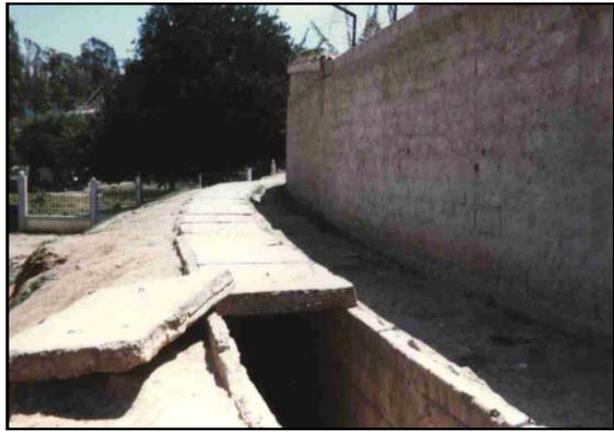


Photo (2)



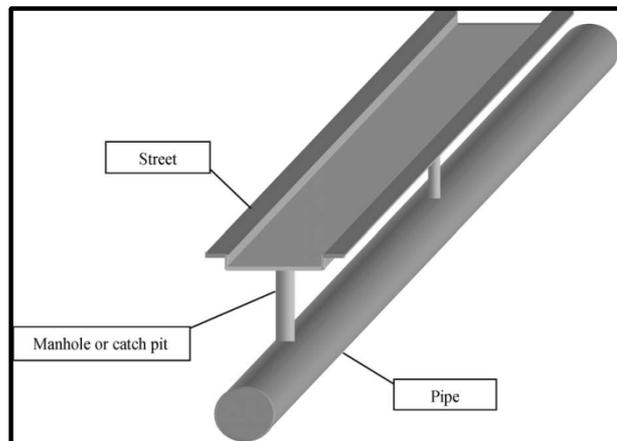
Photo (3)



Photo (4)



Photo (5), disposition de la conduite enterrée par rapport à la voirie (Mark, 2004).
Figure 2.11 Différents types d'aménagement de drainage des eaux de pluie de Tipasa.



2.6.2 Contraintes de fonctionnement et perspectives des aménagements d'assainissement pluvial

Le réseau de drainage urbain des eaux de pluie de Tipasa subit quelques contraintes de fonctionnement. La principale cause de dysfonctionnement est le charriage de matériaux solides de toutes sortes (ordures ménagères incluses). Si le problème du rejet des ordures ménagères (photo 6) ou autres dans les collecteurs d'eau pluviale, peut être réglé par une sensibilisation des citoyens (chose qui n'est pas acquise), le problème du transport de matériaux solides (sables fins), voir la photo 7 (exutoire du BV5, avant leur extension pendant les travaux d'agrandissement du port) et 8, est plus compliqué à traiter. Du fait que l'organisme chargé de la gestion du réseau peine à assurer un curage régulier des aménagements d'eau pluviale. Principalement les ouvrages de réception, qui constituent les points de connexion avec le réseau hydrographique naturel, et les regards de jonctions, qui par endroit sont remplis de sable aux deux tiers. Toutefois ce phénomène c'est légèrement atténué avec l'achèvement des travaux d'extension de la ville (sol fortement imperméabilisé) en amont de l'ancien village colonial. Mais avec la reprise des travaux de terrassement dans la nouvelle zone d'extension au nord et à l'Est de la ville, les ouvrages de réception et regards de jonction récemment réalisés, risquent de connaître le même sort. La deuxième contrainte de fonctionnement est le développement urbain de la ville. La conception actuelle du réseau d'assainissement pluvial est telle qu'elle implique, par endroit, l'intégration du nouveau réseau sur l'ancien pour arriver à l'exutoire. Ce qui passe soit par un renforcement (i.e., dédoublement des collecteurs), chose qui a déjà été faite photo (8) ou le remplacement des ouvrages existant par des collecteurs de plus grandes capacités, une solution qui n'est pas viable économiquement (remplacement de collecteur après moins de 5 années de fonctionnement).



Photo (6)



Photo (7)



Photo (8)

Figure 2.12 Eléments du réseau de drainage des eaux de pluie de Tipasa charriant des matériaux solides.

Toutefois, les PDAU qui vont être mis en œuvre à très court terme, intègrent un nouveau concept dans la réalisation des aménagements des évacuations des eaux de pluie. A savoir la réalisation d'ouvrages de stockage et de rétention de l'eau pluviale, afin de retarder l'écoulement et permettre l'acheminement des eaux de pluie vers les exutoires existant via l'ancien réseau de drainage.

Conclusion

La description détaillée de la physiographie et morphologie, tant dans les zones urbaines et périurbaines, du milieu étudié, ainsi que la mise en évidence de l'interconnexion entre réseau hydrographique naturel et réseau de drainage urbain des pluies et la connaissance de l'occupation des sols permet de mieux cerner et comprendre la génération des ruissellements et écoulements et leur transfert à l'exutoire. Aussi, au vu du relief et du taux d'imperméabilisation de la zone urbaine, il paraît maintenant clair que le paramètre le plus influant dans la transformation pluie-débit, est l'intensité de la pluie et sa durée dans le temps. Cette dernière fera l'objet d'une étude approfondie dans le chapitre 3.

Chapitre 3



3 – Etude statistique des événements pluvieux extrêmes.

L'effet combiné de l'intensité de la pluie et de sa durée sur le débit maximum d'écoulement au niveau des bassins versants urbains a été démontré en premier par Kuichling (1889, in Ben-zvi, 2009). Les courbes intensité-durée-fréquence (IDF) de la pluie représentent un des outils les plus utilisés dans la gestion du risque pluvial en milieu urbain, aussi bien dans un but de dimensionnement des ouvrages hydrauliques, que d'évaluation du risque encouru. Les relations donnant les courbes IDF sont déterminées à partir de l'étude statistique des événements extrêmes. L'établissement de ces courbes IDF nécessite de longues périodes d'observation pluviométrique sur de très courtes fenêtres temporelles (de l'ordre de la minute). Dans cette optique, ce chapitre sera consacré à l'étude statistique des épisodes pluvieux extrêmes à partir de courtes séries d'observation (pour de petites résolutions temporelles) desquelles seront dérivées les courbes IDF les plus fiables possibles. Ainsi, une analyse minutieuse des données exploitées est effectuée. L'approche selon une exploitation des maxima annuels n'étant pas envisageable (série de données courtes), des séries formées des valeurs supérieures à un seuil sont constituées en se basant sur des critères mathématiques et physiques pour la sélection de ce seuil. Enfin, les courbes IDF sont modélisées sur la base de la méthode dite méthode fréquentielle globale (Koutsoyiannis et al., 1998 ; Endreny et al., 2009).

3.1 PRESENTATION ET LOCALISATION DE LA STATION DE MESURE

Les données pluviométriques utilisées proviennent de la station climatologique du barrage de Boukerdane (020329). Cette station est située sur la rive gauche du barrage de Boukerdane, au niveau de la digue à une altitude de 110m, juste en amont du village de Sidi Amar (36°32'21"N ; 2°18'4"E) à moins de 15km au Sud Ouest de la ville de Tipasa. La station a été mise en service le 1^{er} Janvier 1988 par l'agence nationale des ressources hydriques (ANRH), qui a, entre autre, pour mission la collecte, le traitement et la mise à jour des informations relatives aux ressources en eau (pluviométrie, hydrométrie...). La station de Boukerdane est positionnée sur un terrain relativement plat et dégagé. Dans un rayon de 50m

autour de la station, il y a quelques buissons et arbustes de très faible hauteur, mais qui ne peuvent toutefois pas influencer sur l'effet des vents. Aussi il n'y a pas de constructions à proximité de la station, les plus proches se situent à 500m en contre bas de la digue et à une dénivelée de plus de 40mètres.

Dans cette étude, les événements pluvieux extrêmes sont analysés en considérant uniquement les séries provenant des enregistrements pluviographiques (hauteur de la pluie en fonction du temps pour un épisode pluvieux). La série de données pluviométriques sera seulement utilisée comme série de référence pour vérifier la fiabilité de la série pluviographique.

3.2 DONNEES, CLIMAT PLUVIOMETRIQUE ET SES EXTREMES

Dans cette étude des précipitations de la région de Tipasa, deux jeux de données différents sont utilisés, les données sont disponibles sur une période quasi ininterrompue de 1988/1989 à 2006/2007. Le premier jeu est composé d'une série des cotes pluviométriques journalières provenant d'un pluviomètre mesurant le cumul journalier de la pluie, desquelles sont déduites les pluies moyennes mensuelles, moyennes annuelles ainsi que les précipitations journalières maximales annuelles. Le second jeu de données provient d'un pluviographe, enregistrant la hauteur de la pluie en fonction du temps pendant un épisode pluvieux, les enregistrements se font à des pas de temps variables de l'ordre d'une minute à quelques minutes en fonction de l'intensité de la pluie. Le dépouillement des pluviogrammes fournis par l'ANRH sous format numérique a permis d'établir les séries du cumul de la pluie pour différentes durées (1, 5, 15, 30, 60, 120, 180, 360, 720 et 1440min.) pour l'ensemble des 548 épisodes pluvieux enregistrés du 1^{er} Janvier 1988 au 31 Décembre 2007.

La pluie moyenne annuelle observée à la station de Boukerdane est égale à 533mm pour 72jours de pluie par an. La plus forte valeur de la pluie enregistrée au cours d'un épisode pluvieux est de 170mm en 4345 minutes (3jours) le 24 Avril 1996. Cet épisode pluvieux est aussi celui dont la durée est maximale. Aussi, de larges valeurs de la pluie ont été enregistrées en de courtes durées : 15mm en 5min, 20 mm en 30min, 27 mm en 60min, 38mm en 120min, 41mm en 180min, 60mm en 360min.

3.2.1 Banque de données

Comme mentionné au paragraphe précédent, il est mis à notre disposition, différentes séries de la précipitation. Au cours de ces dernières années, dans les diverses études hydrologiques et climatologiques menées dans les pays développés, la fiabilité des séries de précipitation n'a été que très rarement remise en cause et étudiée. Cet état de fait peut s'expliquer, entre autre, par l'automatisation et l'amélioration de la précision des instruments de mesure et d'observation, ainsi qu'une collecte électronique et un archivage numérisé, qui laissent peu de place à des erreurs de transcription, ainsi qu'un traitement de validation en amont (organisme collecteur des données). Effectivement, toutes les études hydrologiques

sont mises en œuvre avec des données de très bonne qualité sans qu'il soit nécessaire de vérifier leur validité. Toutefois, les conditions de mesures d'une station peuvent varier au cours du temps (déplacement de stations, remplacement d'instruments de mesure, changement des heures d'observations ou encore modification de l'environnement immédiat de l'instrument de mesure) et introduire des ruptures artificielles dans les données qui ne reflètent pas les variations réelles du climat (Beaulieu et al., 2007).

En Algérie, bien qu'au cours de ces dernières années, l'ANRH et ONM (office national de météorologie) ont consenti à faire de lourds investissements pour la modernisation du réseau de mesure pluviométrique, des études hydrologiques et météorologiques ne peuvent être entreprises sans une vérification rigoureuse de la fiabilité des séries de données utilisées.

Une série pluviométrique de qualité permet de prendre des décisions cruciales basées sur des données fiables. Dans ce qui suit l'homogénéité des deux jeux de données (séries pluviométrique et pluviographique) de la station de Boukerdane sera vérifiée.

3.2.1.1 Contrôle de la qualité de la série pluviométrique

La série des cotes pluviométriques journalières retenue pour cette étude compte 0,9% de lacunes, ce qui correspond à l'absence de mesures pour les mois de Juillet et d'Août de l'année 1994/1995. Ceci ne constitue en aucun cas une contrainte, car d'une part les moyennes mensuelles des pluies, sur toute la période de fonctionnement de la station, sont respectivement pour les mois de Juillet et Août de 1,4 et 2,3mm, sachant qu'il ne pleut en moyenne que 0,7 jour en juillet et 1,4 jours en Août. D'autre part, Muller (2006), dans l'étude du comportement asymptotique de la distribution des pluies extrêmes pour la ville de Marseille (France), disposait de longues séries de mesures avec moins de 10% de manques. De même Roudier et al. (2010), dans une étude des pluies maximales journalières annuelles au Sud du Mali, ont considéré 51 stations de mesures pluviométriques avec 10% de lacunes. Cet obstacle a été contourné par l'application de méthodes spécifiques (complements, analyse saisonnière...) sans que cela n'altère la précision du résultat final. Aussi, ce qui nous intéresse dans la série des cotes pluviométriques journalières, ce sont les maxima journaliers annuels et les maxima journaliers supérieurs à certains seuils. La plus forte valeur journalière enregistrée sur la période de fonctionnement de la station de Boukerdane pendant les mois de Juillet et d'Août est de 6,4mm, ce qui ne représente guère une valeur journalière maximale, ainsi un manque de 0,9% est considéré comme insignifiant et sans conséquence.

La station pluviométrique de Menaceur (code 020303, 36°29'23"N ; 2°14'20"E) qui se trouve à 7km au Sud Ouest de la station de Boukerdane, est prise comme station de base pour vérifier l'homogénéité de la station de Boukerdane. La station de Menaceur comptabilise 27 années d'observations continues (sans aucune interruption) de 1980/1981 à 2006/2007, elle fournit la plus fiable et la plus longue des séries de données à proximité de la station de Boukerdane. La station de Menaceur a été mise en service à l'époque coloniale en 1953. Sur la période s'étalant de 1953/54 à 1979/80, cette station a connu un arrêt de fonctionnement

pendant 10ans de 1957 à 1967 et ne comprend que 8 années complètes, et 9 autres comportant des manques, les données provenant de cette période n’ont donc pas été retenues.

Ainsi, la station de Menaceur est prise comme station de base pour vérifier l’homogénéité de la station de Boukerdane. Cette procédure est très couramment utilisée en hydrologie. D’ailleurs ce genre de comparaison entre les données de stations voisines permet d’éviter qu’un changement climatique soit interprété comme une hétérogénéité (Beaulieu et al., 2007). L’homogénéité de la série des cotes pluviométriques journalières est vérifiée en appliquant le Test de Wilcoxon, en comparant les pluies moyennes annuelles des deux stations. Ce test est systématiquement utilisé pour vérifier l’homogénéité pour un seuil de signification de 95% (Mailhot et al., 2007). C’est aussi le plus puissant des tests non paramétriques (Touaibia, 2004) et présente davantage de robustesse par rapport à d’autres tests (Mestre, 2000).

La seule faiblesse du test de Wilcoxon réside dans le fait qu’il repose sur l’hypothèse que la station de base, dans cette étude la station de Menaceur, est parfaitement homogène. Pour s’assurer de la fiabilité de cette station, un examen visuel minutieux des cotes pluviométriques journalières, fourni sous format numérique par l’ANRH, a été effectué. Il en ressort que les pluies mesurées à cette station ont été collectées et archivées quotidiennement depuis son entrée en fonctionnement jusqu’à 2006/2007 (27années d’observation) et qu’il n’y a aucune lacune dans cette série, et la station semble à priori homogène. Aussi, pour conforter cette constatation un autre test non paramétrique sera mis en œuvre pour vérifier l’homogénéité de la station de Menaceur avant d’appliquer le test de Wilcoxon.

Le test de la Médiane ou test de Mood est ainsi choisi pour vérifier l’homogénéité de la série des pluies moyennes annuelles de la station de Menaceur. Soit la variable aléatoire X, représentant la série des pluies moyennes annuelles de la station de Menaceur, et N étant la taille de cette série. L’application de ce test consiste en la détermination de la médiane de cet échantillon unique et à classer ses valeurs par ordre croissant, ensuite un dénombrement des éléments situés de part et d’autre de la médiane en affectant un « + » aux valeurs supérieures à la médiane et un «-» aux valeurs qui lui sont inférieures (Lamboley, 2006). Le nombre de valeurs inférieures et supérieures à la médiane est égal et représente la quantité notée N_S . La quantité T_S est égale à la taille de la plus grande suite de « + » ou de «-» dans la série chronologique.

L’hypothèse nulle du test de la médiane pour un seuil de signification de 95% est vérifiée si :

$$N_S > \frac{1}{2} \left(N + 1 - u_{1-\frac{\alpha}{2}} \cdot \sqrt{N + 1} \right) \quad (3.1)$$

$$T_S < 3,3 \cdot (\log_{10} N + 1) \quad (3.2)$$

Avec : $u_{1-\frac{\alpha}{2}} = 1,96$, elle représente la valeur de la variable centrée réduite de Gauss correspondant à une probabilité de $1 - \frac{\alpha}{2}$, avec $\alpha=5\%$ (erreur de première espèce).

La taille de la série étant $N=27$, la quantité $N_s=13$ et $T_s=5$. Soit $N_s > 8,8$ et $T_s < 8$. L'hypothèse nulle du test de la Médiane est donc vérifiée et la station de Menaceur est homogène et peut être prise comme station de base dans le test de Wilcoxon.

Soient deux variables aléatoires Y et X respectivement de taille N_1 et N_2 , avec $N_2 > N_1$. Y représentant la série de la station de Boukerdane à étudier et X la série de la station de Menaceur prise comme référence (homogène). Le test de Wilcoxon fait l'hypothèse que les deux populations dont sont issues Y et X ont la même loi de probabilité. Ainsi, il est possible de supposer que les deux échantillons sont issus d'une seule et même population (Lamboley, 2006). Les deux échantillons sont mélangés et les valeurs des deux variables aléatoires sont rangées en une seule suite croissante (série unique). Ensuite les rangs des valeurs de Y sont relevés dans cette suite, et la quantité W_Y est calculée. Elle représente la somme des rangs de Y.

$$W_y = \sum_{i=1}^{N_1} Rang Y_i \quad (3.3)$$

L'hypothèse nulle H_0 de ce test est vérifiée si :

$$W_{min} < W_Y < W_{max}$$

Avec :

$$W_{min} = \frac{(N_1 + N_2 + 1) \cdot N_1 - 1}{2} - u_{1-\frac{\alpha}{2}} \cdot \sqrt{\frac{N_1 \cdot N_2 \cdot (N_1 + N_2 + 1)}{12}} \quad (3.4)$$

Et,

$$W_{max} = (N_1 + N_2 + 1) \cdot N_1 - W_{MIN} \quad (3.5)$$

La série des pluies moyennes annuelles de la station de Menaceur X a une taille $N_2=27$, et la série des pluies moyennes annuelles de Boukerdane Y a une taille $N_1=19$. La somme des rangs de la série des Y, $W_Y=362$. Les quantités W_{min} et W_{max} , prennent respectivement les valeurs 358,1 et 534,9. Ainsi l'hypothèse nulle H_0 du test de Wilcoxon est vérifiée ($358,1 < W_Y < 534,9$). La station pluviométrique de Boukerdane peut être considérée comme homogène.

3.2.1.2 Contrôle de la qualité des séries des enregistrements pluviographiques

Cette série pluviographique, donne sous forme de pluviogrammes, la hauteur de pluie cumulée en fonction du temps, c'est à dire pendant toute la durée de l'épisode pluvieux. Un dépouillement, un par un, des pluviogrammes de chacun des 548 épisodes pluvieux enregistrés est effectué. Ce dépouillement permet de déterminer, pour chaque événement pluvieux, les plus fortes hauteurs de la pluie (ou intensité) correspondant chacune à des durées bien déterminées (1min, 5min, 15min, 30 min, 60min, 120min, 180min, 360min, 720min et 1440min) au cours de ce même évènement. Une série de durées complètes (SDC) est ainsi formée. Cette SDC est composée de plusieurs groupes. Chacun de ces groupes correspond à

une durée d'agrégation (temps de référence). Les hauteurs de pluies (ou intensités) pour les différentes durées sont ainsi consignées dans des échantillons (groupes) distincts. Les groupes ainsi constitués n'ont pas tous la même taille, vu que les épisodes pluvieux n'ont pas tous la même durée.

La série pluviographique utilisée dans cette étude couvre la période allant de du 1^{er} Janvier 1988 au 31 Décembre 2007. L'ANRH procède à des mises à jour périodiques des séries pluviographiques, environ tous les trois ans pour les pluviographes mécaniques à enregistrement sur rouleaux de papier millimétrique « pluviogramme », montés sur cylindre. Le pluviographe de la station de Boukerdane a connu une interruption dans ses enregistrements du 1^{er} Septembre 1999 au 31 Août 2000, soit une année hydrologique de perdue. Pour remplacer cette année ainsi perdue, une année hydrologique artificielle (1999/2000) a été reconstituée, en considérant deux fragments d'enregistrements pluviographiques : le premier du 1^{er} Janvier 1988 au 31 Août 1988 et le second du 1^{er} Septembre 2007 au 31 décembre 2007. Ce qui donne une série pluviographique de 19 années d'observations continues.

Dans la section précédente il a été démontré que la série pluviométrique de la station de Boukerdane est de bonne qualité (homogène), et est donc utilisée comme série de référence pour valider la série pluviographique.

La cohérence entre ces deux séries sera ainsi vérifiée en comparant les maxima journaliers de la série horaire (pluviographique) avec les maxima journaliers annuels de la série journalière (pluviométrique) qui sert de référence. La série des maxima journaliers annuels (SMA) pluviographiques est constituée en sélectionnant le maximum annuel de chaque année à partir du groupe de durée 24heures provenant de la série de durée complète (SDC). Si les mesures étaient exactes, les maxima annuels des deux séries (pluviographique et pluviométrique) devraient être égaux. Du fait des erreurs de mesures et des valeurs manquantes, en particulier lors des forts événements, les maxima des deux séries peuvent être différents (Muller, 2006). Ainsi seules les années pluviographiques dont les maxima annuels ont une différence tolérable avec les maxima annuels de l'année pluviométrique seront conservées. Muller (2006), pour valider la série pluviographique de la ville de Marseille (France), a fixé le seuil de rejet à 19mm, ce qui correspond à une différence relative inférieure à 6% entre maxima annuels horaires et maxima annuels journaliers. A travers cette procédure, Muller (2006) a pu valider 45 années de données horaires sur 65.

Le choix du seuil de rejet est primordial, car un seuil trop élevé permettra de conserver un nombre maximal d'années mais avec des données horaires de moins bonne qualité. Et à contrario un seuil trop bas, permettra d'avoir des données horaires de bonne qualité, mais un nombre d'années d'observations limité. Donc, le seuil recherché doit être suffisamment élevé pour garder un nombre minimal d'années dans la série horaire, et assez bas pour garantir une bonne qualité des données horaires, c'est-à-dire pour que les maxima de la série horaire soient réellement des maxima journaliers annuels. Le seuil de rejet retenu pour la validation de la série pluviographique de la station de Boukerdane est de 6mm.

Une comparaison entre les valeurs maximales annuelles des deux séries pluviométrique et pluviographique (fig. 3.1) montre que quelques valeurs fortes, présentes dans la série pluviométrique, n’ont pas été mesurées dans la série pluviographique. Ainsi, les épisodes pluvieux extrêmes de 2001 (108mm), 2000 (58mm) et 2006 (42mm) sont des valeurs manquantes dans la série horaire. A défaut de ne pouvoir comparer ces maxima annuels de la série pluviographique avec les maxima annuels de la série pluviométrique, ils sont remplacés par les deuxièmes maxima annuels qui eux ont été enregistrés

Enfin 17 années de la série horaire ont été validées. Les deux années rejetées sont celles dont les maxima annuels sont manquants (2001/02 et 2006/07). Le seuil ainsi retenu (6mm) bien qu’il soit très faible, n’a pas restreint le nombre d’années validées, deux années seulement ont été rejetées car elles comportaient des lacunes (maxima annuels manquants). Ce qui démontre que la série pluviographique de la station de Boukerdane est de très bonne qualité.

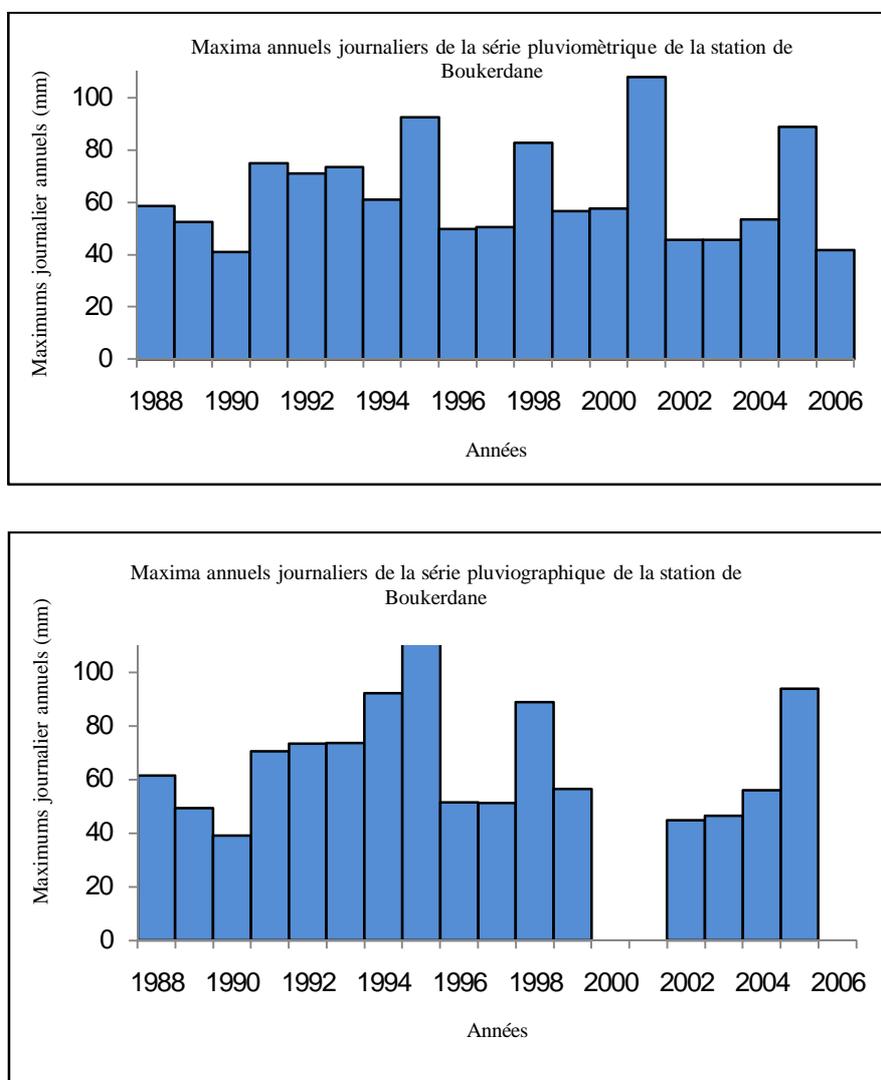


Fig. 3.1 : Pluie maximale journalière de la station de Boukerdane. Figure du haut : Pluie maximale journalière issue de la série pluviométrique. Figure du bas : pluie maximale journalier issue de la série pluviographique.

A l'issue de la vérification de l'homogénéité de la série pluviographique, il ressort que l'on dispose de séries de maxima annuels (SMA) sur différentes durées d'agrégation d'une courte durée, seulement 17 années d'observations discontinues.

Moyennant l'adoption d'approches spécifiques (§3.3), l'étude des événements extrêmes est finalement basée sur l'analyse fréquentielle des 19 années d'enregistrements pluviographiques de la station de Boukerdane. Cette SDC est constituée à partir de 17 années complètes et 2 années comptant des lacunes (série fragmentaire).

3.2.2 Climat pluviométrique et ses extrêmes

Le climat pluviométrique de la région côtière de Tipasa est de type Méditerranéen. Le littoral Algérien est caractérisé par une saison froide relativement tempérée, durant laquelle des perturbations cycloniques (frontales) apportent des pluies souvent substantielles (surtout sur les reliefs), suivie d'une période chaude, sèche et à atmosphère calme. Le régime Méditerranéen est encore accentué par la présence de hautes montagnes bordant la côte (Réméniéras, 1986). C'est typiquement le cas de notre zone d'étude qui est entourée par le Mont Chenoua (880m d'altitude) situé 5km à l'Est de la zone d'étude et l'Atlas Blidéen (à plus de 1100m d'Altitude par endroit) à 20km au Sud. Aussi, le climat pluviométrique est caractérisé par une certaine variabilité dans la pluie moyenne annuelle et par de fortes averses de l'ordre de 160mm en quelques heures. Les tableaux 3.1 et 3.2 résument les statistiques de la pluie à la station de Boukerdane (1989/90 – 2006/07).

Tableau 3.1 Valeurs mensuelles et annuelles de la précipitation (1988/89-2006/07), moyennes, extrêmes, nombre moyen de jours pluvieux et pluie maximale en 24h à la station de Boukerdane (020329).

Mois	Moyenne (mm)	Max. (mm)	Min. (mm)	Jours ≥0,1mm	Max 24h (mm)
Sep.	29,1	107,1	0,0	4	49,2
Oct.	40,2	135,9	2,0	6	71,1
Nov.	78,4	175,2	19,1	9	107,9
Dec.	83,5	260	10,5	10	58,5
Jan.	80,3	170,2	5,5	10	74,9
Fév.	65,9	168,8	0,0	9	40,5
Mar.	54,2	115,5	0,8	7	82,7
Avr.	57,7	199,2	8,2	9	92,5
Mai.	36,0	140,9	0,9	5	88,2
Jun.	4,5	23,1	0,0	2	10,1
Jul.	1,4	6,5	0,0	1	6,5
Aou.	2,3	8,8	0,0	2	6,3
Annuel	533,4	-	-	72	107,9

Tableau 3.2 (a) Pluie moyenne annuelle, et (b) Pluies journalières maximales annuelles sur la période 1988/1989 à 2006/2007 à la station de Boukerdane

Année	a. mm	b. mm
1988/89	580	58,5
89/90	359	52,5
90/91	534	41
91/92	612	74,9
92/93	431	71,1
93/94	340	73,5
94/95	671	90,3
95/96	634	122,1
96/97	396	49,7
97/98	514	50,6
98/99	673	93,7
99/00	522	56,5
00/01	428	57,5
01/02	425	107,9
02/03	594	45,7
03/04	544	45,5
04/05	685	53,5
05/06	632	88,8
06/07	563	41,6

Du tableau 3.1, il ressort que le climat de la région de Tipasa compte deux saisons. La première pouvant être définie comme une saison humide avec 67 jours de pluie en moyenne par année et recevant en moyenne plus de 98% des pluies annuelles. Il commence à pleuvoir en Septembre avec une augmentation graduelle des pluies moyennes mensuelles pour atteindre une quantité maximale de pluie mensuelle de Novembre à Février, puis une diminution graduelle jusqu'en Mai. La seconde saison sera donc une saison sèche de Juin à Août avec 5 jours de pluies en moyenne et moins de 2% des pluies annuelles.

La plus forte averse enregistrée à la station de Boukerdane est de 160mm de pluie tombée en quelques heures. Cette averse ne figure pas dans le tableau 3.1 car elle a été enregistrée sur deux jours d'observation débutant avant l'aube (1^{er} jour) et continuant au long de la matinée (2^{ème} jour). Le tableau 3.1 montre que la plus forte valeur journalière a été enregistrée au mois de Novembre. Aussi, en analysant la série des pluies journalières maximales annuelles couvrant 19 années, la plus grande valeur journalière a été enregistrée 5 fois en Novembre, 4 fois en Janvier, 2 fois en Septembre, Octobre, Décembre et Mai, 1 fois en Avril et Mars et zéro fois en Février, Juillet et Août. Il semblerait que les plus fortes averses surviennent en Novembre. Toutefois, la courte taille de la série d'observation ne permet pas d'affirmer avec fermeté ce constat. De plus, les pluies maximales journalières ayant été enregistrées à plusieurs reprises pendant tous les mois couvrant la période humide (pluvieuse), des événements extrêmes peuvent survenir tout au long de cette période et pas uniquement en Novembre.

L'analyse des durées des 548 épisodes pluvieux enregistrés à la station de Boukerdane montre que plus de 50% des averses ont une durée inférieure à 6 heures (360min.) et que seulement 9% des épisodes pluvieux ont une durée de 1 heure (60min) (voir fig. 3.2). En considérant la série des hauteurs de pluie pour différentes durées, il ressort que ces averses (de moins de 6heures) ont des intensités très variables, avec une succession de très forte intensité sur de courtes durées puis d'intensité moindre et plus uniforme sur une plus longue durée. Cette succession peut se produire à plusieurs reprises surtout pour les événements ayant une durée de quelques heures. Il est fait le même constat pour les épisodes ayant des durées de 24heures voire plus.

Pour les épisodes pluvieux ayant une durée inférieure ou égale à 12 heures, en moyenne 70% du cumul de la hauteur de la pluie au cours de cette durée (12 heures) est tombée pendant les 6 premières heures de cet épisode. De même pour les pluies ayant une durée inférieure ou égale à 24heures, 50% du cumul de la hauteur de la pluie tombée en 6 heures, ainsi que pour les 35 épisodes enregistrés ayant une durée supérieure à 24 heures, 40% du cumul de la pluie au cours de l'évènement tombe en 6 heures. Il peut être dit sans trop d'erreurs que les plus fortes intensités de la pluie dans la région de Tipasa surviennent pendant les 6 premières heures de l'épisode pluvieux. Ainsi, les courbes IDF de la station Boukerdane (Tipasa) seront établies pour des durées d'agrégation de : 1, 5, 15, 30, 60, 120, 180 et 360minutes. La durée d'agrégation maximale étant de 6heures.

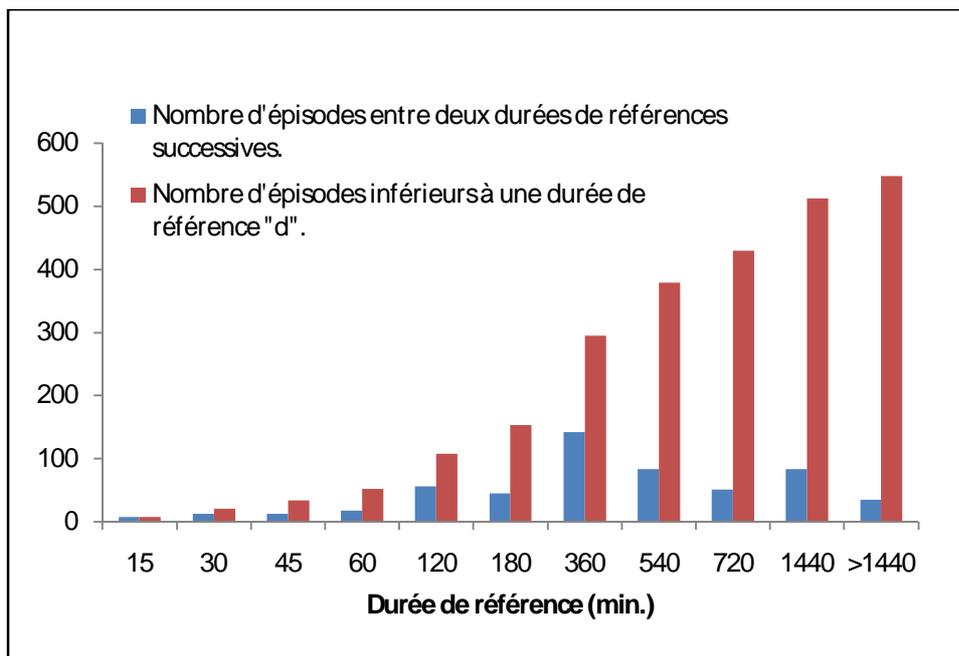


Fig. 3.2 Nombre d'épisodes pluvieux en fonction de leur durée.

3.3 SERIES HORAIRES: CONSTITUTION DES ECHANTILLONS ET ETUDE D'INDEPENDANCE

A l'issue de la procédure de validation de la série pluviographique de la station de Boukerdane, seulement 17 années sur 19 ont été validées. La pratique de l'analyse fréquentielle a permis de montrer que pour des séries chronologiques dépassant la trentaine d'années, il est légitime de se limiter à n'étudier que les valeurs extrêmes annuelles (Meylan et al, 1999). Ce qui n'est pas le cas ici. En effet, quand uniquement de courtes séries pluviographiques sont disponibles, il existe une approche autre que celle basée sur les SMA pour l'analyse des événements extrêmes. Cette deuxième approche consiste en une analyse des séries de durée partielle (SDP), aussi appelées séries POT (Peak Over Threshold series), ou encore méthode du renouvellement. Cette technique permet d'augmenter la taille des échantillons analysés, et ainsi assurer une certaine fiabilité des résultats. Cette SDP découle de la SDC, tout comme cette dernière, elle est formée de plusieurs groupes ou sous-séries, chacun correspondant à une durée d'agrégation (temps de référence). Tous les groupes de la SDP sont composés par toutes les valeurs supérieures à un certain seuil, permettant ainsi d'augmenter leurs tailles par rapport aux groupes formants la SMA.

Les deux années (2001/02 et 2006/07) retirées de la série pluviographique ont été déclarées hétérogènes au sens des maxima annuels et cela ne signifie en aucun cas que le reste de l'information fournie par les années rejetées soit fausse ou erronée. Cependant ces deux années ont été retirées de la SMA à cause d'une petite discontinuité et peuvent être considérées comme des enregistrements fragmentaires.

Svensson et al. (2007) ont analysé des événements extrêmes et établi les courbes intensité-durée-fréquence (IDF) dans la région d'Eskdalemuir (Ecosse) à partir de SDP. Ces SDP étaient formées par 18 années d'enregistrements pluviographiques complètes et fragmentaires, ces dernières ont été utilisées sans comblement des lacunes. Les enregistrements fragmentaires ont été déduits des années où il y avait des manques (une discontinuité). Ces lacunes ont été créées d'une manière artificielle dont le but de comparer les courbes IDF issues d'une approche SMA ayant des séries complètes (IDF prise comme référence pour la comparaison), avec (i) celles issues d'une approche de type SDP avec des enregistrements fragmentaires et complets, (ii) celles issues de la série des maxima mensuels provenant d'enregistrements complets et fragmentaires, et (iii) enfin celles issues des maxima annuels provenant d'enregistrements fragmentaires et complets. La série (ii) des maxima mensuels a fourni les meilleures estimations, étant donné que l'effet de saisonnalité est représenté dans cette dernière et qu'il existe une saisonnalité flagrante dans la région D'Eskdalemuir. Toutefois, les auteurs affirment que l'approche (i) SDP reste la plus à même de fournir les estimations les plus réalistes quand l'effet de saisonnalité est faible.

Il est alors possible d'associer des enregistrements fragmentaires (sans comblement) et annuels complets en adoptant une approche de type SDP, qui vise à utiliser le maximum d'information disponible, sans que cela ne réduise la précision ou la fiabilité du calcul,

d'autant plus que le manque dans les données horaires pour l'étude menée dans ce mémoire est inférieur à 1%.

Il existe aussi une seconde méthode utilisée lorsqu'une SMA est trop courte, qui consiste à retenir 1, 2, 3 ou k plus grandes valeurs de la série complète annuelle (voir Touaibia et al., 2004 ; Bouaichi et al., 2006). Ce type de série est aussi appelé série gonflée. La légitimité, sur le plan de la statistique, de l'utilisation de séries gonflées est toutefois discutée (Michel, 1985, in Meylan et al., 1999). Il semble donc préférable dans la mesure du possible, de s'en tenir aux SDP.

L'approche de type SDP classique repose sur les hypothèses fondamentales que le nombre de dépassement annuel du seuil suit une distribution de Poisson et que les valeurs retenues sont indépendantes et identiquement distribuées (i.i.d.), suivant une distribution exponentielle (Madsen et al., 1993 ; Lang et al., 1999, Meylan et al., 1999 ; Rosbjerg et al., 2004). Lang et al. (1999) ont essayé de produire un guide opérationnel pour la modélisation au-delà d'un seuil, incluant un grand nombre de développements concernant l'approche SDP, ils ont fourni une large gamme de tests permettant de sélectionner un seuil et de vérifier les hypothèses sur lesquelles sont basées les SDP. Toutefois, il n'existe pas de règle commune pour la préparation de SDP et leur utilisation requiert une préparation spécifique à chaque cas d'étude (Ben-zvi, 2009).

Le seuil associé à la série SDP peut affecter les propriétés de cette dernière (Ben-zvi, 2009). Ce seuil sélectionné doit assurer la supériorité de la SDP par rapport à la SMA. Ainsi une question se pose d'elle-même, pour que le seuil choisi assure la supériorité de la SDP par rapport à la SMA et fournisse des estimations fiables, est-il nécessaire de strictement satisfaire aux hypothèses fondamentales de l'approche SDP ?

L'acceptation de la distribution exponentielle est difficile à justifier sans choisir un seuil très élevé. Dans le cas de dépassements nécessitant une distribution avec une concentration élevée de la queue droite (*heavy right tail*), ce qui n'est pas le cas de la distribution exponentielle, due à la possible présence de valeurs rares (exceptionnellement élevées), la distribution généralisée de Pareto (GPD) est un choix plus naturel (Madsen et al., 1993). La distribution exponentielle sur des SDP, en assumant (ou en s'assurant) une distribution Poissonienne des dépassements annuels, correspond à la distribution de Gumbel sur des séries annuelles (Stedinger et al., 1993 ; Koutsoyiannis, 1998 ; Meylan et Musy 1999 ; Smith, 2003).

Que les valeurs retenues dans une SDP soient indépendantes et identiquement distribuées est inaliénable de ce type d'approche (i.e. SDP), en effet une série dont les valeurs seraient auto-corrélées fausserait l'estimation des quantiles, l'indépendance des SDP est vérifiée dans la section (3.3.3). Choisir une fonction de distribution probabilité qui s'ajuste le mieux possible avec la distribution expérimentale, est à notre sens, la meilleure façon de s'assurer que les valeurs de la SDP soient identiquement distribuées, aussi la méthode retenue pour la construction des courbes IDF (voir section 3.4) garantit cette hypothèse. Enfin, quand l'indépendance de la SDP est prouvée, la distribution Poissonienne des occurrences est

généralement assurée tant que le nombre moyen de dépassement par année du seuil n'est pas trop élevé (Madsen et al., 1993), toutefois la validité de cette hypothèse ne sera pas testée ici.

Pour une approche de type SDP, Lang et al. (1999 et 2004) préconisent de vérifier en plus de l'homogénéité, et de l'indépendance de la série, la stationnarité (propriétés statistiques du phénomène étudié sont indépendantes du temps) du processus. Dans cette étude, il n'a pas été jugé pertinent de vérifier la non-stationnarité du processus, due à des changements d'environnement et/ou d'appareil de mesure, vu qu'il n'y a pas eu de modification de ce côté ci et que la station de Boukerdane ne compte relativement que peu d'années de fonctionnement. Toutefois Adamowski et al. (2010) ont analysé l'influence de tendance sur des pluies de projet de courte durée dans la province d'Ontario (Canada) pour 15 stations ayant de 20 à 39 années de fonctionnement. Ils ont conclu à l'existence de tendance (non stationnarité), et proposé une approche permettant de prendre en compte ces tendances dans l'élaboration de pluie de projet de courte durée déduite de courbe IDF. Ces tendances ont été attribuées à des changements climatiques et/ou à une variabilité climatique naturelle. Dans la suite de cette étude, ce volet ne sera pas abordé.

3.3.1 SDP vs. SMA

Traditionnellement l'étude statistique des événements extrêmes est basée sur l'analyse des échantillons formés de valeurs maximales annuelles. Ces échantillons sont facilement déductibles de la série de durée complète. Aussi cette approche permet une exploitation directe du modèle fréquentiel ajusté, en probabilité annuelle d'occurrence (Meylan et al., 1999).

La fiabilité de cette approche est dépendante de la longueur de la SMA. En effet, il serait illusoire de vouloir mener une analyse des événements extrêmes basée sur une SMA de courte durée et obtenir des résultats d'une grande fiabilité. Il a été établi d'une façon un peu empirique, que pour estimer avec une incertitude acceptable un événement de période de retour T , il faudrait disposer d'observations sur une durée de 5 à 7 fois la valeur de T exprimée en années (3 fois étant un minimum en dessous duquel il ne faudrait pas descendre). Cette condition impose des durées d'observation très longues, ainsi pour estimer une pluie décennale, il faudrait avoir 30 années d'observation au minimum et 70 années seraient l'idéal (CERTU, 2003). Or, la SMA utilisée dans cette étude compte 19 années d'observations.

Cette restriction (série courte) ne met pas pour autant un frein à la mise en œuvre d'une analyse des événements extrêmes. Quand des séries sur de longues années de mesure ne sont pas disponibles, il devient nécessaire et avantageux de considérer tous les événements supérieurs à une certaine valeur (seuil) (Stedinger et al., 1993). Il est vrai au prix de complications mathématiques plus importantes (Meylan et al., 1999). En outre une approche de type SDP ne permet pas seulement d'augmenter la taille de la série pour en améliorer la fiabilité. La fiabilité climatologique étant dépendante de la seule longueur (en année) de la série (Meylan et al., 1999). Une approche de type SDP permet d'inclure dans l'analyse un très grand nombre d'évènements extrêmes, qui ne l'auraient pas été dans une SMA. En effet

certaines années d'observation peuvent compter une deuxième valeur extrême voire une troisième valeur extrême, supérieures aux valeurs maximales des années d'observations restantes.

L'utilisation de l'approche SDP comme alternative à l'approche SMA, pour l'analyse des événements hydrologiques extrêmes a été introduite en premier à travers un certain nombre de publications (Jarvis, 1936 ; Langebin, 1949 ; Borgman, 1963 ; Shane et al., 1964 ; Bernier 1967 ; Todorovic et al., 1970, Cunnane, 1973 et Rosbjerg, 1977, in Rosbjerg et al., 2004). Initialement cette approche a été appliquée aux études des crues (Stedinger et al., 1993 ; Rosbjerg et al., 2004 et Ben-zvi, 2009). Pour cette raison elle est aussi connue sous la dénomination Peak Over Threshold série (POT). Son application a, toutefois, été généralisée à l'étude des événements pluvieux (Stedinger et al., 1993). Néanmoins, l'utilisation des SDP demeure assez peu répandue en hydrologie et encore moins dans l'étude de la précipitation par rapport à une approche type SMA. Ceci peut s'expliquer par la difficulté de constituer des SDP et la relative complexité de leur modélisation fréquentielle comparativement aux SMA, ainsi que la nécessité de s'assurer que les données extraites sont indépendantes et identiquement distribuées.

Dans les premières études comparatives entre SDP et SMA, il a été considéré qu'une approche SMA était préférable pour des analyses statistiques en hydrologie (Jarvis et al., 1936 ; Gumbel, 1954, in Ben-zvi, 2009). Cette opinion a changé. En effet, Kiesel et al. (1971, in Ben-zvi, 2009) ont démontré qu'une série comportant tous les événements pluvieux remarquables renseignait beaucoup plus que des séries mensuelles ou annuelles. En plus l'approche de type SDP présente l'avantage d'être plus satisfaisante que la SMA, au niveau de la théorie statistique (Meylan et al., 1999 ; Todorovic, 1978, in Ben-zvi, 2009).

Cunnane (1973, in : Meylan et al., 1999 ; Rosbjerg et al., 2004 et Ben-zvi, 2009) a démontré la supériorité des SDP par rapport aux SMA, en considérant une distribution Poissonienne du nombre de dépassements annuels ($\lambda=1,65$). Ce résultat a été généralisé par Madsen et al. (1997a, in Rosbjerg et al., 2004 ; Kingumbi et al., 2010). En effet Martins et Stedinger (2001, in Ben-zvi, 2009) ont trouvé que la précision des débits pour des périodes de retour T estimés à partir de SDP sont insensibles au nombre de dépassements annuels (Distribution Poissonienne). Le modèle SDP classique a montré d'excellentes performances dans plusieurs applications (Madsen et al., 1993). Ben-zvi (2009), a choisi les SDP pour la construction de courbes IDF en Israël, à la suite de la comparaison de l'adéquation entre SMA/GEV(type II) et SDP/GPD. Il s'est avéré que les SDP/GPD s'ajustaient mieux. De même Kingumbi et al. (2010) à l'issue d'une étude comparative entre un modèle SDP et SMA au Canada, ont préféré retenir le modèle SDP pour l'estimation régionale des courbes IDF. Ainsi, ces différentes études fournissent des preuves que les quantiles estimés par une approche SDP ont une plus grande précision que ceux estimés par une approche SMA.

Il apparaît évident que les deux approches (SMA et SDP) comportent des inconvénients. Une SMA néglige certaines valeurs élevées. D'ailleurs, une SDP avec un seuil trop élevé engendrerait le même inconvénient que pour une SMA (utilisation réduite de l'information

disponible). De même un seuil trop bas engendrerait une auto-corrélation des valeurs de la SDP. Toutefois, un choix judicieux du seuil couplé à un critère de retenue de deux valeurs successives permet de garantir aux SDP des estimations de qualité, avec un degré d'incertitude acceptable. Tandis que la seule façon de garantir des estimations de grande qualité basées sur des SMA serait d'avoir des SMA de grande taille (i.e., de très longues périodes d'observations). Cependant, la supériorité de l'approche SDP est fortement conditionnée par l'indépendance de ses valeurs (Ben-zvi, 2009).

3.3.2 Sélection des seuils

Deux approches peuvent être adoptées pour la sélection d'un seuil : la 1^{ère} est basée sur un critère physique et la 2nd est basée sur des considérations purement mathématiques et statistiques (Lang, 1999). Le seuil associé à une SDP peut affecter ses propriétés (i.i.d). Le seuil ainsi retenu doit être tel que les estimations issues de SDP soient de qualité, ni trop bas pour ne pas engendrer une auto-corrélation de la série, ni trop élevé pour maximiser l'utilisation des données. La sélection d'un seuil basée sur un critère physique est la plus souvent rencontrée dans les études de crues (exploitation directe séries de débits). En effet, Jarvis (1936, in Ben-zvi, 2009) recommande de retenir comme seuil une valeur égale ou légèrement inférieure au débit de pointe minimum annuel. Todorovic (1981, in Ben-zvi, 2009), a observé, qu'en pratique le nombre moyen de dépassements annuels (λ) n'était pas supérieur à 3. Ben-zvi et al. (1983, in Ben-zvi, 2009) ont sélectionné un seuil tel que la vitesse d'écoulement cesse d'être sensible au débit. Kvas (1982, in Ben-zvi, 2009) a sélectionné un seuil égal au débit minimal qui faisait déborder l'écoulement de son lit naturel. Barrett (1992, in Ben-zvi, 2009) a sélectionné un seuil un peu plus élevé que la valeur minimale des débits maxima annuels, ce qui a généré en moyenne 5 événements par an.

Toutefois, dans certains cas, une détermination physique directe du seuil de dépassement n'est pas possible, particulièrement pour les pluies. Le plus souvent pour les précipitations le choix du seuil et le nombre (λ) de dépassement annuel est basé sur des considérations mathématiques et statistiques. Cunnane (1973, in : Meylan et Musy, 1999 ; Lang et al, 1999 ; Rosbjerg et al., 2004 ; Svensson et al., 2007 et Ben-zvi, 2009) a démontré la supériorité des SDP par rapport aux SMA, en considérant un nombre moyen de dépassement annuel supérieur à 1,65 suivant une distribution Poissonienne, Taesombat et al. (1978, in Benzvi, 2009) ont abondé dans le même sens en prenant $\lambda=1,65$. L'expérience montre que dès que λ dépasse 1,65 la technique des SDP est aussi performante que celle basée sur SMA longue. Aussi en pratique une série dont le nombre moyen de dépassement par année est de l'ordre de 5 à 6 peut être utilisée tout en veillant au critère d'indépendance entre événements successifs (Meylan et al, 1999).

Koutsoyiannis et al. (1998) et Koutsoyiannis (2004b) recommandent de prendre un seuil tel que le nombre de valeurs retenues par dépassement du seuil, pour chaque durée d'agrégation, soit égal au nombre d'années d'enregistrement soit $\lambda=1$. Chow (1964, in Ben-zvi, 2009) et Wang (1991, in Rosbjerg et al., 2004) ont adopté la même approche.

Madsen et al. (1993), pour retenir un seuil, ont testé la validité des hypothèses du modèle SDP comme une fonction du seuil de sélection. Lang et al. (1999) ont étudié le problème de la sélection du seuil et ont recommandé l'utilisation d'un jeu de tests comparatifs. Premièrement, un intervalle pour des seuils acceptables doit être trouvé en testant : (i) la stabilité des paramètres de la distribution et (ii) la vérification des occurrences suivant un processus Poissonien. Deuxièmement, à l'intérieur de l'intervalle ainsi identifié, le seuil sélectionné doit être suffisamment élevé pour correspondre, à au moins, un nombre moyen de dépassements annuels de 2 (ou 3). Le dépassement du seuil a été étudié en détail. Ils ont recommandé de vérifier les hypothèses fondamentales des SDP en utilisant différents tests statistiques : Test de l'indice de dispersion, tests de stationnarité et de saisonnalité (Rosbjerg et al., 2004).

Willems (2000) a retenu comme seuil d'extraction, pour chaque durée d'agrégation, la valeur correspondant à une période de retour de 1 mois, il a aussi adopté un critère d'indépendance. Cette façon de faire a aussi été préconisée par Darlymple (1960, in Lang et al., 1999) qui a utilisé une période de retour de 1,15 années, Waylen et al. (1983, in Lang et al., 1999) et Irvine et al. (1986, in Lang et al., 1999) ont suggéré une période de retour autour de 1,2 à 2 années.

Svensson et al. (2007) et Kingumbi et al. (2010) ont fixé le seuil et le nombre correspondant d'évènements annuel dépassant le seuil (λ) en utilisant l'approximation asymptotique selon laquelle λ croît linéairement en fonction du seuil, de même que Muller (2006). Svensson et al. (2007) ont obtenu un nombre moyen de dépassements annuels de 3,5. Kingumbi et al. (2010) ont obtenu des dépassements annuels qui étaient sensiblement les mêmes pour toutes les durées d'agrégation variant de 2,2 à 2,6.

Ben-zvi (2009), pour modéliser des courbes IDF dérivées de SDP, a proposé de constituer un grand nombre de SDP à chacune d'elles correspond un nombre moyen de dépassement annuels λ (λ variant de 1 à n , n étant la taille de la série complète, i.e. pour tous les évènements enregistrés), la valeur du seuil étant propre à chaque durée d'agrégation (groupe) pour chaque valeur de λ . Ensuite, la SDP retenue a été constituée par les groupes, dont les valeurs donnent le meilleur ajustement possible à une fonction de distribution probabilité (Pareto généralisé), pour chaque durée d'agrégation. Les meilleures adéquations ont été repérées par un test d'Anderson-Darling. Cette méthode permet de s'assurer que la distribution est identique (SDP la plus adéquate étant choisie). Un critère d'indépendance a été considéré pour que deux évènements successifs soient retenus, toutefois l'indépendance n'a pas été prospectée. Et l'hypothèse que les occurrences des évènements suivent un processus Poissonien n'a pas été étudiée. Cette manière de faire aboutit à une SDP avec un nombre (λ) moyen de dépassements annuels différent pour chaque durée d'agrégation, eg : 340 dépassements pour une durée d'agrégation de 15min et 576 pour une durée 240min.

Dans le même ordre d'idée que Ben-zvi (2009), Van de Vyver et al. (2010), en considérant que la fonction de distribution de probabilité sous-jacente était la distribution Pareto généralisé (GPD), ont estimé qu'une valeur convenable du seuil devait être

prise de manière à ce que la distribution expérimentale suive la distribution théorique (i.e. GPD) d'aussi près que possible. Ils ont retenu différents seuils correspondant à chaque durée d'agrégation avec un nombre de dépassements annuels entre 4,4 et 7,6. Toutefois, l'indépendance et les occurrences suivant une distribution de Poisson n'ont pas été vérifiées. Cette approche a été proposée par Pikands (1975, in Ben-zvi, 2009)

Dans cette étude, il est retenu différents nombres moyens de dépassements annuels, $\lambda=1,65$ (Cunnane 1973, in : Meylan et al., 1999 ; Lang et al, 1999 ; Rosbjerg et al., 2004 ; Svensson, 2007 et Ben-zvi, 2009) ce qui devrait au moins assurer la supériorité par rapport à une approche SMA. $\lambda= 3,5$ le nombre retenu par différents auteurs qui ont établi des IDF dérivés de SDP (Lang et al., 1999 ; Svenson et al., 2007 ; Kingumbi et al., 2010). Aussi, deux autres nombres moyens de dépassements annuels seront considérés, $\lambda=6$ (Meylan et al., 1999 ; Van de Vyver et al., 2010) pour inclure un plus grand nombre d'évènements remarquable, et $\lambda=1$ tel que le nombre de valeurs retenues sur chaque durée d'agrégation soit égal au nombre d'années d'observations (Koutsoyiannis et al, 1998 ; Koutsoyiannis 2004b,c). Ainsi il a été constitué 4 SDP, ayant respectivement des nombres moyens de dépassements annuels de : 1 ; 1,65 ; 3,5 et 6. Aussi, la SMA est considérée dans un but comparatif. Le choix définitif de la SDP de laquelle seront dérivées les courbes IDF sera fonction de l'indépendance des 4 SDP formées (section 3.3.3) (une série auto-corrélée sera évidemment rejetée), de la meilleure adéquation possible de la fonction de distribution de probabilité sous-jacente (section 3.4), et enfin de l'identité, c'est-à-dire que les valeurs de la SDP retenue doivent être identiquement distribuées. Ainsi, les critères de choix de la SDP retenue pour dériver les IDF sont tels qu'ils satisfèreront grandement aux hypothèses fondamentales d'une approche SDP, seules les occurrences des évènements suivant un processus Poissonien ne sont pas abordées.

3.3.3 Étude de l'Indépendance de la SDP

Clairement l'indépendance d'une série de durée partielle, signifie que les valeurs de la série des précipitations pour chaque durée d'agrégation (groupes) ne doivent pas être auto-corrélées, c'est-à-dire que dans un ordre chronologique la valeur X_{i+1} ne doit pas dépendre de X_i . Aussi, quelque soit l'approche adoptée, SMA ou SDP, dans l'analyse fréquentielle des événements pluvieux extrêmes, l'indépendance de la série doit être assurée. Généralement l'indépendance des valeurs d'une SMA est garantie, et il n'est pas utile de l'étudier, du fait de la structure même de la série (série constituée d'une seule valeur par année), il ne peut a priori exister de dépendance entre deux valeurs successives. Néanmoins, il existe des exceptions, Mohymont et al. (2004) ont examiné l'indépendance de la SMA (pour différentes durées) dans les régions tropicales de l'Afrique centrale. En effet, dans certaines régions du monde, la saison où la probabilité d'occurrence des événements extrêmes est très forte, se situe (dans le temps) à cheval entre deux années d'observations successives. Il devient alors nécessaire de vérifier l'indépendance des séries de précipitation. Par contre l'indépendance d'une SDP doit systématiquement faire l'objet d'un contrôle.

L'indépendance physique des valeurs d'une série est une condition sine qua non à l'application de la théorie des valeurs extrêmes (Willems, 2000). Par conséquent, une SDP

doit être indépendante. En effet, un inconvénient majeur d'une SDP, est qu'elle peut souffrir d'une corrélation entre ses valeurs successives, particulièrement lorsque le seuil de sélection est bas (nombre (λ) moyen de dépassements annuels élevé). Pour pallier à ce problème, un critère d'indépendance doit être adopté pour que deux valeurs successives soient retenues (non auto-corrélées). Cependant, avec l'introduction d'un tel critère d'indépendance, il est difficile d'approcher totalement une indépendance statistique. Seule une large indépendance physique est approchée (Willems, 2000). Ce qui est suffisant pour mettre en œuvre une analyse des événements extrêmes basée sur une SDP.

Si, une éventuelle auto-corrélation (une certaine dépendance) est décelée, cela ne signifie pas pour autant que tout calcul ultérieur soit compromis. Dans un premier temps, il s'agira de critiquer les données, ainsi que la procédure de séparation des événements. Par ailleurs des méthodes existent, qui permettent de tenir compte dans une certaine mesure d'une auto-corrélation des données (Meylan et al., 1999).

Il n'y a pas de consensus sur le critère à adopter pour obtenir une indépendance entre deux valeurs successives (Svensson et al., 2007). Pour une application aux crues des rivières, deux débits de pointes consécutifs sont définis par l'U.S. Water Resources Council (1982, in Willems, 2000; Lang et al., 1999) comme indépendants si le temps entre deux événements successifs est supérieur à un temps critique, et si pendant ce temps le débit écoulé est inférieur à un débit critique. Il va de soi que seule la première condition est retenue concernant les précipitations, la deuxième n'ayant pas de sens pour les pluies. Ce temps critique doit être aussi grand que le temps de concentration du bassin versant (Willems, 2000).

Certains auteurs ont préconisé de considérer un nombre minimal d'heures sans pluie entre deux événements pour que ces derniers soient indépendants. Madsen et al. (1993) ont estimé au Danemark que des épisodes pluvieux sont considérés comme distincts s'ils sont séparés par plus d'une heure sans pluie. Bonta et al. (1988, in Svensson et al., 2007) ont estimé une valeur de 10 heures sèches dans l'Ohio (Etats-Unis), Huff et al. (1989, in Svensson et al., 2007) ont appliqué une période de séparation de 6 heures aux épisodes pluvieux dans l'Illinois (Etats-Unis) et Robinson et al. (1992, in Svensson et al., 2007) ont utilisé une période de 2 heures sèches pour séparer les pluies au Sud-est des États-Unis. Willems (2000) a utilisé une période minimale de 12 heures à Uccle (Belgique). Guargouri-Ellouze et al. (2008) ont considéré que deux événements pluvieux successifs sont séparés par une période sèche de durée supérieure à 20 minutes (hauteur de pluie > 2mm) au Nord de la Tunisie. Benzvi (2009) a considéré que deux événements successifs sont indépendants s'ils sont séparés par au moins 24 heures sans pluie au centre et au Nord d'Israël.

Ainsi, le critère d'indépendance retenu, doit être approprié à la climatologie de la zone d'étude (Svenson et al., 2007). Dans cette étude, le critère retenu est de 6 heures sans pluie entre deux épisodes pluvieux pour qu'ils soient considérés comme indépendants. Ce choix de 6 heures, qui correspond à une durée d'agrégation, est motivé par le fait que plus de 50% des épisodes enregistrés ont une durée inférieure ou égale à 6 heures et que les plus fortes intensités de la pluie sont rencontrées aux cours de ces épisodes (voir section 3.2.2). Ainsi, il

peut être considéré, sans trop d'erreur, que deux événements successifs sont indépendants s'ils sont séparés par une période sèche d'au moins 6 heures.

Ashkar et al. (1983b, in Ben-zvi, 2009) ont conclu que l'adoption d'un critère d'une durée minimum entre deux événements successifs peut interférer avec le processus Poissonien d'occurrences des événements. L'adoption de cette conclusion requiert le développement d'un autre critère pour distinguer entre un épisode pluvieux long et quelques épisodes successifs ininterrompus. Un tel critère n'a pas encore été publié (Ben-zvi, 2009).

Toutefois, pour s'assurer de l'indépendance des différentes SDP retenues et de l'exactitude du critère d'indépendance sélectionné, ce constat (période de séparation de 6heures) est étayé par l'application d'un test de corrélation. Ainsi, pour tester l'auto-corrélation sur différentes durées d'agrégation, plusieurs auteurs (Mohymont et al., 2004 ; Wagener et al., 2006 ; Benkhalel, 2007 et Gargouri-Elluze et al., 2008) recommandent de calculer un coefficient de corrélation des rangs, le (ρ) de Spearman. Le test de Spearman a été retenu car il est non paramétrique et ne fait pas l'hypothèse de la normalité des variables. Aussi, il existe d'autres méthodes permettant de s'assurer de l'indépendance, Madsen et al. (1993) ont vérifié l'indépendance pour un seuil relativement bas en mettant en œuvre un diagramme de dispersion des dépassements de X_i contre X_{i+1} séparés par une période inférieure à 1 jour et conclut qu'il n'y avait pas de dépendance significative.

La fonction d'auto-corrélation de Spearman est donnée par (Meylan et al., 1999 ; Wagener et al., 2006) :

$$\rho = 1 - \frac{6 \sum_i^n d_i}{n(n^2-1)} \quad (3.6)$$

Où n est la taille de la série (groupe) et d_i est la différence entre les rangs des valeurs de la série chronologique et de la série classée (classement croissant). La fonction d'auto-corrélation de Spearman est calculée pour la SMA et les 4 SDP ($\lambda=1 ; 1,65 ; 3,5$ et 6), sur les 8 durées d'agrégation retenues, les résultats sont présentés dans la figure 3.3. Le ρ obtenu peut prendre des valeurs comprises entre -1 et 1 . Pour évaluer si la liaison est significative (i.e., auto-corrélation), la valeur théorique est prise dans la table du ρ de Spearman (ρ est fonction de n , voir annexe C). Si le ρ calculé est supérieur ou égal au ρ de la table, il est conclu à l'existence de dépendance (liaison significative), si le ρ calculé est inférieur à celui de la table il n'y a alors pas de dépendance sérielle. Les groupes, où aucune auto-corrélation n'a été détectée, constituant les différentes SDP sont déclarés indépendants au seuil de signification de 95%.

La figure 3.3 (ci-après), montre que tous les groupes sont indépendants (pas d'auto-corrélation) à un seuil de signification de 95%, à l'exception du groupe pour la durée 120minutes de la SMA et du groupe pour la durée 30minutes de la SDP pour un nombre de dépassements annuels $\lambda=3,5$. Le groupe de la SMA correspondant à la durée de 120minutes, a été vérifié et tous ses maxima journaliers sont espacés dans le temps de plusieurs mois, cette dépendance décelée peut s'expliquer par les incertitudes sur les variations d'échantillonnage

qui subsistent dans des séries de petites tailles, ainsi même si ce groupe n'est pas statistiquement indépendant, son indépendance physique ayant été vérifiée, il sera conservé dans la SMA. Cependant, concernant le deuxième groupe (SDP $\lambda=3,5$ et $d=30\text{min.}$) dont l'indépendance a été rejetée par le test de Spearman, il ne sera pas retenu tel quel. En effet, la vérification de ses valeurs successives, a montré qu'il comporte plusieurs suites de deux jours calendaires de pluie consécutives (espacées de plus de 6heures), dans ce cas précis le critère de séparation de 6heures sèches entre deux évènements successifs n'a pas été suffisant. Ce qui démontre, en 1^{er} l'efficacité du test de Spearman pour déceler des auto-corrélations dans des séries de grandes tailles, et en 2nd la nécessité de tester l'indépendance des SDP même si le critère de séparation paraît suffisant.

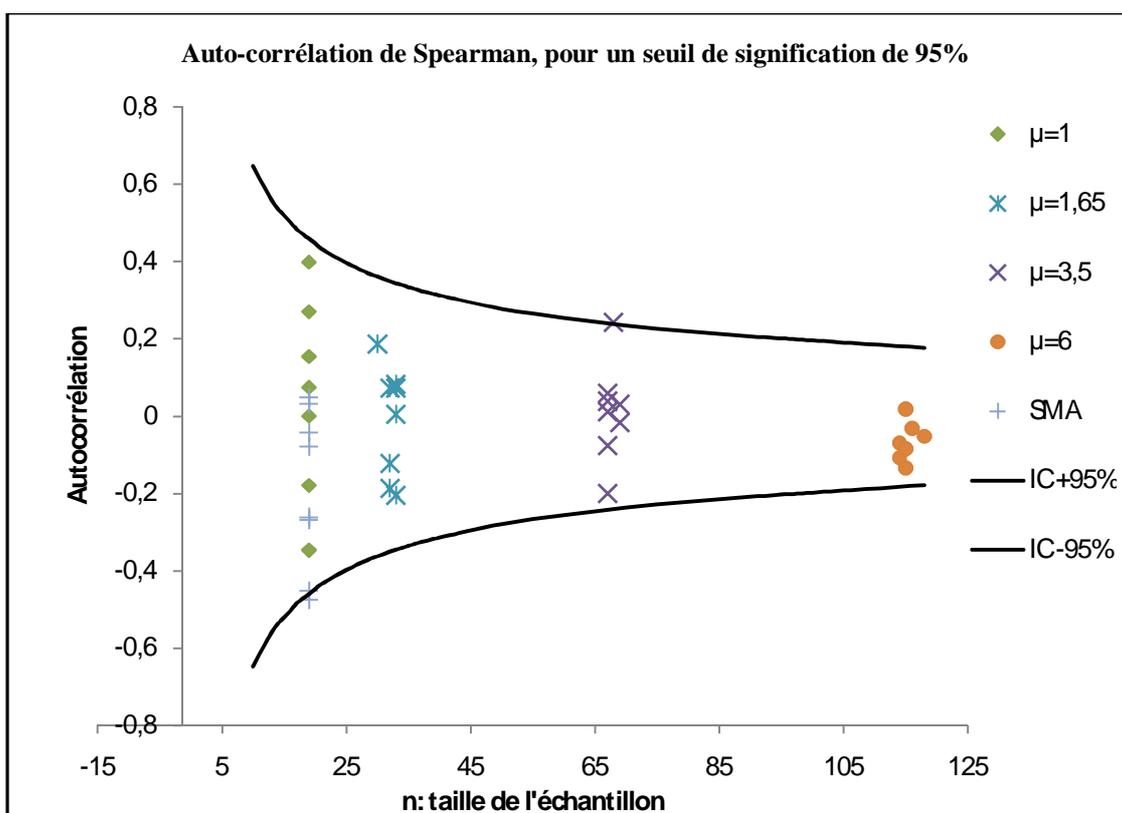


Figure 3.3 : Fonction d'auto-corrélation de Spearman pour la SMA et des SDP de $\lambda=1 ; 1,65 ; 3,5$ et 6 , sur différentes durée d'agrégation (1, 5, 15, 30, 60, 120, 180 et 360minutes). Les traits continus représentent les intervalles de confiance (IC) à 95% pour tester l'hypothèse de nullité de la fonction d'auto-corrélation de Spearman.

Ainsi, les valeurs provoquant une auto-corrélation dans le groupe $\lambda=3,5$ et $d=30\text{minutes}$ ont été retirées. Le seuil de ce groupe a été ramené à $7,2\text{mm}$ (initialement $7,7\text{mm}$) pour maintenir $\lambda=3,5$. La dépendance a été prospectée une deuxième fois dans ce groupe sur différentes séquences (n variant de 5 à 68). La figure 3.4 montre que pour chaque valeur de n , le ρ de Spearman est très proche du zéro, ce qui implique que l'hypothèse de nullité est confirmée. Par conséquent, le groupe $d=30\text{min}$ et $\lambda=3,5$ est déclaré indépendant, ce qui confirme que la dépendance initialement détectée était imputable aux valeurs retirées.

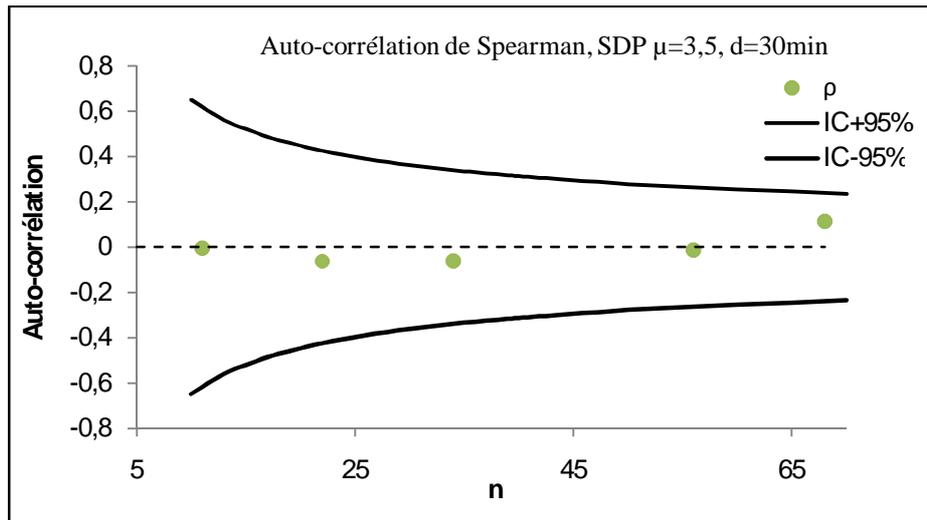


Figure 3.4 : fonction d'auto-corrélation pour le groupe de durée d'agrégation $d=30\text{min}$ de la SDP $\lambda=3,5$.

Finalement, les 4 SDP retenues ont été déclarées indépendantes, correspondant chacune à un nombre moyen de dépassements annuels (λ). Reste à savoir sur quelle SDP faudra-t-il se baser pour établir les courbes IDF. La méthode retenue pour sélectionner le nombre de dépassements annuels optimal, est inspirée de celle proposée par Ben-zvi (2009) et Van de Vyver et Demarée (2010). Cette approche consistera à choisir la SDP dont l'ensemble des valeurs (toutes durées d'agrégation confondues) s'ajusteront le mieux à la fonction de distribution de probabilité sous-jacente et dont les valeurs seront identiquement distribuées.

3.4 MODELISATION DES COURBES INTENSITE-DUREE-FREQUENCE (IDF)

Le dimensionnement des différentes composantes (réseaux d'égout, bassin de rétention...) des systèmes de gestion des eaux pluviales est établi en fonction de la période de retour des événements de pluies intenses (Bourrier, 1997). Cette information est souvent exprimée sous la forme de courbe IDF (Kingumbi et al., 2010). En effet, les courbes IDF déterminent la relation mathématique entre l'intensité moyenne maximale i , la durée d'agrégation d , et la période de retour T (ou son équivalent, qui est la fréquence au dépassement).

Avec le développement et l'utilisation de plus en plus accrue de générateurs de pluies (Acreman, 1990 ; Segond et al, 2007), qui donnent les intensités pour différentes durées, ont amené certains auteurs à décrire les courbes IDF comme étant « passées de mode » ou « vieux jeu » (*old fashion*) (Willems, 2000). Toutefois, les meilleurs générateurs qui soient, ont besoin d'être calés en testant leur prédiction sur l'information statistique de la pluie, la plus large qui soit, qui est fournie par les IDF. Elles sont à la base de toutes études de dimensionnement des infrastructures de gestion des eaux pluviales. Ainsi, les courbes IDF jouent encore un rôle majeur dans l'état de l'art des applications hydrologiques (Willems, 2000).

Les courbes IDF ont été établies (sur de longues SMA) dans plusieurs pays depuis de nombreuses années. La méthodologie de leur élaboration est maîtrisée et jugée satisfaisante, bien qu'elle découle en partie d'une construction empirique. Toutefois, dans certaines régions du monde de telles courbes ont été mal ou pas du tout définies. Ceci peut s'expliquer par l'absence de séries pluviographiques de longues durées, d'où la difficulté de mettre en œuvre la technique classique de construction des IDF. Récemment, quelques techniques permettant de contourner ces problèmes (séries pluviographiques courtes ou absences d'enregistrement pluviographique) ont été publiées. Ces différentes techniques ont toutes été mises en œuvre en appliquant la méthode fréquentielle globale de Koutsoyiannis et al. (1998) pour la modélisation des relations IDF. Cette méthode permet une estimation des paramètres des IDF reposant sur une base statistique solide (voir section 3.4.2). En effet, Endreny et al. (2009), en l'absence d'enregistrements pluviographiques, ont utilisé des données satellitaires TRMM (*Tropical Rainfall Measuring Mission*) pour constituer des séries sur différentes durées d'agrégation et générer des relations robustes des IDF au Ghana. Quoiqu'il en soit cette approche reste subordonnée à la disponibilité de données satellitaires, ce qui n'est pas toujours évident. Van de Vyver et al. (2010) ont utilisé des SDP déduites de courtes données horaires (5ans), ils ont présenté leur méthode comme étant une extension de l'approche de Koutsoyiannis et al. (1998), qui initialement a été appliquée sur des SMA. Toutefois, dans leur développement l'indépendance sérielle n'a pas été prospectée (il a été démontré son importance), ce qui ne satisfait pas aux hypothèses fondamentales d'une approche SDP.

Dans cette étude, la méthode fréquentielle globale de Koutsoyiannis et al. (1998) est utilisée pour modéliser les courbes IDF. Ce qui permet d'estimer les paramètres de la distribution de probabilité sous-jacente d'une manière globale, toutes les durées d'agrégation auront donc les mêmes paramètres (ce qui n'est pas le cas à travers la méthode classique d'établissement des IDF), et de même pour les paramètres dynamiques propres à la région d'étude. Tout comme Van de Vyver et al. (2010), l'analyse fréquentielle des événements extrêmes est basée sur une série de durée partielle. Cependant, afin de satisfaire aux hypothèses fondamentales de l'approche SDP, l'indépendance est prospectée (§ 3.3.3) et retenue comme critère de sélection du seuil, ainsi que l'appartenance à une même population (i.e., valeurs indépendantes et identiquement distribuées : i.i.d).

D'autres approches ont été développées pour la modélisation des courbes IDF dérivées de séries pluviographiques courtes. En effet Smithers et al. (2004), Takara et al. (2008) et Bara et al. (2010) ont utilisé les propriétés multifractales d'invariance d'échelle (Bendjoudi et al, 1997 ; Chaouche, 2001 ; Schertzer et al, 2006) pour l'estimation des courbes IDF. Acar et al. (2008, in Bara et al., 2010) ont utilisé un modèle de réseau de neurones artificiels à perceptron multicouche duquel des IDF sont établies. Veneziano et al. (2007), dans le but de faire une utilisation maximale des données horaires pluviographiques, ont proposé une modélisation stochastique simplifiée de la pluie en considérant, eux aussi, les propriétés multifractales d'invariance d'échelle des précipitations. A partir de cette modélisation stochastique de la pluie, des courbes IDF ont été estimées. Cette méthode est dite, méthode marginale d'estimation des IDF.

3.4.1 Choix de la fonction de distribution de probabilité (FDP) sous-jacente

Comme préconisé par Lang et al. (1999), après avoir vérifié que les données satisfont aux conditions d'homogénéité et d'indépendance, la deuxième étape dans l'estimation des quantiles des événements extrêmes à partir des SDP est le choix approprié d'une fonction de distribution de probabilité et d'une méthode d'estimation des paramètres (comme les méthodes des moments, maximum de vraisemblance, moments de probabilités pondérées ou encore la méthode des L-moments).

Pour décrire le jeu de données (SMA ou SDP), il existe de nombreuses fonctions de distribution de probabilités (FDP) dont plusieurs sont bien souvent potentiellement applicables (Roudier et al, 2010). Le choix d'un modèle fréquentiel ajustant les pluies peut être fondé sur diverses considérations, tel que des habitudes locales acquises sur l'expérience des études de la zone, sur des normes établies par les administrations concernées. Ces normes fixent la méthodologie de l'analyse fréquentielle à mettre en œuvre, ou sur l'origine physique des données. Aussi, le choix d'une FDP peut reposer sur des considérations plus statistiques, la plus courante étant l'examen visuel d'un graphique (QQ-Plot ou papier de probabilité) montrant la distribution expérimentale et théorique en fonction des valeurs de la série de données ou basée sur des tests statistiques paramétriques ou non.

Le choix traditionnel d'une distribution de probabilité pour l'analyse des événements extrêmes est la loi de Gumbel. Plusieurs auteurs (Koutsoyiannis et al., 1998 ; Lam et al., 2004 ; Mohymont et al, 2004 ; Pereyra-Diaz et al., 2004, Mohymont et al., 2006 ; Acar et al., 2008 ; Amin et al., 2008 ; Takara et al, 2008 ; Benabdesselam et al., 2009 ; Adamowski et al, 2010 ; Okonkwo et al., 2010) dans l'analyse des événements extrême dont le but de construire des courbes IDF, ont retenu la distribution de probabilité de Gumbel, D'autres (Touaibia et al, 2004 ; Bouaichi et al, 2006 ; Soro et als., 2008) ont retenu la FDP Log-normale, arguant qu'elle s'ajustait mieux que la distribution Gumbel. Toujours dans le même but d'autres auteurs (Ferro et al., 1999 ; Willems et al, 2000), ont utilisé la distribution de probabilité des valeurs extrêmes à deux composantes (TCEV).

Ainsi, une utilisation aussi répandue de la distribution de probabilité Gumbel pour l'analyse des événements extrêmes amènerait à accepter cette distribution comme le meilleur choix possible pour ce genre d'analyse. Cependant, de nombreux auteurs (Wilks, 1993, in Mohymont, 2004 ; Buishand, 1991, in Overeem et al, 2007 ; Koutsoyiannis et al., 2000 ; Chaouche, 2001 ; Coles et al, 2003 ; Koutsoyiannis, 2004a,b,c; Bacro et al., 2006) ont contesté la prévalence de la distribution de Gumbel (sur des SMA et la distribution exponentielle correspondante pour SDP), arguant que cette dernière sous-estime sérieusement les valeurs de grande période de retour. Koutsoyiannis (2004a,b), en analysant les enregistrements les plus longs et les plus fiables de 169 stations pluviométriques (de 128 à 154 années pour les dix plus longues séries d'observations et 100 années pour les plus courtes) de par le monde (États-Unis, Grande Bretagne, France, Grèce et Italie), a démontré arguments théoriques et empiriques à l'appui, que la distribution de probabilité Gumbel ne s'apprête pas à des applications sur les extrêmes hydrologiques. De plus, des applications de

la distribution de Gumbel sur des séries de longueur inadéquate, montrent une image déformée de la distribution actuelle, suggérant que la distribution Gumbel est un modèle fréquentiel approprié pour les pluies extrêmes, or elle ne l'est pas (Koutsoyiannis, 2004a). Koutsoyiannis (2004a), toujours, a démontré théoriquement que la distribution des valeurs extrêmes du type II (EV2) est un choix plus cohérent pour l'analyse des événements extrêmes et a confirmé expérimentalement ce résultat (Koutsoyiannis, 2004b,c).

Bien que Koutsoyiannis (2004a,b,c) ait démontré que les deux cas particuliers de la distribution générale des valeurs extrêmes (GEV), la distribution de Gumbel (paramètre de forme, $\kappa=0$) et la distribution de Fréchet ($0 \leq y < +\infty$) étaient inappropriées pour les extrêmes hydrologiques, certains auteurs (Mohyont et al, 2004 ; Mohyont et al., 2006 ; Benkhaled, 2007) continuent d'adopter la distribution Gumbel pour l'étude des maxima annuels, tout en soulignant le fait qu'il n'était pas conseillé d'extrapoler leurs estimations pour des périodes de retour supérieures à la longueur de la série d'observations.

De nombreuses études publiées récemment (Bacro et al., 2006 ; Muller, 2006 ; Svensson et al, 2007 ; Ben-zvi, 2009 ; Endreny et al., 2009 ; Van de Vyver et al., 2010 ; Kingumbi et al., 2010 ; Roudier et al., 2010 ; Bara et al., 2010) ont délaissé la distribution de Gumbel, pour adopter la distribution des valeurs extrêmes EV2 ($\kappa < 0$) pour les SMA ou la distribution de Pareto (GPD, cas de $\kappa < 0$) pour les SDP. A noter, que cette dernière, tout comme la distribution exponentielle avec la distribution Gumbel, n'est autre que la distribution EV2 dans sa forme annuelle (Stedinger et al., 1993 ; Koutsoyiannis et al, 1998 ; Meylan et al., 1999 ; Smith, 2003 ; Kingumbi et al., 2010).

Ben-zvi (2009) pour modéliser les courbes IDF en Israël, a testé l'adéquation, par le test d'Anderson-Darling, de nombreuses combinaisons entre FDP (EV2, GPD, Gumbel et Log-Normale) et les séries données (SDP, SMA et SDC). La majorité des GPD/SDP présentent un excellent ajustement, les autres sont tout juste, adéquates. De même, pour les EV2/SMA. Les GPD/SMA et GPD/SDC ne s'ajustent pas du tout. Les FDP Gumbel et Log-Normale sont adéquates à la plupart des SMA et très peu aux SDP.

Après avoir sélectionné, a priori, deux ou trois distributions de probabilité, certains auteurs (Benkhaled, 2007 ; Benabdesselam et al., 2009) ont appliqué 2 ou trois tests (χ^2 de Pearson, Kolmogorov-Smirnov et Anderson-Darling) pour justifier le choix d'une FDP par rapport à une autre, qui d'ailleurs elle aussi est adéquate. D'autres (Soro et al., 2008) ont employé des critères de comparaison (Akaike AIC, critère bayésien BIC) de FDP. Ces façons de faire ont été remises en cause. En effet, les tests d'adéquations qu'ils soient paramétriques ou non, ne permettent pas de dire que telle distribution est la meilleure ou la plus exacte. Ces tests ne sont valables que quand ils peuvent démontrer que telle distribution ne s'ajuste pas avec telles données (Stedinger et al., 1993). Aussi, ils sont peu puissants, au sens où, ils ne permettent guère de comparer entre eux différents modèles fréquentiels (FDP) (Meylan et al., 1999).

Ainsi, dans cette étude le choix se porte sur une FDP de la famille GEV (generalized extreme values), en l'occurrence la distribution des valeurs extrêmes EV2 ($\kappa < 0$) pour les SMA et la FDP lui correspondant pour les SDP, à savoir la distribution de Pareto (GPD, pour $\kappa < 0$). Aussi, l'adéquation des SMA aux FDP Gumbel et Log-normale est testée. Le choix des FDP EV2 et GPD comme distribution de probabilité sous-jacente est confirmée par le diagramme des L-moments (Annexe C). Ce diagramme permet d'identifier la ou les FDP qui sont potentiellement applicables (Vogel et al., 1993 ; Stedinger et al., 1993 ; Meylan et al., 1999).

Le choix définitif sur la SDP à utiliser ($\lambda = 1 ; 1,65 ; 3,5$ et 6), est fonction de la meilleure adéquation possible des SDP qui auront été considérées comme identiquement distribuées (section 3.4.2 et 3.4.3). Suivant Ben-zvi (2009), le test d'Anderson-Darling est appliqué pour vérifier l'adéquation (pour une même FDP) sur chaque groupe correspondant à une durée d'agrégation.

3.4.1.1 FDP et méthode d'estimation des paramètres

La fonction de répartition des fonctions de distribution de probabilité EV2 (eq. 3.7) et GPD (eq. 3.8), peuvent être mises sous les formes suivantes (Stedinger et al., 1993 ; Koutsoyiannis et al., 1998 ; Meylan et al., 1999) :

$$F_Y(y) = \exp \left\{ - \left[1 - \kappa \frac{(y - \xi^*)}{\alpha^*} \right]^{\frac{1}{\kappa}} \right\} \quad \xi - \frac{\alpha}{\kappa} \leq y < +\infty \text{ et } \kappa < 0 \quad (3.7)$$

$$F_Y(y) = 1 - \left[1 - \kappa \frac{(y - \xi)}{\alpha} \right]^{\frac{1}{\kappa}} \quad \xi \leq y < +\infty \text{ et } \kappa < 0 \quad (3.8)$$

Où κ , α et ξ sont respectivement les paramètres de forme (adimensionnel), d'échelle (mm) et de position (mm), (*) faisant référence aux paramètres de EV2. $F_Y(y)$ correspond à la fréquence au non dépassement. Dans le cas de la GPD, ξ représente le seuil. Pour le calcul d'une valeur (y_T) (quantile) de période de retour T , la formule (3.9) est utilisée (Stedinger et al., 1993 ; Meylan et Musy, 1999, Willems, 2000, CERTU, 2003) :

$$T = \frac{1}{\lambda(1 - F_Y(y_T))} \quad (3.9)$$

λ étant le nombre moyen de dépassements (au-delà du seuil ξ) annuels, cette définition de la période de retour correspond à la méthode d'échantillonnage des séries de durée partielle. Elle ne s'accorde pas avec la définition utilisée pour les séries des maxima annuels, qui dit que la période de retour T est l'inverse de la fréquence, au dépassement, d'occurrence des valeurs dans une population des maxima annuels. La formulation de la période de retour T correspondant à cette définition quand une série de durée partielle est utilisée, est connue sous le nom de Langebin-Takeuchi et elle est donnée par (Meylan et al., 1999 et Willems, 2000) :

$$T = \frac{1}{1 - \exp\left[-\frac{(1 - F_Y(y))}{\lambda}\right]} \quad (3.10)$$

En pratique, c'est la relation (3.9) qui est le plus souvent utilisée pour les estimations sur une période de retour donnée. Toutefois, la différence entre les périodes de retour données par chaque relation est très minime et peut être considérée comme négligeable pour des périodes de retour supérieures à 10ans (Willems, 2000). Pour le cas particulier où $\lambda=1$, c'est-à-dire le nombre de valeurs considérées au delà du seuil correspond au nombre d'années d'observation, Koutsoyiannis et al. (1998) donnent l'approximation suivante $T=T'+0,5$, où T' est la période de retour sur des séries de durée partielle (SDP).

La méthode d'estimation des paramètres des FDP retenue, est celle des L-moment. Comme son nom l'indique, cette méthode est basée sur une combinaison linéaire des valeurs observées classées. Ses coefficients d'asymétrie (L-Cs) et d'aplatissement (L-Ck) sont presque non biaisés à la fois pour des échantillons de petites et de grandes tailles, et leur distribution est très proche de la distribution normale (Hosking, 1990). Cette méthode présente l'avantage d'être moins sensible à une éventuelle auto-corrélation de la série des données que les méthodes du maximum de vraisemblance et les moments classiques (Landwehr et al., 1979, in Meylan et al. 1999). Aussi, les L-moments donnent une estimation très robuste, c'est-à-dire que s'il y a des valeurs rares (exceptionnelles) l'information fournit par les autres valeurs ne sera pas occultée par ces valeurs rares comme c'est le cas pour la méthode des moments classiques (mise au carré et au cube des valeurs) (Stedinger et al., 1993).

Les paramètres de EV2 et GPD, en fonction des L-moment sont donnés par (Hosking, 1990 ; Stedinger et al., 1993) :

EV2 :

$$\kappa = 7,8590c + 2,9554c^2 \quad (3.11)$$

$$c = \frac{2\lambda_2}{\lambda_3 + 3\lambda_2} - \frac{\ln(2)}{\ln(3)} \quad (3.12)$$

$$\alpha = \frac{\kappa\lambda_2}{\Gamma(1+\kappa)(1-2^{-\kappa})} \quad (3.13)$$

$$\xi = \lambda_1 + \frac{\alpha}{\kappa} [\Gamma(1 + \kappa) - 1] \quad (3.14)$$

Où $\Gamma(1 + \kappa)$ est la fonction gamma, pour $\kappa > -1$ une approximation de cette dernière est donnée par :

$$\Gamma(1 + \kappa) = 1 + \sum_{i=1}^5 a_i \kappa^i + \epsilon \quad (3.15)$$

Avec $a_1 = -0,5748646$

$a_2 = 0,951\ 2363$

$a_3 = -0,699\ 8588$

$a_4 = 0,424\ 5549$

$a_5 = -0,101\ 0678$

GPD ($\kappa < 0$):

$$\kappa = \frac{\lambda_1 - \xi}{\lambda_2} - 2 \quad (3.16)$$

$$\alpha = (\lambda_1 - \xi)(1 + \kappa) \quad (3.17)$$

ξ représente le seuil de dépassement de la SDP, son estimation correspond à ce dernier, ce qui représente la plus petite valeur de la série. Aussi quand les dépassements annuels au delà du seuil se font suivant une distribution de Poisson, la EV2 se transforme en GPD, et les paramètres des deux FDP (EV2 sous sa forme annuelle) sont reliés par :

$$\alpha^* = \alpha \lambda^{-\kappa} \quad (3.18)$$

$$\xi^* = \xi + \frac{\alpha(1-\lambda^{-\kappa})}{\kappa} \quad (3.19)$$

Les quantités λ_1 , λ_2 , λ_3 et λ_4 correspondent aux 4 premiers L-moments. Ils sont donnés par (Hosking, 1990 ; Vogel et al., 1993 ; Stedinger et al., 1993 ; Meylan et al., 1999) :

$$\lambda_1 = \beta_0 \quad (3.20)$$

$$\lambda_2 = 2\beta_1 - \beta_0 \quad (3.21)$$

$$\lambda_3 = 6\beta_2 - 6\beta_1 + \beta_0 \quad (3.22)$$

$$\lambda_4 = 20\beta_3 - 30\beta_2 + 12\beta_1 - \beta_0 \quad (3.23)$$

Les L-moment étant une combinaison linéaire des moments de probabilités pondérées (MPP), β_0 , β_1 , β_2 et β_3 , ces derniers ont des estimateurs simples et non biaisés. Pour n'importe quelle distribution de probabilité ces estimateurs sont donnés par (Hosking, 1990 ; Vogel et al., 1993 ; Stedinger et al., 1993) :

$$b_0 = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n y_i \quad (3.24)$$

$$b_1 = \sum_{i=1}^{n-1} \left[\frac{(n-i)}{n(n-1)} \right] y_i \quad (3.25)$$

$$b_2 = \sum_{i=1}^{n-2} \left[\frac{(n-i)(n-i-1)}{n(n-1)(n-2)} \right] y_i \quad (3.26)$$

$$b_3 = \sum_{i=1}^{n-3} \left[\frac{(n-i)(n-i-1)(n-i-2)}{n(n-1)(n-2)(n-3)} \right] y_i \quad (3.27)$$

Où n est la taille de l'échantillon classé, suivant un ordre décroissant. C'est-à-dire y_1 correspond à la plus grande valeur et y_n à la plus petite.

Comme pour les moments classiques, les rapports des L-moments définissent les coefficients de variation (L-C_v), d'asymétrie ((L-C_s, *skewness*) et d'aplatissement ((L-C_k, *kurtosis*).

$$\tau_2 = \frac{\lambda_2}{\lambda_1}; \text{ L-coefficient de variation} \quad (3.28)$$

$$\tau_3 = \frac{\lambda_3}{\lambda_2}; \text{ L-coefficient d'asymétrie} \quad (3.29)$$

$$\tau_4 = \frac{\lambda_4}{\lambda_2}; \text{ L-coefficient d'aplatissement} \quad (3.30)$$

3.4.1.2 Contrôle de l'adéquation

Dans n'importe quelle étude hydrologique une FDP avec une bonne adéquation est un gage de la fiabilité des estimations des quantiles. La meilleure adéquation d'une série ayant été retenue comme critère de sélection de la SDP, le test de contrôle de l'adéquation se devait d'être le plus puissant qui soit. Suivant Stephens (1986, in Ben-zvi, 2009), le test d'Anderson-Darling (AD) est plus puissant que les autres tests communément utilisés pour vérifier l'adéquation.

Ben-zvi (2009) pour l'identification du meilleur ajustement sur différentes durées d'agrégation a retenu une version modifiée du test Anderson-Darling (AD), comprenant un terme supplémentaire sur les queues inférieure et supérieure de la distribution. Arshad et al. (2002, in Ben-zvi, 2009) a soutenu que cette modification n'améliorait pas la puissance du test. En conséquent, la version classique de ce test sera appliquée ici. La statistique W_n^2 d'Anderson-Darling est donnée par (Stephens, 1976 ; Meylan et al., 1999 ; Touaibia, 2004) :

$$W_n^2 = -n - \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n \{ (2i-1) \ln F(y_i) + (2n-2i+1) \ln (1-F(y_i)) \} \quad (3.31)$$

Avec $F(y_i)$ la fréquence théorique au non dépassement de la distribution de probabilité sous-jacente pour chaque valeur de la série. n étant la taille de la série classée suivant un ordre croissant.

L'adéquation est d'autant satisfaisante que u est faible. La valeur, pour un seuil de signification de 95%, au delà de laquelle l'ajustement sera rejeté (mauvaise adéquation) est de 1,64. « u » pour $n \geq 10$ (Touaibia, 2004), est donnée par l'expression :

$$u = \frac{\ln(W_n^2 - 0,18n^{-0,25}) + 0,8 + n^{-0,5}}{0,65} \quad (3.32)$$

3.4.2 Méthodologie de la modélisation des courbes IDF

Il existe une multitude de modèle empirique (Montana, Talbot, Kimijirma, Wanieslita, voir Soro et al., 2008 et Meylan et al., 1999) exprimant la relation IDF. Le modèle retenu, est celui établi par Koutsoyiannis et al. (1998). Il présente l'avantage d'être plus consistant, dans

le sens où, sa forme spécifique est explicitement dérivée de la fonction de distribution de probabilité sous-jacente des intensités moyennes maximales. Aussi, les courbes IDF résultantes de ce modèle incorporent dans la même relation, la fonction de distribution de probabilité des intensités moyennes maximales et leur dépendance fonctionnelle sur le temps, et sont donc supérieures aux IDF dérivant des modèles semi-empiriques. La formulation, ainsi proposée, du modèle IDF constitue une paramétrisation efficace de cette relation, utilisant seulement 3 à 5 paramètres (en fonction de la distribution de probabilité retenue, et de la dépendance fonctionnelle de l'intensité sur le temps) (Koutsoyiannis, et al. 1998). La formulation de l'intensité pour une durée d , et une période de retour T , est donnée par Koutsoyiannis et al. (1998) :

$$i = \frac{a(T)}{b(d)} \quad (3.33)$$

Dans l'équation (3.33) le terme de la fréquence, ou période de retour T (en année) (numérateur) et celui de la durée (dénominateur) sont séparés. Cette séparation, pour une estimation régionale des IDF, rend possible l'incorporation de données provenant de séries pluviométriques (hauteur de pluie sur 24h), ce qui fournit dans un 2^{ème} temps des informations détaillées sur la variation géographique des courbes IDF.

La relation IDF forme un groupe de courbes parallèles décroissantes. L'intensité diminue avec la durée d , et augmente avec la période de retour. Pour des durées d'agrégation de l'ordre des minutes, le dénominateur de l'équation (3.33) est généralement pris égal à (Koutsoyiannis, 1998, Mohyont et al., 2004, Endreny et Imbeah, 2009 ; Van de Vyver et Demarée, 2010) :

$$b(d) = (d + \theta)^\eta \quad (3.34)$$

Avec $0 < \eta < 1$ et $\theta \geq 0$, qui représentent les paramètres dynamiques. Aussi cette relation est purement empirique. En plus de la méthode classique, Koutsoyiannis et al. (1998) fournissent deux méthodes (méthode en 1 étape et en 2 étapes) pour l'estimation de η et θ . Les résultats donnés par les deux méthodes sont sensiblement les mêmes, et elles sont aussi performantes l'une que l'autre. Dans cette étude, la méthode d'estimation en deux paramètres est retenue (voir section 3.4.3).

Koutsoyiannis et al. (1998) ont mathématiquement démontré qu'il n'était pas nécessaire d'introduire expérimentalement le numérateur de l'équation (3.33). Et que $a(T)$ pouvait être directement déduit de la distribution de probabilité sous-jacente. $a(T)$, pour les 2 FDP retenues est donnée par (Koutsoyiannis et al., 1998, Mohyont et al., 2004, Endreny et al., 2009 ; Van de Vyver et al., 2010) :

EV2 ($\kappa < 0$):

$$a(T) = \alpha^* \left\{ \frac{\xi^*}{\alpha^*} - \frac{[-\ln(1-\frac{1}{T})]^\kappa - 1}{\kappa} \right\} \quad (3.35)$$

GPD ($\kappa < 0$):

$$a(T) = \xi + \frac{\alpha}{\kappa} (1 - T^{-\kappa}) \quad (3.36)$$

Ainsi, en combinant les équations de (3.33) à (3.36), les relations des courbes IDF, pour les deux FDP retenues, sont données par :

EV2 ($\kappa < 0$):

$$i_{T,d}(\alpha^*, \xi^*, \kappa, \theta, \eta) = \frac{\alpha^* \left\{ \frac{\xi^*}{\alpha^*} \frac{[-\ln(1-\frac{1}{T})]^\kappa - 1}{\kappa} \right\}}{(d+\theta)^\eta} \quad (3.37)$$

GPD ($\kappa < 0$):

$$i_{T,d}(\alpha, \xi, \kappa, \theta, \eta) = \frac{\xi + \frac{\alpha}{\kappa} (1 - T^{-\kappa})}{(d+\theta)^\eta} \quad (3.38)$$

Où les paramètres de position, d'échelle et de forme sont calculés au cours de la même procédure (estimation par les L-moments) pour l'ensemble des groupes composant la série de durée partielle. Chaque groupe a une durée d'agrégation spécifique d_j ($j=1, \dots, k$). Chacun de ces groupes est constitué par des valeurs d'intensités ($i_g = y_i/d_j$, avec $i, g = 1, \dots, n_j$) dans un ordre décroissant, avec n_j la longueur du groupe j . Ainsi, l'intensité sur l'ensemble des groupes est exprimée par i_{jg} , avec g exprimant le rang de la valeur et j le groupe auquel elle appartient.

3.4.3 Cas d'étude : Tipasa

Le modèle IDF dérivant d'une SDP étant établi (eq. 38), il ne reste plus qu'à estimer ses 5 paramètres. La technique d'estimation retenue, est dite technique d'estimation robuste (Koutsoyiannis et al., 1998), elle se fait en deux étapes. La première étape concerne l'estimation de la fonction $b(d)$ et la seconde celle de $a(T)$. Cette méthode a été préférée à celle en une étape (méthode des moindres carrés en une étape) (voir, Koutsoyiannis et al., 1998) car elle est basée sur l'identité de la distribution de probabilité pour toutes les valeurs $Y_i = I_g b(d_j)$, des k groupes. Cette définition implique qu'il peut être vérifié que toutes les valeurs de la SDP sont identiquement distribuées en même temps que l'estimation des paramètres. Ce qui nous mène au test de Kruskal-Wallis, qui est utilisé pour vérifier que différents échantillons (groupe) appartiennent à la même population.

En considérant que les valeurs η et θ de la fonction $b(d)$ sont connues. Il est alors possible de calculer toutes les valeurs $y_{ji} = i_{jg} b(d)$. Le nombre total des valeurs de la SDP est donné par :

$$m = \sum_{j=1}^k n_j \quad (3.40)$$

En assignant un rang r_{ji} aux m valeurs de y_{ji} (en utilisant les rangs moyens pour les ex aequo), il est alors possible de calculer pour chaque groupe le rang moyen \bar{r}_j des n_j valeurs de ce groupe. Si tous les groupes ont une distribution identique, chaque \bar{r}_j sera très proche de $(m+1)/2$. Ce qui nous ramène à la statistique suivante (Kruskal-Wallis), qui combine le résultat de tous les groupes (Koutsoyiannis et al., 1998) :

$$k_{KW} = \frac{12}{m(m+1)} \sum_{j=1}^k n_j \left(\bar{r}_j - \frac{m+1}{2} \right)^2 \quad (3.41)$$

Plus la valeur de k_{KW} est petite, plus grande est l'évidence que tous les groupes des valeurs de y appartiennent à la même population et par la même sont identiquement distribuées. Il est clair que k_{KW} dépend des valeurs des paramètres η et θ , qui ont été considérés comme connus. Par conséquent, le problème de l'estimation de ces derniers se réduit à minimiser la valeur de k_{KW} . Ainsi à l'aide d'une simple procédure de *trial-and-error* (assigner et corriger). Les estimations de η et θ doivent être telle que k_{KW} ait la plus petite valeur possible.

Dans cette étude il a été retenu 4 SDP ($\lambda=1$; 1,65 ; 3,5 et 6) dont les valeurs sont indépendantes. La sélection d'une SDP de laquelle sera dérivée la relation IDF, est celle qui présentera la plus petite valeur de k_{KW} (i.e. identiquement distribuée). D'où la préférence de la méthode d'estimation robuste, en effet elle permet, en plus de l'estimation des paramètres de la dépendance fonctionnelle du temps, de vérifier si la série est identiquement distribuée. Reste à choisir la SDP qui répondra le mieux à l'hypothèse fondamentale d'une série identiquement distribuée, pour cette étude.

Ainsi, il est procédé à la transformation des valeurs des 4 SDP et de la SMA suivant la relation $Y_i = I_g b(d_j)$, et au calcul de la statistique k_{KW} . Les résultats sont résumés dans le tableau 3.3 :

Tableau 3.3 Estimation des paramètres η et θ des 4 SDP et de la SMA par la méthode d'estimation robuste .

	$\lambda=1$	$\lambda=1,65$	$\lambda=3,5$	$\lambda=6$	SMA
k_{KW}	8,70	9,72	10,62	11,55	3,60
m	152	261	541	922	152
η	0,571	0,567	0,579	0,616	0,570
θ	1,512	2,500	3,000	4,534	3,600

Il ressort du tableau 3.3 que le paramètre η est presque le même pour les différentes séries de durées partielles et de la SMA, à l'exception de la SDP avec $\lambda=6$. La SDP de $\lambda=1$ et la SMA présentent les plus petites valeurs de k_{KW} . Les valeurs de la statistique de Kruskal-Wallis, montrent que c'est la série de durée partielle qui compte un nombre de dépassements égal au nombre d'années d'observation, qui répond le mieux à l'hypothèse d'une distribution identique (la valeur la plus faible de k_{KW}). En conséquence la SDP $\lambda=1$ représente le meilleur choix de SDP. Toutefois, dans le but de faire une analyse basée sur une utilisation plus

exhaustive de l'information disponible, la SDP pour $\lambda=1,65$ est aussi retenue. Ainsi, les SDP pour $\lambda=3,5$ et $\lambda=6$ sont rejetées.

Afin de faire un choix définitif sur la SDP ($\lambda=1$ et $\lambda=1,65$) dont sera dérivée la relation des courbes IDF, l'adéquation de ces deux séries à la même distribution de probabilité, à savoir la GPD ($\kappa < 0$) est testée. Le test d'Anderson-Darling est appliqué sur tous les groupes des valeurs y_i (correspondant à une durée d'agrégation) des deux SDP, ainsi que sur la SMA à titre comparatif.

Avant d'exécuter le test d'Anderson-Darling, il est nécessaire de calculer les paramètres des fonctions de distribution de probabilité sous-jacentes de la SDP/GPD et de la SMA/EV2. Le paramètre de forme κ devrait normalement être le même pour tous les groupes des SDP et même de la SMA. Cependant, il présente une très grande variabilité (Tableau 3.4). En effet, selon (Koutsoyiannis, 2004b,c), ce paramètre est très difficile à estimer dans un contexte de données provenant d'un même site, même si les séries ont une longueur de 100 années ou plus. Ceci est dû au biais de l'estimation et à la grande variabilité d'échantillonnage des estimateurs de κ . Koutsoyiannis (2004b,c), en menant une analyse des événements extrêmes sur six zones géographiques différentes (4 aux Etats-unis, 1 en Grande Bretagne, et 1 en rive nord du bassin Méditerranéen) a établi que le paramètre de forme κ était constant pour une distribution EV2/SMA (et la GPD/SPD lui correspondant, $\kappa < 0$), avec une valeur $\kappa = -0,15$. La ville côtière de Tipasa se situant à la limite Sud Ouest de la zone 6 (bassin Méditerranéen), il est alors possible de prendre la valeur constante de $\kappa = -0,15$ recommandée par Koutsoyiannis (2004b,c).

Tableau 3.4 Valeurs des paramètres sur SDP/GPD ($\lambda=1$ et $\lambda=1,65$) et la SMA/EV2, sur différentes durées d'agrégation (de 1min à 360min), station de Boukerdane.

D (min.)	$\lambda=1$			$\lambda=1,65$			SMA		
	ξ (mm)	α (mm)	κ	ξ (mm)	α (mm)	κ	ξ^* (mm)	α^* (mm)	κ
1	1,22	0,35	-0,32	0,9	0,55	-0,02	1,84	0,40	-0,41
5	4,1	1,23	-0,01	3,2	1,21	-0,09	5,52	0,88	-0,14
15	8,1	1,49	-0,08	7,2	1,26	-0,19	9,95	1,18	-0,20
30	12,8	1,87	0,36	10,4	4,61	0,47	15,26	1,33	-0,06
60	16,8	2,59	-0,20	13,9	4,00	0,02	20,54	2,52	-0,17
120	21,7	8,36	0,42	18,7	6,11	0,05	28,33	3,56	0,07
180	23,9	9,07	0,31	21,7	4,14	-0,25	31,72	4,38	0,07
360	31,8	9,50	0,12	26,5	7,90	-0,09	41,39	5,63	-0,13

Ainsi, il est pris comme alternative à la très grande variabilité de κ , une valeur constante (-0,15) de ce paramètre de forme qui est plus proche de la réalité (Koutsoyiannis, 2004b,c). Les paramètres des SDP/GPD et SMA/EV2 ont été calculés une seconde fois (tableau 3.5), et les adéquations des deux SDP/GPD et de la SMA/EV2 ont été testées par le test d'Anderson-Darling pour κ constant.

Tableau 3.5 Valeurs des paramètres sur SDP/GPD ($\lambda=1$ et $\lambda=1,65$) et la SMA/EV2, sur différentes durées d'agrégation (de 1min à 360min), pour un paramètre de forme fixé $\kappa=-0,15$, station de Boukerdane.

D (min.)	$\lambda=1$		$\lambda=1,65$		SMA	
	ξ (mm)	α (mm)	ξ (mm)	α (mm)	ξ^* (mm)	α^* (mm)
1	1,22	0,43	0,9	0,47	1,84	0,42
5	4,1	1,05	3,2	1,12	5,52	0,88
15	8,1	1,37	7,2	1,32	9,96	1,19
30	12,8	1,87	10,4	2,66	15,26	1,31
60	16,8	2,74	13,9	3,35	20,54	2,53
120	21,7	5,02	18,7	4,93	28,30	3,45
180	23,9	5,89	21,7	4,70	31,69	4,24
360	41,39	5,62	26,5	7,40	41,39	5,62

En plus de la variabilité du paramètre de forme κ , certaines valeurs de κ (Tableau 3.4) sont positives ce qui implique que la distribution de probabilité sous-jacente a une limite supérieure finie (pour $\kappa < 0$, la limite supérieure est l'infini). En effet, un paramètre de forme positif correspond à la FDP GEV type III (EV3). Cette dernière ne peut être d'un intérêt pratique en hydrologie. Toutefois, il n'y a aucun consensus sur cet aspect (Koutsoyiannis, 2004a). Jenkinson (1956, in Koutsoyiannis, 2004a) estime que la EV3 est la distribution la plus fréquemment rencontrée dans la nature, toutefois, il a exclu les pluies de cette conjecture. Van de Vyver et al. (2010) dans l'analyse des événements extrêmes à Lubumbashi (Congo), en plus de la variabilité de κ , ont obtenu des valeurs positives et très élevées du paramètre de forme sur toutes les durées d'agrégation. Comme préconisé par Koutsoyiannis (2004b,c), ils ont fixé la valeur de κ et établi des courbes IDF sans pouvoir apporter une explication physique à l'ajustement des pluies à une distribution de probabilité de valeurs extrêmes ayant une limite supérieure.

Le paramètre de forme pour la SMA/EV2, sur $d=120$ et 180 min, est positif, mais prend une valeur très faible. Ainsi, cette valeur positive (et faible) de κ peut être imputée aux incertitudes liées à la grande variabilité d'échantillonnage. Toutefois, pour les SDP/GPD, les paramètres de forme positifs, à l'exception de $d=60$ et 120 min pour $\lambda=1,65$, prennent des valeurs assez grandes, respectivement 0,36 et 0,47 ($d=30$ min) pour $\lambda=1$ et $\lambda=1,65$. Il serait assez tentant de justifier physiquement la valeur finie de la limite supérieure de la FDP pour une durée d'agrégation de 30min, par le fait que les plus fortes intensités (celles tendant vers l'infini) se produisent au cours des 30 premières minutes de l'épisode pluvieux. Toutefois, cette constatation ayant été faite sur des données provenant d'un seul site, il serait pour le moins hasardeux de s'en servir comme justificatif à l'aspect fini de la borne supérieure de la distribution de probabilité pour les $\kappa > 0$.

Il ressort du test d'adéquation AD (figure 3.5) que l'ajustement SMA/EV2 ne peut être considéré. En effet l'adéquation, a été rejetée sur toutes les durées d'agrégation. Concernant la SDP/GPD pour $\lambda=1,65$ l'adéquation a été rejetée sur deux durées (30 et 180min.) d'agrégation. Enfin l'adéquation sur la SDP/GPD pour $\lambda=1$ est très satisfaisante sur toutes les durées d'agrégation.

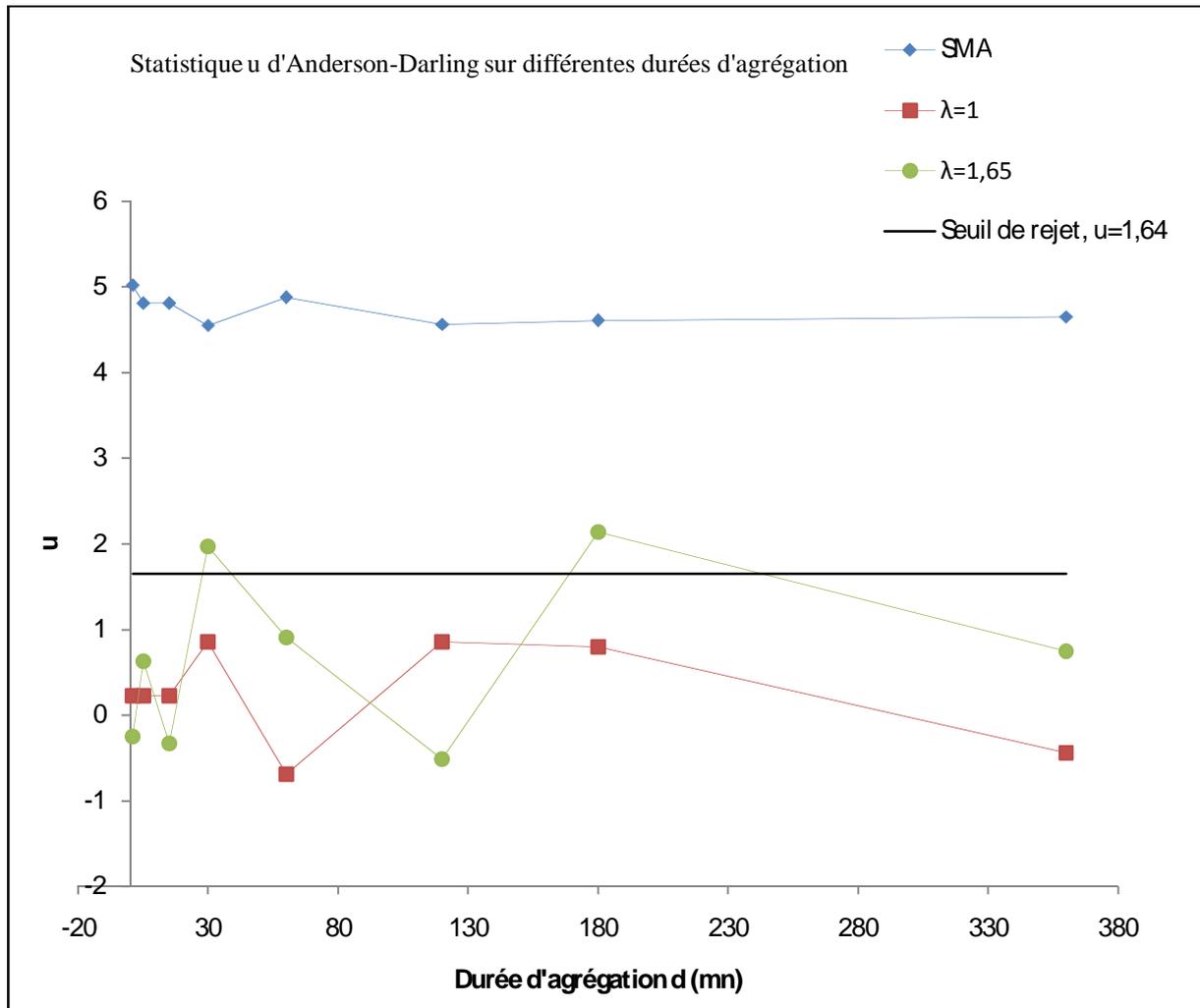


Figure 3.5 valeurs de la statistique u d'Anderson-Darling pour les k groupes des SDP ($\lambda=1$ et $\lambda=1,65$) et de SMA

A titre comparatif la SMA a été ajustée en plus de la EV2 aux FDP de Gumbel et Log-Normale. Les paramètres ayant été estimés par plusieurs méthodes (Maximum de vraisemblance, et moment classique, L-moment), et l'adéquation a été testée par le test du χ^2 de Pearson pour un seuil de signification de 95%. Pour les durées allant de 15 minutes à 360minutes, tous les couples SMA/EV2, SMA/GUM et SMA/LN présentent une très bonne adéquation pour les trois méthodes d'estimation. Concernant les groupes de durée 1minute et 5minutes, la SMA/EV2 s'ajuste correctement pour l'estimation avec les maxima de vraisemblance et les L-moments. Les autres couples SMA/LN, SMA/GUM et SMA/EV2 (moment classique) ne s'ajustent pas. Ceci démontre en premier la puissance du test d'Anderson-Darling. L'utilisation de SMA courte et un test peu puissant peuvent amener à penser que telle FDP s'ajuste avec telle SMA, alors que ce n'est pas le cas. Ceci renforce la conviction qu'une analyse fiable des événements extrêmes ne peut être menée sur une SMA de courte durée, une grande partie de l'information disponible sur les événements maxima ayant été occultée.

La série de durée partielle de laquelle seront dérivées les courbes IDF ayant été choisie ($\lambda=1$), aussi, il a été établi que toutes les valeurs $y_{ji} = i_{jg}b(d)$ formant l'échantillon unique sont

indépendantes et identiquement distribuées. Les paramètres de la dépendance fonctionnelle sur le temps (b(d)) ayant été estimés, $\eta=0,571$ et $\theta= 1,512$. La deuxième étape d'estimation des paramètres de SDP/GPD ($\lambda=1$) peut être facilement mise en œuvre. Le paramètre de forme ayant été fixé, $\kappa=-0,15$, l'estimation du paramètre de position correspond au seuil (la plus petite valeur) sur l'échantillon unifié donne $\xi=2,22\text{mm}$. Le paramètre de d'échelle est estimé par la méthode des L-moments, l'équation (3.17) donne $\alpha=1,02\text{mm}$. La relation des courbes IDF dérivant de la SDP ($\lambda=1$) est donnée par l'équation (3.38) :

$$i_{T,d} = \frac{2,22 - 6,8(1 - T^{0,15})}{(d + 1,512)^{0,571}} \quad (\text{d/min, i/mm mn}^{-1}) \quad (3.42)$$

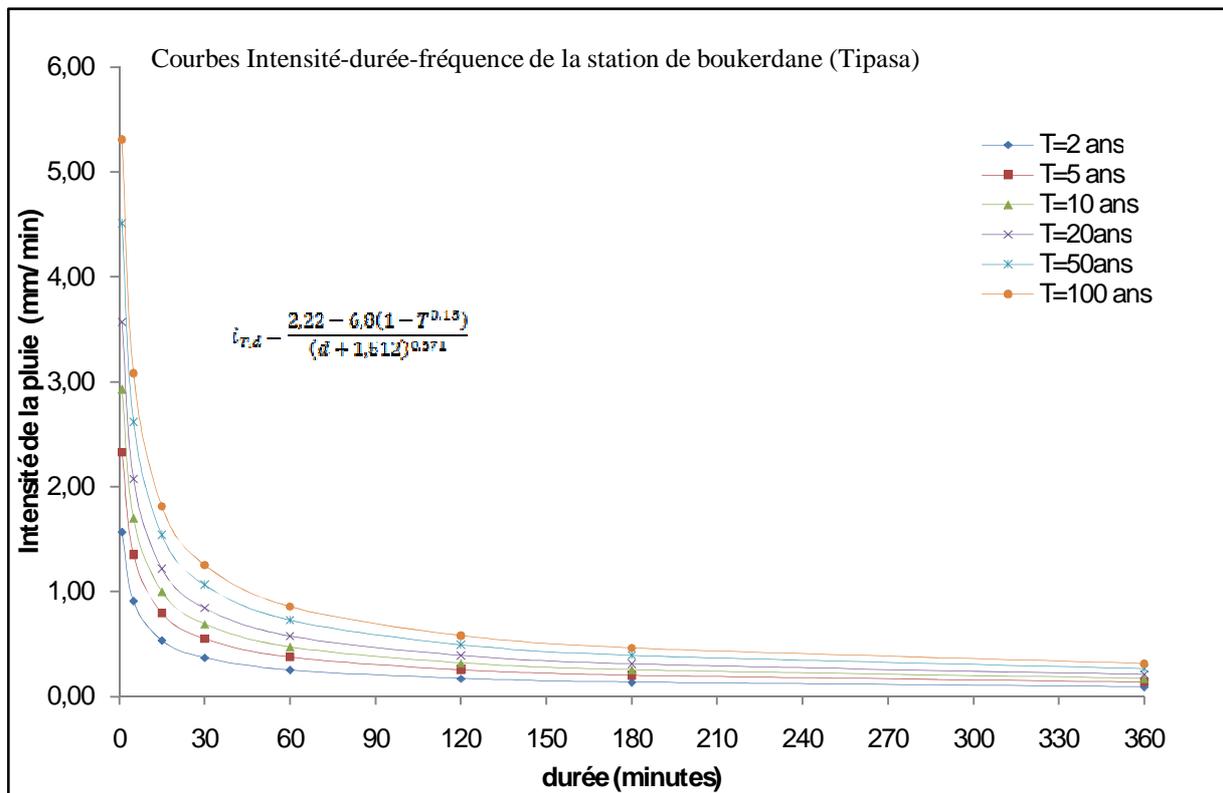


Figure 3.6 Courbes Intensité-Durée-Fréquence de la station de Boukerdane (Tipasa)

La figure 3.6 représente un jeu de courbes IDF correspondant chacune à une période de retour donnée (de 2ans à 100ans) de la station de Boukerdane (Tiapsa). Pour les petites durées d'agrégation, les courbes IDF présentent une courbure vers le haut très marquée, les intensités instantanées ($d=0$) ayant une valeur finie. Aussi, les courbes IDF de différentes périodes de retour sont très rapprochées, ceci s'explique par les caractéristiques de la distribution GPD ($\kappa<0$), qui présente une concentration élevée de la queue droite (*Heavy right tail*).

Le modèle des courbes IDF a été établi sur une durée d'agrégation maximale de 6heures (360minutes). Dans le but de vérifier s'il est possible d'extrapoler vers des durées supérieures, la série de durée partielle pour $\lambda=1$ sur $d=1440\text{min}$ (1jour) a été ajustée à la FDP GPD ($\kappa=-0,15$). Ses paramètres de position et d'échelle sont respectivement, $\xi=45,3\text{mm}$ et $\alpha= 18,1\text{mm}$.

Une des façons les plus couramment utilisées pour faire ce genre de vérification est de calculer la racine carrée des erreurs quadratiques moyennes (*root mean square error, rRMSE*) entre les quantiles (I_{idf}) (événement correspondant à une période de retour T) sur une durée d'agrégation de 1440minutes (1jours) obtenus à partir du modèle IDF et les quantiles (I) obtenus à partir de l'ajustement de la FDP sous-jacente avec les intensités sur la même durée d'agrégation ($d=1440\text{min}$).

$$rRMSE = \sqrt{\frac{1}{P} \sum \left(\frac{I_{idf} - I}{I} \right)^2} \quad (3.43)$$

Tableau 3.6 RMSE pour une durée d'agrégation de 1440minutes (1jours)

T	2	5	10	20	50	100
RMSE (%)	2	3	4	4	5	5

Le tableau 3.6 montre que l'erreur moyenne augmente avec la période de retour (5% pour 100ans), le modèle établi peut être extrapolé pour calculer des intensités sur une durée d'agrégation supérieure à 6heures et inférieure ou égale à 24heures, avec une erreur acceptable de moins de 5%.

Conclusion

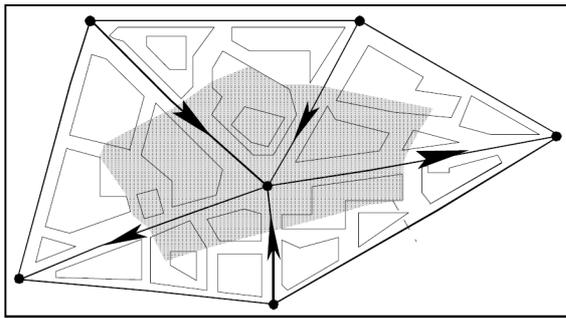
L'objectif de ce chapitre était de modéliser les courbes IDF, le modèle élaboré se devait de fournir l'estimation la plus précise et la plus fiable possible de la hauteur de pluie (ou intensité) sur une durée donnée (durée critique de la pluie) pour la période de retour voulue. Afin d'atteindre ce but, le modèle IDF devait reposer sur une étude rigoureuse des événements pluvieux extrêmes. Ainsi, avant de mener cette analyse, la fiabilité (homogénéité) des données disponibles a été vérifiée et validée. Il en est ressorti qu'une analyse fréquentielle des événements extrêmes basée sur une approche SMA n'était pas envisageable. En effet, après le processus de validation des données, la série des maxima annuels ne comptait plus que 17 années d'observation, ainsi c'est l'approche SDP qui a été retenue pour l'analyse fréquentielle des événements extrêmes à la station de Boukerdane, fournissant a priori une estimation plus réaliste.

Aussi, il a été prospecté la meilleure SDP possible, c'est-à-dire une série de valeurs indépendantes et identiquement distribuées et ayant le meilleur ajustement possible. Une approche SMA/EV2 s'est avérée inenvisageable, en effet l'ajustement SMA/EV2 a été testé par le test d'Anderson-Darling et son adéquation a été rejetée à un seuil de signification de 95%. L'approche SDP/GPD pour un nombre de dépassements annuels égal au nombre d'année d'observation ($\lambda=1$), s'ajuste très bien, et elle a naturellement été retenue pour en dériver les courbes IDF à la station de Boukerdane (Tipasa).

L'estimation du paramètre de forme a montré une très forte variabilité de ce dernier sur les différentes durées d'agrégation. Ce paramètre étant très difficile à estimer pour des données provenant d'un seul site (même en ayant à disposition de très longues séries d'observation), il a été décidé de prendre une valeur fixe de ce dernier $\kappa = -0,15$ (bassin Méditerranéen), comme recommandé par Koutsoyiannis (2004b,c). Aussi, il n'a pas été possible d'expliquer le fait que quelques groupes de durée donnée ont pris une grande valeur positive de κ , ce fait étant tributaire des variables climatologiques ayant une borne supérieure finie, ce qui n'est pas le cas des précipitations.

La méthode globale de Koutsoyiannis et al. (1998) a permis une approximation raisonnable des paramètres dynamiques, des courbes IDF, η et θ (0,571 et 1,512), comparativement aux paramètres d'autres stations dans la même région. Les paramètres étant les mêmes pour un même climat pluviométrique. Aussi, les paramètres de forme et de position ont été estimés globalement sur toutes les durées d'agrégation. Le modèle des courbes IDF, ainsi établi, présente l'avantage d'être plus consistant, sa formulation étant explicitement dérivée de la fonction de distribution de probabilité sous-jacente des intensités maximales. Bien qu'ayant été établi pour une durée d'agrégation maximale de 6 heures, ce modèle de courbes IDF permet d'extrapoler les intensités vers des durées plus grandes (<1jour), avec une erreur moyenne de 5% pour la plus grande période de retour estimée (100ans), ce qui est à notre sens acceptable.

Chapitre 4



4 – Etude de la modélisation de la relation pluie-débit.

En zones urbaines, le ruissellement est produit par une fraction élevée de la pluie et, la variation spatio-temporelle de la pluie constitue une source d'incertitude significative dans la modélisation hydrologique (Segond et al., 2006). A cet effet, la pertinence d'une distribution spatio-temporelle de la pluie modélisée est prospectée. L'objectif de la modélisation hydrologique, retenue dans cette étude, est de prédire l'évolution des débits s'écoulant dans le réseau de drainage urbain (et éventuellement en surface) en fonction des statistiques des pluies locales (courbes IDF) et la détermination de l'effet de l'urbanisation sur les volumes d'eau pluviale (ruisselée et écoulée). La pluie nette participant directement aux ruissellements (de surface et en réseau), est établie en considérant une fonction de production (pertes initiales et pertes continues variables dans le temps et proportionnelles aux intensités de la pluie) dérivée de la méthode du SCS-CN (Soil Conservation service, Curve-Number), qui prend en compte le ruissellement provenant des surfaces imperméables et perméables. Les hyétogrammes de la pluie nette ainsi produits, sont transférés (répartition temporelle permettant la construction d'hydrogrammes) à chacun des exutoires de la ville de Tipasa, en supposant un transfert conceptuel de type réservoir linéaire. La variable d'état retenue pour ce type de fonction de transfert, est le temps de réponse (*lag time*). Ce dernier est déterminé, pour les différents bassins versants urbains, en considérant leurs paramètres géomorphologiques, hydromorphométriques et pluviométriques. La ville de Tipasa connaît un développement urbain quasi permanent, l'influence de cette urbanisation sur le ruissellement urbain est analysée. Aussi, les taux d'imperméabilisation des bassins versants urbains actuels étant inférieurs à 60%, l'influence des conditions d'humidité antécédente des sols, sur le ruissellement pluvial urbain est étudiée.

4.1 REPRESENTATION DE LA PLUIE

La pluie est l'élément clef de la plupart des études et analyses hydrologiques. En hydrologie urbaine, l'utilisation de la pluie requiert une préparation spécifique. Afin d'appréhender le phénomène de ruissellement urbain (en surface et en réseau), une connaissance approfondie de la pluie est nécessaire. En effet, l'intensité et la durée de cette

dernière conditionnent le débit maximum de ruissellement (Kuichling, 1889, in Ben-zvi, 2009). Les bassins versants urbains n'étant pas très étendus (comparativement aux bassins versants ruraux), il est nécessaire de définir la pluie à des échelles de temps et d'espace relativement petites.

Traditionnellement la pluie (pluie de projet) considérée pour le dimensionnement d'ouvrages hydrauliques (réseaux d'égout, bassins de rétention, déversoirs d'orage etc.) est une averse uniforme (*uniform design storm*). C'est-à-dire une pluie ayant une intensité constante durant toute sa durée. Cette durée est souvent prise égale au temps de concentration du bassin sur lequel elle sera appliquée. En effet, il a été démontré qu'à égalité d'intensité, les pluies occasionnant le débit maximum en un point du réseau d'écoulement sont celles dont la durée de précipitation est au moins égale au temps de concentration de ce dernier (Reminieras, 1986). Une fois la période de retour choisie, l'intensité moyenne de l'averse uniforme se déduit directement des courbes IDF.

Cette pluie de projet uniforme trouve son utilisation dans de nombreuses applications, dont la méthode rationnelle, la méthode superficielle de Caquot etc. (Bourrier, 1997 ; CERTU, 2003 ; Satin et al., 2006). Toutefois, l'hypothèse selon laquelle l'intensité de la pluie est constante dans le temps est évidemment très contestable et ne reflète guère la réalité (Musy et al., 1998). Cependant, l'utilisation de cette pluie de projet uniforme reste d'un aspect pratique très intéressant pour des études de prédimensionnement ou de dimensionnement. Pour des analyses ayant pour but d'évaluer le risque pluvial (ruissellement de surface, surcharge du réseau de drainage urbain etc.) dans un bassin versant urbain ou en zone urbaine, il est nécessaire de connaître l'évolution des intensités en fonction du temps. Cette distribution temporelle de la pluie est obtenue via un hyétoGRAMME (McCuen, 2004).

Les évènements pluvieux extrêmes, représentés par leurs hyétoGRAMMES, peuvent être séparés en deux groupes : pluies réelles (actuelles ou historiques) et pluies de projet (fictives). L'analyse du comportement du réseau de drainage urbain par rapport à un évènement pluvieux extrême se fait généralement en considérant une pluie réelle (McCuen, 2004). Une pluie fictive sera plutôt utilisée dans le cadre de conceptions (Lee et al., 2001).

Quelque soit le modèle pluie-débit mis en œuvre, le hyétoGRAMME représentant la modélisation de la pluie, servira d'entrée pour l'établissement d'hydroGRAMMES de ruissellement. Le choix d'un hyétoGRAMME représentant un épisode pluvieux extrême (critique), c'est-à-dire pour lequel un système de drainage urbain sera dimensionné (ou s'il est existant, sa capacité d'évacuation sera évaluée), est assez délicat. Il existe différentes méthodes pour l'élaboration de tels hyétoGRAMMES.

Parmi ces méthodes, il existe celle de l'American Soil Conservation Service (SCS, 1972 ; NRCS, 1986 ; Musy et al, 1998). Cette dernière donne une pluie de projet de 24heures (SCS-24h design storm) dont la structure temporelle dérive de l'analyse d'une série d'averses observées. Cette pluie de projet de 24h est donnée pour 4 types de distributions temporelles des précipitations couvrant les États-Unis. Ainsi, pour établir un hyétoGRAMME d'une durée de

24heures, il suffit d'avoir la pluie journalière pour une période de retour donnée. L'utilisation d'une telle pluie de projet hors des États-Unis doit s'accompagner d'une vérification de son applicabilité.

Une autre approche pour la construction d'un hyétogramme critique consiste à utiliser une averse historique pour en dériver ce dernier. Ainsi, la pluie de projet est déduite de l'évènement le plus important ayant été enregistré dans la région intéressée par l'étude. L'intérêt de cette méthode réside dans le fait que les projeteurs et les autorités peuvent juger d'eux mêmes de l'efficacité d'un ouvrage face à une situation extrême qu'ils ont eux-mêmes vécue ou observée (Musy et al, 1998). L'utilisation de cette méthode est très répandue dans le continent Nord Américain. Toutefois, il n'est généralement pas possible d'affecter une période de retour à la pluie elle-même (mais seulement à certaines de ses caractéristiques) (CERTU, 2003).

Aussi, il est possible de dériver les hyétogrammes directement des courbes IDF des précipitations. Les hyétogrammes de pluie obtenus par cette méthode sont dits synthétiques, dans le sens où la forme de l'averse provient d'une synthèse des averses types observées dans un lieu donné. Les méthodes permettant de construire des hyétogrammes synthétiques, dérivant des courbes IDF, peuvent être classées en deux catégories. La première catégorie est une représentation simple de la pluie (averse). Le hyétogramme est composé d'une période de pluie intense de courte durée (quelques dizaines de minutes tout au plus) entourée par une pluie de durée plus longue (3 à 6heures, 24h pour la méthode du SCS) et d'intensité plus faible. Différentes techniques ont été développées pour la construction de hyétogrammes de formes simples, à savoir la pluie de projet de type "Chicago" proposée par Kieffer et al. (Musy et al., 1998 ; CERTU, 2003), la pluie de projet double triangle (Bourrier, 1997; CERTU, 2003; Benabdesselam et al, 2009), ou encore l'averse composite (Musy et al., 1998 ; Lee et al., 2001). La deuxième catégorie est une représentation plus réaliste, elle consiste à identifier la structure temporelle moyenne des précipitations. Cette dernière méthode présente une plus grande complexité de mise en œuvre et elle nécessite un très grand nombre d'évènements pluvieux significatifs (CERTU, 2003).

4.1.1 Hyétogramme synthétique critique

Un des objectifs de cette étude étant de vérifier si le réseau de drainage urbain de la ville de Tipasa est capable d'évacuer les eaux de pluies, un hyétogramme synthétique critique est établi pour la même période de retour ayant servie au dimensionnement de ce réseau.

Ainsi, afin de pouvoir simuler le ruissellement urbain par rapport à la pluie de projet à laquelle il a été dimensionné, un hyétogramme synthétique critique d'une période de retour de 10ans est établi. Le terme "critique" correspondant à la durée de la pluie critique contre laquelle le réseau de drainage urbain est sensé protéger la ville d'éventuels débordements de ce dernier et ruissellements de surface. En général, la durée critique retenue est une durée caractéristique (durée totale, durée de la pluie intense), en relation avec un temps caractéristique du bassin versant (temps de concentration, temps de réponse etc.) (CERTU,

2003). Aussi, la durée critique doit être telle que l'évènement pluvieux extrême ainsi simulé soit indépendant. Il a été démontré dans le chapitre 3 que la durée répondant à ces définitions était de 6 heures. Pour des applications en hydrologie urbaine, Berne (2002) et Berne et al. (2004) suggèrent une résolution temporelle de la pluie de 3 à 6 min. Afin de pouvoir lier cette durée aux temps de concentration des bassins versants urbains de la ville de Tipasa (de 4 à 17 minutes), le pas de décomposition temporelle du hyétogramme, retenu est de 5 minutes.

Les hyétogrammes synthétiques, générés à partir des courbes IDF, pour des périodes de retour et des durées données, sont souvent différents des hyétogrammes des averses observées ayant mêmes périodes de retour et mêmes durées (Musy et al., 1998 ; CERTU, 2003). Chaque pluie étant différente de toutes celles qui l'ont précédées et de celles qui lui succéderont, la probabilité d'occurrence d'un hyétogramme synthétique particulier est nulle (CERTU, 2003 ; McCuen, 2004).

Ainsi, certains auteurs (CERTU, 2003) considèrent que l'association d'une période de retour à un hyétogramme synthétique est une faute statistique. La notion de fréquence ne pouvant être attribuée qu'à une seule des variables aléatoires (intensité, hauteur d'eau précipitée et durée totale) composant une pluie, généralement l'intensité moyenne pendant la période de pluie intense (Ramos et al., 2005), et que les deux autres paramètres sont fixés d'une façon totalement déterministe.

Néanmoins, ce constat peut être nuancé par le fait qu'il a été démontré (Koutsoyiannis et al, 1998) que la durée d'agrégation n'était pas une variable aléatoire, mais plutôt un paramètre de l'intensité. Et que cette durée d'agrégation n'était pas reliée à la durée totale de l'averse, mais qu'elle représente simplement la longueur de la fenêtre temporelle de laquelle est issue une intensité moyenne maximale. Ainsi, pour des hyétogrammes synthétiques découlant des courbes IDF, la lame d'eau précipitée au cours d'une durée quelconque (d'agrégation ou totale) et l'intensité lui correspondant ont une même période de retour.

Toutefois, les hyétogrammes ou plus exactement les pluies synthétiques présentent des caractéristiques qui sont en moyenne similaires aux caractéristiques des pluies historiques et hypothétiquement aux pluies susceptibles de se produire dans le futur (McCuen, 2004). Aussi, il a été démontré que l'utilisation de hyétogrammes synthétiques pour des modélisations hydrologiques sur de petits bassins était très satisfaisante (Musy et al, 1998).

Dans le chapitre précédent, il a été démontré que les courbes IDF dérivées des SDP étaient un des outils les mieux adaptés à l'analyse des évènements pluvieux extrêmes, et par conséquent pour l'analyse du risque pluvial en milieu urbain. Toutefois, ces courbes IDF ne fournissent pas la structure temporelle d'une averse et particulièrement la position de la pointe de l'averse. La technique retenue, dans cette étude d'analyse du ruissellement urbain, pour la construction d'hyétogrammes synthétiques (donnant la distribution temporelle de la pluie) est celle de l'averse composite. Cette technique initialement proposée par Chow et al. (1988, in Lee et al., 2001) est aussi connue sous le nom de méthode bloque alternative (*Alternating block method*). La particularité fondamentale de cette averse composite est que les intensités

moyennes maximales sur n'importe quelle durée sont identiques à celles lues sur la courbe IDF pour la même durée (Musy et al, 1998).

L'application de cette technique consiste à calculer l'intensité moyenne maximale sur différents intervalles de référence, en utilisant l'équation (3.42) modélisant les courbes IDF pour la région de Tipasa. La durée critique de la pluie, $d_c=360\text{min}$. (6heures), et le pas de décomposition temporelle du hyétogramme, $\Delta t=5\text{min}$, ayant été définis, l'intensité moyenne maximale i_{MM} sera calculée pour une première durée d'agrégation de 5min, ensuite cette durée sera incrémentée d'un pas de discrétisation de $\Delta t=5\text{min}$ et i_{MM} correspondante sera calculée, ainsi de suite jusqu'à atteindre la durée totale (360min).

L'averse composite obtenue présente un hyétogramme décroissant dans le temps (figure 4.1). Cette forme peu fréquente peut être réarrangée. En effet, en fixant la pointe d'intensité au centre et les intensités décroissantes alternativement avant et après la pointe (figure 4.2).

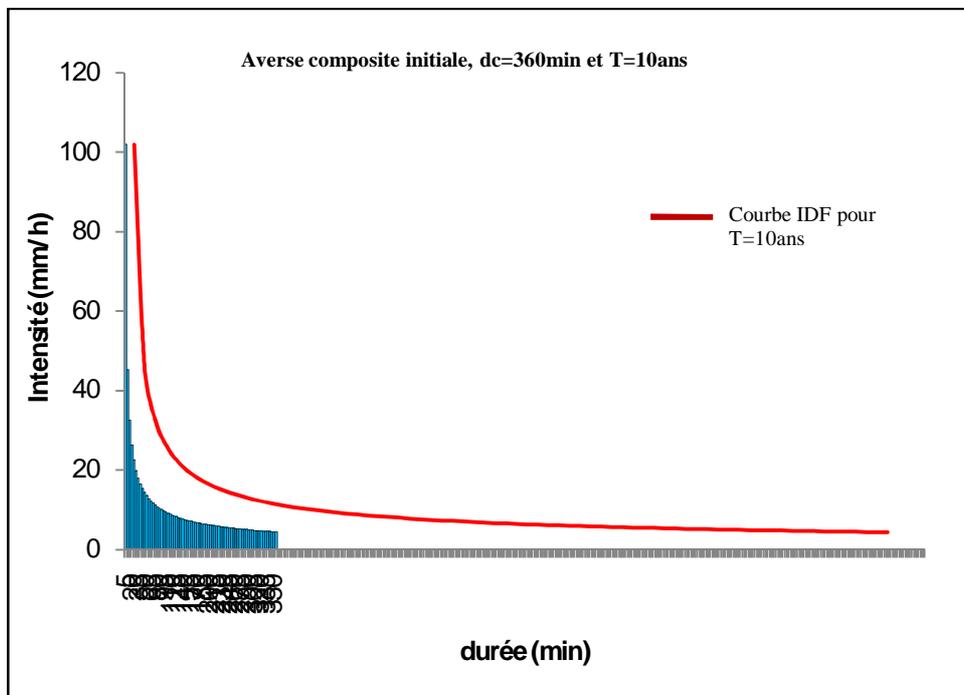


Figure 4.1 Averse composite d'une durée critique de 360min et une pluie totale de 62mm (T=10ans).

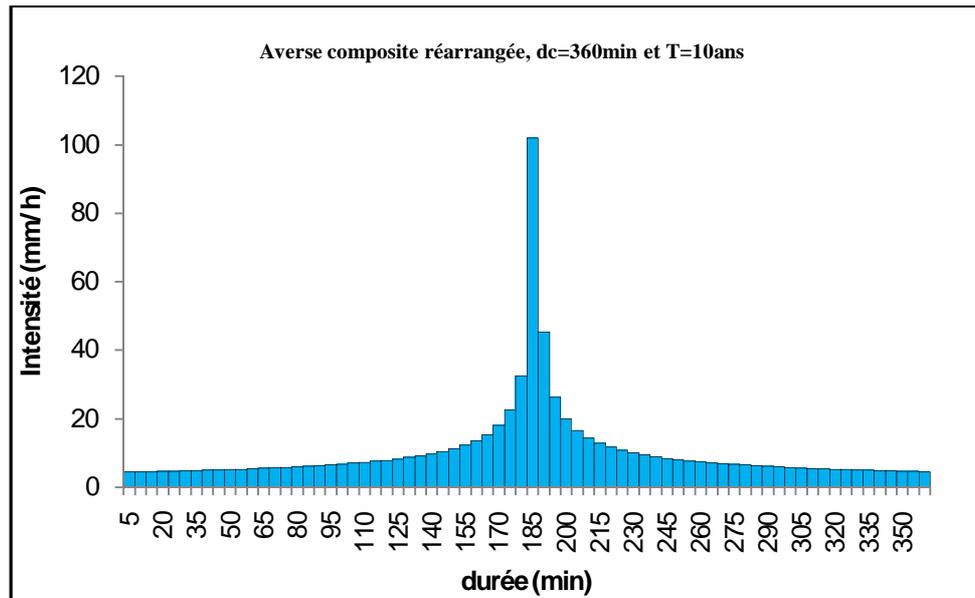


Figure 4.2 Hyétogramme synthétique d'une durée critique de 360min, une hauteur de pluie totale de 62mm et une intensité maximale de 102mm/h (T=10ans).

Le hyétogramme ainsi établi, paraît à priori loin de la réalité. D'autres méthodes, comme celle de l'averse type "Chicago", dérivant elle aussi des courbes IDF, introduit un coefficient de centrage de la pointe de l'averse. Initialement Keifer et al. (Musy et al., 1998), en dépouillant un très grand nombre d'averses orageuses de la ville de Chicago (États-Unis), ont conclu que la pointe de l'averse se produisait au 1/3 de la durée de cette dernière. Le coefficient de centrage, r , de la pointe est calculé par (Musy et al, 1998) :

$$r = \frac{\sum_i \bar{r}(t_{\gamma i})}{\sum_i t_{\gamma i}} \quad (4.1)$$

$$\bar{r} = \frac{\sum_i r_i}{n} \quad (4.2)$$

$$r_i = \frac{t_b}{t_d} \quad (4.3)$$

Avec t_b et t_d , respectivement la durée précédant la pointe de l'averse et la durée totale de l'averse. \bar{r} le coefficient moyen de centrage de la pointe pour les n averses considérées. Et $t_{\gamma i}$ est la durée de la pluie intense autour du maximum d'intensité.

Par conséquent un dépouillement des 20 plus fortes averses de moins de 6heures enregistrées par le pluviographe de Boukerdane (Tipasa), a permis de calculer un coefficient de centrage $r=0,53$. Cette valeur situe la pointe de l'averse au centre par rapport à la durée, ce qui conforte le choix d'utiliser la technique de l'averse composite, qui devient ainsi plus réaliste. Le hyétogramme synthétique modélisant la pluie critique de 6heures pour une période de retour de 10ans, donne une intensité maximale de 102mm/h et une hauteur de pluie totale de 62mm. Les hyétogrammes synthétiques sur la même durée critique (6h) pour les périodes de retour de 20, 50 et 100ans sont données en annexe – E.

4.1.2 Variation spatiale de la pluie

La variabilité spatio-temporelle de la pluie constitue une source significative d'incertitudes dans la modélisation hydrologique en milieu urbain (Berne, 2002 ; Segond et al., 2007). La structure temporelle de la pluie est assez bien connue. Une pluie variable dans le temps produira un pic de débit plus fort à l'exutoire d'un bassin versant urbain qu'une pluie équivalente constante (Morena, 2004). Bien que dans cette étude une analyse détaillée du schéma temporel de la pluie n'a pas été menée, il a été établi dans la section précédente que la pointe d'une averse est rencontrée à la moitié de la durée de cette dernière.

La variabilité spatiale de la pluie signifie que cette dernière n'a pas une intensité uniforme à l'instant t sur toute la surface du bassin versant où a lieu l'averse. Seuls un réseau pluviométrique dense et/ou une mesure par radar peuvent permettre d'obtenir une connaissance de la variabilité spatiale de la pluie.

L'influence de cette variabilité spatiale des précipitations semble moins nette (relativement à la variabilité temporelle). En effet, les résultats d'études (Morena, 2004), prospectant l'influence de la variabilité spatiale des pluies sur le ruissellement pluvial urbain, à l'aide de mesure radar des champs de pluies à différentes résolutions (de 800 à 1600m et de 5 à 15min) sur des bassins versants urbains de différentes tailles (de 0,5 à 16000ha) donnent des résultats assez contrastés.

Le CERTU (2003) indique qu'il est nécessaire de tenir compte de la répartition spatiale de la pluie pour des bassins versants urbains ayant une superficie supérieure à 10km². Berne et al. (2004) dans une étude visant à quantifier des caractéristiques spatiales et temporelles pertinentes pour décrire le comportement hydrologique de bassins versants urbains, recommandent de définir spatialement la pluie tous les 2 à 4km pour des bassins versants ayant une taille de 1 à 10km².

En l'absence de données radar et de mesures pluviométriques denses, il est difficile de définir la distribution spatiale de la pluie. Toutefois, la variabilité spatiale de la pluie peut être approchée au moyen d'un coefficient d'abattement spatial. La méthode d'estimation globale de Caquot (Bourrier, 1997 ; Satin et al., 2006) fait appel à cette notion d'abattement spatial. La notion d'abattement spatial suppose que l'intensité de la pluie décroît en s'éloignant de l'épicentre de cette averse. Cette méthode n'a pas véritablement de fondement physique. En effet, l'analyse des données fournies par des réseaux très denses de pluviomètres et l'observation d'images radar montre que cette notion d'abattement spatial de la pluie autour de son épicentre est assez mal adaptée à la représentation de la structure spatiale réelle des précipitations à des petits pas de temps, et qu'elle est très loin de la réalité (CERTU, 2003).

L'analyse du ruissellement pluvial urbain mis en œuvre dans cette étude portant sur les bassins versants urbains de petites tailles (de 0,4 à 3,8 km²), il n'a pas été jugé pertinent de tenir compte de l'abattement spatial des pluies. D'autant plus que l'influence d'une variabilité

spatiale de la pluie sur le ruissellement pour des bassins versants urbains de moins de 10km², n'as pas été clairement établie. Aussi, du fait de la disposition particulière (en bord de mer) des bassins versants de la ville de Tipasa, ces derniers comportent 1 à 2 exutoires, ce qui réduit encore plus la taille des surfaces contributives à l'écoulement au niveau de l'exutoire considéré.

4.2 MODELISATION DE LA TRANSFORMATION PLUIE-DEBIT

L'eau précipitée (pluie brute) sur un bassin versant, va se répartir en eau, évaporée, retenue par les végétaux (la rétention), stockée dans les dépressions, infiltrée et écoulee.

En hydrologie urbaine, l'évaporation est négligée, tout au moins à l'échelle événementielle (CERTU, 2003 ; Bertrand-Krajewski, 2006). En effet, les phénomènes de ruissellement urbain sont généralement de durée assez courte. Aussi, au cours d'un évènement pluvieux l'évaporation est quasi-nulle (atmosphère rapidement saturée en eau) (Lhomme, 2006). L'interception de l'eau de pluie par les végétaux représente probablement les pertes les plus difficiles à quantifier (Bertrand-Krajewski, 2006). Horton en 1919, fut le premier à leur accorder un rôle dans le bilan hydrologique (Musy et al, 1998). En hydrologie urbaine, les pertes par interception sont généralement intégrées dans une perte initiale globale (CERTU, 2003). Le stockage de l'eau de pluie dans les dépressions (de dimensions très variables) du sol représente une perte au ruissellement permanente (à l'échelle temporelle de l'évènement pluvieux). Ce stockage s'effectue au début de l'évènement pluvieux. Il est suffisant d'estimer cette perte au ruissellement par stockage à travers une perte initiale. La perte par infiltration, représente la fraction la plus importante de la perte au ruissellement. En théorie, seules les surfaces perméables ou partiellement perméables sont concernées par l'infiltration (Bertrand-Krajewski, 2006). Cependant, en pratique les revêtements de sol utilisés en zone urbaine présentent toujours une capacité d'infiltration (ou plutôt d'absorption) non négligeable (CERTU, 2003). Enfin, la pluie nette (eau écoulee) est calculée par différence entre la pluie brute et les pertes au ruissellement (Radojevic, 2002).

Les processus régissant la génération des écoulements, à la suite d'évènements pluvieux, peuvent être à priori décomposés en quatre cheminements principaux de l'eau à l'exutoire (Le Clerc, 2004) :

- Précipitations directes à la surface libre du cours d'eau ;
- Ecoulement ou ruissellement de surface ;
- Ecoulement de sub-surface ou hypodermique ;
- Ecoulement souterrain.

Toutefois, sur un bassin versant urbanisé, les cours d'eau naturels sont souvent recouverts. Aussi, leurs surfaces représentent une infime partie de la superficie totale du bassin, leur contribution est considérée comme marginale. En zone urbaine, toute l'eau infiltrée est en quasi-totalité perdue pour le système de drainage (Hingray, 1999). En effet,

une petite fraction de l'eau infiltrée peut, éventuellement rejoindre le réseau d'assainissement pluvial, si l'étanchéité des collecteurs pluviaux souterrains n'est pas garantie. Ce phénomène d'intrusion d'eaux parasites dans le système de drainage urbain, ne sera pas abordé dans cette étude. Ainsi, les processus d'écoulements hypodermiques et souterrains ne sont pas considérés dans la génération des écoulements urbains. Seul le ruissellement de surface est considéré.

Ce ruissellement de surface est formé par les écoulements sur le sol, provenant de la pluie nette, jusqu'à leur entrée dans le système de drainage urbain. Il est, communément, distingué deux écoulements : les écoulements surfaciques proprement dits et les écoulements dans les caniveaux (ou collecteurs) (alimentés tout le long de leurs parcours par les ruissellements surfaciques adjacents) (Bertrand-Krajewski, 2006).

Ainsi, la modélisation du ruissellement et des écoulements en milieu urbain (ou même en milieu rural) est généralement réalisée en distinguant, (i) la formation de la lame de pluie nette à partir de la lame de la pluie brute, et (ii) l'écoulement de cette lame de pluie nette (sous forme de ruissellement ou d'écoulement concentré) (Lhomme, 2006).

Finalement, la mise en œuvre de cette modélisation qui transforme la pluie précipitée, sur un élément hydrologique urbain, en hydrogramme (évolution du débit en fonction du temps) à l'exutoire de ce même élément hydrologique se fait suivant deux mécanismes souvent considérés comme indépendants l'un de l'autre (Hingray, 1999), et se succédant dans le temps :

- Le premier mécanisme est représenté par une fonction de production. Cet opérateur permet de tenir compte des pertes aux ruissellements. Il définit la fraction de la pluie brute qui va réellement contribuer au ruissellement. Le résultat de cette première transformation est un hyétoqramme de pluie nette. Il s'agit d'une grandeur fictive (Radojevic, 2002). La variable d'entrée de cette fonction de production, est un hyétoqramme (synthétique ou réel) de pluie brut.
- Le second mécanisme est représenté par une fonction de transfert. Cet opérateur a pour objectif de transformer le débit (hydrogramme fictif) de la pluie nette en débit à l'exutoire. Son seul but est de représenter les transformations de la forme de l'onde de débit lors de son passage à travers le bassin versant. Les modèles utilisés pour décrire ce transfert sont toujours conservatifs. C'est-à-dire que le volume de l'hydrogramme de la pluie nette (variable d'entrée de la fonction de transfert) est égal au volume de l'hydrogramme à l'exutoire (variable de sortie de la fonction de transfert).

4.2.1 Modélisation de la production du ruissellement urbain

Traditionnellement en hydrologie urbaine, il est admis que la formation des débits de ruissellement s'effectue uniquement sur les surfaces imperméabilisées qui sont connues avec une bonne précision (Desbordes, 1974, in Bertrand-Krajewski, 2006 ; Hingray, 1999 ; Andrieu et al., 2004). Toutefois, ne tenir compte que des surfaces imperméables dans la production du ruissellement peut conduire à des résultats incorrects (Bertrand-Krajewski, 2006).

En effet, Boyd et al. (1993) en analysant les précipitations et les ruissellements produits dans 26 bassins versants urbains (9 en Australie et 17 dans différentes régions du monde), ont clairement mis en évidence l'apport des surfaces perméables aux écoulements urbains. Aussi, Boyd et al. (1994) ont démontré que la production de ruissellement des surfaces imperméables reste constante quelque soit l'intensité de l'averse. La production des surfaces perméables étant quant à elle dépendante de l'intensité de la pluie, et que ces dernières devenaient productives dès que les hauteurs de pluie atteignaient 40mm pour les grandes surfaces et de 2 à 5mm pour des surfaces perméables avec de petites capacités de stockage. Berthier et al. (2004) abondent dans le même sens. Ils ont démontré que le sol (surface perméable) joue un rôle significatif dans la génération de ruissellement à l'échelle de petits bassins versants urbains, particulièrement lorsque le degré de saturation du sol est élevé.

Dans le contexte Algérien la prise en compte du ruissellement produit par des surfaces perméables est nécessaire. En effet, la fraction de ces dernières par rapport à la surface totale de la zone urbaine est considérable. Concernant la zone urbaine non extensible de Tipasa (BV5), le taux de surfaces perméables est de 44%. Boyd et al (1994) ont établi le même constat en Australie, contrairement à d'autres pays où la production des surfaces perméables représente une petite partie du ruissellement urbain.

Aussi, en milieu urbain, il faut opérer une distinction entre surfaces imperméables directement reliées au réseau de drainage urbain, et surfaces imperméables indirectement reliées au réseau de drainage urbain via des surfaces perméables. Ces dernières sont dites surfaces imperméables non connectées (NRCS, 1986 ; Boyd et al., 1993 ; McCuen, 2004). Au cours de l'évènement pluvieux, sur chacune des 3 surfaces (Imperméables, perméables et imperméables non connectées) contributives au ruissellement, l'interception et le stockage des dépressions doivent être satisfaits pour qu'il y ait ruissellement (Boyd et al, 1993 ; Bertrand-Krajewski, 2006).

Ainsi, en hydrologie urbaine la fonction de production différencie deux composantes dans les pertes au ruissellement, (i) les pertes initiales, (ii) les pertes continues. Les pertes initiales caractérisant l'interception, la rétention (stockage) et éventuellement l'évaporation. Les pertes continues caractérisent quant à elles l'infiltration.

Classiquement, les pertes initiales sont prises constantes, elles sont quantifiées en fonction de la pente du milieu et du type de surfaces (perméables ou imperméables). Les

perdes continues représentent la fraction de la pluie retenue par le sol et qui ne participera pas au ruissellement. Ces pertes continues aux ruissellements, peuvent être représentées par un coefficient de ruissellement constant (pertes constantes) ou variable en fonction de la nature du sol et de l'intensité de la pluie (CERTU, 2003). Pour améliorer ce type de fonction de production, une fonction de production complémentaire peut être définie. Cette deuxième fonction de production est spécifique aux surfaces naturelles (perméables) du bassin versant urbain, elle peut représenter l'infiltration suivant une loi de Horton (capacité d'infiltration des sols décroissante au cours du temps, pendant l'épisode pluvieux) (Morena, 2004). Toutefois, cette façon de procéder ne permet pas de tenir compte de l'état hydrique (condition d'humidité antécédente) du sol.

Si des mesures de pluies et de débits sont disponibles en nombre suffisant (longues périodes d'observation), les pertes initiales et continues peuvent être estimées statistiquement à partir d'une régression linéaire entre les volumes précipités et les volumes mesurés à l'exutoire (Boyd et al., 1993 ; Boyd et al., 1994). Aussi, une autre classe de modèles est distinguée. Ces modèles sont dits mécanistes, ils s'attachent à décrire aussi fidèlement que possible la réalité physique de chaque phénomène, et ne demandent théoriquement pas de calage (Bertrand-Krajewski, 2006).

Il existe une multitude de fonctions de production, dans la littérature spécialisée, prenant en compte l'ensemble des surfaces productives de débit et considérant, plus ou moins individuellement, toutes les différentes pertes au ruissellement (interception par les arbres, rétention des dépressions, etc.) (Motta et al., 1984 ; Radojevic, 2002 ; Berthier et al, 2004 ; Morena, 2004). Toutefois, la plupart des ces fonctions de production nécessitent un calage de leurs paramètres (état de saturation du sol, capacité d'infiltration du sol, etc.) ou même un calage de la fonction de production (comparaison des volumes produits par le modèle avec les volumes ruisselés mesurés à l'exutoire).

Dans cette étude, l'absence de données hydrométriques et de mesures caractérisant l'état hydrique du sol, impose l'utilisation d'une fonction de production ne nécessitant pas de calage. Ainsi, l'approche répondant à cette contrainte, est l'utilisation de modèles mécanistes. Cependant, vu le nombre et la complexité des phénomènes physiques mis en jeu pour caractériser les pertes avant et pendant ruissellement, cette approche a été écartée. Une autre alternative étant, d'adopter une fonction de production, dont la fiabilité est avérée et les performances reconnues. Aussi cette fonction de production ne doit pas nécessiter de calage et se doit de représenter les pertes au ruissellement de la manière la plus proche que possible de la réalité. C'est-à-dire, permettre de prendre en considération, (i) les différents types de surfaces contributives au ruissellement (perméables, imperméables connectées et non connectées), (ii) les pertes initiales dues à la rétention et à l'interception, (iii) la variabilité du taux d'infiltration dans le temps (capacité à saturation du sol) et en fonction de l'intensité de la pluie, (iv) et l'état hydrique du sol.

La seule fonction de production, à notre connaissance, permettant de tenir compte des contraintes et conditions susmentionnées, est une fonction de perte au ruissellement dérivée

de la méthode du SCS-CN (*Soil Conservation Service Curve-Number*) (SCS, 1972 ; NRCS, 1986; Musy et al, 1998 ; Radojevic et al, 2002 ; CERTU, 2003 ; McCuen, 2004). Le modèle du SCS-CN est une technique internationale (Hawkins, 1978, in Radojevic, 2002), il a été utilisé pour modéliser la production du ruissellement et d'autres applications dans de nombreux pays, Farquharson et al, 1996 au Yemen ; Kurothe et al., 2001 en Inde ; Kottegoda et al., 2000 en Italie ; Gaume, 2002 en France ; Barfield et al., 2003 aux États-Unis ; Montaldo et al., 2004 en Italie ; Mishra et al., 2006 et Bhunya et al, 2007 en Inde ; Shoemaker et al, 2007 aux États-Unis ; Marchandise, 2007 en France ; Hisham et al., 2007 au Soudan ; Kannan et al., 2007 en Grande-Bretagne ; Easton et al., 2008 aux États-Unis ; Tyagi et al., 2008 en Inde et aux États-Unis ; Singh et al., 2008 en Inde.

4.2.1.1 Modèle du SCS-CN

Le modèle SCS-CN a été proposé aux États-Unis en 1954 par le Soil Conservation Service (SCS), c'est l'aboutissement de plus de 20 années d'études théoriques et expérimentales. Ce modèle fut développé par trois consultants privés, Horner, Horton (fondateur de la théorie, portant son nom, des écoulements par infiltration dans le sol) et Sherman (fondateur de la théorie de l'hydrogramme unitaire) (Musy et al, 1998).

Ce modèle a été initialement développé pour la prévision des crues en milieu rural ou naturel (SCS, 1972 ; NRCS, 1986 ; Bertrand-Krajewski, 2006). Toutefois, son utilisation a été adaptée pour les bassins versants urbains en 1975 (NRCS, 1986 ; Hjelmfelt, 1987, in Radojevic, 2002 ; CERTU, 2003). Utilisable à la fois pour des bassins versants urbains et ruraux, ce modèle peut donc être utilisé pour des bassins versants mixtes et périurbains.

Le concept essentiel du modèle est de résumer les propriétés hydrodynamiques de la couverture du sol à l'aide de courbes auxquelles sont attribués des numéros selon le sol. Ces courbes sont dites courbes numérotées (CN) (*Curve Number*). Le CN est aussi décrit comme étant un coefficient d'aptitude au ruissellement (Gaume, 2002). Le paramètre CN est directement déterminé à partir d'un tableau (Annexe C, figure C.5 et C.6) triple entrée : le groupe hydrologique (A, B, C, D) du sol (par ordre de diminution de perméabilité) ; les modes d'occupation du sol et les conditions d'humidité antécédente du sol (sec, moyen, mouillé) (Aron et al., 1977, in Radojevic, 2002).

L'hypothèse principale de cette méthode est que le rapport de la perte cumulée instantanée F , à la perte maximale potentielle S , est égale au rapport du ruissellement Q à la pluie P moins la perte initiale, I_a . La relation se met donc sous la forme mathématique suivante :

$$\frac{F}{S} = \frac{Q}{P-I_a} = \frac{P-I_a-Q}{S} \quad (4.4)$$

L'équation principale du modèle SCS pour estimer le ruissellement est donnée par (SCS, 1972 ; NRCS, 1986 ; Musy et al., 1998 ; Radojevic, 2002 ; Gaume, 2002 ; McCuen, 2004) :

$$Q = \frac{(P-I_a)^2}{(P-I_a)-S} \quad (4.5)$$

Avec:

- Q : Ruissellement cumulé ou pluie nette (en millimètres).
- P : Précipitation cumulée ou pluie brute (en millimètres).
- I_a : Perte initiale (en millimètres).
- S : Perte maximale potentielle (en millimètres).

I_a représente les pertes avant le début du ruissellement. Elles incluent, la rétention par les dépressions du sol, l'interception par la végétation, l'évaporation et l'infiltration. La valeur de I_a est très variable, mais est généralement reliée avec le type de sol et le type de revêtement du sol (NRCS, 1986). A la suite de nombreuses études expérimentales, le SCS a proposé la relation empirique suivante (SCS, 1972 ; NRCS, 1986 ; Musy et al., 1998) :

$$I_a = 0,2 S \quad (4.6)$$

Certains auteurs (Radojevic, 2002) estiment que l'équation (4.6) n'est correcte que pour des évènements forts, et qu'elle sous estime habituellement les résultats de l'écoulement superficiel pour les évènements pluvieux petits et moyens, et proposent de réduire la perte initiale à $I_a=0,1 S$, voire une valeur inférieure. Toutefois, il est à signaler que les pertes initiales sont plus élevées pour les surfaces imperméables (Bertrand-Krajewski, 2006), ces dernières représentant une fraction considérable des bassins versants urbains étudiés, il est préférable de s'en tenir à la relation (4.6) pour l'estimation des pertes initiales. Aussi, dans le contexte Algérien où les dépressions du sol sont conséquentes (Annexe A, figure A.3), il a été retenu la relation originelle (eq. 4.6) du SCS pour l'estimation des pertes initiales.

La rétention maximale potentielle S est reliée aux conditions de couverture du sol (revêtement pour les sols imperméables, et le couvert végétal et la pratique pour les sols perméables), ces dernières étant représentées par la CN. La relation entre S et CN est donnée en système métrique (Musy et al., 1998 ; McCuen, 2004):

$$CN = \frac{25400}{S+254} \quad (4.7)$$

Aussi, les CN prennent leurs valeurs en fonction des conditions d'humidité antécédente du sol (cet aspect est abordé plus en détail dans la section 4.4), de son couvert végétal (perméable) ou de son revêtement (imperméable). La nature du sol s'exprime en fonction d'un classement en quatre groupes hydrologiques (HSG : *hydrologic soil group*) d'après son aptitude à l'infiltration (SCS, 1972 ; NRCS, 1986 ; CERTU, 2003 ; McCuen, 2004 ; Bertrand-Krajewski, 2006) :

- Sol de type A : infiltration élevée, sols profonds composés de sables ou de graviers ;

- Sol de type B : infiltration moyenne, sols moins profonds moyennement chargés en lœss et argiles ;
- Sol de type C : infiltration faible, sols peu profonds moyennement argileux ;
- Sol de type D : infiltration très faible, sol argileux ou très argileux.

La relation originelle (éq. 4.5) du SCS-CN permet d'estimer le ruissellement d'une manière globale, c'est-à-dire pour la valeur totale de la hauteur d'eau précipitée pendant l'averse. En effet, cette relation ne contient pas d'expression de temps. Et ne peut être appliquée sur une distribution temporelle de la pluie afin d'obtenir l'évolution du ruissellement (pluie nette) au cours du temps. Cependant, les relations de base (éq. 4.4 et 4.5) de cette méthode peuvent être manipulées pour obtenir une relation donnant la perte au ruissellement :

$$F = \frac{S(P-I_a)}{P-I_a+S} \quad (4.8)$$

Or, dans cette équation, S et I_a sont des constantes tandis que P et F sont des fonctions dépendantes du temps. Il s'ensuit que le taux d'infiltration F(t) s'obtient en dérivant l'équation (4.8) par rapport à la variable temporelle t (Musy et al, 1998 ; Radojevic, 2002) :

$$F(t) = \frac{dF}{dt} = \frac{S^2}{(P-I_a+S)^2} \frac{dP}{dt} \quad (4.9)$$

Où $\frac{dP}{dt}$ représente l'évolution de l'intensité de la pluie au cours de l'averse, cette valeur est facilement déductible des hyétogrammes de pluies ou directement des courbes IDF.

Ainsi, en considérant le hyétogramme de la pluie brute et la relation (4.9), il est possible de déduire l'évolution dans le temps de la pluie nette au cours de l'averse. La pluie nette peut donc être exprimée sous la forme d'un débit de pluie nette en multipliant l'intensité moyenne maximale (sur un temps de référence) de pluie nette par la surface du bassin versant. Cet hydrogramme fictif de ruissellement ayant la même durée que l'averse, représente la variable d'entrée de la fonction de transfert.

4.2.2 Modélisation du transfert du ruissellement à travers le tissu urbain

Les premiers modèles du ruissellement pluvial urbain ne calculaient que le débit de pointe à l'exutoire du bassin urbain. La méthode rationnelle (Bourrier, 1997 ; CERTU, 2003 ; Satin et al., 2006), introduite par Mulvaney en 1851, est la plus ancienne méthode connue (CERTU, 2003 ; Lhomme, 2006). Cette méthode a de nombreux dérivés, le plus connu étant la méthode superficielle de Caquot (Bourrier, 1997 ; CERTU, 2003 ; Satin et al., 2006). Ces approches permettent uniquement le dimensionnement du réseau d'assainissement pluvial. En effet, ces méthodes ne fournissant que le débit maximum à l'exutoire, il n'est alors pas possible de simuler le fonctionnement de ce dernier (i.e., elles ne permettent pas d'obtenir d'hydrogrammes).

Sherman en 1932 a proposé la méthode de l'hydrogramme unitaire (Reminieras, 1986 ; Musy et al, 1998 ; CERTU, 2003), cette dernière représente une évolution majeure par rapport aux méthodes susmentionnées. En effet, elle permet de calculer l'hydrogramme à l'exutoire, généré par une pluie d'intensité constante. L'application de cette méthode nécessite d'avoir à disposition des observations pluviométriques et hydrométriques. Elle compte un très grand nombre de dérivées, telle que la méthode des isochrones ou hydrogrammes synthétiques présentée par Larrieu en 1957 (Larrieu, 1958 ; CERTU, 2003 ; Touaibia, 2004 ; Bertrand-Krajewski, 2006) et ne nécessitant pas de mesures hydrométriques. Néanmoins, la méthode de l'hydrogramme unitaire et des isochrones ne permettent pas de tenir compte du stockage dans le bassin versant, elles considèrent que l'écoulement à l'exutoire commence en même temps que l'évènement pluvieux. En effet, ces méthodes raisonnent uniquement sur le temps de parcours des eaux dans le bassin versant. Toutefois, la méthode de l'hydrogramme unitaire est une contribution importante à l'étude du phénomène de l'écoulement de surface car elle sert de base aux fonctions de transfert les plus couramment utilisées (Musy et al., 1998).

4.2.2.1 Modélisation mécaniste

Il existe des méthodes basées sur les relations de l'hydrodynamique (équations de Barré de St-Venant). Ces modèles sont dits mécanistes, ils peuvent être mono ou bidimensionnels. Applicables en réseaux de drainages et en ruissellements superficiels. Bien que nécessitant des temps de calculs considérables, ces modèles sont de plus en plus utilisés pour simuler les ruissellements urbains (Hingray et al., 2000 ; Lhomme et al., 2004 ; Mark et al., 2004 ; Schmitt et al, 2004 ; Jain et al., 2004 ; Jain et al., 2005 ; Mignot et al., 2006 ; Fiori et al., 2007 ; Hromadka et al., 2010).

Ces modèles permettent de connaître les caractéristiques (hauteur d'eau, vitesse, débit, etc.) des écoulements à tout instant et en tout point du bassin urbain. Ainsi, dans une analyse du ruissellement urbain à la suite d'évènements pluvieux violents, l'utilisation de tels modèles est assez tentante. Toutefois, leur mise en œuvre est assez délicate.

En effet, la conversion de zones rurales en zones urbaines, provoque généralement l'augmentation de l'érosion des sols (NRCS, 1986). Les bassins versants englobant la ville de Tipasa ne subissent pas d'érosion majeure. En effet, un entretien régulier et permanent des ouvrages de réception (connexion entre réseau hydrographique naturel et artificiel) en amont du réseau de drainage urbain, devrait, en théorie, permettre de réduire la présence de sédiment dans ce dernier. Toutefois, il a été remarqué la présence de sédiments, en quantité relativement conséquente (figure 2.12), dans le réseau de drainage urbain. Ceci est dû en grande partie aux travaux de terrassement (extensions urbaines) qui favorisent la perte en sol. Ainsi, une fois les travaux d'extension urbaine achevés, les quantités de sédiments dans le réseau de drainage urbain sont grandement réduites. Néanmoins, le réseau de drainage urbain de la ville de Tipasa, subit la présence d'un autre genre de matériaux solides, à savoir des débris ménagers. Il est assez difficile de quantifier ce phénomène et d'étudier son incidence sur les écoulements en temps de pluie. Très peu de travaux ont été publiés sur ce sujet, les

quelques auteurs (Bouvier, 1990) qui ont abordé ce sujet recommandent un entretien intensif des réseaux d'assainissement pluvial pour pallier à ce problème.

Ainsi, la mise en œuvre d'une modélisation mécaniste réaliste, nécessiterait en plus des équations traditionnelles de Barré de St-Venant, l'adoption d'une troisième équation prenant en compte le transport de détritux : ordures ménagères, objets encombrant (carcasses métalliques, pneus, etc.), dans le réseau de drainage urbain. Un tel développement, à notre connaissance, n'a pas été encore publié. Bouvier (1990), dans l'étude des ruissellements urbains en milieux africains ayant fait le même constat, s'est tourné vers une approche conceptuelle à réservoir linéaire.

Aussi, les modèles mécanistes nécessitent, des quantités très importantes de données de base (pentes, rugosité, géométrie, etc.) pour toutes les surfaces élémentaires et tous les caniveaux et collecteurs. A l'échelle d'une ville, la masse d'information requise est gigantesque et quasiment impossible à acquérir (Bertrand-Krajewski, 2006). L'application d'un modèle mécaniste en adoptant une représentation simplifiée du milieu urbain, peut induire à des estimations erronées.

En effet, Lhomme et al. (2004) dans leur analyse du ruissellement urbain, d'un des bassins versants urbains de la ville de Quito (Equateur), ont modélisé, les écoulements dans le réseau de drainage en utilisant les équations complètes de Barré de St-Venant, et le ruissellement de surface en mettant en œuvre un modèle conceptuel à réservoir linéaire. Toutefois, ils ont adopté une représentation, géométrique et hydraulique, grossière du réseau de drainage urbain. Les résultats, de leur simulation des écoulements urbains, ont montré que l'estimation du temps de concentration était prédominante, et que cette représentation grossière du réseau de drainage pouvait représenter une perte significative de précision.

Finalement, pour toutes les raisons susmentionnées, l'adoption d'une modélisation mécaniste du ruissellement pluvial urbain pour la ville de Tipasa n'a pas été retenue.

4.2.2.2 Modélisation conceptuelle

D'autres modèles issus de la dynamique des systèmes, où le bassin versant urbain et son réseau de drainage urbain, sont considérés de manière globale, comme un système réalisant la transformation pluie-débit (Marr, 1976 et Jovanovic, 1986, in Bertrand-Krajewski, 2006). Cette approche permet de tenir compte de l'effet de stockage du bassin. Ces modèles conceptualisent le bassin versant, dans son intégralité, comme étant un réservoir dont la loi de vidange est une fonction du stock (Figure 4.3).

Devant la complexité des phénomènes impliqués lors de l'établissement et la propagation du ruissellement, puis la formation des débits, une autre approche conceptuelle a été développée. Elle consiste à utiliser des fonctions prédéterminées pour relier les précipitations aux écoulements, sans analyse des phénomènes (Lhomme, 2006). Ce sont des modèles de type boîte noire. Parmi cette catégorie, les réseaux de neurones artificiels (RNA)

sont très répandus. Toutefois, ces modèles ne peuvent être utilisés qu’après un processus de calage (Minns et al., 1996 ; Zealand et al., 1999 ; Rajukar et al., 2002 ; Freer et al., 2004 ; Coulibaly et al., 2005 ; Jia et al., 2006 ; Aqil et al., 2007 ;). Aussi, ils sont très peu utilisés en milieu urbain (Jain et al., 2006 ; Chua et al., 2008 ;).

Ainsi, c’est une modélisation conceptuelle de type réservoir qui est retenue pour modéliser le ruissellement pluvial urbain de la ville de Tipasa. En effet, plusieurs auteurs (Radojevic, 2002), ont montré que les modèles conceptuels, et particulièrement, ceux à réservoir, constituaient la meilleure approche pour prédire le ruissellement, en raison de leur facilité d’utilisation.

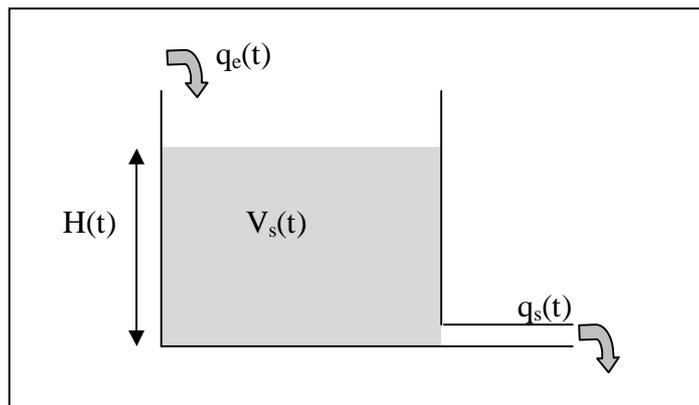


Figure 4.3 Schématisation d’un modèle conceptuel, type réservoir.

Le débit à l’exutoire du bassin versant est calculé comme le débit en sortie d’un réservoir dont le volume stocké est proportionnel au débit sortant.

Le modèle type réservoir peut être caractérisé par le système d’équations suivant (Musy et al., 1998 ; CERTU, 2003 ; McCuen, 2004 ; Bertrand-Krajewski, 2006 ; Benabdeselem, 2009) :

- Une équation de continuité :

$$\frac{dV_s}{dt} = q_e(t) - q_s(t) \quad (4.10)$$

- Une équation de stockage :

$$V_s(t) = f(q_e(t), q_s(t)) \quad (4.11)$$

Avec :

- $V_s(t)$: volume stocké dans le réservoir (bassin versant) à l’instant t (m^3).
- $q_e(t)$: flux entrant dans le réservoir à l’instant t (m^3/s) : il correspond à l’intensité de la pluie (hyétogramme de pluie nette) nette multiplié par la surface du bassin considéré.
- $q_s(t)$: flux sortant (débit à l’exutoire) (m^3/s).

Ces lois générales (éq. 4.10 et 4.11) s'écrivent différemment selon la fonction qui relie $V_s(t)$ aux flux entrant et sortant. Les trois modèles les plus connus sont (Bourrier, 1996 ; McCuen, 2004 ; Bertrand-Krajewski, 2006) :

- Le modèle général de Muskingum :

$$V_s(t) = K(\alpha q_e(t) + (1 - \alpha)q_s(t)) \quad (4.12)$$

- Le modèle du réservoir linéaire, avec $\alpha=0$:

$$V_s(t) = Kq_s(t) \quad (4.13)$$

- Le modèle avec $\alpha=1$:

$$V_s(t) = Kq_e(t) \quad (4.14)$$

Les deux derniers modèles (éq. 4.13 et 4.14) sont simplement des cas particuliers du premier (éq. 4.12).

Avec K et α les paramètres du modèle réservoir.

Le modèle du réservoir linéaire (éq. 4.14) est, de tous les modèles globaux et conceptuels, celui qui a été le plus étudié et utilisé (Desbordes, 1984, in : Hingray, 1999). Certains auteurs (Djebbar, 1992) avancent que les petits bassins versants urbains sont caractérisés par une réponse rapide et instantanée que seul l'hydrogramme unitaire de type réservoir linéaire arrive à mieux reproduire.

De façon générale, le modèle réservoir linéaire, agit comme un filtre "passe-bas", amortissant les hautes fréquences du signal d'entrée (CERTU, 20003). La linéarité, stipule que la réponse d'un bassin versant sera toujours proportionnelle à la pluie. C'est-à-dire que la forme de l'hydrogramme varie en fonction de l'intensité de la pluie (Musy et al, 1998). Cette hypothèse ne permet pas de tenir compte du laminage (bassin de rétention, déversoir d'orage, obstacle dans le cheminement de l'eau, etc.). Aujourd'hui, la non-linéarité de la réponse d'un bassin urbain fait l'unanimité (Musy et al, 1998). Toutefois, la ville de Tipasa ne comportant aucun ouvrage de rétention, ses regards de jonction et ouvrages de réception ayant de petits volumes pour les premiers et des volumes réduits par dépôt de sédiments et de détritiques et un curage inexistant pour les seconds, leur effet de laminage peut être négligé. Aussi, la zone urbaine présentant de très fortes pentes (0,045 à 0,09m/m), l'hypothèse d'une réponse linéaire des bassins versants urbains à un événement pluvieux violent n'est pas loin de la réalité.

Ainsi, dans cette analyse du ruissellement pluvial urbain en réponse à un épisode pluvieux caractéristique, le modèle conceptuel de type réservoir linéaire est retenu pour transférer l'hydrogramme de pluie nette, à travers le bassin versant urbain, à l'exutoire. Le résultat de ce transfert est un hydrogramme de débit à l'exutoire.

4.2.2.3 Pertinence d'une modélisation spatialisée

La modélisation hydrologique fait appel à deux niveaux de modélisation. Le premier concerne le processus hydrologique (fonction de production et fonction de transfert). Le deuxième niveau se rapporte au milieu étudié, à savoir la zone urbaine.

Les premiers modèles de ruissellement urbain considéraient le milieu étudié dans sa globalité. Ce qui ne permettait pas de prendre en considération la variabilité spatiale des caractéristiques des différentes surfaces contributives au ruissellement. Les approches les plus sophistiquées permettant l'application d'une modélisation spatialisée du ruissellement, permettent le découpage du bassin versant en cellules ou en mailles (rectangulaires ou triangulaires). Le calcul de la lame de pluie nette et du débit ruisselé ou écoulé est faite sur chaque maille (Hingray, 1999 ; Lhomme, 2006). En milieu rural, cette spatialisation par maillage permet de mettre en œuvre la modélisation du ruissellement la plus performante qui soit, aussi bien suivant des approches conceptuelles que mécanistes. En milieu urbain, l'utilisation d'une telle spatialisation, n'est pas aisée. En effet, pour être aussi réaliste que possible, la spatialisation doit se faire sur de très grandes résolutions (de l'ordre de quelques mètres) pour pouvoir différencier entre les différents éléments urbains (terrasses des immeubles, toitures des maisons, voiries, parking, etc.).

Une alternative à une spatialisation par maillage régulier ou non, est une décomposition aussi fine que possible du bassin versant urbain, en sous bassin. Certains auteurs (Rodriguez et al, 2003 ; Morena, 2004) ont proposé un découpage cadastral. Ainsi, la modélisation du ruissellement est appliquée sur chaque parcelle cadastrale, ensuite les hydrogrammes de débits résultant sont assemblés à l'aide d'un transfert filaire unidimensionnel (conceptuel ou mécaniste) qui distingue entre écoulement concentré et écoulement de surface (Lhomme, 2006).

Une autre approche moins élaborée que les deux premières, consiste à faire un découpage en sous-bassins, ensuite assembler les hydrogrammes de chaque sous-bassin par un modèle de type réservoir linéaire en série ou en parallèle (Bertand-Krajewski, 2006) ou encore des modèles réservoir linéaire en cascade, type hydrogramme de Nash (Musy et al., 1998).

Cependant, dans une analyse comparative sur la base d'événements réels, Pankratz (1987, in : Djebbar, 1992) a trouvé que l'hydrogramme unitaire du type réservoir linéaire donne de meilleurs résultats que l'hydrogramme unitaire de réservoirs linéaires en cascade de Nash.

Concernant la ville de Tipasa, une représentation spatiale par maillage est à exclure, aucun modèle numérique de terrain (MNT) à grande résolution et prenant en compte les différents éléments urbains n'étant ni disponible, ni ayant été établi.

Le réseau de drainage urbain de la ville de Tipasa ayant été conçu en plusieurs étapes suivant le développement urbain de la ville, il est difficile de distinguer la connexion de ce dernier avec certaines des surfaces imperméables, telles que les toitures et terrasses des bâtiments et des maisons. De ce fait, il est assez difficile de faire une construction réaliste d'un modèle filaire représentant le transfert du ruissellement dans le réseau de drainage urbain.

De ce fait, les bassins versants urbains de la ville de Tipasa étant de petites tailles et ayant chacun son exutoire, aucun découpage supplémentaire n'est effectué. La modélisation conceptuelle, de type réservoir linéaire, du ruissellement urbain est mise en œuvre sur chacun des bassins versants indépendamment les uns des autres, une délimitation minutieuse (chapitre 2) ayant permis théoriquement de réduire l'effet des apports latéraux.

Les modèles spatialisés ne sont pas nécessairement plus précis que les modèles non spatialisés. En revanche, ils permettent de mieux comprendre le fonctionnement de chaque élément du système (CERTU, 2003). Aussi, Chocat et al., (1999, in : Lhomme ; 2006) montrent qu'une représentation partielle du réseau d'assainissement d'un bassin versant urbain permet d'obtenir un hydrogramme de crue très proche de celui obtenu avec une représentation complète du réseau, l'écart entre les deux représentations étant situé au niveau du pic de crue. Dans le cas de la ville de Tipasa, les bassins urbains n'étant pas très grands, une représentation partielle du réseau de drainage urbain peut être assimilée à la représentation du collecteur principal.

4.2.2.4 Modèle du réservoir linéaire

Le modèle conceptuel du réservoir linéaire fait partie de la théorie générale de l'hydrogramme unitaire (Nash, 1957 et Dooge, 1959 ; in : Lhomme, 2006). Il s'agit d'une des fonctions de transfert les plus utilisées en hydrologie urbaine. En effet, de nombreuses analyses du ruissellement pluvial urbain ont été mises en œuvre en considérant un réservoir linéaire : Bouvier et al, 1990 ; Djebbar, 1992 ; Rodriguez et al, 2003 ; Morena, 2004.

Le schéma adopté étant linéaire et non spatialement distribué, les équations (4.10) et (4.13), peuvent être regroupées en une seule équation différentielle (CERTU, 2003 ; McCuen, 2004 ; Bertrand-Krajewski, 2006 ; Benabdessellem, 2009) :

$$K \frac{dq_s}{dt} = q_e(t) - q_s(t) \quad (4.15)$$

En considérant que le $q_s(0)=0$, l'intégration de l'équation (4.15) conduit à :

$$q_s = \frac{1}{K} \int_0^t q_e(\tau) \cdot e^{-\frac{t-\tau}{K}} \cdot d\tau \quad (4.16)$$

Cette équation peut être résolue sous la forme discrétisée suivante :

$$q_{si} = e^{-\frac{\Delta t}{K}} \cdot q_{s\ i-1} + \left(1 - e^{-\frac{\Delta t}{K}}\right) \cdot q_{ei} \quad (4.17)$$

L'hydrogramme unitaire instantané de ce système est défini par la fonction de Dirac (CERTU, 2003 ; Bertrand-Krajewski, 2006) :

$$H(t) = \frac{1}{K} e^{-\frac{t}{K}} \quad (4.18)$$

H(t) représentant la variation de la lame d'eau en fonction du temps dans le réservoir conceptuel linéaire (figure 4.3).

Le modèle réservoir linéaire compte un seul paramètre K. Ce dernier représente le temps de réponse du bassin versant (*lag time*). Aussi, c'est un paramètre de calage du modèle. Cependant, le calage du modèle linéaire n'est possible qu'en présence de données hydrométriques et pluviométriques. Les bassins versants urbains de la ville de Tipasa n'étant pas jaugés, il n'est pas possible de déterminer ce paramètre par calage.

Il existe une multitude de techniques (CERTU, 2003 ; McCuen, 2004 ; Bertrand-Krajewski, 2006) permettant de définir le temps de réponse du bassin versant. L'approche la plus classique (Bourrier, 1997 ; McCuen, 2004) consiste à déterminer ce dernier directement des lois hydrauliques (Manning-Strickler), en connaissant la géométrie et la pente des collecteurs pluviaux. Toutefois, cette approche suppose la connaissance exacte des débits entrants dans chaque tronçon. Or, comme mentionné précédemment, cette donnée reste assez difficile à estimer (connexions du réseau présentant des enchevêtrements). Aussi, même si la géométrie du réseau de drainage urbain de la ville de Tipasa est connue (annexe D), le calcul de K à partir d'une application directe des lois de l'hydraulique ne serait pas très réaliste, l'ensemble des collecteurs étant jonchés de débris de tous genres.

Aussi, la détermination du temps de réponse d'un bassin versant urbain, en considérant uniquement les écoulements dans les collecteurs n'est pas très réaliste. En effet, il a été démontré (Mark et al., 2004 ; Schmitt et al, 2004 ; Smith, 2006) qu'en réalité le ruissellement pluvial urbain avait deux composantes (*Dual drainage*) : un ruissellement de surface, et un écoulement dans les collecteurs souterrains, et que les deux étaient en interaction permanente.

Ainsi, le temps de réponse des bassins versants de Tipasa est déterminé en appliquant des techniques d'estimation globale, qui bien que ne différenciant pas entre ruissellement de surface, écoulement dans les caniveaux et dans le réseau hydrographique naturel, prennent en considération les deux composantes du ruissellement pluvial urbain. L'écoulement est considéré suivant le parcours du collecteur principal. La formule considérée, est une amélioration de la formule initiale de Desbordes (1974, in : CERTU, 2003 ; Bertrand-Krajewski, 2006) qui est basée sur une définition physique du temps de réponse. Cette formule établie par Desbordes et al. (1977, in : Bertrand-Krajewski, 2006), permet un meilleur ajustement aux débits maximum :

$$K = 0,7K'A^{0,09} \quad (4.19)$$

$$K' = 5,07A^{0,18}I^{-0,36}(1 + IMP)^{-1,9}d_{pi}^{0,21}L_c^{0,15}H_i^{-0,07} \quad (4.20)$$

Où :

- K : temps de réponse ajusté aux débits maximum (minutes).
- K' : temps de réponse du bassin versant (minutes).
- A : superficie du bassin versant (hectares).
- I : pente moyenne du bassin versant (m/m).
- IMP : coefficient d'imperméabilisation (rapport entre surfaces imperméables totales et la surface totale du bassin versant).
- d_{pi} : durée de la période de pluie intense (minutes).
- L_c : longueur du collecteur principal (mètres).
- H_i : hauteur de la pluie intense (millimètres).

La relation (4.20) fait intervenir l'intensité de pluie, et la pluie totale précipitée pendant la durée de la pluie intense. Ainsi, K varie d'un évènement pluvieux à un autre, ce qui implique une perte de linéarité du modèle (Bertrand-Krajewski, 2006). Aussi ce paramètre est défini comme étant le décalage temporel entre le barycentre du hyétogramme de pluie nette et le barycentre de l'hydrogramme de ruissellement à l'exutoire.

4.2.3 Résultats et discussions

La ville de Tipasa est englobée dans cinq sous bassins (figure 2.6). Toutefois, le BV4 est découpé en 5 sous bassins versants, et il n'est pas nécessaire de les représenter séparément et de simuler les hydrogrammes de ruissellement pour chacun d'entre eux. En effet, les SBV4.1, 4.3 et 4.4, sont des bassins périurbains voire ruraux. Ainsi, un nouveau regroupement a été effectué : les SBV4.2 et 4.5 formant le BV4a et les SBV 4.1, 4.3 et 4.4 formant le BV4b.

Les bassins versants de la ville de Tipasa ne sont pas homogènes, au sens des surfaces contributives à la production de ruissellement. Une estimation minutieuse des fractions de chaque type de surface est menée. Cette estimation est faite en se basant sur le plan d'occupation des sols (POS) de la zone urbaine, et de la carte d'occupation des sols, établie au chapitre 2 pour les zones périurbaines (figure 2.10). Aussi, cette estimation est renforcée en utilisant les images satellitaires et aériennes disponibles sur Google Earth ©. La classification des sols adoptée est celle du SCS-CN (figure C.5, annexe C.).

En effet, la fonction de production ayant été dérivée du modèle SCS-CN, ce dernier permet de calculer une CN en considérant l'hétérogénéité des bassins versants (surfaces perméables et imperméables) et la connexion ou non des surfaces imperméables.

Ainsi, une courbe numérotée pondérée CN_w est établie pour chaque bassin. Elle est donnée par (NRCS, 1986 ; McCuen, 2004) :

$$CN_w = \frac{\sum_{i=1}^n A_i CN_i}{\sum_{i=1}^n A_i} \quad (4.21)$$

Où : A_i représente la superficie d'un type de surface (routes, terrasses, bois, forêts, cultures, gazon, etc.) et CN_i la courbe numérotée correspondante.

Les surfaces imperméables non connectées sont considérées en calculant, une courbe numérotée composée, CN_c . Elle est donnée par (NRCS, 1986 ; McCuen, 2004) :

$$CN_c = CN_p + I_f(98 - CN_p)(1 - 0,5R) \quad (4.22)$$

Où : I_f est la fraction de la surface imperméable, CN_p étant la courbe numérotée de la surface perméable et R le ratio de la surface imperméable non connectée sur la surface imperméable totale.

Les hyétogrammes de pluie nette sont ainsi établis pour l'ensemble des bassins versants de la ville de Tipasa, en considérant différentes conditions d'humidité antécédente du sol : CN_I , CN_{II} et CN_{III} , c'est-à-dire respectivement pour un sol sec, moyennement humide et mouillé. Aussi, en considérant la figure 2.3 définissant les sols du milieu étudié, ces derniers sont considérés comme étant de classe B (infiltration moyenne, sols moins profonds moyennement chargés en lèss et argiles). Le hyétogramme de la pluie brute et la fonction d'infiltration du BV5 (zone urbaine) est donné en figure 4.4 pour une période de retour $T=10$ ans. La fraction ruisselée (pluie nette) de la pluie brute est celle au dessus du taux d'infiltration. Les hyétogrammes de pluie brute et taux d'infiltration pour l'ensemble des bassins versants sont données en Annexe – E pour les trois cas de conditions d'humidité antécédente. La fonction de production appliquée permet de tenir compte des pertes pendant toute la durée de l'averse, aussi le taux d'infiltration est proportionnel à l'intensité.

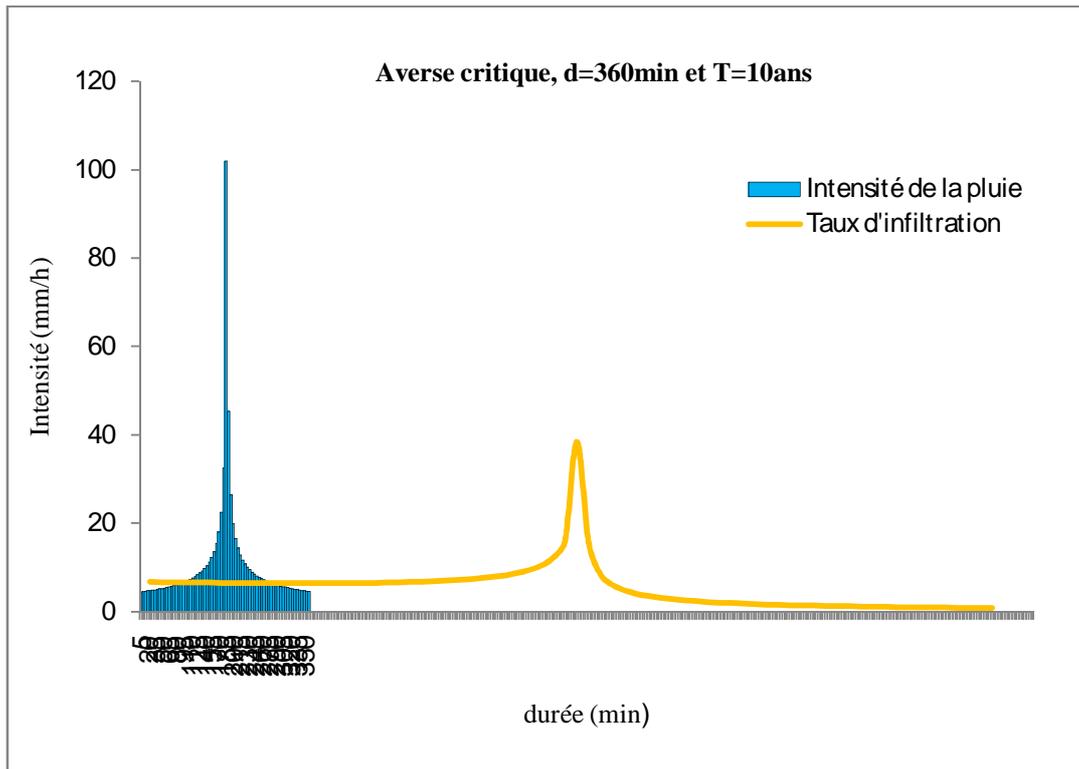


Figure 4.4 Hyétogramme synthétique de pluie brut et taux d'infiltration du BV5. $CN_{II} = 86$.

Les résultats de la simulation du ruissellement urbain pluvial pour la ville de Tipasa en réponse à une pluie synthétique d'une durée critique de 6heures et une période de retour $T=10ans$ sont regroupés dans le tableau 4.1.

Tableau 4.1 Résultats de la simulation du ruissellement pluvial urbain de la ville de Tipasa pour une pluie synthétique de 6heures et T=10ans.

	Pluie critique, d=360 min et P=62mm (T=10ans).																							
	SCS CN _I								SCS CN _{II}								SCS CN _{III}							
	CN	Q (mm)	V _r (m ³)	d _r (min)	K (min)	q _{pt} (l/s)	t _m (min)	t _b (min)	CN	Q (mm)	V _r (m ³)	d _r (min)	K (min)	q _{pt} (l/s)	t _m (min)	t _b (min)	CN	Q (mm)	V _r (m ³)	d _r (min)	K (min)	q _{pt} (l/s)	t _m (min)	t _b (min)
BV1 Etat actuel.	59	3	8594	175	210	527	360	1825	77	18	38672	140	215	1779	330	2115	89	36	75196	70	225	3336	275	2330
BV1 Etat future.	69	10	27930	165	156	1526	310	1610	84	27	50008	105	162	3151	260	1765	93	43	88087	50	168	4749	230	1870
BV2 Etat actuel.	-	-	-	-	-	-	-	-	73	14	48785	160	369	1760	360	3380	87	32	120086	85	389	3697	360	3825
BV2 Etat future.	-	-	-	-	-	-	-	-	74	15	52538	155	330	2026	360	3100	88	33	120086	85	346	3986	350	3470
BV3 Etat actuel.	-	-	-	-	-	-	-	-	72	13	5140	165	144	292	305	1275	86	31	11861	90	152	678	245	1430
BV3 Etat future.	81	23	10675	105	60	1110	205	775	91	40	15420	60	61	1634	200	800	96	51	18978	30	62	1974	200	815
BV 4b Etat actuel.	-	-	-	-	-	-	-	-	69	10	121716	170	718	2564	360	6500	85	28	352977	95	756	6594	360	7535
BV4a Etat actuel.	-	-	-	-	-	-	-	-	79	20	19055	130	139	1139	260	1425	90	38	35251	65	145	2094	235	1540
BV 5 Etat actuel.	72	13	10592	140	70	931	220	855	86	30	17653	90	72	1650	210	900	94	46	41920	50	74	2393	205	930

Modélisation conceptuelle de la relation pluie-débit de type réservoir linéaire en milieu urbain.

L'application d'un modèle conceptuel de ruissellement urbain, à la ville de Tipasa a permis de simuler l'évolution des débits aux différents exutoires à la suite d'un évènement pluvieux ayant une période de retour de 10ans. Un exemple des hydrogrammes établis est donné en figure 4.5. Les hydrogrammes des différents bassins versants pour différentes conditions d'humidité sont donnés en annexe – E.

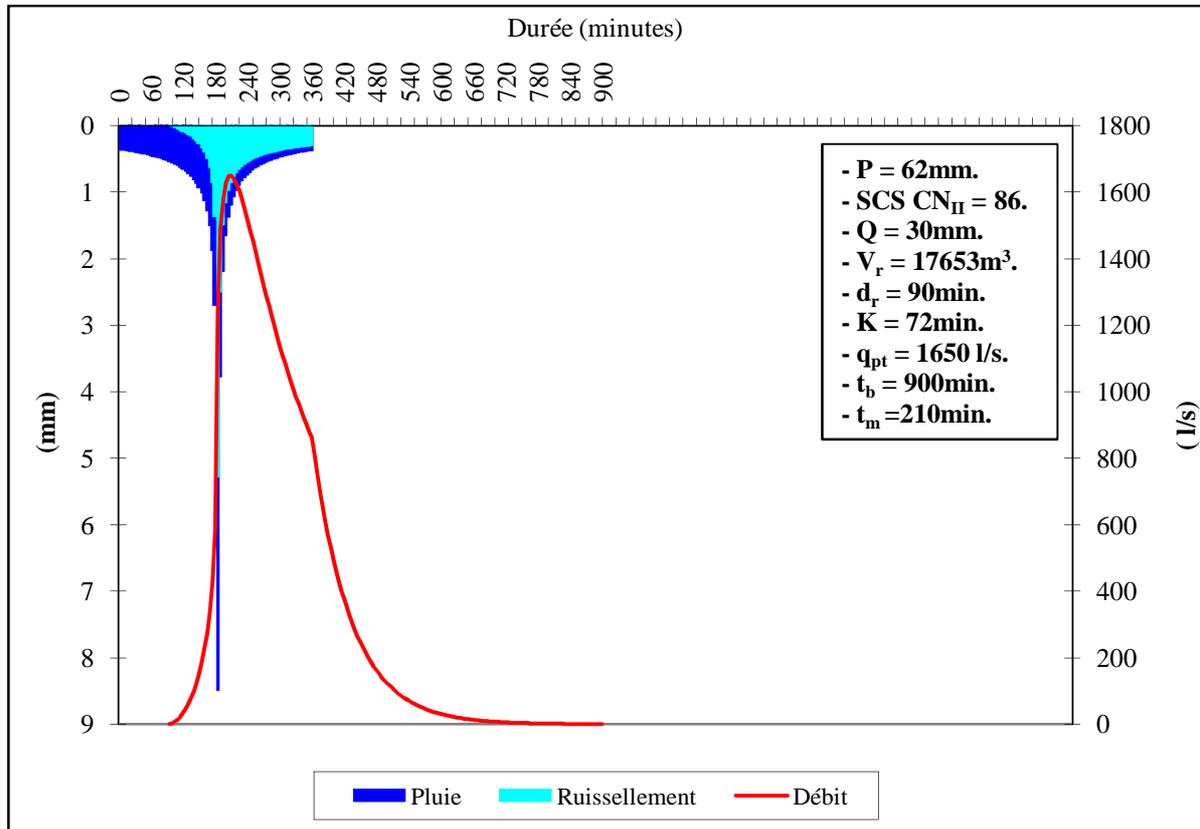


Figure 4.5 Hydrogramme simulé du BV5 pour des conditions d'humidité antécédente CN_{II}

La prise en considération des différents types de surfaces (Toitures, Terrasses, Voiries, Parkings, Gazons, Bosquets, forêts, bois, aires de jeu, esplanade, terrains en jachère, terrains cultivés) contributives au ruissellement est d'une importance primordiale. En effet, bien qu'ayant subi un même évènement pluvieux, pluie d'une durée de 6heures, d'intensité maximale de 102mm/h et une pluie totale de 62mm, la réponse des cinq bassins versants de Tipasa est très différente. Le volume total ruisselé Q varie de 10 à 30mm. Le volume ruisselé étant proportionnel à l'état d'urbanisation du BV, 30mm pour le BV5 (zone strictement urbaine) et 10mm pour le BV4b, bien que ce dernier soit 20 fois plus grand.

Les pertes initiales et les capacités d'infiltration et d'absorption des différentes surfaces ayant été considérées. Le début du ruissellement (d_r) n'est pas instantané et n'est pas le même pour les différents BV, il varie de 90 à 170min après le début de l'averse. En effet, les pertes par interception et stockage des dépressions jouent un rôle dans l'atténuation de la réponse hydrologique des BV. Le ruissellement débutant en premier dans les zones strictement urbaines

(BV5, BV1, BV4a), la capacité d'absorption de leurs sols, est moins importante que celle des zones périurbaines ou partiellement urbanisées (BV2, BV3 et BV4b).

Les débits de pointe sont assez variables et proportionnels à la superficie des BV (de 292l/s à 2564l/s). Toutefois, le débit de pointe est rapidement atteint pour les BV urbains, le temps de montée étant de 210, 260, 330min respectivement pour les BV5, BV4a et BV1. Ce dernier, pour les BV5 et BV4a, est très proche de la pointe de l'averse qui se situe à 180min. ceci s'explique par le taux d'imperméabilisation élevé, mais surtout par le relief très pentu de la ville de Tipasa favorisant une réponse hydrologique extrêmement rapide et fortement dépendante de l'intensité de la pluie. Cependant, pour le BV2 partiellement urbain (urbanisé en aval), le débit de pointe coïncide avec la fin de l'averse, le même constat est fait pour le BV4b (zone rurale, plus habitations dispersées). Le BV3 bien qu'étant actuellement rural (zone d'urbanisation future) a un temps de montée de 305min.

Le temps de réponse et par conséquent le temps de base des différents hydrogrammes de ruissellement sont relativement élevés (tableau 4.1). Effectivement, la durée de la pluie intense considérée pour le calcul de K, étant elle-même assez élevée. Cette durée est généralement prise égale au temps de la durée de la pointe du hyétoگرامme (de l'ordre de 15 à 30min.). Dans cette analyse du ruissellement pluvial urbain, elle a été prise égale à la durée correspondant au début du ruissellement jusqu'à la fin de l'épisode pluvieux. Ainsi, les intensités succédant à la pointe, bien qu'étant faibles comparativement à cette dernière, représentent une fraction non négligeable de pluie totale précipitée (le sol étant saturé, une fraction plus élevée de la pluie, comparativement au début de l'averse, participe au ruissellement). Toutefois, le tarissement des débits réels, sera plus rapide que celui des débits simulés à l'exutoire. En effet, les débits de fin de décrue étant faibles, les volumes d'eau leur correspondant seront interceptés au niveau du réseau de drainage urbain. Dans les regards, ouvrages de réception et même au niveau des collecteurs et caniveaux, ces derniers comportent dans leur fonds des volumes non négligeables de matériaux solides.

4.3 Effet du développement urbain sur le ruissellement

La ville de Tipasa est le cadre idéal pour l'étude de l'effet de l'urbanisation sur le ruissellement urbain. En effet, trois de ses BV vont subir, à des degrés divers, une modification de leur environnement. La surface urbaine des BV1, BV2 et BV3, va respectivement augmenter de 47 ; 7 et 89% par rapport à la surface totale de ces derniers. Ainsi, le ruissellement pluvial pour les états d'urbanisation future des ces trois BV est étudié (Tableau 4.1). Ce développement urbain aura pour conséquence la conversion de surface perméable en surfaces imperméables, ces dernières sont estimées à partir des plans de développement et d'aménagement urbain (PDAU) fournis par les services de la direction de l'urbanisme de la Wilaya de Tipasa.

La première conséquence évidente de cette urbanisation est l'augmentation du volume ruisselé (pluie nette). La figure 4.6, montre l'augmentation du volume ruisselé pour le BV3. Les hyétoگرامmes considérant le développement urbain des BV1 et 2 sont donnés en annexe – E.

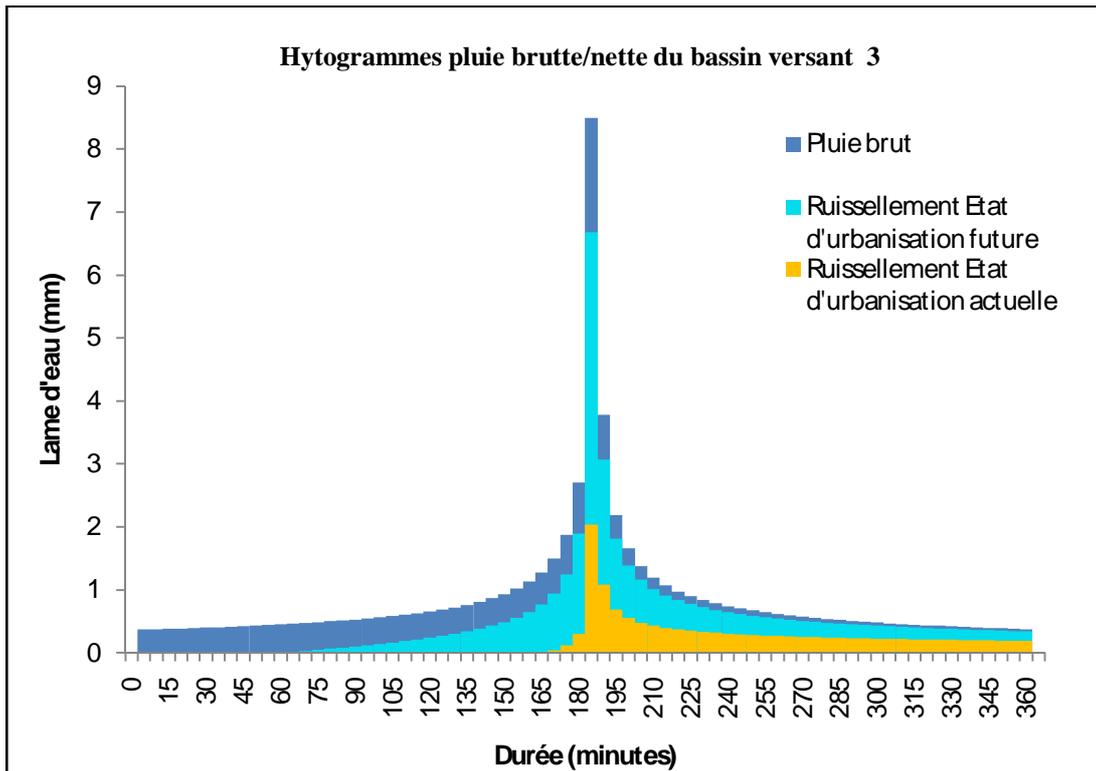
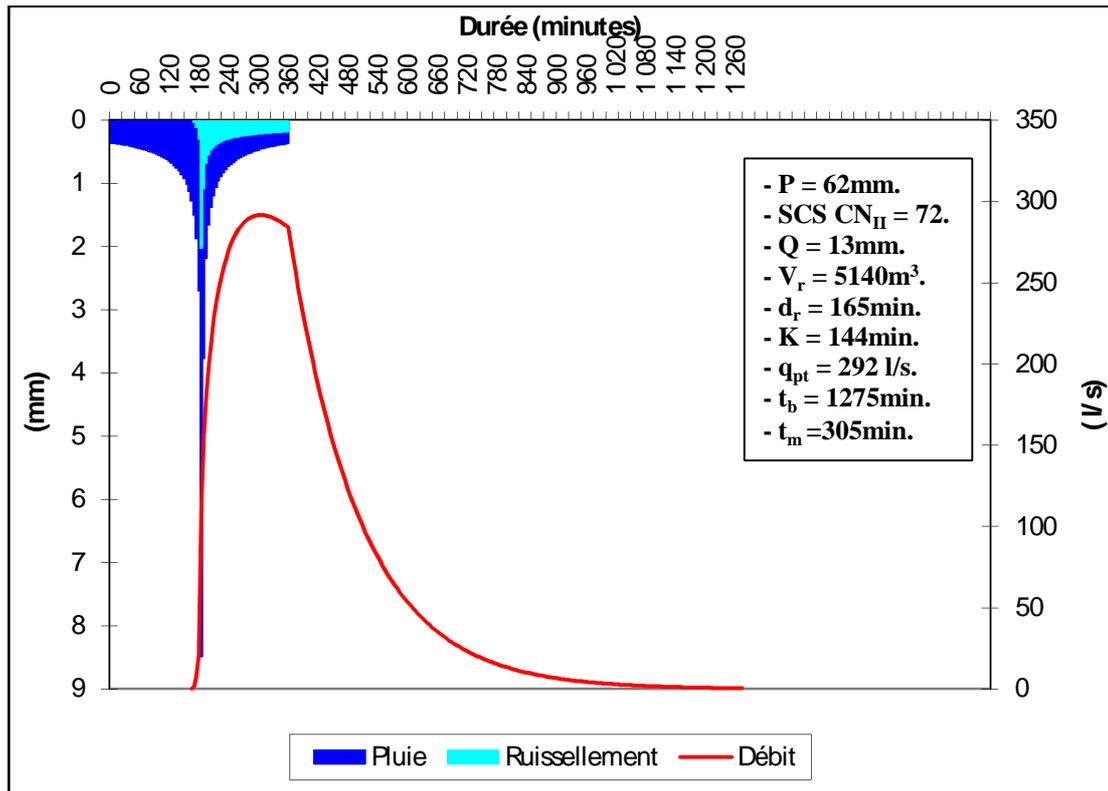
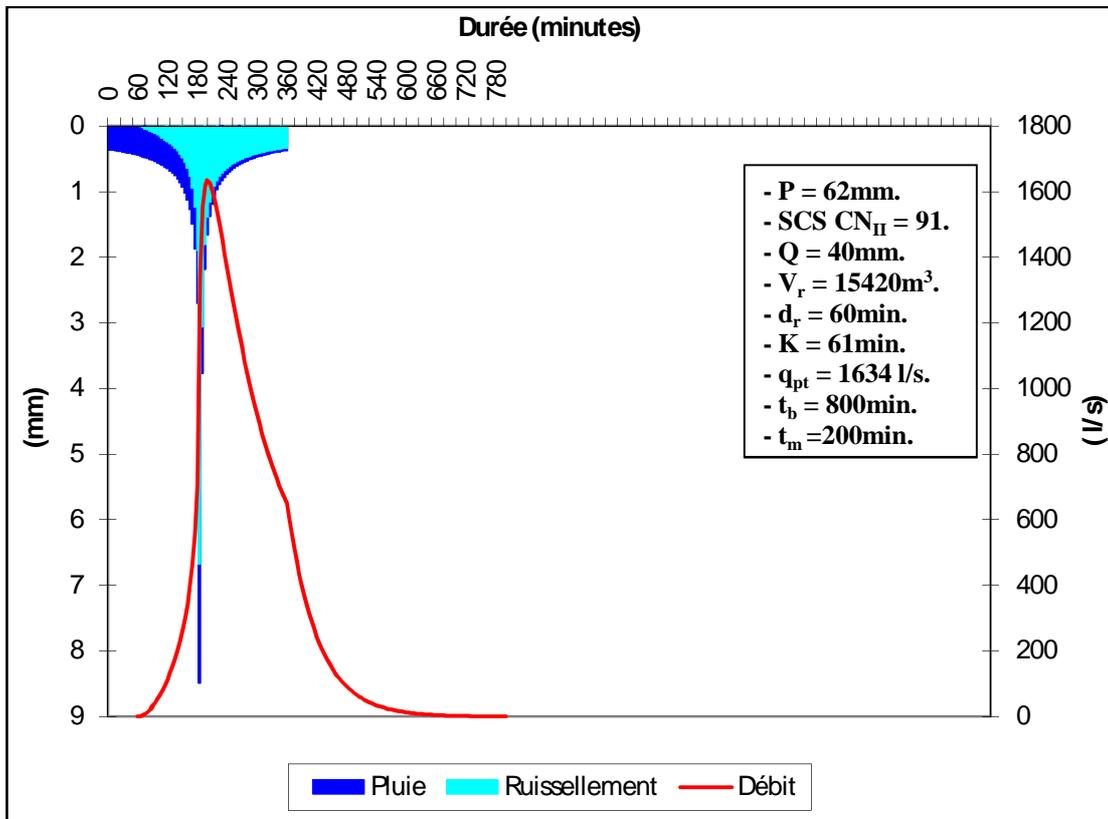


Figure 4.6 Effet de l'urbanisation sur le Hyétogramme de Pluie nette du BV3, pour une pluie d'une durée de 360min, une intensité maximale de 102mm/h et une hauteur d'eau totale de 62mm (T=10ans).

Une augmentation de la surface imperméable totale a clairement favorisé l'augmentation du ruissellement, passage de $CN_{II}=72$ à 91 et par conséquent $Q = 13$ à 40mm pour le BV3 (tableau 5.1). En effet, l'augmentation des volumes ruisselés est de 29, 8 et 200% respectivement pour les BV1, 2 et 3 (tableau 4.1). Aussi, il est intéressant de vérifier les caractéristiques temporelles du ruissellement pluvial urbain. Ainsi, les débuts du ruissellement qui étaient respectivement de 140, 160 et 165minutes pour les BV1, BV2 et BV3 sont passés à 105,155 et 60minutes (figure 4.7, tableau 4.1), ce qui représente une réduction significative et proportionnelle à l'imperméabilisation. Le même constat est fait concernant les temps de réponse et de montée. Il est remarqué, que plus le taux d'imperméabilisation est élevé, plus le débit de pointe à l'exutoire se rapproche de la pointe de l'averse (réduction du temps de réponse).



(a) Hydrogramme ruisselé, état d'urbanisation actuel.



(b) Hydrogramme ruisselé, état d'urbanisation futur.

Figure 4.7 Effet du développement urbain sur le ruissellement urbain du BV3. (d_c=360min, I_{mm}=102mm/h, P_{tot}=62mm, T=10ans)

4.4 Influence des conditions d'humidité antécédente des sols

La réponse hydrologique d'un bassin versant urbain à évènement pluvieux quelconque est fortement conditionnée par la condition d'humidité antécédente (CHA) du sol. En effet, au cours d'épisode pluvieux violent (très fortes intensités), la capacité d'infiltration (conductivité hydraulique) des sols perméables est rapidement dépassée, et ces derniers auront plutôt tendance à se comporter comme des surfaces imperméables. Bouvier et al. (1990) dans une modélisation du ruissellement urbain en milieu africain, ont adopté une fonction de production basée sur un indice de précipitation antécédente. En effet, un sol totalement desséché et encrouté aura tendance à se comporter comme une surface imperméable, même s'il présente une texture perméable.

Ainsi, le ruissellement en réponse à un évènement pluvieux est fortement conditionné par la condition d'humidité antécédente (CHA) du sol. En milieu naturel, il a été établi que la CHA a un effet significatif sur le ruissellement (McCuen, 2004). En milieu urbain, l'effet de la CHA du sol est généralement négligé vu la prépondérance des surfaces imperméables. Toutefois, il a été démontré à la section 4.2 l'importance des surfaces perméables dans la production de ruissellement pluvial dans la ville de Tipasa. A cet effet, l'influence des CHA sur le ruissellement, dans les cinq BV du milieu étudié, est analysée.

La fonction de production utilisée (SCS-CN) permet de tenir compte des CHA. Ce paramètre est directement introduit dans la CN. Le SCS a défini la CHA en trois catégories : CN_I , CN_{II} , CN_{III} (McCuen, 2004) :

- Condition I : Sol sec, mais n'ayant pas dépassé l'humidité au point de flétrissement.
- Condition II : Sol moyennement humide.
- Condition III : Sol saturé, ayant subit de fortes pluies ou des pluies faibles couplées à des températures basses au cours des 5 derniers jours.

Le SCS (NRCS, 1986) donne des tables (Annexe C) permettant de relier les CN_{II} aux CN_I , et CN_{III} . Cependant, Sobhani cité par Hawkins (1978, in Radojevic, 2002) et Chen (1981, in : Radojevic, 2002), a recherché une expression numérique des relations entre les CN pour les différentes CHA du sol. Il propose les deux équations suivantes (Radojevic, 2002) :

$$CN_I = \frac{CN_{II}}{2,334 - 0,01334 CN_{II}} \quad (4.23)$$

$$CN_{III} = \frac{CN_{II}}{0,4036 + 0,005964 CN_{II}} \quad (4.24)$$

Ainsi, la fonction d'infiltration est liée aux CHA. Plus le sol est sec, plus l'infiltration augmente et les pertes au ruissellement sont importantes (Figure 4.8).

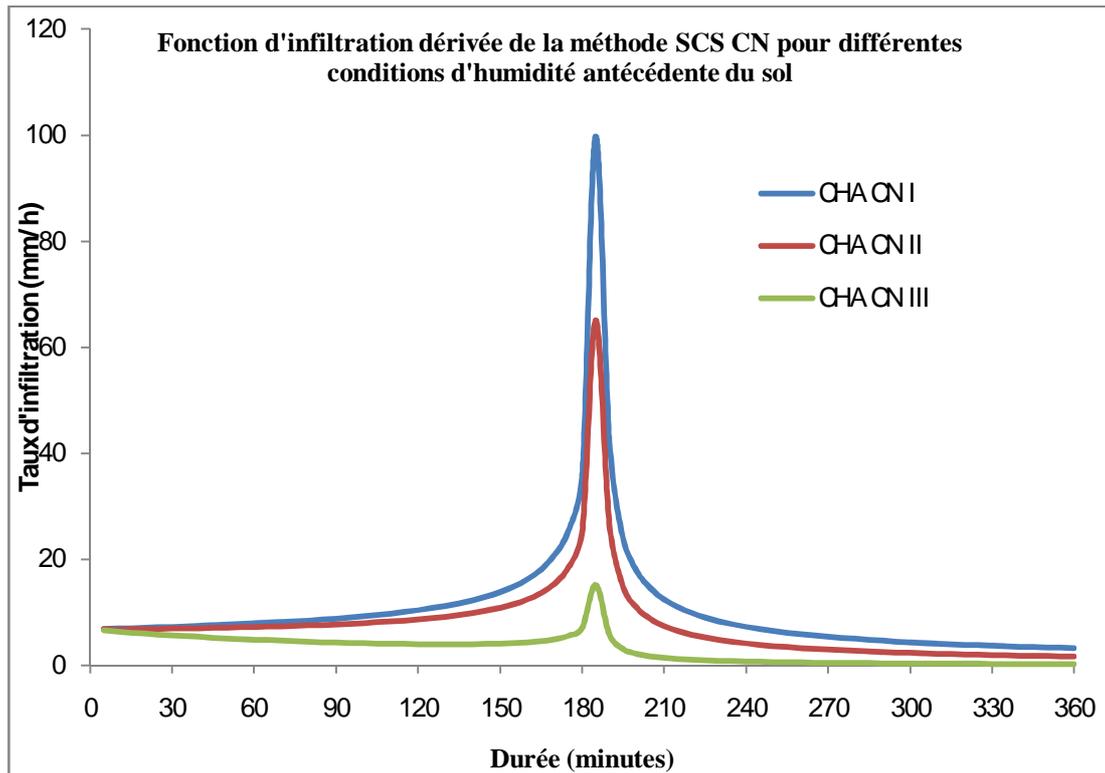


Figure 4.8 Fonction d'infiltration pour les 3 CDH du BV1 ($I_{mm}=102\text{mm/h}$, $T=10\text{ans}$)

La simulation du ruissellement urbain pour une pluie synthétique de période de retour $T=10\text{ans}$, et CHA I, montre (tableau 4.1) que le ruissellement dans les BV ruraux, périurbains et partiellement urbanisés est extrêmement faible voire inexistant. Aussi, dans les BV strictement urbains BV1 et BV5, les volumes ruisselés sont respectivement réduits de 78 et 40%.

A contrario, la simulation du ruissellement urbain pour la même pluie ($T=10\text{ans}$) et des CHA III, montre une augmentation significative du ruissellement particulièrement dans les BV ruraux, périurbains et partiellement urbanisés. En effet, les volumes ruisselés augmentent pour les BV1, BV2, BV3, BV4a, BV4b et BV5, respectivement de 94 ; 146 ; 131 ; 190 ; 85 et 137%. Ce qui représente le cas le plus défavorable qui soit. En effet, l'occurrence d'une pluie violente, moins de 5 jours après une pluie quelconque ayant saturé le sol est tout à fait réaliste.

Les prises en considération des différentes CHA ont permis de mettre en évidence l'augmentation des débits ruisselés aux exutoires. Toutefois, le changement des CHA a une influence relativement minime sur les caractéristiques temporelles des hydrogrammes (tableau 4.1)

Il est à signaler, que la fonction d'infiltration dérivée du SCS-CN, ne prend pas en considération le niveau de la nappe. En effet, le taux d'infiltration pour des CHA I, présente une très forte valeur, qui est loin de la réalité.

Conclusion

La première étape dans l'analyse du ruissellement pluvial urbain est de modéliser la pluie. Ainsi, la modélisation statistique basée sur les courbes IDF, a permis d'établir des hyétogrammes synthétiques construits par la technique de l'averse composite (*Alternating block method*), où les intensités sont les mêmes que celles lues sur la courbe IDF. La répartition spatio-temporelle des pluies étant d'une importance primordiale dans la modélisation du ruissellement urbain, la position de la pointe de l'averse (i.e., l'intensité maximale pendant la période de plus intense) a été identifiée. En effet, le coefficient de centrage de la méthode de Kieffer (Musy et al., 1998) a défini la pointe de l'averse à la moitié de sa durée. Le milieu étudié étant composé de BV de petites tailles, la distribution spatiale de la pluie n'a pas été considérée.

L'absence de mesures hydrométriques aux exutoires de la ville de Tipasa, impose l'utilisation de modèles de ruissellement urbain ne nécessitant pas de calage de leurs paramètres ou de leurs opérateurs. Aussi, dans le contexte de cette étude, la disponibilité de mesures historiques de débits aux exutoires n'aurait pas été d'une grande utilité. En effet, bien que la ville de Tipasa soit une zone strictement urbaine, la proximité spatiale de zones rurales subissant une urbanisation permanente, et contributive aux ruissellements aux exutoires (interconnexion du réseau hydrographique naturel et du réseau de drainage urbain), et donc aux débits mesurés, ne permet pas de tenir compte des mesures hydrométriques. Les mesures historiques de débits ne reflétant plus la réalité de l'écoulement actuel.

La modélisation de la relation pluie-débit a été faite en deux étapes distinctes. La première ayant permis de déterminer les volumes ruisselés (Hyétogramme de pluie nette). La fonction de production dérivée de la méthode du SCS-CN a permis de prendre en compte l'ensemble des surfaces productives de ruissellement, ce qui améliore nettement ses performances. La formulation de cette fonction de production SCS-CN, a permis de décrire le phénomène d'une manière aussi réaliste que possible (Pas d'écoulement jusqu'à ce que la pluie cumulée dépasse les pertes initiales).

La deuxième étape de la modélisation de la relation pluie-débit a consisté à transférer les hydrogrammes fictifs de débit à travers le bassin à l'aide d'un réservoir linéaire considérant globalement les deux composantes de l'écoulement (de surface et en réseau). Dans une modélisation du transfert hydrologique du ruissellement urbain, le bassin doit être défini par un temps caractéristique. Le choix du temps de réponse K du bassin versant permet de considérer une pluie synthétique qui ne représente pas une impulsion parfaite (Berne et al., 2004).

La prise en compte du développement urbain dans l'analyse des ruissellements pluviaux a montré que ce dernier est une cause majeure des débordements et inondations en milieu urbain. En effet, la conversion de surfaces perméables en surfaces non perméables induit une augmentation des volumes ruisselés, des débits de pointe et une réponse hydrologique, du bassin versant urbain, plus rapide (réduction des temps de montées, de réponses et début de ruissellement). Aussi, il a été démontré que l'état hydrique du sol joue un rôle prépondérant dans la production du ruissellement de la ville de Tipasa.

Chapitre 5



5 – Simulation de l'écoulement et évaluation de la capacité d'évacuation du RDU de la ville de Tipasa.

Dans le chapitre précédent, la réponse hydrologique des bassins versants, de la ville de Tipasa, à un épisode pluvieux a été modélisée. Cette modélisation a permis d'évaluer la fraction de la lame d'eau précipitée (pluie nette) participant à l'écoulement, ainsi que l'hydrogramme de ruissellement qui en résulte. Il s'agit maintenant d'analyser le comportement du réseau de drainage urbain (RDU) à la suite de ce même épisode pluvieux. L'objet de cette vérification porte uniquement sur une partie de la zone urbaine. En effet, l'objectif de cette étude n'étant pas la vérification de la vulnérabilité de la ville de Tipasa, dans sa totalité, aux inondations urbaines. Ainsi, le comportement du RDU vis-à-vis du ruissellement pluvial, est étudié seulement sur les BV1 et le BV5. Les capacités d'évacuation des eaux de pluie du réseau de drainage urbain des BV1 et BV5 sont vérifiées pour un événement pluvieux ayant la même période de retour que les débits maximum ayant servi au dimensionnement de ce dernier. Aussi, dans le but de connaître le comportement du RDU de la ville de Tipasa à un épisode pluvieux exceptionnel, le ruissellement pluvial urbain est simulé pour une pluie ayant les mêmes caractéristiques que l'évènement pluvieux extrême ayant frappé la ville de Tipasa le 10-11-2001.

5.1 EVALUATION DE LA CAPACITE D'EVACUATION DU RDU

En premier lieu, il s'agit d'estimer la capacité réelle d'évacuation du RDU de ces deux BV, c'est-à-dire l'estimation du débit maximal pouvant être évacué. Les débits ruisselés simulés ayant été déterminés au niveau des exutoires des BV1 et BV5, la capacité d'évacuation réelle de chaque BV, est estimée au niveau du dernier tronçon avant exutoire.

Connaissant la géométrie, la pente et le matériau de ces derniers tronçons, il est facile d'estimer le débit maximum véhiculé (q_{max}). En effet, l'application de la formule de Manning-Strickler (Bourrier, 1997 ; McCuen, 2004 ; Satin et al., 2006), permet de calculer aisément le

débit maximum transité par les collecteurs aboutissant aux exutoires. Il est à rappeler que le BV5 a deux exutoires. Les caractéristiques des collecteurs des deux BV sont résumées en tableau 5.1.

Tableau 5.1 caractéristiques de certains des collecteurs pluviaux des BV1 et 5

BV	Tronçons	Pente (m/m)	Type	Dimensions (mm)	Matériaux	q_{\max} (m ³ /s)
1	C9-C12	0,0100	Circulaire	1200	Béton	4,12
	C12-C45_1	0,0364	Circulaire	1200	Béton	7,90
	C12-C45_2	0,0364	Circulaire	1200	Béton	7,90
5	C17-C18	0,0467	Circulaire	1200	Béton	8,90
	C40-R3_1	0,0240	Circulaire	1200	Béton	6,40
	C40-R3_2	0,0240	Circulaire	1100	Béton	5,00
	C36-C37	0,0194	Circulaire	400	Béton	0,25
	C34-C36	0,0230	Circulaire	800	Béton	1,82

5.1.1 Description du RDU du BV1 et BV5

Le BV1 comporte un seul exutoire. Toutefois, les eaux collectées au niveau de son RDU sont acheminées vers leur exutoire par deux collecteurs circulaires de 1200mm de diamètre chacun. Ces deux collecteurs aboutissent au regard de jonction C9. Les eaux déversées dans ce regard C9, transitent vers un deuxième regard C12 via un seul collecteur circulaire de 1200mm de diamètre. Ensuite les eaux de pluie sont évacuées vers leur exutoire (C45) (un canal en terre profilée traversant le parc archéologique Est et se jetant en mer) par deux collecteurs circulaires parallèles de 1200mm de diamètre (C12-C45). Ainsi, la capacité d'évacuation de l'ensemble de ce système (collecteur C9-C12 et C12-C45) doit être vérifiée.

Le BV5 comporte deux exutoires (figure 2.6). La dernière portion du réseau amenant les eaux de pluie vers le premier exutoire se compose de deux collecteurs circulaires (C40-R3) en parallèle de 1100 et 1200mm de diamètre. Les eaux de pluie du deuxième exutoire sont acheminées vers ce dernier via un canal en terre profilée, puis un canal rectangulaire. Les eaux de pluie collectées arrivent au canal en terre via un collecteur circulaire (C17-C18) de 1200mm de diamètre. L'hydrogramme de ruissellement n'étant connu que pour l'ensemble du BV1, la capacité d'évacuation est vérifiée pour l'ensemble du système. L'écoulement dans le canal en terre profilée absorbant une partie des volumes ruisselés, la capacité d'évacuation du RDU du BV5 est évaluée en considérant uniquement les collecteurs (C17-C18) et (C40-R3).

5.1.2 Simulation du ruissellement pluvial du RDU (BV1 et BV5)

La ville de Tipasa subissait régulièrement de petites inondations localisées ; ces dernières ne provoquaient pas de dégâts matériels conséquents. Cependant, elles perturbaient le trafic urbain (circulation des voitures et des personnes), coupant même le centre urbain en deux parties. Consciente de la gravité de cette situation, la direction de l'hydraulique de la

wilaya de Tipasa a diligenté une étude de protection contre les inondations. Toutefois, cette étude ne comportait aucune analyse approfondie des évènements pluvieux, les débits de pointe ayant servi au dimensionnement ont été estimés par des méthodes empiriques, et le découpage en sous bassins étant approximatif. Pour cette raison, il a été jugé utile de vérifier la capacité d'évacuation du RDU d'une partie de la ville de Tipasa.

Ainsi, le comportement des BV5 et BV1 est vérifié en adoptant la modélisation du ruissellement pluvial urbain développée au chapitre 3 et 4 (figure 5.1). Une période de retour décennale a été retenue pour la conception de ce réseau (DHW Tipasa, 2003). Ce qui correspond aux prescriptions du nouveau guide Français d'assainissement (CERTU, 2003). L'Algérie ayant été liée historiquement et politiquement à la France, les normes techniques Françaises prévalent aujourd'hui encore dans un très grand nombre de domaines. Aussi, le dernier standard Européen (EN 752) en matière d'aménagement pluvial urbain préconise de considérer des évènements ayant des périodes de retour de 10 à 50ans de manière à évacuer sans dommages les volumes ruisselés (Smith, 2006).

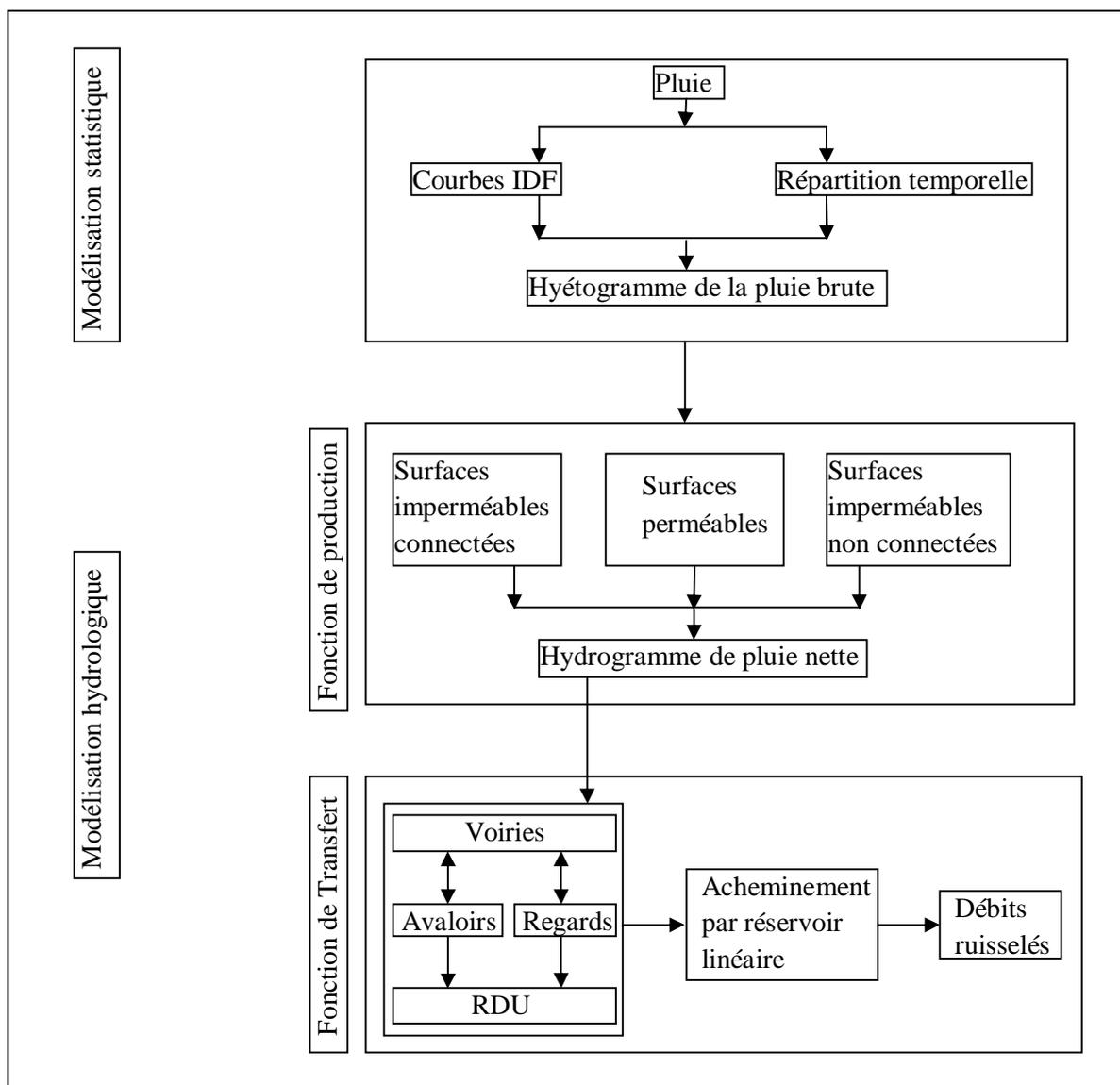
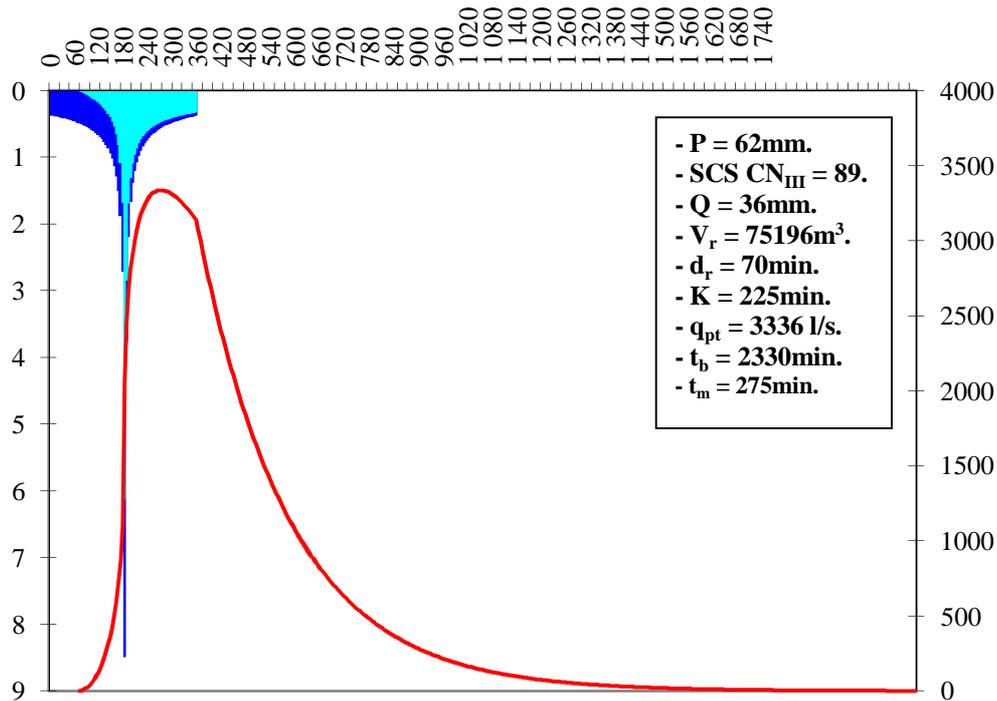
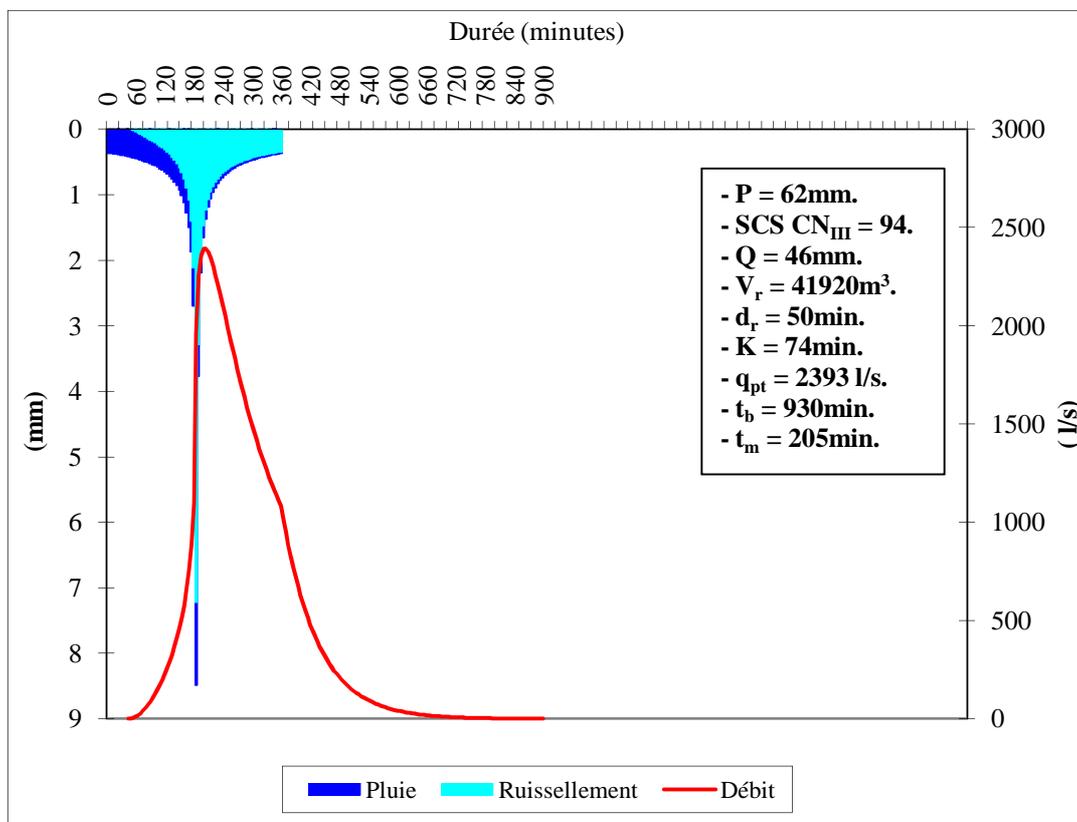


Figure 5.1 Interaction des différents niveaux de la modélisation Pluie-Débit en milieu urbain.

Les hydrogrammes de ruissellement pour les BV5 et BV1 sont établis pour une averse d'une durée critique de 360min, une intensité maximale de 102mm/h (T=10ans). L'effet des conditions d'humidité antécédente du sol dans la production de ruissellement ayant été démontré. Les hydrogrammes de débit sont simulés (figure 5.2) pour le cas défavorable d'un sol saturé CN_{III}.



(a) Hydrogramme de débit simulé du BV1, état d'urbanisation actuelle.



(b) Hydrogramme de débit simulé du BV5.

Figure 5.2 hydrogramme de ruissellement pour une pluie synthétique d'une durée de 360min, une intensité maximale de 102mm/h et une période de retour T=10ans. CHA type III (sol saturé).

Une comparaison des débits de pointe des hydrogrammes simulés (figure 5.2) et des débits maxima véhiculés aux exutoires (tableau 5.1), montre que les RDU des deux bassins versants sont largement capables d'évacuer les volumes ruisselés à la suite d'un épisode pluvieux ayant une période de retour de 10ans et une durée de 6heures.

Le RDU du BV1 ayant été dimensionné en considérant l'état d'urbanisation future de ce dernier. Une deuxième vérification de sa capacité d'évacuation, en considérant l'état d'urbanisation future, est entreprise. L'hydrogramme simulé pour la même pluie et pour les mêmes conditions d'humidité du sol est donné en figure 5.3. Le débit de pointe simulé est de $4,75\text{m}^3/\text{s}$ et le $q_{\text{max}}=4,12\text{m}^3/\text{s}$, la capacité de transit du collecteur C9-C12 est dépassée. Ainsi, le regard C9, dans le cas où un évènement pluvieux équivalent en intensité à l'averse synthétique considérée se produirait, connaîtra un débordement pendant 140minutes. Le volume de ce débordement sera de 4500m^3 . Ce qui est considérable, un tel débordement provoquerait certainement une inondation localisée.

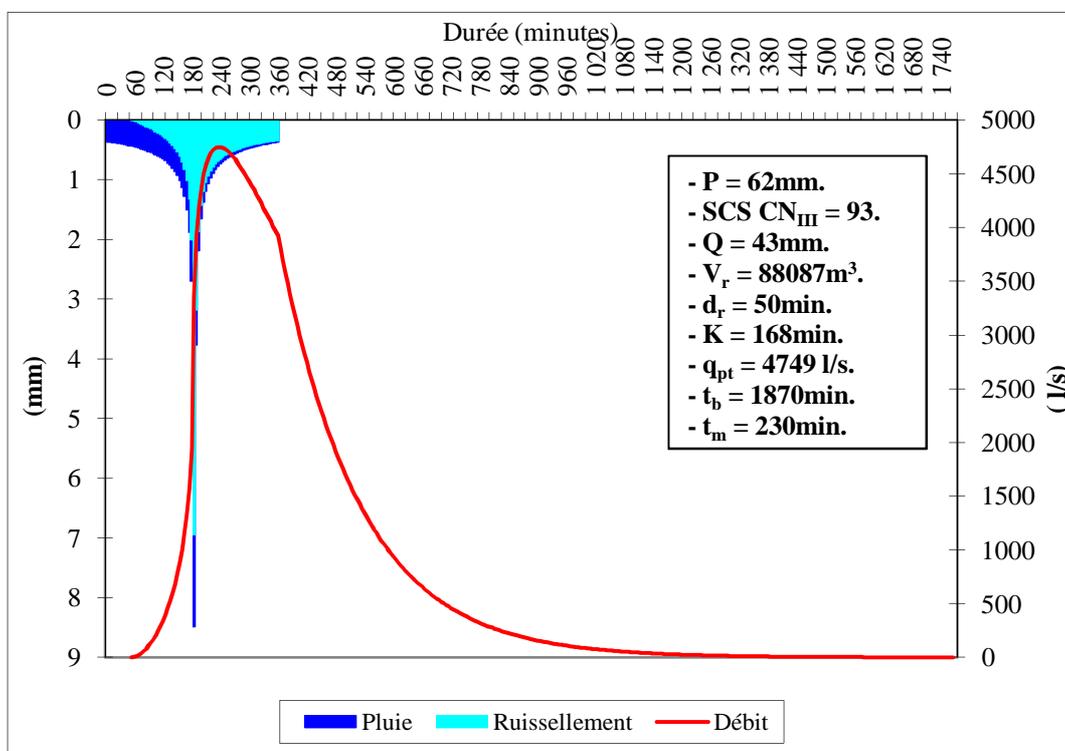


Figure 5.3 Hydrogramme de ruissellement du BV1 (état d'urbanisation future) pour une pluie synthétique d'une durée de 360min, une intensité maximale de 102mm/h et une période de retour T=10ans. CHA type III.

5.2 Simulation de l'écoulement au niveau d'un point caractéristique du RDU

L'évaluation de la capacité d'évacuation du RDU du bassin versant 5 a montré qu'il est largement capable d'acheminer les eaux de ruissellement à travers le BV5 jusqu'à l'exutoire sans débordement. Toutefois, une zone du BV subit de petites inondations assez souvent. En effet, sur la foi des renseignements acquis auprès des services de l'office national de l'assainissement (ONA) de la ville de Tipasa, le regard C36 (figure 5.4) a été identifié comme point noir du RDU. Ce regard subit des débordements de manière récurrente.

De ce fait, il a été jugé pertinent de simuler l'écoulement au niveau du regard C36. Ainsi, un sous bassin (SBV5.1) a été délimité en considérant le regard C36 comme son exutoire. Ce SBV5.1 a une superficie de 18ha, une pente moyenne de 0,0650m/m, un taux d'imperméabilisation de 56% et des $CN_{II}=80$; $CN_{III}=91$. Les volumes ruisselés sont véhiculés vers le regard C36, via un collecteur circulaire (C34-C36) Ø800mm.

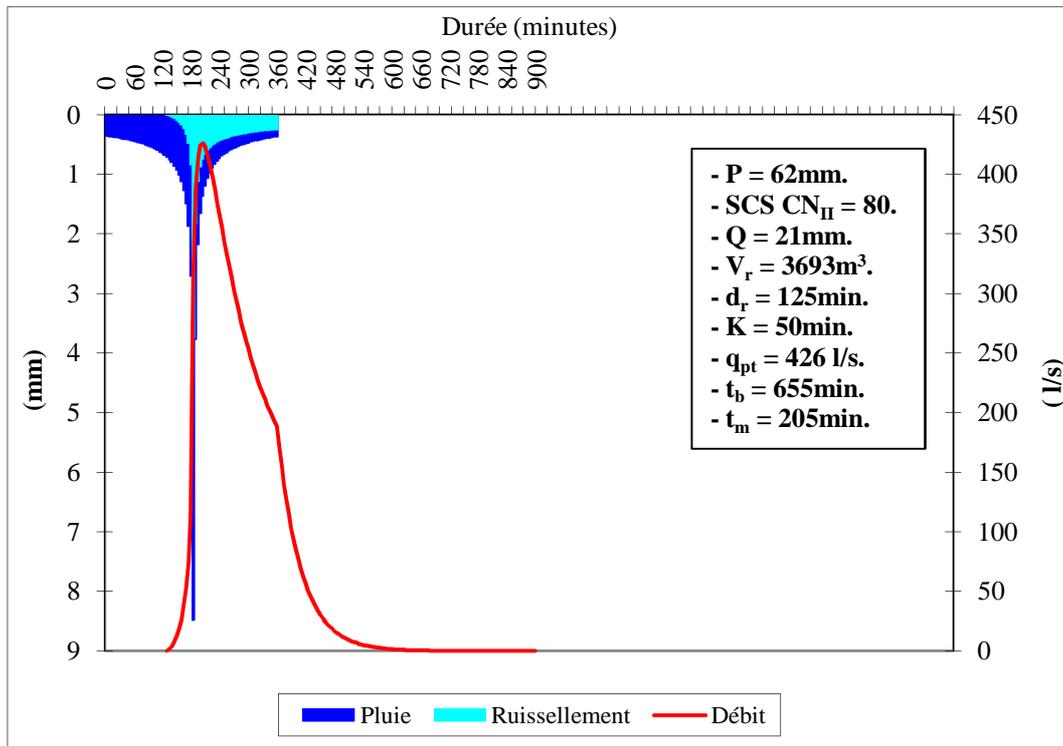


Figure 5.4 Image Google Earth ©, de la zone de débordement au niveau du regard C36.

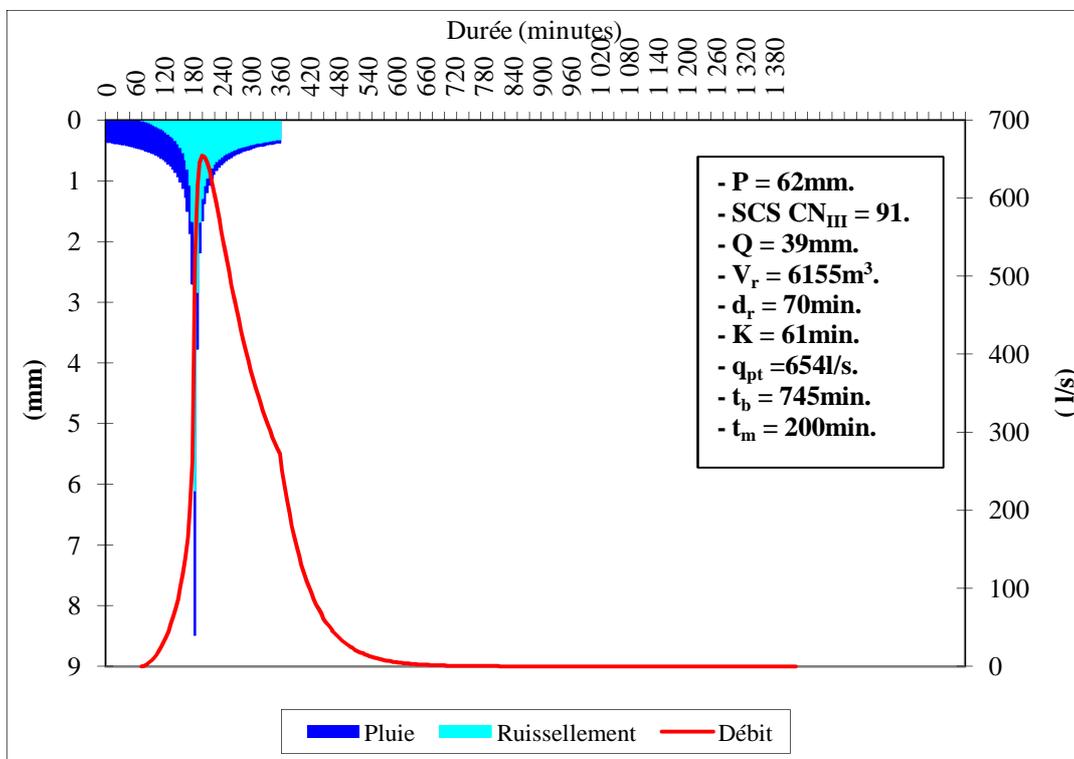
Le ruissellement pluvial est simulé (figure 5.5) au niveau du SBV5.1 pour deux conditions d'humidité antécédente du sol II et III. La capacité d'évacuation du SBV5.1 est vérifiée pour la même pluie critique de durée 360minutes et d'intensité maximale 102mm/h ($T=10$ ans). Les débits de pointe (figure 5.5) pour les deux CHA II et III sont inférieurs au débit maximum véhiculé (tableau 5.1) par le collecteur principal (C34-C36) du SBV5.1. Ce dernier est correctement dimensionné. Toutefois, les volumes ruisselés au niveau du SBV5.1 sont sensés être acheminés vers l'exutoire du BV5 en passant par le collecteur (C36-C37) ayant un diamètre Ø400mm inférieur à celui du collecteur principal du SBV5.1. Le principe du dimensionnement télescopique (diamètre croissant d'amont vers l'aval) en réseau ramifié n'est pas respecté. Ce vice de dimensionnement est la cause du débordement du réseau au niveau du regard C36.

Ainsi, la capacité d'évacuation du collecteur (C36-C37) est dépassée au bout de 185min. pour des CHA II et III. Le débordement dure 100 et 170min respectivement pour des CHA II et III. Le volume de cette inondation est de 508 et 1952m³ respectivement pour des CHA II et III. Rapporté à la superficie de la zone de débordement, ce sont des volumes

considérables. En effet, ce débordement en temps de pluie provoque régulièrement une interruption de la circulation au niveau de ce carrefour (figure 5.4).



(a) Hydrogramme de ruissellement pour CN_{II} .



(b) Hydrogramme de ruissellement pour CN_{III} .

Figure 5.5 Hydrogrammes de débits simulés du SBV5.1, exutoire regard C36 (T=10ans).

Le débit maximum véhiculé à l'exutoire (regard C36) du SBV 5.1 est de 250l/s. La période de retour de la pluie ($d_c=360\text{min}$) provoquant sa surcharge a été estimée à 6ans pour des CHA II et à 2 ½ ans pour des CHA III, les hydrogrammes correspondants sont donnés en annexe – E.

5.3 Simulation du comportement du RDU pour un évènement pluvieux exceptionnel

Dans une analyse du ruissellement pluvial urbain, il est intéressant, voire utile, de vérifier le comportement du RDU par rapport à un évènement de fréquence rare. L'évènement retenu est généralement un épisode pluvieux exceptionnel qu'a connu la région concernée par l'étude. La ville de Tipasa a connu un tel évènement un certain 10 novembre 2001. Cet épisode pluvieux a frappé plusieurs villes côtières Algériennes, provoquant d'importants dégâts humains et matériels. Avec comme macabre record la tragédie de Bab el Oued (Alger) avec plus de 800morts à Alger (Gourbesvilles, 2005). Toutefois, cet épisode pluvieux n'a pas été enregistré au niveau du pluviographe de Boukerdane (Tipasa). La seule information disponible est un cumul journalier de la pluie de 160mm, et une durée de l'averse de quelques heures.

Ainsi, dans le but d'analyser le comportement du RDU de la ville de Tipasa par rapport à un évènement pluvieux extrême, une averse exceptionnelle équivalente à l'épisode pluvieux du 10-11-2001 a été générée. Cette averse synthétique a une durée de 6heures et les intensités moyennes maximales ont une période de retour de 100ans. Le cumul de la pluie durant cette averse est de 112mm. Il est à signaler qu'en étendant la durée à 24heures, la lame d'eau totale précipitée sera de 203mm. Cet évènement a été jugé équivalent à celui du 10-11-2001, du moins au niveau de la période de pluie intense. Le Hyétogramme synthétique de cette averse de période de retour 100ans et de durée 6heures (360min) est donné en figure 5.6.

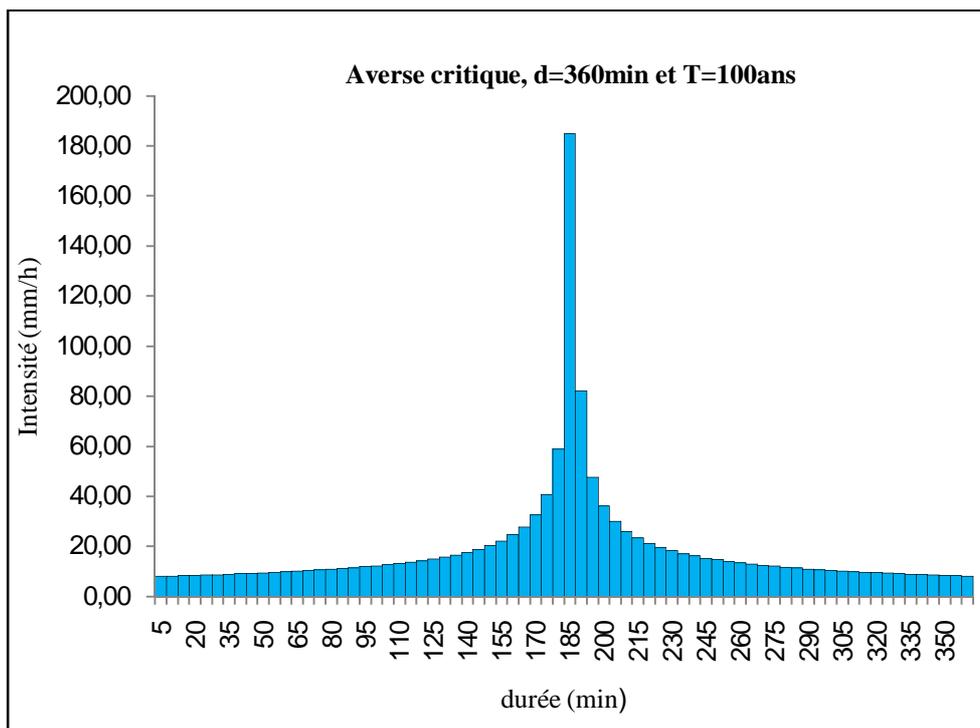
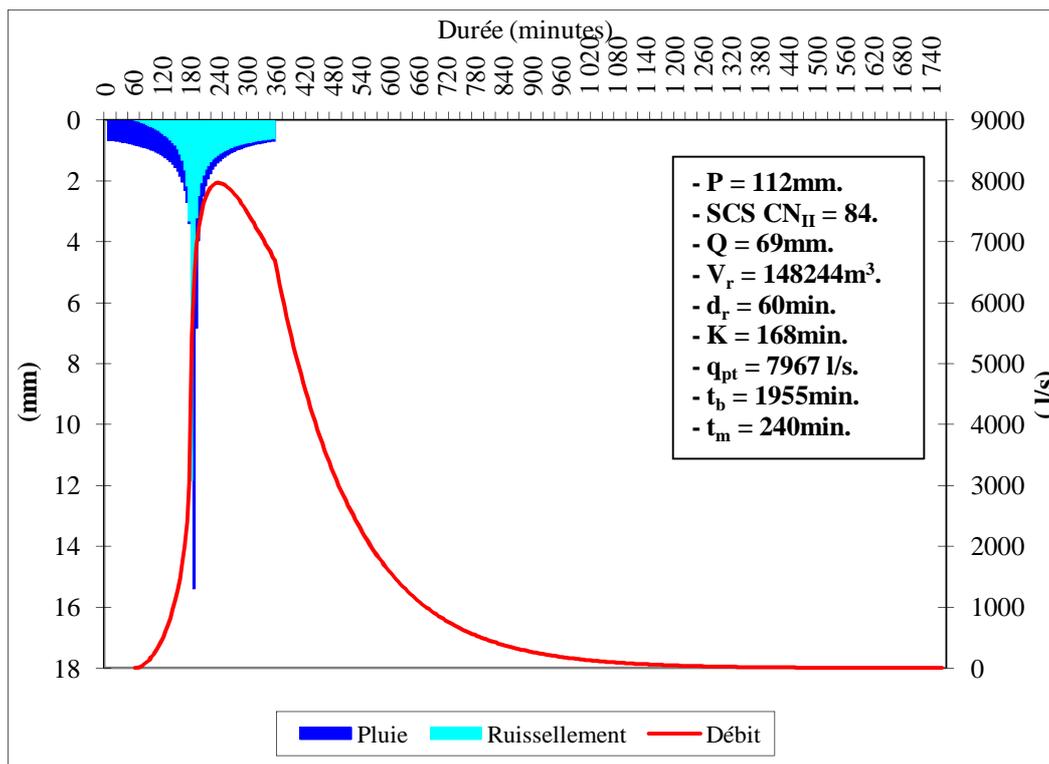


Figure 5.6 Hyétogramme synthétique d'une averse de 6 heures, une intensité maximale de 185mm/h (T=100ans)

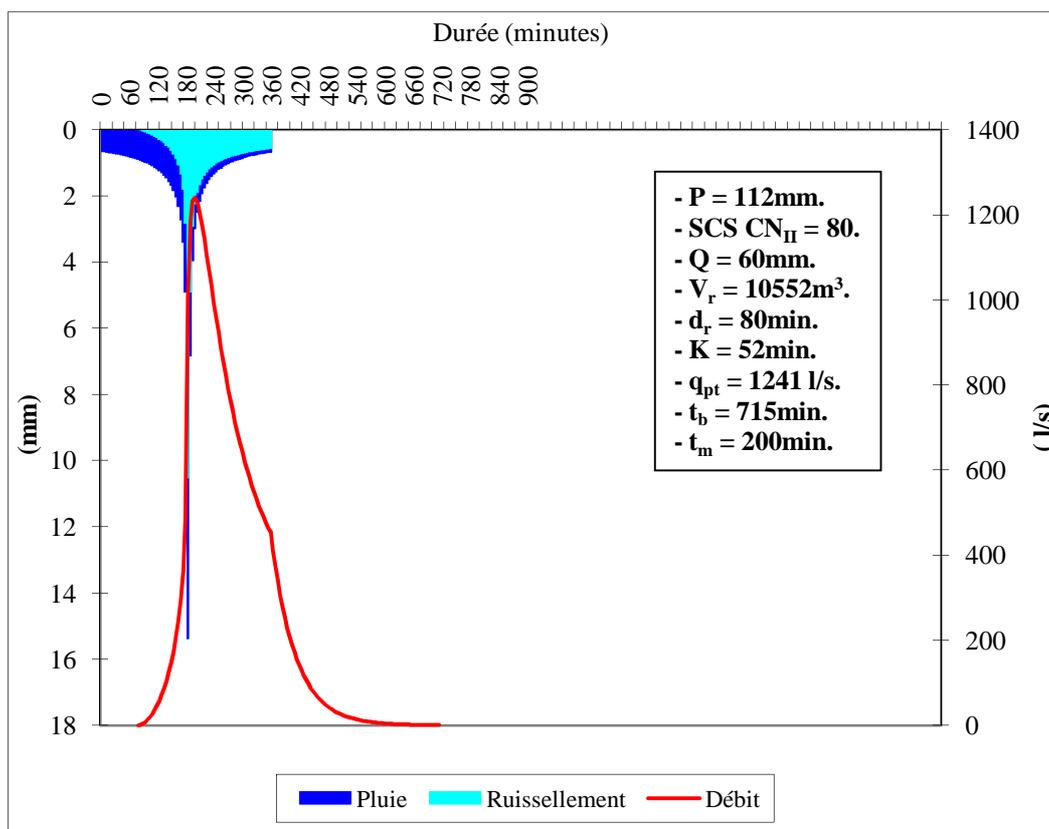
Le ruissellement pluvial, provoqué par une pluie d'intensité maximale de 185mm/h (T=100ans), est simulé au niveau des BV1 (état d'urbanisation future), BV5 et BV5.1 pour des conditions d'humidité moyenne du sol CN_{II} . Le débit de pointe simulé pour le BV5 est de $4,19m^3/s$ (T=100ans). Ce débit est inférieur aux débits maximum véhiculés aux exutoires du BV5 (tableau 5.1). Toutefois, il ne peut pas être considéré comme non assujetti aux inondations urbaines. En effet, il a été démontré que le BV5 est vulnérable en amont (section 5.2). Ainsi, l'analyse du comportement du RDU du BV5 est menée en considérant uniquement le SBV5.1. Les hydrogrammes simulés pour les BV1 et SBV 5.1 sont donnés en figure 5.7.

La capacité d'évacuation du collecteur C9-C12 ($q_{max}=4,12m^3/s$) (BV1) est rapidement dépassée. Le débordement au niveau du regard C9 commence 185minutes (figure 5.8) après le début de l'averse et se prolonge pendant 255minutes. Le volume du débordement est conséquent $410000m^3$. La variation du volume stocké dans le BV1 pendant le débordement est donnée en figure 5.8. Ce débordement provoque une inondation ayant une hauteur d'eau de 19cm (volume également réparti sur la superficie du BV1).

Concernant le SBV5.1, la capacité d'évacuation du collecteur C36-C37 ($q_{max}=0,25m^3/s$) est atteinte au bout de 170min (Figure 5.7b). Toutefois, le regard C36 ne déborde qu'après 185min (figure 5.9). En effet, le collecteur principal (C34-C36) du SBV5.1 a une capacité d'évacuation maximale de $1.82 m^3/s$, ce qui permet d'atténuer la surcharge du collecteur C36-C37 pendant 15min. Le volume débordé est de $6300m^3$, en 205minutes.



(a) Hydrogramme de débit simulé du BV1 (état d'urbanisation future)



(b) Hydrogramme de débit simulé du SBV5.1

Figure 5.7 Hydrogramme de ruissellement pour une averse exceptionnelle de 6heures, d'intensité maximale 185mm/h (T=100ans) et une lame d'eau totale précipitée de 112mm. CHA II.

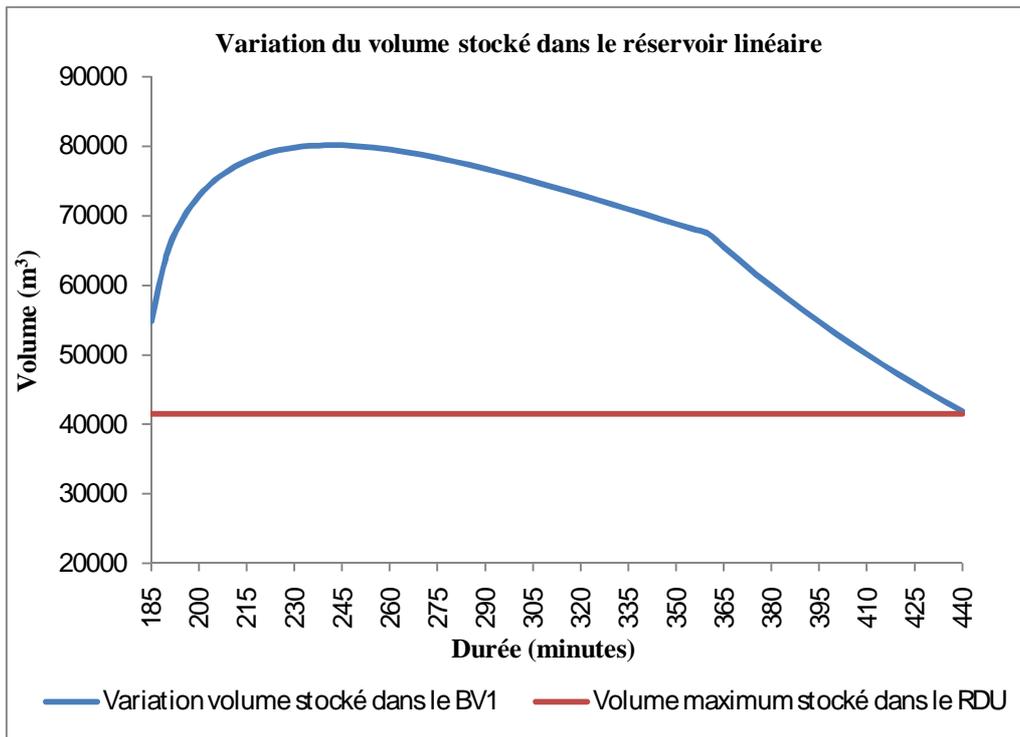


Figure 5.8 Variation du volume ruisselé pendant le débordement du regard C9 dans le BV1 au cours d'une averse de 360 min, d'intensité maximale de 185mm/h (T=100ans) (CHA II).

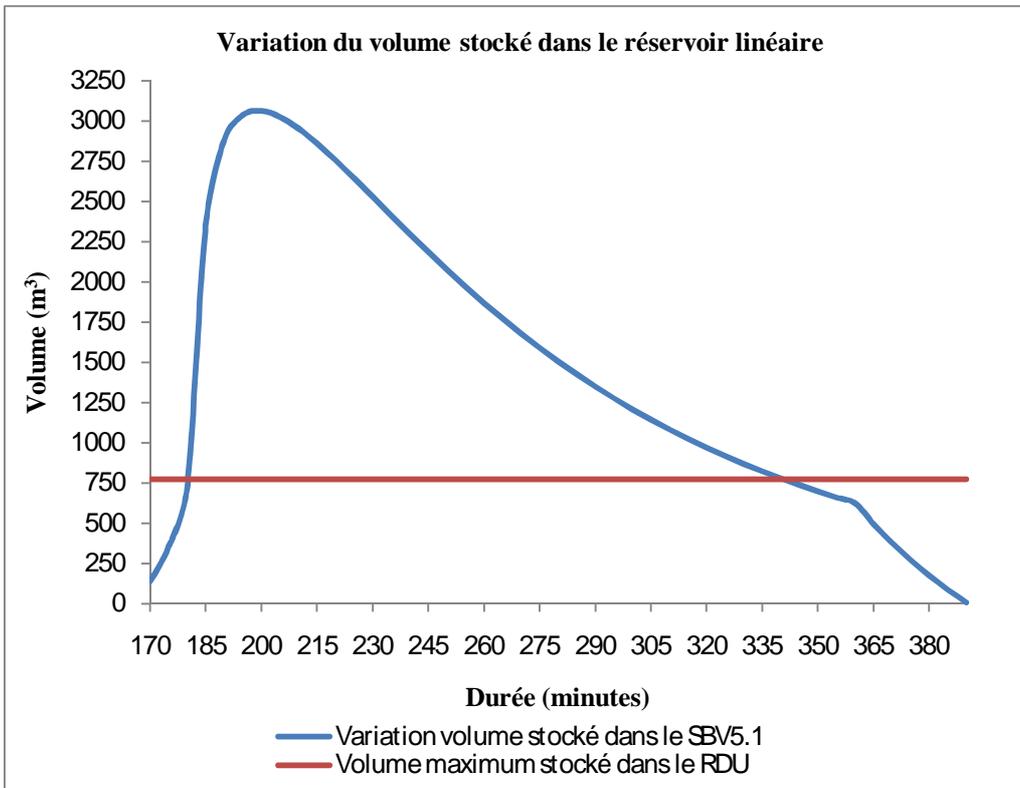


Figure 5.9 Variation du volume ruisselé pendant le débordement du regard C36 dans le SBV5.1 au cours d'une averse de 360 min, d'intensité maximale de 185mm/h (T=100ans) (CHA II).

Conclusion

L'application de la modélisation de la relation pluie-débit développée aux chapitre 3 et 4, a permis une analyse du ruissellement pluvial dans le réseau de drainage urbain de la ville de Tipasa. Cette analyse a été menée sur seulement une partie du RDU. En effet, le but de cette étude n'étant pas un diagnostic complet de la vulnérabilité aux inondations de la ville de Tipasa, mais il s'agissait plutôt de tester la méthodologie d'analyse du risque pluvial en milieu urbain développée au cours de cette étude (figure 5.1).

En effet, une première analyse du ruissellement pluvial dans les BV1 et BV5 a montré que les RDU de ces deux derniers sont capables d'évacuer les volumes ruisselés. La vérification des capacités d'évacuation des RDU des deux BV s'est faite en considérant une pluie décennale (même période de retour ayant servi au dimensionnement du réseau) d'une durée critique de 6heures. Ce constat est établi en comparant les hydrogrammes de débit simulés aux exutoires avec les débits maximum transités (en considérant la géométrie des collecteurs pluviaux) au niveau de ces derniers.

Toutefois, cette première analyse n'étant pas très réaliste au sens où l'évaluation de la capacité d'évacuation au niveau de points sensibles du RDU renseigne mieux sur son aptitude réelle à acheminer convenablement (sans surcharge et/ou débordement) les eaux de pluie vers leur exutoire. Aussi, le RDU a été dimensionné en considérant l'état d'urbanisation future du BV1 (réseau existant au niveau de la zone d'extension urbaine future).

Ainsi, une deuxième analyse du ruissellement pluvial de la ville de Tipasa est menée, (i) au niveau de l'exutoire du BV1 en considérant son état d'urbanisation future, (ii) au niveau du SVB5.1 représentant la partie Ouest du BV5 qui connaît des dysfonctionnements réguliers.

Les résultats de cette deuxième analyse diffèrent totalement de la première. En effet, les capacités d'évacuation des deux portions du RDU sont rapidement dépassées. Une pluie d'une période de retour de 2 ½ ans provoque un débordement au niveau du SBV5.1 pour des CHA III, la capacité d'évacuation du RDU du BV1 est dépassée pour une pluie décennale.

Aussi, dans un contexte de changement climatique provoquant l'augmentation d'occurrence d'évènements pluvieux exceptionnels violents, une analyse du ruissellement pluvial pour de tels évènements est menée. Bien que certains auteurs (Neppel et al., 2003) expliquent cette augmentation des inondations par une vulnérabilité accrue principalement due aux changements d'environnement (développement urbain, etc.) des zones concernées par les inondations. Toutefois, une analyse du risque pluvial, induit par une pluie centennale équivalente à un évènement pluvieux historique marquant, de la ville de Tipasa a été entreprise. Cette dernière a démontré que la ville de Tipasa reste vulnérable aux inondations de grandes ampleurs. Cet état de fait est du à un vice de conception de son RDU, présentant des surdimensionnements à ses exutoires et des sous-dimensionnements en amont de ces derniers.

CONCLUSION GENERALE

CONCLUSION GENERALE

La modélisation de la relation pluie-débit, en milieu urbain, adoptée dans cette étude, faisant appel à différents niveaux de modélisation, chacun d'eux s'inscrivant dans une classe particulière, il reste difficile de classer la démarche de la modélisation entreprise. En effet, l'évolution de la pluie dans le temps représentant l'entrée du modèle de transformation pluie-débit, a été modélisée d'une manière statistique-déterministe. Les courbes IDF représentent la partie statistique, la durée de la pluie et sa discrétisation la partie déterministe ; le résultat étant un hyétogramme synthétique de la pluie. La pluie nette participant réellement au ruissellement a été déterminée suivant une formulation physique (à partir d'une pluie statistiquement modélisée) dans le sens où le modèle de production du SCS-CN tient compte des différents phénomènes (interception, stockage dans les dépressions, infiltration, etc.), tandis que les paramètres (CN) de cette formulation sont déterminés à la suite d'analyse de séries de données. Ce modèle est défini comme étant statistique-analytique. Cette fonction de production est spatialement distribuée suivant un regroupement logique (surfaces imperméables connectées et non connectées, surfaces perméables). L'hydrogramme de débit fictif ainsi produit est quant à lui transféré d'une manière conceptuelle (réservoir linéaire) suivant une description globale du bassin versant à travers lequel il a été transféré.

Vue l'inexistence de mesures hydrométriques ou plutôt de mesures des flux acheminés à travers le RDU, il n'a pas été possible de caler le modèle réservoir linéaire au sens strict du terme. Outre sa simplicité de mise en œuvre, le modèle réservoir linéaire est mono paramétrique, c'est d'ailleurs une des raisons ayant motivé le choix de ce dernier. En effet, l'utilisation d'un modèle conceptuel multi paramétrique sans calage aurait certainement augmenté les incertitudes sur la précision du résultat. Ainsi, le temps de réponse du bassin versant (paramètre du modèle réservoir linéaire) a été déterminé suivant une formulation physique et un ajustement empirique de sa précision. Cette dernière ne nécessitant théoriquement pas de calage, vu que sa fiabilité a été prouvée dans des situations similaires (CERTU, 2003 ; Bertrand-Krajewski, 2006 ; Benabdesselam, 2009). Classiquement un modèle est évalué en comparant la réponse simulée par une sollicitation réelle, à la réponse mesurée induite par la même sollicitation. Le modèle réservoir linéaire utilisé ne pouvait être évalué de cette manière. Le RDU de la ville de Tipasa connaît un débordement régulier au niveau d'un de ses regards. Le modèle appliqué reproduit le même débordement rencontré en pratique pour une pluie de période de retour de 2 ½ ans. Ainsi, sa performance a pu être évaluée d'une manière indirecte.

La simulation du comportement du réseau de drainage urbain de la ville de Tipasa à une sollicitation théoriquement équivalente, en terme de débit de pointe, à celle ayant servi de base à sa conception a malheureusement reproduit la réalité. Le RDU est défaillant car il est sous-dimensionné et non parce que son fonctionnement est entravé (présence de débris en quantité importante), c'est-à-dire que le débit capable (maximum véhiculé par le réseau) est testé en considérant de bonnes conditions de fonctionnement (réseau non encombré). Ainsi, cette simulation a permis de constater que le réseau d'assainissement pluvial de Tipasa présente des vices de conception, surdimensionné (capable d'évacuer une crue centennale) à

ses exutoires et sous dimensionné (incapable d'évacuer une crue de T=6ans pour des CHA du sol moyenne et T=2 ½ ans pour un sol saturé) en amont de ces derniers.

La conception rationnelle n'en étant pas la cause. Ce qui renvoie, d'abord directement à la manière dont a été estimé le risque pluvial. En effet, une utilisation inadéquate des méthodes statistiques (ajustement de modèle fréquentiel à des observations de type maxima annuel de très courte durée : 6 années) et des modèles empiriques (exposant climatique et durée caractéristique mal définis) a conduit à une estimation erronée de l'intensité de la pluie et de la durée de la pluie intense. Un découpage approximatif (non prise en considération des apports des zones rurales périphériques au milieu urbain) des surfaces contributives au ruissellement au niveau de points caractéristiques a mené à une mauvaise répartition des flux en temps de pluie. Et en second, à la non prise en considération de l'urbanisation qui peut doubler ou même tripler les volumes ruisselés et accélérer la réponse hydrologique d'un bassin versant urbain. Aussi, l'état d'humidité antécédente des sols influence grandement les volumes ruisselés dans les milieux où les surfaces perméables jouent un rôle dans la production du ruissellement.

Cet état de fait démontre, dans un contexte d'aléa pluvial en milieu urbain, qu'une étude statistique approfondie des événements extrêmes n'est pas superflue mais plutôt une nécessité absolue, et qu'un découpage minutieux des versants est obligatoire.

Ainsi, cette étude permet d'exposer une démarche à adopter dans l'analyse du ruissellement pluvial urbain. Cette démarche n'étant pas une finalité en soi, mais plutôt une contribution à l'élaboration future d'une méthodologie permettant de s'approcher le plus possible de la réalité des phénomènes mis en jeu dans le cadre des écoulements pluviaux urbains au sein des villes Algériennes (absence de mesures des flux). Les différentes procédures de la démarche développée dans cette étude sont définies comme suit :

- Etablissement d'une banque de données urbaines exhaustive : cartes d'état major, plans d'occupation de sols, levés topographiques, images aériennes et satellitaires, plans de recollement complets des réseaux d'assainissement pluvial (géométries détaillées et localisation des regards, des avaloirs, des ouvrages spécifiques et des exutoires). Cette étape ayant pour but, entre autres, d'aboutir au découpage hydrologique le plus réaliste possible.
- Acquisition et validation des séries pluviométriques, pluviographiques et éventuellement climatologiques.
- Définir les épisodes pluvieux par une modélisation statistique raffinée. Une utilisation optimale et maximisée de l'information disponible.
- Une représentation temporelle et spatiale de la pluie aussi proche que possible de la réalité.

- Prise en compte de l'ensemble des surfaces contributives au ruissellement à travers une modélisation réaliste de la production. C'est-à-dire qui tient compte des différents processus (pas nécessairement d'une manière détaillée) intégrés dans la génération du ruissellement (Perte initiale et perte variable dans le temps et proportionnelle à l'intensité de la pluie).
- Modélisation du transfert des volumes ruisselés permettant au minimum de déterminer le lieu et l'ampleur du débordement éventuel.

Durant l'élaboration de cette étude, certaines perspectives permettant d'améliorer l'analyse mise en œuvre, sont apparues. Elles se résument en :

- Une représentation régionale de la pluie permettra de (i) mieux définir le risque pluvial au niveau local, et (ii) l'identification de zones vulnérables (exposées à l'aléa).
- Le développement de modèle de production et de transfert spécifique au contexte Algérien ou du moins au niveau local, ne nécessitant pas de calage.
- Les campagnes de sensibilisation civique n'ayant pas donné satisfaction, du moins à long terme, il est nécessaire d'étudier l'incidence de détritits ménagers et urbains sur le ruissellement dans le réseau.

Références bibliographiques

Références bibliographiques.

- Andrieu, H., Browne, O., Laplace, D. (2004)** Les crues en zone urbaine : des crues éclairs? *La Houille Blanche*, 2004(2), 89-95.
- Acreman, M.C. (1990)** A simple stochastic model of hourly rainfall for Farnborough, England. *Hydrol. Sci. J.*, 35(2), 119-148.
- ANRH (Agence nationale des ressources hydriques) (2007)** Données pluviométrique, pluviographique et climatologique. Document interne. Direction régionale de l'ANRH. Blida. Algérie.
- Acar, R., Şenocak, S. (2008)** Modelling of short duration rainfall (SDR) intensity equations for Ankara, Turkey, *Proceedings BALWOIS 2008*, Ohrid, Macedonia, May 2008.
- Adamowski, J., Adamowski, K., Bougadis, J. (2010)** Influence of trend on short duration design storm. *Wat. Res. Manage.* 24, 401-413.
- Amin, M. Z. M., Desa, M. N. M., Daud, Z. M. (2008)** Malaysia, Ch. 6, *Asian Pacific FRIEND -- Rainfall Intensity Duration Frequency (IDF) Analysis for the Asia Pacific Region*, ed. by T. M. Daniell and G. Q. Tabios III, IHP-VII Technical Documents in Hydrology No. 2, 12-22, Regional Steering Committee for Southeast Asia and the Pacific, UNESCO Office, Jakarta, 2008. 53-57.
- Aqil, M., Kita, I., Yano, A., Nishiyama, S. (2007)** A comparative study of artificial neural networks and neuro-fuzzy in continuous modeling of the daily and hourly behaviour of runoff. *J. Hydrol.*, 337, 22-34.
- Aronica, G., Cannarozzo, M. (2000)** Studying the hydrological response of urban catchments using a semi-distributed linear non-linear model. *J. Hydrol.*, 238, 35-43.
- Bacro, J-N, Chaouche, A. (2006)** Incertitude d'estimation des pluies extrêmes du pourtour méditerranéen: illustration par les données de Marseille. *J. sci. Hydrol.*, 51(3), 389-405.
- Bara, M., Gaal, L., Kohnova, S., Szolgay, J., Hlavcova, K. (2010)** On the use of the simple scaling of heavy rainfall in a regional estimation of idf curves in Slovakia, *J. Hydrol. Hydromech.*, 58 (1), 49-63.
- Barfield, B. G., Felton, G.K., Stevens, E.W., McCann, N. (2003)** A simple model of karst spring flow using modified NRCS procedures. *J. Hydrol.*, 287, 34-48.
- Beaulieu, C., Ouarda, T. B. M. J., Seidou, O. (2007)** Synthèse des techniques d'homogénéisation des séries climatiques et analyse d'applicabilité aux séries de précipitations. *J. Sci. Hydrol.* 52(1), 18-37.
- Bedient, P., B., Huber, W., C. (2008)** Hydrology and flood plain analysis, 4th edition. Pearson international edition. New Jersey. USA. 795p.
- Benabdesselam, T., Hammar, Y. (2009)** Estimation de la réponse hydrologique d'un bassin versant urbanisé. *European J. Sci Res.* 29(3), 334-348.

- Bendjoudi, H., Hubert, P., Schertzer, D., Lovejoy, S. (1997)** Interprétation multifractale des courbes intensité-durée-fréquence des précipitations. *Compte Rendu Acad. Sci., Sci. de la terre et des planètes*, 325, 323-326.
- Benkhaled, A. (2007)** Distribution statistiques des pluies maximales annuelles dans la région du Cheliff, comparaison des techniques et résultats. *Courrier du savoir*, 8, 83-91.
- Ben-Zvi, A. (2009)** Rainfall intensity-duration-frequency relationships derived from large partial duration series. *J. hydrol.* 367, 104-114.
- Berne, A. (2002)** Précipitations Méditerranéennes intenses en milieu urbain : interprétation physique et analyse statistique de mesures à fines échelles spatio-temporelles, impact de la variabilité spatiale sur la réponse de bassins versants. Thèse de doctorat, université de Joseph Fourier, Grenoble. France. 215p.
- Berne, A., Delrieu, G., Creutin, J-D., Obled, C. (2004)** Temporal and spatial resolution of rainfall measurements required for urban hydrology. *J. Hydrol.*, 299, 166-179.
- Berthier, E., Andrieu, H., Creutin, J-D. (2004)** The role of soil in the generation of urban runoff: development and evaluation of a 2D model. *J. Hydrol.*, 299, 252-266.
- Bertrand-Krajewski, J-L. (2006)** Hydrologie urbaine. Support de cours OSHU3. Institut national des sciences appliquées (INSA), Lyon, France.
- Bhunya, P.K., Berndtsson, R., Ojha, C.S.P., Mishra, S.K. (2007)** Suitability of Gamma, Chi-square, Weibull, and Beta distributions as synthetic unit hydrographs. *J. Hydrol.*, 334, 28-38.
- Bouaïchi I., Touaïbia B., Dernouni F. (2006)** Approche méthodologique de calcul du débit pluvial en cas d'insuffisance de données. Cas de la région de Tipaza. Algérie. *Workshop International on Hydrological Extremes « Observing and modelling exceptional floods and rainfalls »*. AMHY-FRIEND de l'UNESCO. Université of Calabria. Italie. Mai 2006.
- Bourrier, R. (1997)** Les réseaux d'assainissement, calculs applications perspectives. Edition Lavoisier, collection Tec & Doc. Paris, France. 810p.
- Bouvier, C., (1990)** Analyse et modélisation des écoulements en milieu urbain Africain. Editions de l'ORSTOM. Institut français de recherche scientifique pour le développement en coopération. Collection études et thèses. Paris. France. 323p.
- Bouvier, C., Desbordes, M. (1990)** Un modèle de ruissellement urbain pour les villes d'Afrique de l'Ouest. *Hydrol. Continent.*, 5(2), 77-86.
- Boudhraa, H. (2007)** Modélisation pluie-débit à base géomorphologique en milieu semi-aride rural Tunisien : association d'approches directes et inverse. Thèse de doctorat. Institut nationale agronomique de Tunisie, Tunis, Tunisie. 226p.
- Boyd, M.J., Bufill, M.C., Knee, R.M. (1993)** Pervious and impervious runoff in urban catchments. *Hydrol. Sci. J.*, 38(6), 463-478.
- Boyd, M.J., Bufill, M.C., Knee, R.M. (1994)** Predicting pervious and impervious storm runoff from urban drainage basins. *Hydrol. Sci. J.*, 39(4), 321-332.

- CERTU** (Centre d'études sur les Réseaux, les Transports, l'Urbanisme et les constructions publiques) (2003) La ville et son assainissement. Principes et outils pour une meilleure intégration dans le cycle de l'eau. CERTU, Lyon, France. 503p.
- Chaouche, K. (2001)** Approche multifractale de la modélisation stochastique en hydrologie. Thèse de doctorat. Université de Paris VI et Ecole Nationale du Génie Rural. Paris, France.
- Chua, L.H.C., Wong, T.S.W., Sriramula, L.K. (2008)** Comparison between kinematic wave and artificial neural network models in event-based runoff simulation for an overland plane. *J. Hydrol.*, 357, 337-348.
- Cudennec, C. (2000)** Description mathématique de l'organisation du réseau hydrographique et modélisation hydrologique. Thèse de doctorat. Ecole nationale supérieure agronomique de Rennes, France. 261p.
- DHW Tipasa (2003)** Protection de la ville de Tipasa contre les crues. Avant projet détaillé. Direction de l'hydraulique de la Wilaya de Tipasa. 48p.
- Coulibaly, P., Haché, M., Fortin, V., Bobée, B (2005)** Improving Daily Reservoir Inflow Forecasts with Model Combination. *J. Hydrol engng,k* , March/April, 91-99.
- Djebbar, Y. (1992)** Validation d'un modèle de ruissellement urbain et l'acheminement de l'eau dans les canaux. Maîtrise ès sciences appliquées. Ecole des études supérieures de l'université d'Ottawa, Canada. 195p.
- DPAT** (Direction de la planification et de l'aménagement du territoire) (2007) Monographie de la wilaya de Tipasa. DPAT de w. de Tipasa. 131p.
- Easton, Z.M., Fuka, D.R., Walter, M. T., Cowan, D.M., Schneiderman, E.M., Steenhuis, T. S. (2008)** Re-conceptualizing the soil and water assessment tool (SWAT) model to predict runoff from variable source areas. *J. Hydrol.*, 348, 279-291.
- Endreny, T., A., Imbeah, N. (2009)** Generating robust rainfall intensity–duration–frequency estimates with short-record satellite data. *J. hydrol.* 371, 182-191.
- Edijatno (1991)** Mise au point d'un modèle élémentaire pluie-débit au pas de temps journalier. Thèse de doctorat. Ecole nationale des ingénieurs des travaux ruraux et des techniques sanitaires de Strasbourg, France. 253p.
- Farquharson, F.A.K., Plinston, D.T., Sutcliffe, J.V. (1996)** Rainfall and runoff in Yemen. *Hydrol. Sci. J.*, 41(5), 797-811.
- Ferro, V., Porto, P. (1999)** Regional analysis of rainfall-depth-duration equation for south Italy. *J. hydrol. enrg.* 4(4). 326-336.
- Freer, J.E., McMillan, H., MsDonnell, J.J., Beven, K.J. (2004)** Constraining dynamic TOPMODEL responses for imprecise water table information using fuzzy rule based performance measures. *J. Hydrol*, 291, 254-277.
- Gargouri-Ellouze, E., Chebchoub, A. (2008)** Modélisation de la structure de dépendance hauteur-durée d'évènements pluvieux par la copule de Gumbel. *J. sci. hydrol.* 53(4), 802-817.
- Gaume, E. (2002)** Eléments d'analyse sur les crues éclair. Thèse de doctorat. Ecole Nationale du Génie Rural des Eaux et des Forêts, France, et de l'Institut National de la Recherche Scientifique du Québec, Canada. 359p.

- Gnouma, R., (2006)** Aide à la calibration d'un modèle hydrologique distribué au moyen d'une analyse des processus hydrologiques : Application au bassin versant de l'Yzeron. Thèse de doctorat. Institut national des sciences appliquées. Lyon. France. 446p.
- Google earth ® (2009)** Image geo-eye. Google.
- Gourbevilles, P., Laborde, J-P. (2005)** Incertitudes et interrogations dans l'évaluation de l'aléa en milieu urbain : mesures, concepts et modèles. *La Houille Blanche*, 2005(1), 60-64.
- Henine, H. (2005)** Interfaçage entre un modèle hydrologique/ modèle hydrodynamique au sein d'un système d'information intégré sous WEB incluant les SIG. Mémoire de Magister. Ecole nationale polytechnique. Alger. Algérie. 102p.
- Hingray, B. (1999)** Comportement et modélisation hydraulique des zones bâties en situation d'inondation : le cas des zones cloisonnées d'habitat individuel de Ouagadougou. Thèse de doctorat, université de Montpellier II, Montpellier, France. 252p.
- Hingray, B., Bouvier, C., Desbordes, Cappelaere, B. (2000)** Inondations urbaines : un indicateur géométrique caractéristique du comportement du bâti. *Rev. Sci. Eau*, 13(1), 85-100.
- Hosking, J. R. M. (1990)** L-moments: analysis and estimation of distribution using linear combinations of order statistics. *J. Royal statistical Soc., B*, 52(1), 105-124.
- Hisham, I.M.A., Abdalla, M.T.S. (2007)** A Soil Conservation Service Curve Number GIS Model for Estimation of Rainfall-Runoff: CN-REM. Proc. Of the 3rd Annual Middle East Conference and Exhibition on Geospatial Information, Technology and Applications, Map Middle East, 9- 11 April 2007, Dubai, UAE.
- Hromadka II, T.V., Whitley, R.J., Jordan, N., Meyer, T. (2010)** Manning's equation and two-dimensional flow analogs. *J. Hydrol*, 389, 177-185.
- Hufty, A., (2001)** Introduction à la climatologie. De Boeck université. Laval. Canada. 542p.
- Jain, M.K., Kothyari, U.C., Ranga Raju, K.C. (2004)** A GIS based distributed rainfall-runoff model. *J. Hydrol*, 299, 107-135.
- Jain, M.K., Singh, V.P. (2005)** DEM-based modelling of surface runoff using diffusion wave equation. *J. Hydrol*, 302, 107-126.
- Jain, A., Srinivasulu, S. (2006)** Integrated approach to model decomposed flow hydrograph using artificial neural network and conceptual techniques. *J. Hydrol*, 317, 291-306.
- Jarvis, A., Reuter, H.I., Nelson, A., Guevara, E. (2008)** Hole-filled SRTM for the globe Version 4, available from the CGIAR-CSI SRTM 90m Database: <http://srtm.csi.cgiar.org>.
- Jia, Y., Cukver, T.B. (2006)** Bootstrapped artificial neural networks for synthetic flow generation with a small data sample. *J. Hydrol*, 331, 580-590.
- Kannan, N., White, S.M., Worrall, F., Whelan, M.J. (2007)** Hydrological modelling of a small catchment using SWAT-2000 – Ensuring correct flow partitioning for contaminant modeling. *J. Hydrol.*, 334, 64-72.

- Kingumbi, A., Mailhot, A. (2010)** Courbes Intensité-Durée-Fréquence (IDF) : comparaison des estimateurs des durées partielles et des maximums annuels. *J. Sci. Hydrol.* 55(2), 162-176.
- Kottegoda, N.T., Natale, L., Raiteri, E. (2000)** Statistical modelling of daily streamflows using rainfall input and curve number technique. *J. Hydrol.*, 234, 170-186.
- Koutsoyiannis, D., Kozonis, D. & Manetas, A. (1998)** A mathematical framework for studying rainfall intensity-duration-frequency relationships. . *J. Hydrol.* 206, 118 – 135.
- Koutsoyiannis, D. and Baloutsos, G. (2000)** Analysis of a long record of annual maximum rainfall in Athens, Greece, and design rainfall inferences. *Natural Hazards*, 22(1), 31–51.
- Koutsoyiannis, D. (2004a)** Statistics of extremes and estimation of extreme rainfall: I. Theoretical investigation. *J. Sci. Hydrol.* 49(4), 575-590.
- Koutsoyiannis, D. (2004b)** Statistics of extremes and estimation of extreme rainfall: II. Empirical investigation of long rainfall records. *J. Sci. Hydrol.* 49(4), 591-610.
- Koutsoyiannis, D. (2004c)** Exploration of long records of extreme rainfall and design rainfall inferences. British hydrological society international conference on "Hydrology: Science & practice for the 21st century" (Proc. Imperial College London symp. Volume I, July 2004). 148-157.
- Kurothe, R.S., Goel, N.K., Mathur, B.S. (2001)** Derivation of curve number and kinematic-wave based flood frequency distribution. *Hydrol. Sci. J.*, 46(4), 571-584.
- Lam, K. H., Milton, J., Nadeau, M. & Viscovi, L. (2004)** Mise à jour des courbes d'intensité durée fréquence des pluies de courte durée du climat récent au Québec. *57è congrès annuel de l'association Canadienne des ressources hydriques*. 16 –17 Juin, Montréal, Qc, Canada.
- Lambole, A. (2006)** Statistiques (A166), in Technique de l'ingénieur. Volume A. Editions Technique de l'ingénieur. Paris. France. A166 1-A166 41p.
- Lang, M., Ouarda, T. B. M. J., Bobée, B. (1999)** Towards operational guidelines for over-threshold modeling. *J. hydrol.* 225, 103-117.
- Lang, M., Renard, B., Dindar, L., Lemaitre, F., Bois, P. (2004)** Use of a statistical test based on Poisson process for the detection of change in peak-over-threshold series. British hydrological society international conference on "Hydrology: Science & practice for the 21st century" (Proc. Imperial College London symp. Volume I, July 2004). 158-164.
- Larrieu, J. (1958)** Evaluation des crues catastrophiques par la méthode des hydrogrammes synthétiques. In: *General Assembly of Toronto* (3–14 September 1957), 160–173. IASH-IUGG Publ. 43, IAHS Press, Wallingford, UK.
- Le Clerc, S. (2004)** Revisiter la notion de scénario hydrologique de référence pour la caractérisation des inondations. Thèse de doctorat, université Joseph Fourier, Grenoble, France. 374p.
- Lee, K.T, Chang, C-H., Yang, M. S. (2001)** Reservoir attenuation of floods from ungauged basins. *J. Hydrol. Sci.*, 46(3), 349-362.

- Le Lay, M. (2006)** Modélisation hydrologique dans un contexte de variabilité hydro-climatique. Une approche comparative pour l'étude du cycle hydrologique à meso-échelle au Bénin. Thèse de doctorat. Institut national polytechnique de Grenoble, France. 264p.
- Lhomme, J., Bouvier, C., Perrin, J-L. (2004)** Applying a GIS-based geomorphological routing model in urban catchments. *J. Hydrol.*, 299, 203-216.
- Lhomme, J. (2006)** Modélisation des inondations en milieu urbain : Approche unidimensionnelle, bidimensionnelle et macroscopique. Thèse de doctorat, université de Montpellier II, Montpellier, France. 288p.
- Llamas, J., (1993)** Hydrologie générale. Principes et applications, 2^{ème} édition. Gaëtan Morin Editeur. Québec. Canada. 527p.
- Madsen, H., Rosbjerg, D., Harremoës, P. (1993)** Application of the partial duration series approach in the analysis of extreme rainfalls. Extreme Hydrological Events: Precipitation, Floods and Droughts (Proc. of the Yokohama Symp. July 1993). IAHS Publ. no. 213. 257-266.
- Mailhot, A., Duchesne, S., Caya, D., Talbot, G. (2007)** Assessment of future change in intensity–duration–frequency (IDF) curves for Southern Quebec using the Canadian Regional Climate Model (CRCM). *J. hydrol.* 347, 197– 210.
- Makhlouf, Z. (1994)** Compléments sur le modèle pluie-débit GR4J et essai d'estimation de ses paramètres. Thèse de doctorat. Université de Paris XI Orsay, Paris, France. 433p.
- Marchandise, A (2007)** Modélisation hydrologique distribuée sur le Gardon d'Anduze ; étude comparative de différents modèles pluie-débit, extrapolation de la normale à l'extrême et tests d'hypothèses sur les processus hydrologiques. Thèse de doctorat. Université de Montpellier II, France. 214p.
- Mark, O., Weesakula, S., Apirumanekula, C., Boonya Arooneta, S., et Djordjevic, S. (2004)** Potential and limitations of 1D modelling of urban flooding. *J. hydrol.* 299, 284-299.
- Mathvet, T. (2005)** Quels modèles pluie-débit globaux au pas de temps horaire ? Développements empiriques et comparaison de modèles sur un large échantillon de bassins versants. Thèse de doctorat. Ecole nationale du génie rural, des eaux et forêts, centre de paris, France. 463p.
- McCuen, R., H. (2004)** Hydrologic analysis and design, 3rd edition. Pearson Prentice Hall. New Jersey. USA. 859p.
- Mestre (2000)** Méthodes statistiques pour l'homogénéisation de longues séries climatiques. Thèse de doctorat. Université Paul Sabatier. Toulouse. France. 230p.
- Meylan, P. & Musy, A. (1999)** Hydrologie fréquentielle. Editions HGA, Bucharest, Hongrie. 414p.
- Mignot, E. (2005)** Etude expérimentale et numérique de l'inondation d'une zone urbanisée : cas des écoulements dans les carrefours en croix. Thèse de doctorat, école centrale de Lyon, Lyon, France. 322p.
- Mignot, E., Paquier, A., Haider, S. (2006)** Modeling floods in a dense urban area using 2D shallow water equations. *J. Hydrol.* 327, 186-199.

- Minns, A.W., Hall, M.J. (1996)** Artificial neural networks as rainfallrunoff models. *Hydrol. Sci. J.*, 41(3), 399-417.
- Mishra, S.K., Tyagi, J.V., Singh, V.P., Singh, R. (2006)** SCS-CN-based modeling of sediment yield. *J. Hydrol.*, 324, 301-322.
- Mohyont, B., Demarée, G. R. & Faka, D. N. (2004)** Establishment of IDF-curves for precipitation in the tropical area of Central Africa – comparaison of techniques and results. *Natural Hazards and Earth System Sci.* 4, 375–387.
- Mohyont, B., Demarée, G. R. (2006)** Courbes intensité–durée–fréquence des précipitations à Yangambi, Congo, au moyen de différents modèles de type Montana. *J. Sci. Hydrol.* 51(2), 239–253.
- Montaldo, N., Mancini, M., Rosso, R. (2004)** Flood hydrograph attenuation induced by a reservoir system: analysis with a distributed rainfall-runoff model. *Hydrol. Process.* 18, 545–563.
- Morena, F. (2004)** Modélisation hydrologique distribuée en milieu urbanisé : représentation des processus de production et développement du modèle URBS. Thèse de doctorat, institut national polytechnique de Grenoble (INPG), Grenoble, France. 243p.
- Motta, J.C. JR., Tucci, K.E.M. (1984)** Simulation of the urbanization effect in flow. *Hydrol. Sci. J.*, 29(2), 131-147.
- Muller, A. (2006)** Comportement asymptotique de la distribution des pluies extrêmes en France. Thèse de doctorat. Université de Montpellier II. Montpellier, France. 245p.
- Musy, A. & Higy, C. (1998)** Hydrologie appliquée. Editions HGA, Bucharest, Hongrie. 367p.
- Naef, F. (1981)** Can we model the rainfall-runoff process today? *Hydrol. Sci. J.*, 26(3), 281-289.
- Neppel, L., Bouvier C., Vinet, F., Desbordes, M. (2003)** Sur l'origine de l'augmentation apparente des inondations en région méditerranéenne. *Rev Sci Eau.*, 16(3), 475-494.
- NRCS (1986)** Urban Hydrology for Small Watersheds, TR-55. NRCS. Conservation engineering Division. USA. p163.
- Overeem, A., Buishand, A., Holleman, I. (2008)** Rainfall depth-duration-frequency curves and their uncertainties. *J. hydrol.* 348, 124-134.
- Okonkwo, G. I., Mbajiorgu, C.C. (2010)** Rainfall intensity-duration-frequency analyses for South Eastern Nigeria, *Agricultural Engineering International: the CIGR Ejournal*, Manuscript 1304. Vol. XII. March, 2010.
- Pereyra-Díaz, D., Pérez-Sesma, J. A. A., Gómez-Romero, L. (2004)** Ecuaciones que estiman las curvas intensidad-duración-período de retorno de la lluvia, *GEOS*, 24 (1), 46-56.
- Radojevic, B. (2002)** Méthode d'évaluation de l'influence urbaine sur le régime des crues d'un bassin versant de 130km². Thèse de doctorat, Institut national des sciences appliquées (INSA), Lyon, France, 261p.

- Rajukar, M.P., Kothyari, U.C., Chaube, U.C. (2002)** Artificial neural networks for daily rainfall-runoff modelling. *Hydrol. Sci. J.*, 471(6), 856-877.
- Ramos, M. H., Creurin. J-D., Leblois, E. (2005)** Visualization of storm severity. *J. hydrol.* 315, 295-307.
- Reminieras, G. (1986)** Hydrologie de l'ingénieur, 2^{ème} édition. Edition Eyrolles. Paris, France. 462p.
- Rodriguez, F., Andrieu, H., Creutin, J-D. (2003)** Surface runoff in urban catchments: morphological identification of unit hydrographs from urban databanks. *J. Hydrol.*, 283, 146-168.
- Rosbjerg, D., Madsen, H. (2004)** Advanced approach in PDS/POT of extreme hydrological extreme events. British hydrological society international conference on "Hydrology: Science & practice for the 21st century" (Proc. Imperial College London symp. Volume I, july 2004). 217-220.
- Roudier, P., Mahé, G. (2010)** Calcul des pluies et débits classés sur le bassin du Bani (Mali): une approche de la vulnérabilité des ouvrages et de la population depuis la sécheresse. *J. Sci. Hydrol.* 55(3), 351-363.
- Satin, M., Selmi, B. (2006)** Guide technique de l'assainissement, 3^{ème} éditions. Edition Le Moniteur. Paris. France. 726p.
- Segond, M-L., Neokleous, N., Makropoulos, C., Onof, C., Maksimovic, M. (2007)** Simulation and spatio-temporal disaggregation of multi-site rainfall data for urban drainage applications. *Hydrol. Sci. J.*, 52(5), 917-935.
- Schertzer, D., Bernardara, P., Biauou, A., Tchiguirinskaia, I., Lang, M., Sauquet, E., Bendjoudi, H., Hubert, P., Lovejoy, S., Veysseire, J.M. (2006)** Extrêmes et multifractals en hydrologie : résultats, validations et perspectives. *La houille blanche*, 10.1051, 112-119.
- Schmitt, T.G., Thomas, M., Ettrich, N. (2004)** Analysis and modeling of flooding in urban drainage systems. *J. Hydrol.*, 299, 300-311.
- Shoemaker, C.A., Regis, R.G., Fleming, R.C. (2007)** Watershed calibration using multistart local optimization and evolutionary optimization with radial basis function approximation. *Hydrol. Sci. J.*, 53(2), 450-465.
- Singh, P.K., bhunya, P.K., Mishra, S.K., Chaube, U.C. (2008)** A sediment graph model based on SCS-CN method. *J. Hydrol.*, 349, 244-255.
- Soil Consvration Service (SCS) (1972)** National Engineering Handbook, Section 4, Hydrology. SCS, US department of Agriculture. Washington, Etat-Unis.
- Smith, M. B., (2006)** Comment on 'Analysis and modeling of flooding in urban drainage systems'. *J. Hydrol.*, 317, 355-367.
- Smith, R.L. (2003)** Statistics of extremes, with applications in environment, insurance and finance. <<http://www.stat.unc.edu/postscript/rs/semstatrls.ps>>.
- Smithers, J., C., Schulze, R., E. (2004)** The estimation of the design rainfall for South Africa using a regional scale invariant approach. British hydrological society international conference on "Hydrology: Science & practice for the 21st century" (Proc. Imperial College London symp. Volume I, july 2004). 221-228.

- Soro, G.E., Goula Bi Tié, A., Kouassi, F.W., Koffi, K., Kamagate, B., Doumouya, I., Savane, I. et Srohorou, B. (2008)** Courbes intensité durée fréquence des précipitations en climat tropical humide : cas de la région d'Abidjan (Côte d'Ivoire). *European j. Sci. Res.*, 21(3), 394-405.
- Stedinger, J.R., Vogel, R.M., Foufoula-Georgiou, A. (1993)** Frequency analysis of extreme events (chapter 18). In: Handbook of hydrology edited by Maidment, D.R. . McGraw-Hill, New York. 18.1- 18.11p.
- Stephens, M. A. (1976)** Asymptotic results for goodness-of-fit statistics with unknown parameters. *The annals of statistics*, 4(2), 357-369.
- Svensson, C., Clarke, R.T. & Jones, D. A. (2007)** An experimental comparison of methods for estimating rainfall intensity-duration-frequency relations from fragmentary records. *J. hydrol.* 341, 79 – 89.
- Takara K., Nhat, L.M. (2008)** Japan, Ch. 5, *Asian Pacific FRIEND -- Rainfall Intensity Duration Frequency (IDF) Analysis for the Asia Pacific Region*, ed. by Daniell, T.M., Tabios, G.Q. III, IHP-VII Technical Documents in Hydrology No. 2, 12-22, Regional Steering Committee for Southeast Asia and the Pacific, UNESCO Office, Jakarta, 2008. 32-52.
- Touaibia, B. (2004)** Manuel pratique d'hydrologie. Edition Madani. Blida. Algérie. 166p.
- Touaïbia B., Ould Amara A., Dernouni F, Rekik B. (2004)** Contribution à la détermination des courbes Intensité-Durée-Fréquence dans la région de Tipaza en Algérie. Colloque International de l'ENSH « Eau & Environnement. CMEE'2004». Alger. 148-157.
- Tyagi, J.V., Mishra, S.K., Singh, R., Singh, V.P. (2008)** SCS-CN based time-distributed sediment yield model. *J. Hydrol.*, 352, 388-403.
- Uhlenbrook, S., Seibert, J., Leibundgut, C., Rodhe, A. (1999)** Prediction uncertainty of conceptual rainfallrunoff models caused by problems in identifying model parameters and structure. *J. Hydrol. Sci.*, 44(5), 779-797.
- Van de Vyver, H., Demarée, G. R. (2010)** Construction of Intensity-Duration-Frequency (IDF) curves for precipitation at Lubumbashi, Congo, under the hypothesis of inadequate data. *J. Sci. Hydrol.* 55(4), 555-564.
- Veneziano, D., Lepore, C., Langousis, A., Furcolo, P-L. (2007)** Marginal methods of IDF estimation in Scalling and non-scaling rainfall. *Water Resour. Res.*, 43, W10418. doi:10.1029/2007WR006040.
- Vogel, R. M., Fennessey, N. M. (1993)** L Moment diagrams should replace product moment diagrams. *Water Resour.Res.*, 29(6), 1745-1752. doi:10.1029/93WR00341
- Wagner, T., Wheeler, H.S. (2006)** Parameter estimation and regionalization for continuous rainfall-runoff models including uncertainty. *J. hydrol.*, 320, 132-154.
- Willems, P. (2000)** Compound intensity/duration/frequency-relationships of extreme precipitation for two seasons and two storm types. *J. hydrol.* 233, 189 – 205.
- Zealand, C.M., Burn, D.H., Simonovic, S.P. (1999)** Short term streamflow forecasting using artificial neural networks. *J. Hydrol*, 214, 32-48.