

Ecole Nationale Supérieure Agronomique El Harrach Alger
Mémoire pour obtenir magister en sciences agronomiques
Discipline :Hydraulique agricole

Etude de crues et localisation des zones inondables

Présentée par :

BENMANSOUR Nadir

M.DECHEMI Nouredine, Professeur ENSP Directeur de mémoire
08 juillet 2009

Jury : M.AIDAOUI Abdallah, Professeur ENSA Président M.CHABACA Mohamed Nacer, M.C. ENSA
Examineur M.SEMAR Ahcen, Dr. ENSA Examineur

Table des matières

Remerciements : . . .	5
ص خ لم . . .	6
Résumé : . . .	7
Summary : . . .	8
Liste des abréviations : . . .	9
Introduction générale . . .	10
Introduction générale au contexte et objectif de la thèse . . .	16
Chapitre I : Caractérisation du bassin versant de la Mekerra . . .	16
I.1 Caractéristiques du bassin versant de la Mekerra . . .	16
Partie 1 : Modélisation hydrologique du bassin versant de la Mekerra (zone de production et de transfert) . . .	29
Chapitre II : Généralités sur les Processus Hydrologiques et leur Modélisation . . .	29
II.1 Introduction . . .	29
II.2 Les méthodes statistiques de prédétermination des débits de crues . . .	30
II.3 La compréhension des processus hydrologiques une nécessité pour la modélisation déterministe . . .	31
Chapitre III : Description des concepts et des outils utilisés pour la modélisation distribué du bassin de la Mekerra . . .	47
III.1 Introduction . . .	47
III.2 Les données de précipitations . . .	48
III.3 Vue d'ensemble du SIG . . .	49
III.4 Présentation du logiciel HEC HMS (U.S. Army Corps of Engineers) . . .	50
III.5 Description du fonctionnement du HEC HMS . . .	53
III.6 Le cadre de modélisation . . .	63
III.7 Description du modèle utilisé . . .	64
Chapitre IV :Modélisation distribuée du bassin de la Mekerra sous HEC HMS . . .	68
IV.1 Introduction . . .	68
IV.3 Sélection des évènements . . .	69
IV.4 Présentation des évènements . . .	72
IV.5 Discussions des résultats . . .	78
IV.6 Conclusion . . .	79
Partie 2 :Cartographie de la zone inondable au niveau de la ville de Sidi Bel Abbès et impact des aménagements adoptés pour sa protection sur l'extension de cette zone . . .	80
Introduction . . .	80
Chapitre -V- : formulation pour la conception du hyétogramme et de l'hydrogramme de projet . . .	81
V.1 Introduction . . .	81
V.2 Définition de l'aléa . . .	81
V.3 Analyse critique des pratiques techniques conventionnelles . . .	81
V.4 Rappels sur l'approche QdF . . .	83
V.5 L'analyse QdF pour la construction d'hydrogrammes de projet . . .	85
V.6 Conception du hyétogramme de projet . . .	86

V.7 La modélisation déterministe pour l'estimation de l'hydrogramme de crue ..	87
V.8 Concepts de base du fonctionnement des grands ouvrages de protection contre les inondations ..	89
Chapitre VI : étude hydrologique et conception de l'hydrogramme de projet ..	92
VI.1 Introduction ..	92
VI.2 L'étude hydrologique ..	92
Chapitre -VII-: modélisation hydraulique de l'oued Mekerra sur le tronçon passant par la ville Sidi Bel Abbès. ..	114
VII.1 Introduction ..	114
VII.2 Etat de l'art ..	114
VII.3 Présentation du HEC RAS ..	116
VII.4 Un MNT TIN plutôt qu'un MNT raster ..	118
VII.5. Préparation des données topographiques pour le HEC RAS ..	119
VII.6 Tracé de la zone inondable ..	124
Conclusion générale ..	127
Références bibliographiques: ..	130
Annexe : ..	134
Annexe 1 : ..	134
Annexe 2: ..	134
Annexe 3: ..	135
Annexe 4: ..	136
Annexe 5: ..	137
Annexe 6: ..	138
Annexe 7: ..	143
Annexe 8: ..	145

Remerciements :

Au terme de ce travail, je remercie Allah le tout Puissant qui m'a donné la force, la patience ainsi que le courage afin de parvenir à terminer ce travail.

Je tiens à remercier mon Directeur de mémoire de magister Monsieur **N. Dechemi** Professeur à l'Ecole Nationale Polytechnique (ENP) de m'avoir intégré dans son équipe de recherche (GesTop), d'accepter la direction de ce mémoire, de m'avoir encadré, il a été pour moi un enseignant privilégié de par sa gentillesse, son expérience, je le remercie pour sa rigueur, ses encouragements ainsi que pour ses critiques et conseils constructifs pour aboutir à ce travail.

Je remercie aussi Monsieur le Professeur **A. Aidaoui**, non seulement parce qu'il a accepté de présider mon jury de soutenance mais pour tout ce qu'il a fait pour la réussite de la promotion de post-graduation hydraulique agricole (2006-2007), il mérite tous les remerciements.

Mes remerciements vont aussi à Monsieur **M.N. Chabaca** et monsieur **A. Semar** pour avoir accepté d'examiner ce travail.

Mes remerciements s'adressent également à :

- Toute la famille de spécialité Hydraulique Agricole (Enseignants, Etudiants et Bibliothécaires) ;
- À tous les représentants des institutions qui m'ont aidé dans la procuration des données et informations nécessaires à l'élaboration de ce travail (ANRH, INTC, DHW Sidi Bel Abbès, Ministère des ressources hydriques, INRA) ;
- Je remercie Mustapha, Amine et El Hadj pour leur aide précieuse dans le SIG ;
- Je remercie Omar et son soutien dans tous ce qui est procuration de logiciels informatiques ;
- Je remercie Monsieur Bermad Dr. A l'ENP pour toute ces critiques constructives.

En fin je remercie toute personne ayant contribué de près ou de loin dans l'élaboration de ce mémoire.

ص خ لم

إن هذا العمل يندرج ضمن الإمكانية العامة لتحديد و تمييز عاقبة الفيضانات، و بالضبط هذه الدراسة تهدف إلى إعطاء المنهجية التي يمكن إتباعها قصد تكييف مختلف الوسائل لمكافحة الفيضانات.

إن الجزائر تبذل جهودا جبارة في إطار التهيئة الهيدروتقنية لمكافحة الفيضانات و لكنها لا تتوقع تحديد دقيق للمناطق التي هي عرضة لها قصد التخطيط لتهيئة المحيط بطريقة عقلانية و بدون أخطار جسيمة. وفي هذا الصدد يمكن القول أن زيادة مخاطر الفيضانات يتأتى أساسا من تطوير الذبيج العمراني في المناطق التي هي عرضة لها. أنه من الأجدر أن يتم تحديد مشكل الفيضانات بغية التخطيط للتممية العمرانية مستقبلا.

إن هذا العمل يعطي منهجية و لصفة المعمار و لمراحل المتبعة و كذا مختلف لمتغيرات التي يجب دراستها قصد تحديد المناطق المعرضة للفيضانات. تم تطبيق هذه المنهجية على وادي مكرة و الذي يعرف حوادث متكررة من هذا النوع أين أقيمت عدة منشآت لمحاربة هذه الظاهرة.

Résumé :

Ce travail de mémoire s'inscrit dans la problématique générale de la caractérisation de l'aléa inondation. Plus précisément, cette étude cherche à donner une méthodologie qui peut être suivie pour adapter les différents moyens de lutte contre les inondations.

L'Algérie est en train de consentir des efforts considérables dans les aménagements hydrotechniques pour la lutte. Mais ne prévoit pas une identification précise des zones vulnérables afin de planifier un aménagement du territoire réfléchi et sans grands risques. En effet, l'augmentation du risque d'inondation provient surtout du développement des agglomérations dans des secteurs beaucoup plus vulnérables et il serait plus judicieux de caractériser l'aléa inondation pour mieux planifier les développements urbains futurs.

Ce travail donne une méthodologie en décrivant le cheminement des étapes à suivre et les différents paramètres à étudier pour caractériser les zones inondables. Ceci appliqué à l'oued Mekerra qui connaît des crues extrêmes à répétition et où des aménagements de lutte ont été mis en place.

Summary :

This research work fits into the general problematic of the identification of flood risks, more precisely; this work tries to provide a methodology that may be followed to adapt several measures that aims to prevent and fight against floods.

Algeria is making great efforts in the hydro technical arrangement to prevent floods; however, it doesn't plan to proceed to a precise identification of the vulnerable areas in order to arrange the spatial planning and the preparation of such territories and avoid risks.

In fact, the growth of risky floods comes from the increasing number of agglomerations in some sectors that are vulnerable and then it would be more judicious to identify the floods risks for a better planning of the future urban development.

This research work gives a methodology describing the advancement of steps to be followed and the different parameters to be studied in order to identify and characterize the areas liable to flooding. This is applied to 'Oued Mekerra' which knows severe and repetitive floods and where arrangements to prevent and fight against flooding have been put in place.

Mots clés:

inondations, modélisation hydrologique, modélisation hydraulique, cartographie, SIG, hydrogramme de crue, Mekerra, karst, risque, aléa, aménagement hydrotechnique

Liste des abréviations :

- **ANRH** : Agence Nationale des Ressources Hydriques
- **BNEDER** : Bureau National pour le Développement Rural
- **CN** : Curve Number
- **DHW** : Direction hydraulique de Wilaya
- **DSS** : Data Storage System
- **ESRI** : Environmental Systems of Recherche Institut
- **ETP** : EvapoTranspiration Potentielle
- **GPS** : Global Positioning System
- **HEC HMS** : Hydrologic Engineering Center's Hydrologic Modeling System
- **HEC RAS** : Hydrologic Engineering Center's River Analysis System
- **HSMF** : Hydrogramme Synthétique Mono Fréquence
- **IDF** : Intensité Durée Fréquence
- **INRA** : Institut National de Recherche Agronomique
- **IPA** : L'Indice de Précipitations Antérieures
- **MNT** : Modèle Numérique de Terrain
- **NGA** : Nivellement Générale de l'Algérie
- **OPS** : Organisations Pelliculaires Superficielles
- **Pe** : Précipitation excessive
- **QdF** : Débit-durée-Fréquence
- **RN** : Route Nationale
- **S** : Surface
- **SCS** : Soil Conservation Service
- **SIG** : Système d'Information Géographique
- **TIN** : Trianglar Irregular Network
- **UTM** : Universal transverse Mercator
- **WGS** : World Geodetic System

Introduction générale

La gestion de l'eau est d'une importance capitale dans le développement de l'occupation du territoire : elle pose des problèmes d'usage, de pénurie et d'inondation. Les inondations sont à l'origine de plus de 80% des catastrophes naturelles enregistrés dans le monde entre 1995 et 2005 (Selon l'Institut international de l'eau de Stockholm) et ils ont affecté en moyenne 66 millions de personnes par an entre 1973 et 1997 et de ce fait, ce sont les catastrophes naturelles qui produisent le plus de dégâts.

Une directive européenne (2007/60/CE) définit l' « inondation » comme suit : « submersion temporaire par l'eau de terres qui ne sont pas submergées en temps normal. Cette notion recouvre les inondations dues aux crues des rivières, des torrents de montagne et des cours d'eau intermittents méditerranéens ainsi que les inondations dues à la mer dans les zones côtières et elle peut exclure les inondations dues aux réseaux d'égouts ».

Il y a dans la littérature plusieurs autres définitions dont une plus simplifiée :

« Le terme **inondation** fait traditionnellement référence au débordement d'un cours d'eau , le plus souvent en crue , qui submerge les terrains voisins. Il est souvent étendu aux débordements d'ouvrages artificiels tels que retenues ou réseaux d' assainissement ».

Dans les deux définitions le terme « submersion » revient, ce qui induit de façon logique **un risque** de dégâts pour tout ce qui se trouve aux alentours des rives du cours d'eau. De façon classique, l'analyse de ce risque consiste à faire une synthèse entre l'aléa (le phénomène générateur du risque) et la vulnérabilité (les inconvénients potentiels). Alors que l'analyse de la vulnérabilité est du ressort des sciences socio-économiques, l'analyse de l'aléa est du ressort de l'analyse météorologique et de l'analyse hydrologique, l'association de ces deux concepts donne naissance à ce qu'on appelle « la méthode inondabilité ».

En termes clairs, la méthode inondabilité a deux facteurs essentiels qui la régie :

- Le facteur aléa climatique qui crée des épisodes pluviaux intenses.
- D'autre part le facteur vulnérabilité est considérablement augmenté par le fait de la proximité du milieu urbain des cours d'eau ; en effet, depuis des siècles et pour des questions de nécessité l'homme s'est installé à proximité des cours d'eau (alimentation en eau pour les différents besoins). Cette proximité augmente les risques d'exposition aux fortes crues.

La gestion du risque « inondation » peut se décomposer en trois phases (Estupina, 2004):

- La décision d'occuper un territoire constitue la phase préliminaire de la gestion du risque dite phase de prévention. Les méthodes qui conduisent à des modèles de prévention sont essentiellement statistiques, et peuvent être difficiles, voire impossibles, à utiliser lorsque les observations historiques sont absentes ou insuffisamment nombreuses ;
- La phase de gestion de la crise consiste en la surveillance, l'annonce et la prévision d'un événement potentiel de crue afin de minimiser ses conséquences possibles, en agissant sur l'organisation des secours en particulier ;

- L'analyse de l'événement et de ses conséquences, dite analyse post crise, permet d'accroître le retour d'expérience et d'enrichir ainsi les deux premières phases de la gestion du risque.



Figure 1: Risques d'inondations.

Dans ce travail, on va s'intéresser aux inondations causées par le débordement d'un cours d'eau, ce type d'inondations se produit comme nous l'avons cité le plus souvent en crue. Ces crues peuvent être classifiées en trois types :

- crues lentes : suivant généralement une longue période pluvieuse ;
- le deuxième type qui est considéré des plus dévastateurs et qu'on appelle : les « crues éclair » (fait l'objet de nos investigations) ;
- le troisième type qu'on ne retrouve que très rarement est les inondations marines (Tsunami ...).

Estupina (2004) définit une crue éclair comme suit : « la terminologie de crue éclair rassemble un ensemble de crues caractérisées par leurs évolutions et leurs conséquences : il s'agit de crues difficilement prévisibles qui font suite à de violentes pluies localisées, dont l'évolution est soudaine et de courte durée et dont les impacts humains et socio économiques sont lourds de conséquences. Cependant, les nombreux exemples de crues éclair survenues dans le passé laissent supposer que différents processus physiques peuvent générer, dans différentes conditions, des crues qui seront toutes éclair ». Cette dernière phrase nous renseigne sur le caractère complexe des phénomènes rentrants dans la genèse de ce type de crue, ce qui rend leur étude délicate !

Une grande part du territoire national est souvent soumise aux crues éclair (multiplicité des régions et des périodes), rien qu'entre 1975 et 2000 Lahlah (2001) dénombre pas moins de 305 morts et 250 blessés, rajouté à cela un nombre important de familles sinistrées (30 000 familles) (ceci sans compter les dernières années qui à notre avis ont été beaucoup plus lourdes en dégâts humains et matériels). Après les inondations qu'a connu Bab El Oued et plusieurs localités de l'Algérois en novembre 2003, les autorités algériennes ont décidé de faire un pas pour lutter contre ces phénomènes catastrophiques ; ils ont adopté

pour cela une législation spécifique dont les différents articles sont portés dans la loi relative à l'eau N°05/12 du 04 aout 2005 Chapitre 5 de la prévention contre les risques d'inondation (voir annexe 1).

La région de Sidi Bel Abbès (Ouest Algérien) se trouve parmi les régions les plus exposées à ce genre d'évènements catastrophiques, ceci est dû aux crues de grande importance que connaît l'oued Mekerra qui traverse plusieurs localités, pour cette raison les autorités algériennes ont dû mettre en place des moyens de lutte pour protégé cette région. C'est là l'une des raisons pour laquelle nous avons choisie cette région pour discuter des différents moyens de lutte mis en place.

Le tableau 1 suivant revient sur l'historique de ces évènements vécu par la région de Sidi Bel Abbès.

Tableau 1: Statistique des inondations dans wilaya de Sidi Bel Abbès des vingt dernières années. (Borsali et al, 2005)

lieu et date	superficie inondée	victimes humaines
Ain El Berd 1978	160 ha	32
Ben Badis 1980	24 ha	40
Boukhanifis 1986	10 ha	20
Sidi Bel Abbès 1990	Inestimée	731
Sidi Bel Abbès 1994	Inestimée	130
Telagh	Inestimée	-
Sidi Bel Abbès	Inestimée	24
Boukhanifis	Inestimée	-
Sidi lahcen	Inestimée	-
Hassi Zahana	Inestimée	1
Hassi Dahou	Inestimée	70
Oued Sefioun	Inestimée	-
Shamadouche 1994	Inestimée	-
Ain El Berd	-	-
Mekedra	-	1



Figure 2: Glissement de terrain suite aux inondations d'Octobre 1994

D'après Borsali et al (2005), les réponses dévastatrices du bassin de la Mekerra aux averses sont dues aux caractéristiques morphologiques de celui-ci :

- Forme particulièrement allongée du bassin de la Mekerra d'où un temps de concentration très réduit.

- Rétrécissement de la section de l'oued au niveau de certains tronçons et ouvrages (Ponts).
- Obstruction quasi-total de la section de l'oued par des sédiments charriés et déposés par les crues antérieures.

Face à ce risque, le traitement de la problématique des crues de l'oued Mekerra a fait l'objet de deux opérations d'études confiées à des moyens nationaux et ayant abouti à la formulation de proposition d'aménagement. En effet, les aménagements préconisés et adoptés ont porté essentiellement sur :

- L'oued Mouzen avec une zone d'épandage d'une capacité de 2 millions de m^3 ,
- Et l'oued Mellah avec une zone d'épandage de 2.4 millions de m^3 (figure 4);



Figure 3: Déviation canal sud de l'oued Mekerra.



Figure 4: Zone d'épandage et ouvrage d'écrêtement.

Ces trois variantes sont destinées à la protection de la ville de Sidi Bel Abbès contre un débit d'une période de retour de dix ans et constitue de ce fait une protection à court terme. La variante la plus importante qui a été adoptée et qui constitue le plus important ouvrage de protection à moyen et long terme, est la création d'un barrage écrêteur de crue depuis l'amont de Sidi Bel Abbès ; il s'agit d'un barrage censé protéger la ville d'un débit d'une période de retour de 100 ans. C'est le barrage d'écrêtement Tabia, il a une capacité de 25 millions de m^3 pour un débit de restitution de $100 m^3/s$. D'autres mesures ont été prises, nous pouvons citer :

- Reprofilage de l'oued par élimination des méandres dans la zone comprise entre Boukhanifis et Sidi Bel Abbès ;
- La protection civile de la Wilaya est impliquée dans ce dispositif de lutte contre les inondations de la ville par la mise en œuvre d'un système de prévention et d'action contre les inondations ;
- Identifications des moyens matériels nécessaires disponibles au niveau des entreprises en cas d'intervention ;
- Réalisation d'un modèle mathématique capable de représenter la propagation d'une onde de crue de stockage et l'amortissement dans les champs d'inondation. Elle a permis ainsi de préciser :
 1. Les capacités actuelles du lit avant le débordement au niveau des différents tronçons ;
 2. Les niveaux des crues dans la plaine ;
 3. Les vitesses d'écoulements ;
 4. L'importance de l'amortissement dans la plaine en amont de la ville de Sidi Bel Abbès.

Théoriquement ces mesures protégeront la ville de Sidi Bel Abbès contre les crues dévastatrices comme celles qu'elle a connue dans le passé. Cependant, le barrage Tabia n'est qu'au commencement de sa réalisation et le risque de voir déferler une crue plus importante qu'une crue décennale reste omniprésent et ce jusqu'à l'achèvement de l'ouvrage. Une dernière mesure a été décidée pour prévenir d'éventuelles crues survenant pendant la période de réalisation du barrage, il s'agit de la conception d'un modèle hydrologique permettant une prévision opérationnelle visant à anticiper l'avènement d'une crue importante (anticipation de quelques heures qui donnera un temps d'avance aux éventuelles opérations de secours). Une grande partie de notre travail sera consacrée à cette énième mesure. On aura notamment à étudier la faisabilité de la construction d'un modèle en fonction des données disponibles.

Dans la seconde partie de notre travail nous nous intéresserons à l'étude de la vulnérabilité de la ville de Sidi Bel Abbès. Cette vulnérabilité sera étudiée dans un premier temps en omettant les grands aménagements hydrauliques mis en place pour la protection de la ville. Suite à cela nous allons incorporer dans notre étude les principaux aménagements adoptés pour étudier justement leurs impacts en matière de lutte contre les crues de fréquences de retours rares.

En définitif, ce travail de mémoire s'inscrit dans une démarche à la fois **descriptive, théorique et méthodologique** ; il sera divisé en deux grandes parties qui précéderont un chapitre où sera caractérisé le bassin versant de la Mekerra (**chapitre -I-**). La première partie s'intéressera à l'étude de l'intégration d'un moyen d'annonce de la crue dans le schéma de protection de la ville contre la crue (figure 1), cette partie sera abordée en quatre (04) grands chapitres :

- **Chapitre -II-** : Généralités sur les Processus Hydrologiques et leur Modélisation
- **Chapitre -III-** : Description des concepts et des outils utilisés pour la modélisation distribuée du bassin de la Mekerra.
- **Chapitre -IV-** : Modélisation distribuée du bassin versant de la Mekerra sous HEC HMS.

La seconde partie traitera du moyen de lutte le plus important qui concerne la prévention et qui consiste à définir l'aménagement du territoire. Nous traiterons à travers elle des différents

moyens et techniques d'aménagements à savoir la cartographie des zones inondables et les aménagements hydrotechniques qui visent à diminuer de son extension. Elle sera scindée en une introduction suivit de trois (03) chapitres:

- **Chapitre -V-**: Formulation pour la conception du hyétogramme et de l'hydrogramme de projet.
- **Chapitre -VI-** : Etude hydrologique et conception de l'hydrogramme de projet.
- **Chapitre -VII-**: Modélisation hydraulique de l'oued Mekerra sur le tronçon passant par la ville Sidi Bel Abbès.

Nous finirons notre travail avec une conclusion générale portant sur le traitement des deux parties précitées.

Introduction générale au contexte et objectif de la thèse

Chapitre I : Caractérisation du bassin versant de la Mekerra

I.1 Caractéristiques du bassin versant de la Mekerra

De par ses caractéristiques morphologiques, géologiques et son régime pluvial extrême, le bassin versant de la Mekerra est soumis à de graves événements extrêmes. Dans ce chapitre nous allons étudier les paramètres physiques et morphologiques du bassin versant de la Mekerra qui jouent un rôle déterminant dans le développement des crues de l'oued Mekerra et ses affluents dont les effets se traduisent le plus souvent par des inondations périodiques d'une bonne partie de la plaine de Sidi Bel Abbès.

I.1.1 Le contexte géographique

- La localisation

Le bassin versant de l'oued Mekerra est situé au Nord Ouest du territoire algérien, il fait partie du bassin de la Macta (bassin versant ANRH N°11). Il prend son origine dans les hautes vallées de la steppe au Sud de Ras El Ma à une côte avoisinant les 1450 m. La côte moyenne de Sidi Bel Abbés est d'environ 480 m. La superficie de son bassin versant au niveau de la ville de Sidi Bel Abbés est d'environ 3 000 km².

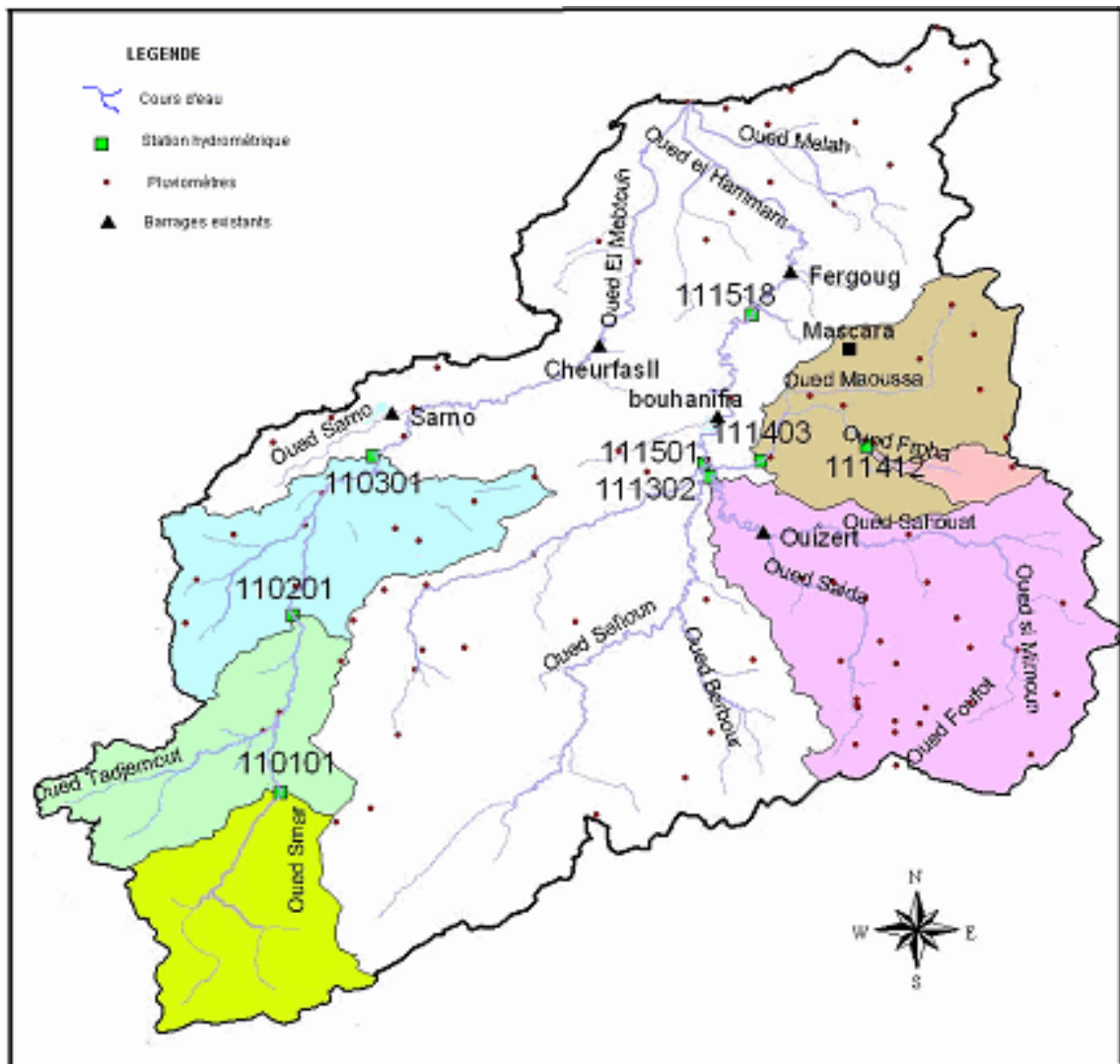


Figure 5: Situation géographique du bassin versant de la Mekerra.

Le climat

C'est un facteur important qui conditionne l'hydrographie ; le bassin de l'oued Mekerra subit les influences maritimes au Nord et saharienne au sud ; l'influence saharienne est toute fois prépondérante. On distingue d'une façon générale une saison sèche (l'été avec une moyenne des températures maximales de 35°C) et une saison humide avec une moyenne de température minimale de 0.2°C. Du Tell au littoral on peut dire que le bassin de la Mekerra a un climat semi aride. Les vents dominants sont du Nord-Ouest ; ils soufflent en toute saison pendant 10 à 15 jours par mois ; le sirocco souffle environ 15 jours par mois lors des mois d'été (Hallouche, 2007).

I.1.2 Le réseau hydrographique

L'oued Mekerra draine une superficie totale de 3000 km² sur un talweg d'environ 134 km, depuis les hautes vallées de la steppe au Sud de Ras El Ma jusqu'à la ville Sidi Bel Abbès. Le réseau hydrographique est composé par de nombreux affluents. Le tableau 2 illustre le classement du réseau hydrographique de l'oued Mekerra obtenu à partir des

cartes topographiques au 1 / 50 000 qui ont servi de base pour reproduire le chevelu hydrographique et la figure 5 donne un aperçu générale de celui-ci, il est à remarquer qu'il est très développé, mais représenté fréquemment par des cours d'eau temporaires. Les oueds sont alimentés par des précipitations et par des sources dont la plus importante est Ain – Skhouna.

Tableau 2: Classification du réseau hydrographique (Hallouche, 2007)

Ordre	1	2	3	4	5	6	Total
Nombre	280	59	20	6	2	1	358
Longueur(m)	2454	812	380	138	69	34	3887

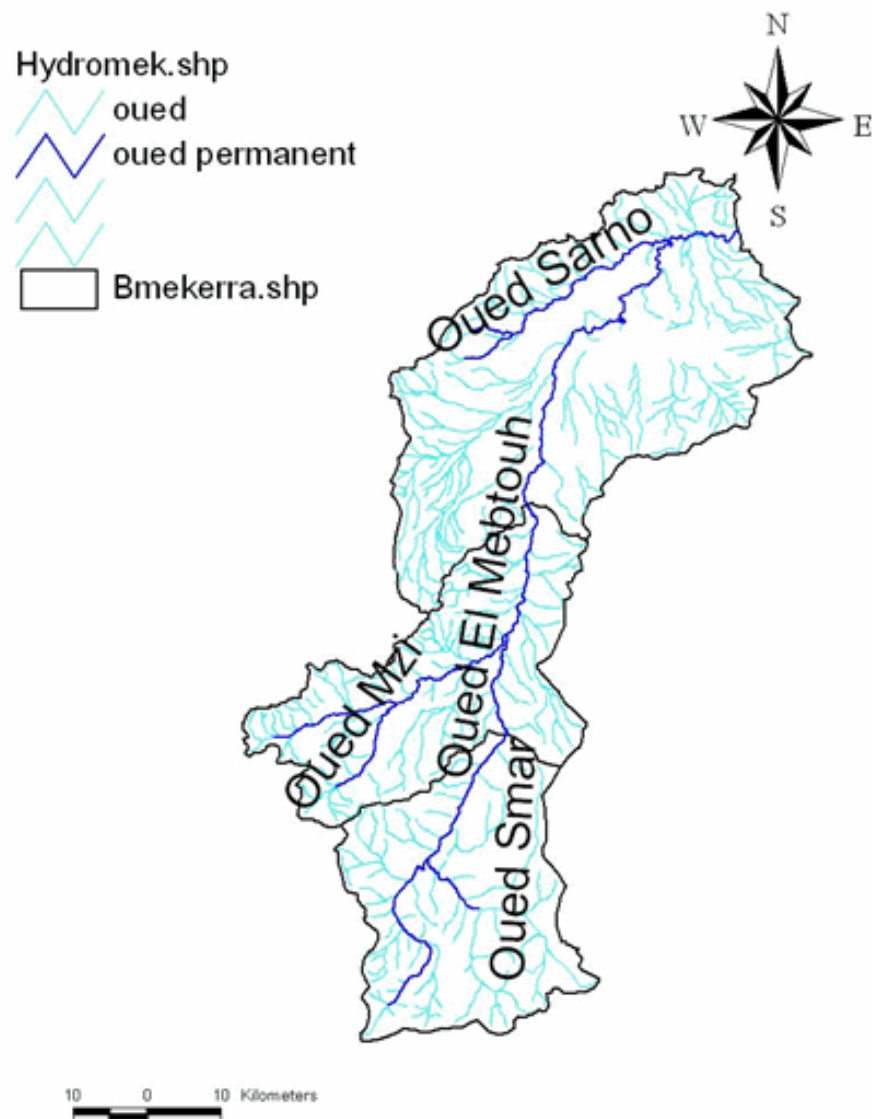


Figure 6: Chevelu hydrographique du bassin versant de la Mekerra.

I.1.3 L'occupation du territoire

L'urbanisation du bassin versant est faible, concentrée autour des petites villes (Ras El Ma, El Haçaiba, Moulay Slissen, Boukhanéfis, Sidi Khaled, Sidi Lahcen), implantée le long de l'oued Mekerra.

Seule une partie du bassin versant est occupée par les forêts (20%) principalement au niveau des massifs montagneux de la région comprise entre Haçaiba et Moulay Slissen et peut s'étendre jusqu'à Sidi Ali Ben Youb, ainsi qu'en périphérie du bassin, dans les zones collinaires non cultivables. Cette couverture forestière n'assure qu'une très faible protection des sols vis-à-vis de l'érosion. La figure 6 donne un aperçu général de l'occupation des sols dans le bassin.

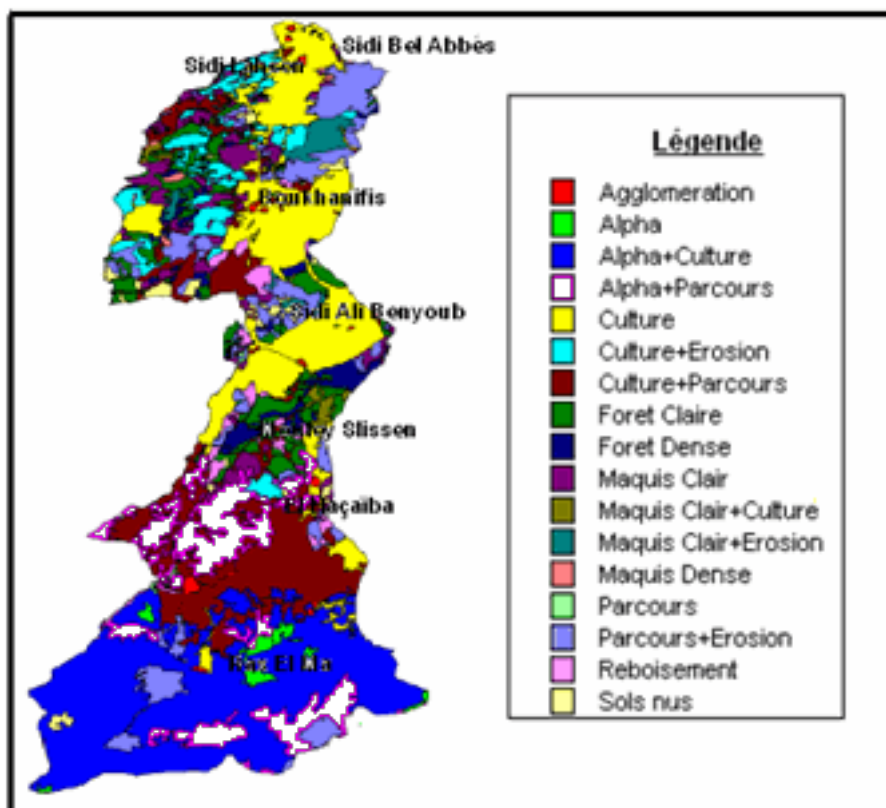


Figure 7: Carte d'occupation des sols du bassin versant de l'oued Mekerra (BNEDER, 1979).

I.1.4 Les entités géographiques

Le bassin versant a une forme allongée du Sud au Nord (Figure 8). La superficie du bassin est à 50% située à une côte dépassant les 1000 m. La pente moyenne de l'oued jusqu'à Sidi Ali Ben Youb est d'environ 1 à 1,5%. Elle n'est plus que de 3 à 8 ‰ entre Boukhanéfis et Sidi Bel Abbès.

Du point de vue géomorphologique, le bassin versant de l'oued Mekerra peut être subdivisé en trois parties :

I.1.5 Organisation et fonctionnement du bassin versant de la Mekerra (Hallouche, 2007)

Le bassin versant constitue l'unité morphologique principale, qui structure et cloisonne les paysages et donne le cadre privilégié de l'analyse hydrogéomorphologique. Son organisation conditionne d'une certaine manière le déroulement des crues. D'une manière générale, le bassin versant de l'oued Mekerra peut être schématisé en trois (03) grandes sections en fonction de leur rôle hydrologique comme cela est illustré dans la figure 8 :

- Zone de production appelée aussi de réception ;
- Zone de transfert ;
- Zone d'expansion.

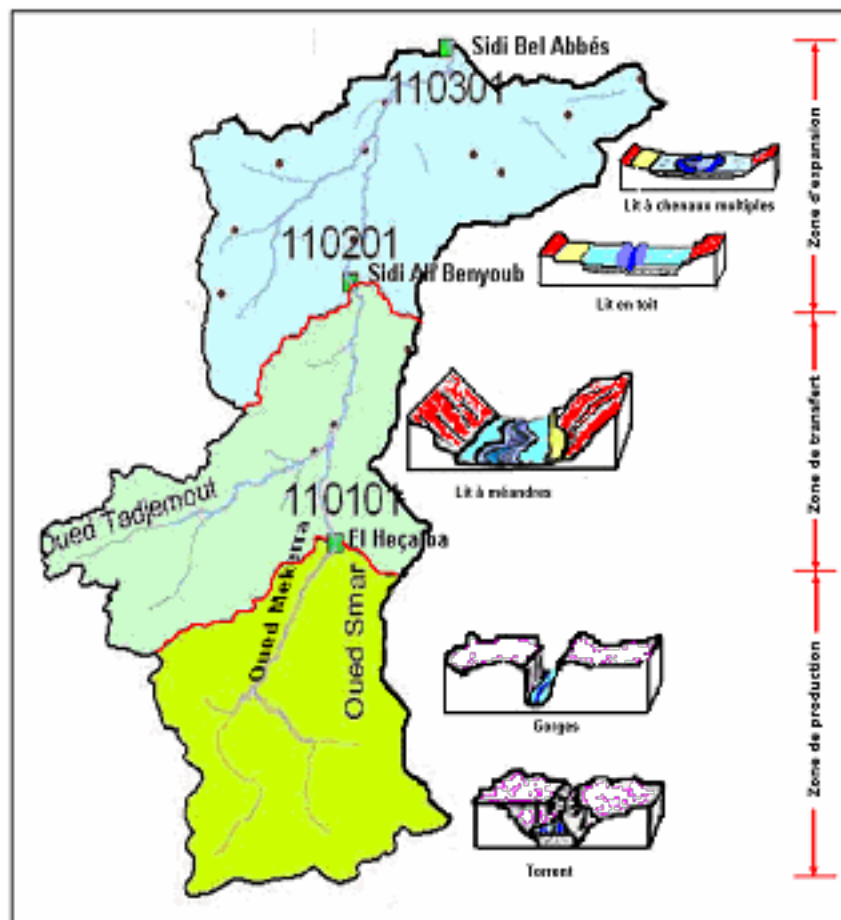


Figure 8: Organisation hydrogéomorphologique du bassin de l'oued de la Mekerra (Hallouche, 2007).

1.1.5.1 Zone de réception ou de production des crues

Cette zone est comprise entre la source de l'oued et Mouley Slissen, elle correspond à la partie supérieure montagneuse du bassin versant, où se forment généralement les crues en réponse à des précipitations intenses. Elle présente une forme allongée Sud – Nord, fonction de l'organisation du réseau hydrographique. Celui – ci est particulièrement dense et composé d'oueds intermittents et de ravins drainant des vallons encaissés, qui confluent vers la vallée principale plus large. Les versants et les talwegs présentent des pentes fortes (donc un coefficient de ruissellement important) et la couverture pédologique est peu

épaisse. Soumise à une érosion intense, la zone de production des crues fournit l'essentiel de la charge solide transportée par le cours d'eau. Cette zone peut être divisée en deux sous tronçons : - On peut considérer que la principale zone de production des crues s'étend au Sud de Ras El Ma jusqu'à la station de Titen Yahia : elle est alors constituée par les vastes surface des hauts plateaux, où les pentes moyennes à faibles ne compensent pas la fragilité du sol et sa sensibilité à l'érosion. Les oueds qui forment des torrents incisent ces surfaces régulières de talwegs profondément marqués, aux zones inondables bien délimitées. - En aval de Titen Yahia, la vallée de la Mekerra pénètre dans des massifs montagneux, et ce sous tronçon assure la transition avec la zone de transfert qui débute à Mouley Slissen : la densité du réseau hydrographique diminue légèrement, et la Mekerra reçoit moins d'affluents, tandis que sa vallée s'encaisse dans les massifs calcaires (figure 9).



Figure 9: Configuration schématique de l'oued Mekerra dans la zone de production.

Sur ce secteur, l'oued Mekerra présente une vallée large, sans véritables champs d'expansion de crues. La localité de Ras El Ma est la principale zone à enjeu sur ce tronçon, où sont déjà survenues de grandes inondations (Octobre 2002 et Avril 2007).

I.1.5.2 Zone de transfert : de Mouley Slissen à Boukhanéfis

Le bassin de réception est relayé par une section de gorges, qui assure le transfert des débits liquides et solides vers l'aval du bassin versant. Sur ce tronçon, la plaine s'organise et les différents lits s'individualisent et l'oued principal présente un chenal unique qui méandre au fond de la vallée au sein d'une petite plaine alluviale étroite et encaissée dominée par les versants rocheux. La diminution de pente permet le dépôt d'une partie de la charge solide, dépôts qui peuvent être repris lors des crues. Lors de ruptures de pentes fortes, l'oued Mekerra décrit des sinuosités en cherchant à dissiper son excès d'énergie. C'est sur ces tronçons qu'on peut rencontrer les dynamismes érosifs les plus intenses : les berges de l'oued sont particulièrement instables et soumises à des érosions latérales importantes au niveau des méandres (figure 10). L'incision verticale est limitée, puisque les formations les plus résistantes affleurent dans le lit mineur.



Figure 10: Configuration schématique de l'oued Mekerra dans la zone de transfert.

Au niveau de Sidi Ali Ben Youb, l'oued quitte les massifs montagneux et poursuit son cheminement jusqu'à Boukhanéfis qui fait partie de la zone de transfert puisque la Mekerra est très encaissée dans d'anciens sédiments, et la vallée conserve ainsi son profil en gorges.

I.1.5.3 Zone d'expansion des crues : de Boukhanéfis à Sidi Bel Abbès

C'est la zone la plus exposée aux effets des inondations périodiques dont les conséquences sont catastrophiques. Ce secteur est situé à l'aval de Boukhanéfis, où la vallée change brutalement de forme : la vallée encaissée et étroite s'ouvre très rapidement, un lit majeur se met en place, tandis que l'encaissement général par rapport à l'encaissement se réduit. C'est à partir de la localité de Boukhanéfis que commence la vraie plaine alluviale de la Mekerra, qui constitue un vaste champ d'épandage de crues. Cette plaine est une vaste zone d'expansion des crues de la Mekerra très ancienne, puisqu'on y trouve plusieurs niveaux alluviaux étagés. Sa largeur atteint généralement plusieurs centaines de mètres et peut atteindre 3 kilomètres par endroits. Elle s'étend jusqu'à Sidi Bel Abbès, où elle est fermée par des collines de marnes et de grès Miocène (lieu dit le Rocher). Dans cette plaine, la dynamique des écoulements est liée aux faibles pentes transversales, qui divergent à partir du lit mineur : celui-ci est perché au-dessus du lit majeur, dans une configuration de lit en toit. Cette plaine n'est donc pas inondée uniformément sur toute sa largeur par chaque crue, les eaux débordant du lit mineur s'écoulant dans le lit majeur dans les chenaux plus ou moins marqués, mais toujours de faibles profondeurs (inférieurs à 1 m).

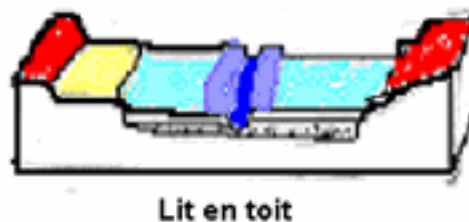


Figure 11: Configuration schématique de lit en toit dans la zone d'expansion

La faiblesse de la pente favorise le développement de chenaux multiples (figure 12) et l'accumulation des sédiments, d'où un exhaussement progressif du plancher alluvial, qui explique cette configuration de lit en « toit ».



Figure 12: Configuration schématique de lit à chenaux multiples dans la zone d'expansion

Cette large plaine concentre les enjeux du bassin versant, avec plusieurs localités concernées (Boukhanéfis, Sidi Khaled, Sidi Lahcen et Sidi Bel Abbès). Mise en valeur depuis plusieurs siècles, elle est traversée par des aménagements anthropiques, routes, canaux, voie ferrée ..., qui constituent autant d'obstacles derrière lesquels l'eau peut s'accumuler. Ils délimitent ainsi des casiers d'inondations : l'influence des infrastructures

ferroviaires et routière (RN95) sur l'écoulement des crues rares à exceptionnelles est particulièrement sensible en aval de Sidi Lahcen où la voie ferrée, qui longe la Mekerra à l'amont, s'en écarte pour contourner Sidi Bel Abbès par le Sud, jouant de ce fait un rôle fondamental lors des inondations de la ville en 1986 et 1994, puisqu'elle a guidé les eaux de crues vers les quartiers Sud de la ville.

I.1.6 Caractéristiques hydrologiques de la Mekerra

I.1.6.1 Localisation des stations météorologiques

La figure 12 présente la répartition spatiale des stations de mesures à travers le bassin versant. Comme on peut remarquer, cette répartition se concentre exclusivement à la partie aval du bassin (cette remarque concerne pluviomètres et pluviographes). On peut dire que cette répartition n'est pas très équilibrée puisqu'elle ne recouvre pas uniformément tout le secteur. Un grand intérêt doit être donné à la partie amont qui représente un plus grand intérêt hydrologique.

Les stations hydrométriques se situent à la sortie de chaque zone hydrologique, à savoir :

Hacaiba (11 01 01), Sidi Ali Ben Youb (11 02 01) et Sidi Bel Abbès (11 03 01).

Le tableau 3 représente les caractéristiques de l'ensemble des stations hydrométriques et pluviographiques :

Tableau 3: caractéristiques des stations de mesure sur la Mekerra.

Code ANRH	Nom	Type	Coordonnées (UTM, WGS84)		
			x (m)	y (m)	Altitude (m)
11 01 02	Ras El Ma	pluviographe	697 944	3 819 633	1 115
11 01 01	Hacaiba	pluviographe+hydromètre	703 492	3 841 938	974
-	El Gor	pluviographe	671173	3 837 115	1224
11 03 31	Lamtar	Hydromètre+pluviographe	706 381	3 885 276	552
11 03 34	Taftamane	pluviographe	699 100	3 869 906	705
11 02 01	Sidi Ali Ben Youb	Hydromètre+pluviomètre	706 843	3 872 679	635
11 03 01	Sidi Bel Abbès	pluviographe+hydromètre	717 707	3 903 174	437
11 03 04	Sarno	pluviographe	719 812	3 895 527	502
11 03 22	Tabia	pluviomètre	707 601	3 877 430	632

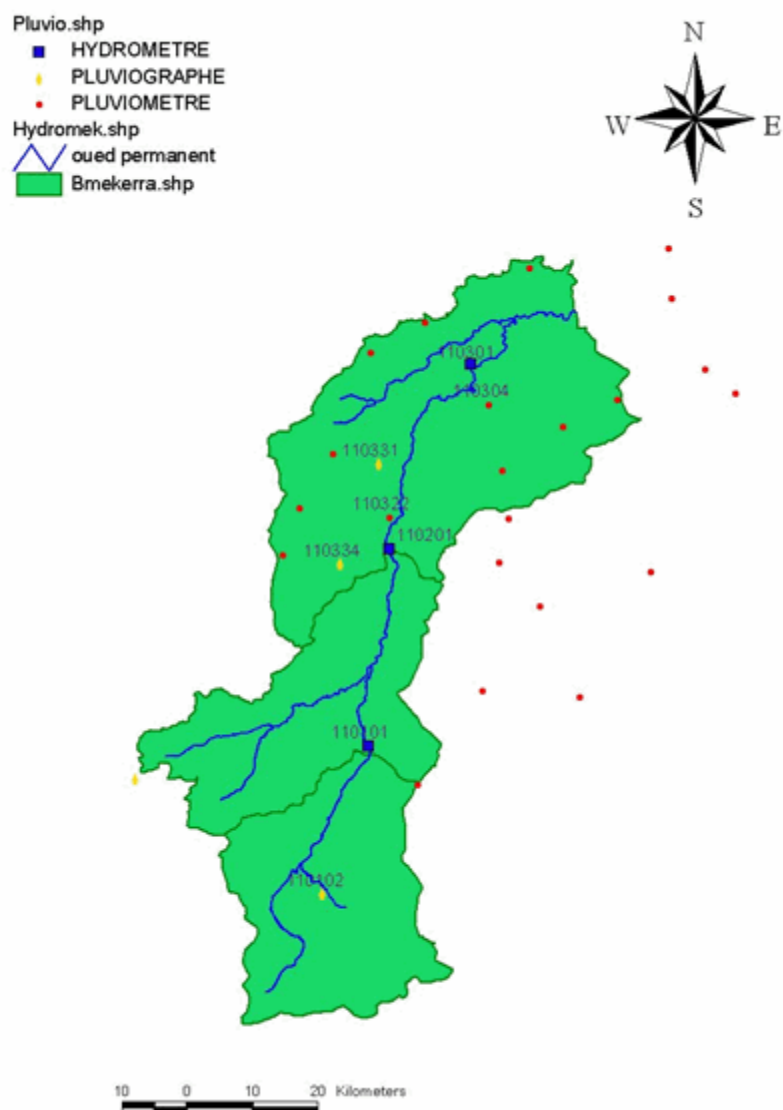


Figure 13 : Répartition spatiale des pluviomètres et pluviographes sur le bassin versant de la Mekerra.

1.1.6.2 La variabilité spatio-temporelle des précipitations

La pluviométrie moyenne annuelle sur le bassin versant de la Mekerra est de 340 mm (une moyenne calculée sur l'enregistrement de dix stations), cette variabilité est illustrée dans la figure suivante, celle-ci représente des relevés pluviométriques journaliers sur six stations couvrant la longueur du bassin.

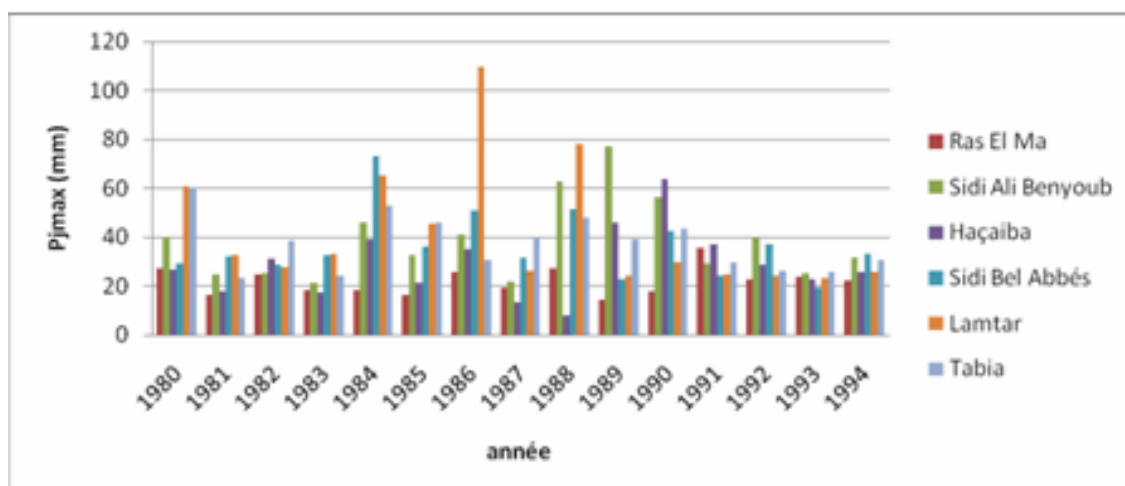


Figure 14: caractéristiques des pluies maxima journalières annuelles (mm) observées sur six pluviomètres du bassin versant de la Mekerra entre 1980 et 1994.

Les pluies maximales journalières peuvent varier entre 120 mm comme cela a été observé à la station de Lamtar (11 03 31) en 1986 jusqu'à la plus petite valeur observée en 1988 pour la station Hacaiba (11 01 01).

La moyenne des pluies maxima annuelles est de l'ordre de 35 mm en 24 h sur l'ensemble du bassin versant de la Mekerra. Pour l'étude de la réponse hydrologique du bassin versant de la Mekerra, des données pluviométriques à pas de temps horaires serviront à la caractérisation des crues.

I.1.6.3 Les débits

Le régime pluvial de la région est à l'origine de fortes variabilités intersaisonnières et interannuelles des débits. Par année et en période d'étiage estivale, le débit est de l'ordre de 0.1 l/s et peut atteindre en aval du bassin plus lors d'épisodes pluvieux intenses 800 m³/h (entre 900 et 1500 m³/h : débit de crue estimé pour une période de retour de 100 à 500 ans).

La réactivité du bassin versant de la Mekerra est extrême et les crues de la Mekerra ont des temps de montée entre 2 et 7 heures (Hallouche, 2007)

I.1.6.4 Les caractéristiques physiques de la Mekerra

Le relief

La répartition des altitudes sur le bassin versant de la Mekerra à Sidi Bel Abbès est représentée par la courbe hypsométrique ci-dessous :

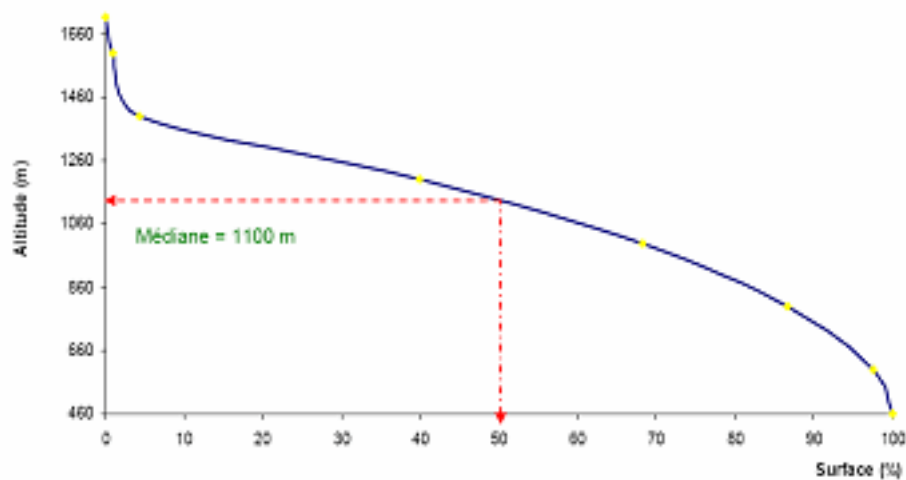


Figure 15: courbe hypsométrique du bassin versant de la Mekerra.

L'altitude moyenne du bassin est de 960 m, avec une altitude minimale à Sidi Bel Abbès de 437 m, et l'altitude maximale à Djebel Ouargla 1714 m.

1.1.6.5 Aperçu géologique et hydrogéologique

Une attention particulière est à accorder à cette partie, en effet, le bassin versant de la Mekerra présente des particularités géologique et hydrogéologique qui comme nous le verrons au « chapitre -V- » peuvent expliquer les réponses hydrologiques en crue disproportionnées par rapport aux caractéristiques de la pluie et du bassin en lui même.

La description des caractéristiques hydrogéologiques de la région n'est étudiée en détail que pour la plaine de Sidi Bel Abbès qui présente un intérêt particulier du fait qu'elle renferme une nappe d'eau exploitable pour les différents secteurs d'alimentation en eau.

Cette région d'étude est caractérisée par la présence de cinq nappes aquifères :

- la plaine alluviale Plio - quaternaire de Sidi Bel Abbès,
- les calcaires et dolomies Jurassico - Crétacés des monts de Sidi Ali Ben Youb,
- les calcaires de Zigyne (Aptien) de la forêt domaniale de Belarbi,
- les calcaires éocènes de Sidi Ali Boussidi
- les grés pliocènes de la forêt de Tenira,

Du fait qu'il n'y a que la deuxième nappe citée ci-dessus qui nous intéresse, on va se limiter à sa description et pas à celle des autres.

Bien que la morphologie de cette nappe n'est pas très bien connue, sur une notice explicative (1978) de la carte hydrogéologique de la plaine de Sidi Bel Abbès il est cité :

Nappe des calcaires et Dolomies jurassico-cretace

Située dans la partie Sud de la plaine de Sidi Bel Abbès, les calcaires et Dolomies jurassico-cretacé sont hydrogéologiquement mal connus. Nous pensons qu'il est vraisemblable de considérer cet ensemble de faciès (**faciès Dolomie bien karstifié, faciès calcaire fissuré**) comme un aquifère unique : les zones de bonne perméabilité étant probablement en contact par de nombreuses failles.

La nappe de cet ensemble, bien alimentée grâce à une position haute, favorable à une bonne pluviométrie, communique avec la nappe alluviale de deux manières :

- Par infiltration directe dans les alluvions et les conglomérats. La capacité d'écoulement de ces eaux étant principalement réglée par la perméabilité de conglomérats de hauts plateaux.
- Par l'intermédiaire de sources (l'eau se réinfiltrant après utilisation).

Les paramètres hydrodynamiques, et par là, la valeur réelle de la nappe, sont mal connus, néanmoins, les forages profonds 20 et 26 m ont montré par leurs débits très faible (2 l/s) et la mauvaise qualité de l'eau (4 g/l) qu'il n'existe pas de nappe d'eau utilisable dans le sous sol mésozoïque de la plaine.

Cette description est intéressante du fait que Sidi Ali Ben Youb est à la porte de la plaine de Sidi Bel Abbès (plaine alluviale) et qu'il est fort probable que c'est la même structure karstifiée qu'on retrouve plus en amont, ceci a son importance dans l'étude que nous menons (chapitre -V-).

Sur la figure 16 est représentée la carte géologique de l'Oranaie (Fenet, 1975), on fait allusion à des failles et des fractures profondes qu'on auraient vues ou supposé. On en trouve principalement :

- Au faciès hauts plateaux (zone de production): avec une juste au Sud-Est de Hacaiba (exutoire du faciès) et une autre qui est parallèle à la première et qui passe par Hacaiba au Nord, elle est plus longue, elle s'étire même au delà des limites du bassin versant (on parle dans ce cas de bassin hydrogéologique).
- Au faciès Atlas (zone de transfert) une faille dépassant elle aussi les limites du bassin versant se situe au milieu de ce faciès, une autre faille en forme de lambda « λ » est localisée elle au Centre-Est de ce faciès.
- Deux autres failles parallèles longent les limites avales de la zone hauts plateaux.

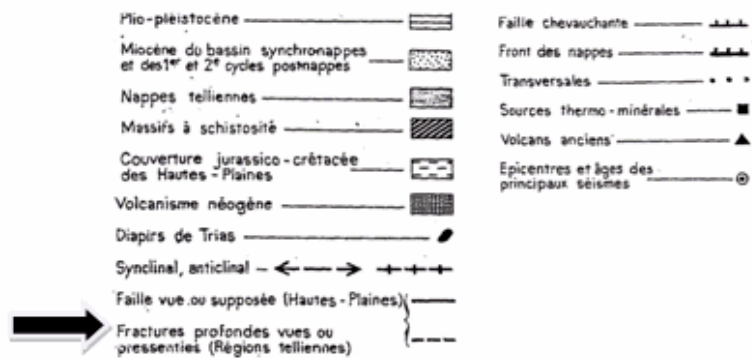
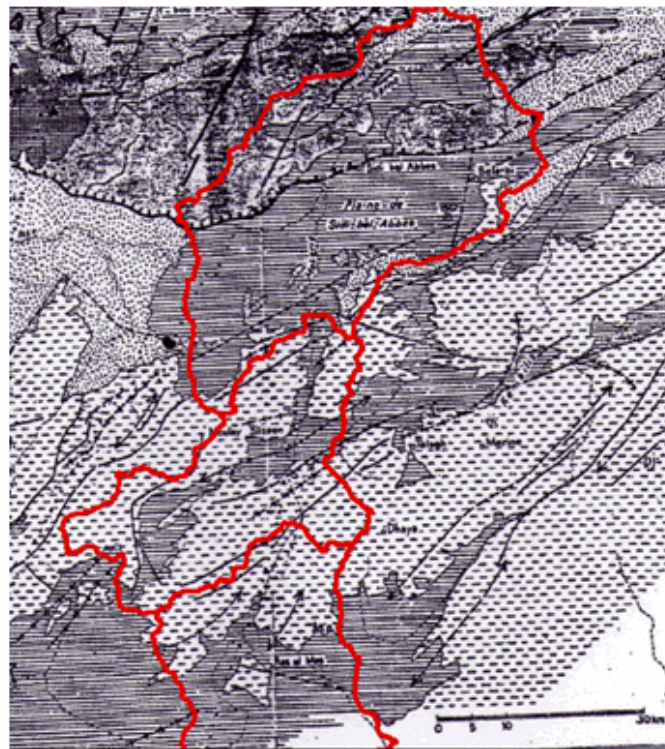


Figure 16: Délimitation du bassin versant de la Mekerra sur la carte géologique de l'Oranaie (Fenet, 1975).

Partie 1 : Modélisation hydrologique du bassin versant de la Mekerra (zone de production et de transfert)

Chapitre II : Généralités sur les Processus Hydrologiques et leur Modélisation

II.1 Introduction

Dans ce chapitre nous donnerons un état de l'art de la relation pluie-débit et différentes méthodes pour la modéliser. Parmi ces méthodes, deux grandes classes ont fait l'objet (et le font encore...) de développements importants de la part de la communauté hydrologique : les méthodes statistiques et les méthodes déterministes basées sur l'identification des processus de la transformation pluie-débit; chacune des classes comporte ses avantages et bien entendu ses inconvénients.

Avant toute chose il est nécessaire de définir ce qu'est une modélisation et quels sont les différents critères typologiques pour différencier ces différents modèles. Selon le petit Larousse (2008) : un modèle est une représentation schématique (donc simplifiée) d'un processus ou d'une démarche raisonnée ; Marchandise (2007) quand à lui définit la modélisation hydrologique comme une représentation, partielle ou totale, du cycle de l'eau. Dans ce travail, on se limite à l'étude des modèles pluie-débit, qui représentent la transformation de la pluie en écoulement sur les surfaces continentales.

Les processus hydrologiques sont souvent décrits par plusieurs types de modèles classés par antinomie de la façon suivante : Stochastique / Déterministe, Empirique / A base physique, Global / Distribué (figure 17). A cette définition, on peut ajouter la distinction Événementiel / Continu, en considérant que certains modèles ont des champs d'application temporels plus élargis que d'autres liés à des événements particuliers. Toutefois les distinctions ne sont pas si nettes, le terme « Conceptuel » par exemple peut être sujet à controverse. Nous considérerons dans ce rapport que tout modèle hydrologique est conceptuel dans le sens où le concept est la représentation générale et abstraite d'un objet ou d'un ensemble d'objets, il se définit selon sa compréhension et selon son extension (Petit Larousse 2008). L'expression « à base physique » est préférée dans le sens où c'est tirée d'un raisonnement par opposition à empirique qui lui en revanche s'appuie sur l'observation et l'expérience.

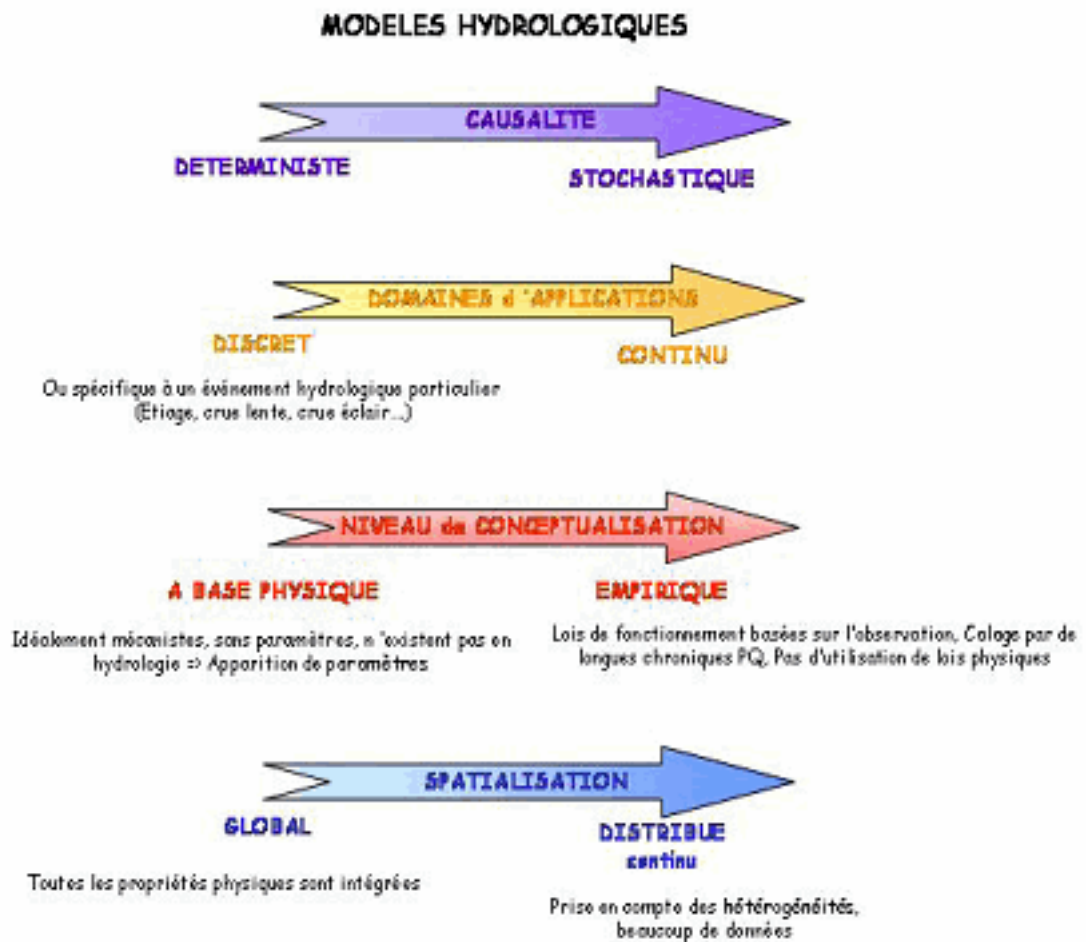


Figure 17: Vision simplifiée des grandes catégories des modèles hydrologiques (Estupina, 2004)

II.2 Les méthodes statistiques de prédétermination des débits de crues

Les méthodes statistiques de prédétermination de crues extrêmes consistent à étudier les événements passés pour évaluer les probabilités d'apparition future. C'est-à-dire qu'elles permettent d'estimer une valeur (débit de pointe, débit journalier,...) de probabilité de non dépassement fixée, sur la base d'un échantillon de données mesurées. L'inverse de cette probabilité de non dépassement n'est autre que la période de retour : des crues de fréquence décennale et centennale respectivement pour 10% de chances de dépassement et rares 1% de chances de dépassement et moins.

La loi la plus utilisée est la loi de Gumbel. C'est une loi d'ajustement dont la densité de probabilité est une double exponentielle à deux paramètres. Gaume (2002), constatent que, parmi les autres lois statistiques couramment utilisées (lognormale, normale, exponentielle, Gumbel), c'est celle dont les écart-types d'erreur associés à un quantile donné sont les plus faibles. Il voit deux (02) perspectives pour l'amélioration des méthodes statistiques appliquées à l'hydrologie :

- Diminution de l'intervalle de confiance sur la distribution des débits par l'augmentation de la taille de l'échantillon (utilisation de l'information historique et des archives) ou par regroupement d'informations (à l'échelle régionale par exemple).
- Amélioration de la connaissance théorique sur les distributions statistiques des débits de pointe afin de contraindre la loi d'extrapolation utilisée.

La modélisation systémique empirique a rendu bien des services aux ingénieurs et continuera d'en rendre. Des auteurs tels que Gaume (2002) reprochent aux méthodes de modélisations systémiques de mimer les situations observées, il cite : *la compétence hydrologique ne peut se résumer à un savoir académique et à la maîtrise de quelques outils mathématiques. Cette compétence doit reposer aussi sur l'expérience, la compréhension intime des processus de genèse des écoulements née de l'observation : une expertise !*

Autre argument et pas des moindres : les cas tel que celui que nous allons étudier (temps réel et temps différé), pour une utilisation opérationnelle en prévision, on a besoin d'une modélisation spécifique fort différente des besoins de l'hydrologie appliquée à la compréhension et à la reconstitution du cycle de l'eau : **simuler n'est pas prévoir !** (comme nous allons voir une crue éclair est imprévisible en plus de cela le manque de données historiques de ce genre d'évènements rend la prévision impossible). Ainsi, dès la première phase de réflexion sur la définition du modèle hydrologique à utiliser pour modéliser les crues éclair, les futures contraintes liées au caractère opérationnel des prévisions qui seront à réaliser, orientent les hydrologues dans le choix de la nature même du modèle hydrologique.

II.3 La compréhension des processus hydrologiques une nécessité pour la modélisation déterministe

Différents types de modèles déterministes peuvent être définis; les critères de différenciation entre ces types sont dû au fait de globaliser ou de prendre ces phénomènes à l'échelle spatiale appropriée.

II.3.1 Approches de Modélisations Déterministes : globale contre distribuée

Les modèles hydrologiques déterministes fournissent un résultat spécifique (réponse) pour une entrée particulière en résolvant un ensemble d'équations régissant le flux de fluide ou un autre rapport empirique. Selon les classifications, il y a deux ou trois types de base de modèles déterministes, global, distribué la troisième étant considéré comme de transition et qui est semi distribuée. Les modèles globaux sont ceux qui assument que les propriétés d'un bassin versant demeurent constantes dans l'espace, les modèles distribués quand à eux considèrent la variabilité spatiale. Puisqu'ils n'expliquent pas la variabilité spatiale, les modèles globaux sont considérés plus simplistes que les modèles distribués et de ce fait ces derniers produisent des résultats bien meilleurs parce qu'ils peuvent expliquer des variations telles que la différence dans le potentiel d'écoulement entre un champ et un secteur urbanisé par exemple (Swensson, 1997). D'une façon simple, la différence entre les deux modèles est une question de résolution. En terme historique les modèles globaux ont fait leur apparition bien avant les modèles distribués, ce n'est que ces dix dernières années avec la disponibilité croissante des données spatiales sous forme raster du SIG, couplées à une évolution remarquable de la vitesse de traitement par ordinateur que la transition s'est faite. Cette transition est le résultat de travail de plusieurs différents chercheurs. Comme résultat de cette transition, on peut retrouver aujourd'hui des modèles qui sont presque

entièrement distribués dans l'espace, mais maintiennent toujours une grande partie de la terminologie et le cadre de la traditionnelle version globale.

II.3.2 Description des processus hydrologiques

Notre problématique veut qu'on s'intéresse à un type précis de crue, il s'agit de la crue éclair dont nous avons émit une définition précédemment (voir introduction générale). La surveillance des crues éclairs est une chose primordiale pour mieux les anticipées. Seule la modélisation déterministe est à même de nous permettre un suivit en temps réel, elle prend en compte des considérations physiques et peut inclure de ce fait l'hétérogénéité spatiale du bassin versant et donc la compréhension des processus hydrologiques rentrant en jeu est nécessaire. Les processus rentrants en jeu et leurs influences sur le développement des crues éclair sont définis dans ce qui suit.

II.3.2.1 Processus physiques susceptibles d'être responsables de la genèse et de la propagation des crues éclaires

Lors d'un événement pluvieux toute la difficulté réside dans le partage de l'eau précipité entre ces différentes destinations possibles (évaporation, infiltration, ou ruissèlement...), ainsi que dans la définition des processus physiques entrant en jeu pour faire la part entre ces différentes destinations.

Classiquement, deux étapes sont à considérer pour reconstituer le trajet de l'eau à l'exutoire :

- la **production** qui assure le passage de la pluie brute en une pluie infiltrée et une autre ruisselée ou nette ;
- le **transfert** qui achemine la pluie ruisselée à l'exutoire de l'unité hydrologique (le bassin versant).

L'évaporation associée à l'interception par les végétaux ont un effet négligeable en terme de volume lors d'une crue extrême ; en effet, des études ont montré que, suivant le couvert végétal, 0.02 à 1% seulement d'eau sont interceptés par la végétation au cours d'un évènement pluvieux (ils ont une part importante du bilan hydrique annuel seulement). Par contre, la quantification de ces deux phénomènes est déterminante entre deux épisodes pluvieux pour fixer les conditions initiales d'humidité des sols qui ont un effet prépondérant sur le déclenchement des crues éclair.

Nous analyserons par le biais d'une recherche bibliographique : le type de précipitations à l'origine d'une crue éclair, puis nous identifierons quelles sont les fonctions probables de production et de transfert du bassin versant au cours de ce type d'évènement extrême.

Nous constaterons alors, au cours de cette analyse, que nous ne pouvons pas raisonnablement trancher pour un mode de genèse de crue éclair particulier, mais que plusieurs processus physiques de natures différentes peuvent être à l'origine de cette catégorie de crues.

- Pluie

La problématique de ce travail concerne l'anticipation des crues éclair. L'échelle temporelle d'observation et de modélisation est de quelques heures à quelques jours (généralement moins de 24h). Nous nous intéressons donc particulièrement à l'orage qui engendre la crue éclair.

D'après Rivrain *et al.* (1997), les processus météorologiques complexes à l'origine des pluies diluviennes de Méditerranée se font à une méso échelle (de une à plusieurs centaines de kilomètres). Dans certaines conditions météorologiques, les cellules convectives s'organisent en vastes systèmes, appelés systèmes convectifs de méso échelle. Leur forme peut être quasi linéaire, parmi lesquelles se trouvent les systèmes en forme de V qui restent quasi stationnaires pendant plusieurs heures ou qui se déplacent lentement produisant ainsi de grandes quantités de précipitations. Les fortes intensités de pluies apparaissent alors plutôt en début d'événement. Estupina (2004) elle, rappelle que les avis sont partagés quant à l'importance de la connaissance de l'extension spatiale de la pluie dans la modélisation d'une crue. Les études spécifiques sont rares et bien souvent les auteurs parlent d'averses au sens large du terme.

D'un certain point de vue, il semblerait que cette information ne joue qu'un rôle mineur dans la genèse de la crue ; d'un autre point de vue, celle-ci pourrait avoir des conséquences non négligeables sur les crues, il semblerait qu'enfin de compte ceci est une question de taille du bassin versant, plus celui-ci est grand et plus l'effet de la connaissance spatiale se fait ressentir. Nous reviendrons au chapitre -IV- sur l'importance que peut avoir l'extension et la variabilité spatiales de la pluie sur la prévision des crues éclair.

L'accès à la connaissance de la pluie peut se faire de différentes façons. Les techniques classiques d'observation, pluviomètres et pluviographes, restent les appareils de mesure les plus utilisés en Algérie. Les moyens de mesure modernes telles que l'imagerie radar qui peut être un outil exploitable pour la prévision des crues éclair (Marchandise 2003 / 2007 ; Lequien, 2002...), n'a fait qu'une apparition circonspecte (à notre connaissance l'office National de la Météorologie possède un de ces radars au niveau de l'algérois avec un rayon de couverture de 200 km à peu près pour une résolution de 1 km).

- Fonction de production

Le bassin versant est le siège d'écoulements horizontaux et verticaux à la surface du sol et dans le sous-sol. Ces écoulements vont induire un écoulement à l'exutoire du bassin. Les écoulements de sub-surface horizontaux ne seront pas considérés dans cet exposé du fait de leur échelle de temps incompatible avec la problématique des crues éclair. En effet, les conductivités hydrauliques des sols usuellement mesurées sont de l'ordre de 10^{-2} à 10^{-3} cm/s pour des sols non argileux. On en distingue deux types en fonction de l'origine de la saturation. Cette origine est conceptualisée de deux manières que l'on présente souvent comme contradictoires dans la littérature:

- Les écoulements par dépassement de la capacité d'infiltration ou écoulement hortonien ;
- Les écoulements sur surfaces saturées.

D'autres phénomènes peuvent venir se greffer à ces écoulements et modifier ainsi les conditions de production du ruissellement.

- b.1 Théorie de Horton à propos du ruissellement

La théorie de Horton (1933) correspond à l'apparition d'un ruissellement de surface par refus d'infiltration dans un sol initialement non saturé, on parle de « saturation du sol par dessus ».

Selon Musy (2005), cet écoulement est considéré comme pertinent pour expliquer la réponse hydrologique des bassins en climats semi-arides ainsi que lors de conditions de fortes intensités pluviométriques. Marchandise (2007) poursuit et explique que sous les fortes intensités pluviométriques, les sols se déstructurent facilement et ceci est le résultat

de l'obstruction des pores superficiels qui font que les vitesses d'infiltration diminuent sans pour autant que le sol ne soit saturé en dessous de la couche superficielle.

Distinguons brièvement la théorie de Horton, d'une part, et l'équation empirique d'infiltration de Horton (utilisable dans les modèles numériques). La "théorie de Horton" peut très bien s'accommoder d'autres modèles d'infiltration (1D verticale en sol homogène) tels que la théorie d'infiltration de Green et Ampt, celle de J.R. Philip. On reste quand même, avec ces différentes théories, dans le schéma Hortonien qui explique la genèse du ruissellement uniquement comme une limitation de la capacité d'infiltration.

... à l'échelle de la parcelle :

Le schéma hortonien considère la parcelle comme une colonne de sol homogène caractérisée par des propriétés intrinsèques dont la surface contrôle l'infiltration. L'écoulement apparaît lorsque l'intensité de la pluie dépasse la capacité maximale du sol à absorber l'eau. Cette capacité, caractérisée par l'infiltrabilité du sol, est supposée décroissante dans le temps jusqu'à une valeur constante représentée par la conductivité hydraulique à saturation. L'écoulement de surface se produit donc lorsque la capacité d'infiltration devient inférieure à l'intensité des précipitations. Toute l'eau qui ne peut pas être infiltrée dans le sol participe au ruissellement.

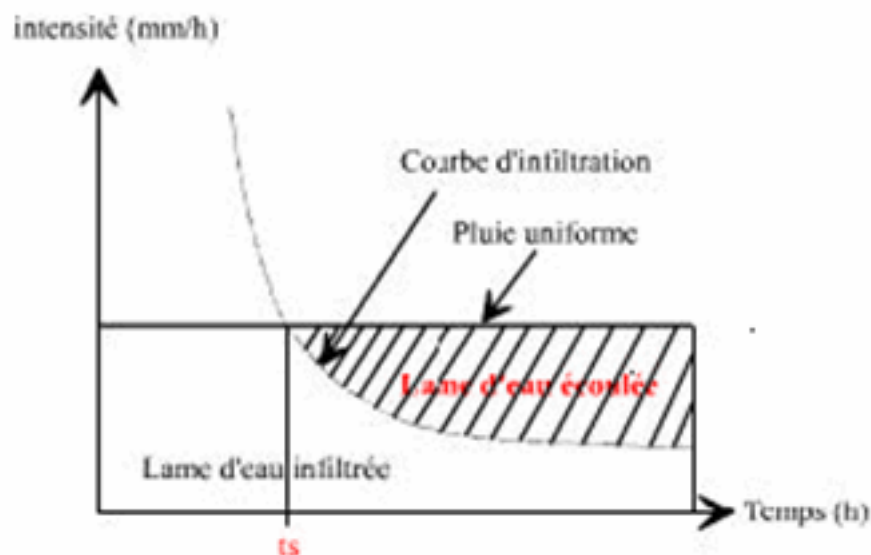


Figure 18: Taux d'infiltration pour une pluie uniforme (Musy, 2005).

Cette infiltration est suivie par une percolation lente vers une nappe profonde. Les transferts latéraux par la nappe profonde sont suffisamment retardés pour ne pas intervenir dans les volumes des crues. Les seuls qui interviennent sont les transferts latéraux se produisant à la surface des sols.

... à l'échelle du bassin versant :

Horton (1933) propose de calculer un taux d'infiltration moyen pour l'ensemble du bassin versant à l'aide d'une étude sommaire des chroniques pluie-débit. Il considère que les premières pluies s'infiltrent dans la couche superficielle du sol et laaturent rapidement. L'eau ne peut alors plus s'infiltrer qu'à une vitesse maximale correspondant à la conductivité hydraulique à saturation considérée constante dans le temps et dans l'espace. Horton considère que lorsque l'intensité des pluies est supérieure à la capacité d'infiltration du sol,

alors le ruissellement a lieu. D'après (Obled, 1999), il y a alors formation d'un écoulement en lame d'épaisseur croissante, qui répond aux lois des écoulements à surface libre. C'est ce ruissellement qui est à l'origine de la crue. L'ensemble du bassin versant contribue donc à l'écoulement de crue, par contre seule une partie des précipitations y participe. Ecoulement rapide de crue et ruissellement sont alors confondus et varient avec l'intensité de la pluie ainsi que la nature du sol.

... ruissellement hortonien et crues éclair :

Le ruissellement de type hortonien est provoqué par un dépassement de la capacité d'infiltration de surface. L'eau qui ne s'infiltré pas ruisselle ensuite en surface. La végétation, la rugosité du sol et les remous causés par les gouttes de pluie, sont les principaux facteurs qui influencent l'écoulement. Albergel *et al.* (2003) détaillent l'importance des processus hortonien dans la genèse des crues en milieu semi-aride. Pour donner naissance à un ruissellement de type hortonien, plusieurs conditions doivent être remplies, à savoir :

- Des intensités de pluies importantes et sur une certaine durée. Des études menées en laboratoire ont montré que tous les sols peuvent être soumis à du ruissellement hortonien pour des intensités de pluie supérieures à 30-40 mm/h (Le Bissonnais et Singer, 1993). Les auteurs constatent par ailleurs qu'il faut d'une demi-heure à une heure pour que les coefficients de ruissellement se stabilisent.
- Des sols limoneux présentant un manque d'argile et de calcium ce qui favorise la formation d'une couche de battance. La couche de battance est une croûte qui a pour origine un processus mécanique et chimique de déstructuration et de compactations de la couche de surface sous l'effet des fortes pluies.
- Une végétation absente. En effet, le rôle de la végétation a tendance à atténuer sérieusement l'énergie cinétique de la pluie (Ellison, 1945) et donc à réduire la battance.

Le modèle hortonien présente quelques avantages et quelques inconvénients de mise en œuvre. Ses paramètres sont physiques et peuvent être mesurés. Mais du fait des hétérogénéités spatiales des pluies et de l'infiltrabilité des sols, le passage de la parcelle hortonienne au versant ou au bassin versant nécessite la spatialisation de ce concept. De plus, la variabilité spatiale de l'infiltration ainsi que l'hétérogénéité des pluies autorisent l'eau, qui n'aurait pu dans un premier temps s'infiltrer, à ruisseler pour éventuellement s'infiltrer plus en aval. Le changement d'échelle à effectuer sur le modèle hortonien est donc loin d'être commun.

Nous pouvons donc être amené à penser que la théorie de Horton, loin d'être une théorie universelle, peut être représentative du phénomène de genèse de crues éclair à l'échelle de la parcelle sur des environnements perturbés (anthropisés, agriculture, élevage), pour lesquels la surface du sol a été compactée, et ceci même pour de faibles pluies dans des climats tempérés. Néanmoins, le passage depuis la parcelle vers le bassin versant ne pourrait se faire sans considérer les éléments intermédiaires (fossés, talus, rigoles, constructions...) qui ne répondent pas à ce mode de fonctionnement.

b.2 Théorie des aires contributives saturées

Dès 1960, (Cappus, 1960) a évoqué des phénomènes de genèse de crue bien différents de ceux de Horton. Il parle de processus de ruissellement sur surface saturée ou imperméable. Dans ce cas l'écoulement se produit lorsque la capacité du sol à stocker l'eau est épuisée et lorsque la capacité à transmettre latéralement le flux d'eau est dépassée. Par conséquent,

l'eau ne pourra plus s'infiltrer et va s'écouler en surface. On parle de « saturation du sol par dessous ».

Le développement de conditions saturées à la surface du sol peut résulter de l'écoulement latéral d'une nappe profonde ou perchée c'est ce qu'on appelle « intumescence de la nappe ». La remontée de la nappe à partir d'un horizon peu perméable ou à partir d'une nappe préexistante peut être à l'origine de ce développement. Dans ces trois cas, il s'agit donc d'une saturation par-dessous. Les pentes faibles et les sols minces favorisent la saturation par-dessous.

... à l'échelle du versant :

L'intumescence de la nappe étant le fondement de cette théorie doit être avant tout défini : pour un versant incliné avec une rivière au pied de ce versant. La nappe affleure au niveau de la rivière, mise à la pression atmosphérique, elle suinte et se draine ; par de forts gradients gravitaires, la nappe prend la forme d'une intumescence qui penche vers la rivière. S'il pleut davantage, la nappe s'exfiltre sur la berge et sur le versant, il n'y a alors plus d'infiltration ; l'eau ruisselle, on parle de ruissellement par saturation. La partie amont du versant conserve plus longtemps son état initial.

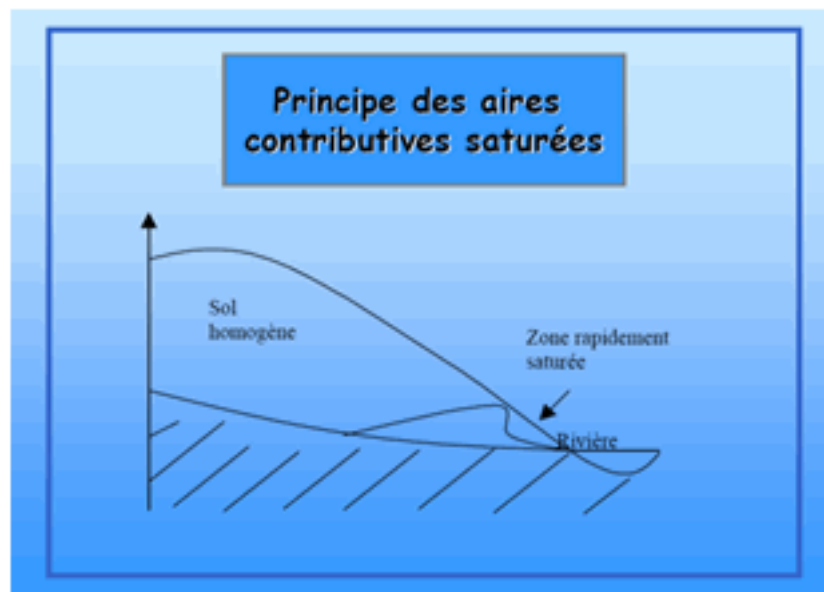


Figure 19: Schéma d'une zone contributive saturée (Musy, 2005).

Dans le cas d'un sol stratifié (macro pores de la couche de sol supérieure et existence d'interface), l'eau s'accumule à l'interface et sature la couche supérieure. Il y a alors écoulement latéral souterrain (nappe perchée temporaire). Si cette nappe gonfle et affleure, il y a exfiltration et refus d'infiltrer l'eau de surface.

D'après le concept des aires contributives saturées, le versant est défini par sa capacité à se saturer plus ou moins facilement. Il s'agit du rapport entre la capacité à drainer de l'eau à l'amont et la capacité à évacuer l'eau en souterrain vers l'aval (Beven & Kirkby, 1979), les versants ainsi que le voisinage des rivières seront les premiers concernés. Le sol peut être très rapidement saturé et l'eau de surface se mettre à ruisseler totalement. Dans la couche supérieure du sol, un écoulement hypodermique apparaît avec une vitesse fonction de la conductivité hydraulique verticale.

Dans cette théorie, le volume d'eau ruisselée correspond au volume de l'écoulement rapide de crue ainsi qu'au volume de pluie tombant sur les aires contributives saturées. Mais il ne s'agit pas pour autant de la même eau : le ruissellement n'est pas le mécanisme dominant de la genèse de crue. L'occupation du sol n'influence en rien le phénomène.

... à l'échelle du bassin versant

Il y a connexion des zones contributives saturées entre elles au cours de l'événement. Ces connexions brutales sont représentées par de fortes non linéarités à l'échelle du bassin versant. Le ruissellement se développe donc de l'aval vers l'amont ; l'augmentation de la lame d'eau ruisselée entraîne localement une augmentation des vitesses, mais pas globalement. De plus la transition entre versant et bassin se fait par l'introduction du réseau hydrographique. Ceci suggère donc un comportement plus linéaire et régulier des bassins (Estupina, 2004).

... aires contributives saturées et crues éclair :

Ce fonctionnement par zones contributives saturées à l'échelle du bassin a déjà été observé, dans le cas de crues éclair. En effet, (Cosandey, 1999) explique que ces crues cévenoles sur le mont Lozère, soudaines et brutales, sont générées dans un premier temps par l'extension des zones contributives saturées par l'amont du bassin (là où les sols sont les plus minces) sur lesquelles l'eau ruisselle puis s'infiltré plus en contrebas. Dans un second temps, s'il continue de pleuvoir, l'aval se transforme aussi en zones contributives saturées et là le ruissellement superficiel se généralise et touche tout le bassin. Il apparaît alors un seuil de fonctionnement.

Ce schéma des zones contributives saturées est né de déductions et d'hypothèses, mêmes si à l'origine il a été inspiré par des observations. Il suppose que le ruissellement et l'infiltration ne se produisent pas au même endroit : il peut y avoir pluie sans qu'il y ait ruissellement et inversement le ruissellement peut apparaître là où il ne pleut pas.

Il ne s'agit donc pas plus d'un fonctionnement universel que ne l'était le fonctionnement hortonien. Ce type de formation de crues pourrait être représentatif de la genèse d'une crue éclair, là aussi dans certaines conditions et sur certains bassins. Enfin, les "vrais" phénomènes sont parfois dus à l'existence au même endroit et au même moment d'un phénomène de limitation de la capacité d'infiltration et de remontée locale de la nappe (ou de la frange capillaire presque saturée).

La figure 20 résume les deux situations rencontrées jusqu'ici, à savoir l'écoulement sur surfaces saturées ainsi que l'écoulement par dépassement de la capacité d'infiltration.

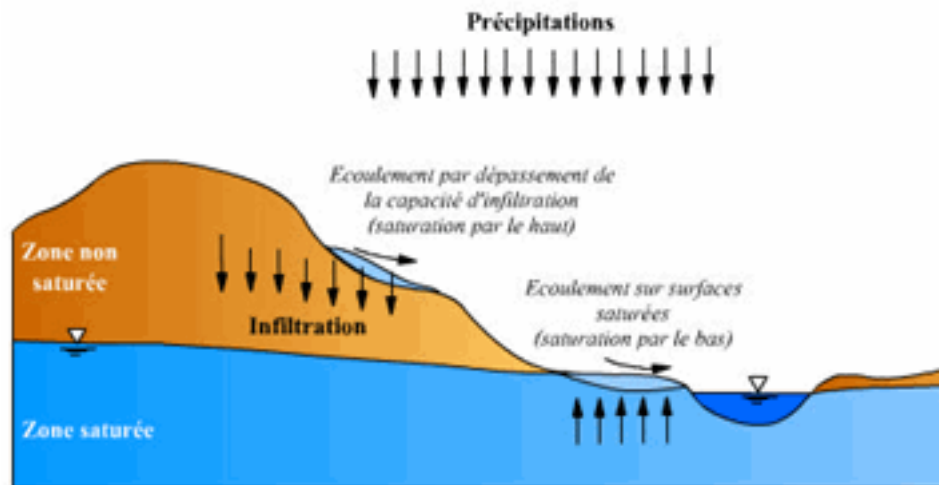


Figure 20: *Processus de génération d'écoulement par dépassement de la capacité d'infiltration ainsi que sur surfaces saturées (Musy, 2005).*

b.3 Processus modifiant la structure superficielle du sol

Lorsque les sols sont mal protégés de l'impact des gouttes de pluie, « l'effet splash » peut modifier l'état de surface du sol et ainsi ses conditions d'infiltration. Il se forme alors des organisations pelliculaires superficielles (OPS) ou croûte de battance. C'est une propriété souvent associée aux sols limoneux mais selon Gaume (2002) elle peut concerner tous les types de sols. La surface du sol peut alors devenir très lisse, une croûte sédimentaire ayant apparu, et son infiltration maximale ne peut plus dépasser que quelques mm/h (généralement inférieur à 10 mm/h). Sur ces OPS, le ruissellement pourra donc avoir lieu quelque soit la valeur de la conductivité hydraulique à saturation du sol. Le ruissellement peut alors devenir un phénomène prépondérant en quelques dizaines de minutes (phénomène d'autant plus rapide que le sol est initialement sec).

b.4 Limitations de la production du ruissellement surfacique par les macropores

Les transferts de masse d'eau dans les sols sont réglés par les forces de succion matricielle et par la force de gravité. Les forces de succion matricielle induisent un remplissage des pores du sol, en les remplissant par ordre croissant de taille et donc de force de rétention décroissante. Ces forces sont actives lorsque le sol n'est pas encore totalement saturé. Elles peuvent donner lieu à des vitesses de répartition très rapides des eaux dans les sols, au niveau des zones de fort gradient hydraulique. Ces forts gradient hydrauliques ne peuvent être justifiés que par la présence de macropores inférant à ces derniers un rôle primordiale et celui notamment dans la percolation verticale de l'eau.

Toutefois leur modélisation est très mal connue à ce jour, elle passe par le couplage d'un modèle basé sur la loi de Darcy et d'un modèle traduisant l'écoulement de l'eau dans les macropores ainsi que d'observations de terrain poussées qui semblent difficile à l'échelle d'un bassin versant tout entier. Retenons cependant que leur présence peut suffire à expliquer des drainages bien plus rapides que la loi de Darcy ne les prévoit.

Ainsi, les processus modifiant la structure locale du sol, comme les organisations pelliculaires superficielles ou les macropores, influencent la genèse des crues. Cependant devant la difficulté à les quantifier et à les localiser à l'échelle d'un bassin versant, leur présence peut être traduite par une modification des valeurs des paramètres caractérisant l'infiltrabilité du sol.

· b.5 Processus modifiant la fonction de production (l'interception et l'évaporation)

Bien que représentant dans la plupart des régions en Algérie plus d'un tiers du bilan hydrique annuel au niveau de la surface du sol, les phénomènes d'évaporation et d'interception sont négligeables en termes de volumes lors d'une crue extrême. Par contre, la quantification de ces deux phénomènes est déterminante entre deux épisodes pluvieux pour fixer les conditions initiales d'humidité des sols qui ont un effet prépondérant sur le déclenchement des crues éclair.

Nous pouvons dire enfin que l'adaptation d'une formule du type Penman à notre modélisation est complexe et nécessiterait l'introduction de nouveaux paramètres, pour finalement aboutir à des quantités d'eau potentiellement évaporées de l'ordre du pourcent comparées aux volumes précipités lors d'une crue éclair.

· c-Fonction de transfert

Le mode d'écoulement du ruissellement sur les versants est très complexe. Il est courant de considérer qu'à partir du moment où des flaques se forment sur le sol et présentent une épaisseur suffisante, elles vont s'écouler. En amont le ruissellement se fait en nappe d'épaisseur fine qui s'écoule le long d'une surface large. Ce mécanisme ne persiste que sur de courtes distances (quelques dizaines de mètres). Au-delà, les non uniformités de la surface concentrent les écoulements en rigoles tortueuses. Au cours de cette phase de l'écoulement non uniforme, on distingue les ravines éphémères et larges des rigoles turbulentes, les zones d'érosion des zones de dépôts. Toutes ces rigoles se rejoignent, se concentrent, grossissent et créent ainsi le réseau hydrographique temporaire qui rejoint le réseau permanent (Chow *et al.*, 1988).

D'un autre côté, (Gascuel-Oudou *et al.*, 1999) pensent que ce ruissellement ne peut pas être assimilé à une nappe répartie de façon homogène, ils expliquent que la propagation du ruissellement se fait suivant trois (03) étapes. Tout d'abord, la rugosité du sol forme des dépressions (flaques), puis elles se remplissent et se connectent pour enfin former un réseau à l'échelle du versant. On progresse d'autant plus dans cette propagation que la pluie est importante, le ruissellement y est de plus en plus hortonien. On peut mettre en évidence l'apparition d'un seuil (entre le remplissage des dépressions et leurs connections) pour lequel on passe de 0% de ruissellement à 100%. L'échelle à laquelle on se place joue un rôle capital dans la définition du mode d'écoulement. (Gascuel-Oudou *et al.*, 1999) présentent le ruissellement superficiel comme contrôlé par la surface du sol à différentes échelles :

- A l'échelle du microrelief, les cailloux, fissures et plantes vont modifier localement l'écoulement ;
- A l'échelle du motif agricole, la présence de talus et de haies déconnecte une fraction du bassin génératrice de l'écoulement hortonien du réseau hydrographique, l'extension de la zone saturée connexe au ruisseau est contrainte par ce réseau anthropique ;
- A l'échelle du versant, la pente fixe les directions d'écoulements ;
- A l'échelle du bassin, la topographie rend compte de l'existence du réseau hydrographique.

Ainsi, l'écoulement sur les versants peut être laminaire ou turbulent, en nappes ou en rigoles, sur des surfaces imperméables ou à travers des sols en trois (03) dimensions. Celui-ci dépend de l'échelle d'observation, de la surface du sol et des précipitations.

La modélisation de ces écoulements passe donc par des hypothèses simplificatrices fortes. (Chow *et al.*, 1988) proposent de décrire l'écoulement naissant en nappes par un régime permanent et uniforme répondant aux lois des écoulements à surface libre. Une fois l'écoulement concentré, (Chow *et al.*, 1988) supposent que celui-ci peut être décrit par la vitesse de Manning classique pour laquelle la géométrie du lit de la rivière va influencer l'expression du débit (voir chapitre III).

Toutefois, il arrive que cet écoulement soit décrit par une seule et même conceptualisation, de sa naissance à son exutoire. (Datin, 1998), par exemple, évoquant le ruissellement superficiel sur les zones contributives saturées, les représente par une nappe à surface libre tout le long de leur cheminement. (USACE, 1979) représente la globalité du ruissellement superficiel sur un bassin, hors cours d'eau définis comme tels, par deux plans inclinés traversés latéralement par deux rigoles se jetant dans une troisième rigole longitudinale joignant les deux plans. Les équations résolues sont celles de l'onde cinématique répartie.

c.1 Propagation des crues éclair dans les cours d'eau (Degoutte, 2007)

L'écoulement de la crue dans les cours d'eau joue un rôle déterminant dans la propagation de la crue éclair. La morphologie du bassin et de ses talwegs provoquent une concentration des flux et un adoucissement des pentes, et par suite une augmentation des hauteurs d'eau. Les vitesses estimées sont de l'ordre du mètre par seconde pour les crues éclair avec des régimes d'écoulement globalement fluviaux. Pour des pentes faibles et des montées d'hydrogrammes rapides, ces écoulements répondent aux équations complètes de Saint Venant en régime non stationnaires.

$$A \frac{\partial V}{\partial x} + VB \frac{\partial y}{\partial x} + B \frac{\partial y}{\partial t} = \theta \quad \text{équation de continuité}$$

$$j = i - \frac{\partial y}{\partial x} - \frac{V}{g} \frac{\partial V}{\partial x} - \frac{1}{g} \frac{\partial V}{\partial t} \quad \text{équation de quantité de mouvement (dynamique)}$$

Avec : j : pertes de charge linéaire, i : pente, V : vitesse, x : distance longitudinale, y : hauteur d'eau, g : accélération due à la gravité ; B : largeur au miroir, q : débit d'apport latéral par unité de longueur, A : surface mouillée.

La résolution analytique des équations de Barré de Saint Venant n'est pas possible, mais la résolution numérique est maintenant tout à fait courante sur micro ordinateur en adaptant des hypothèses simplificatrices suivant le cas étudié (les problèmes réels rencontrés sont discutés dans les paragraphes qui suivent). Le principe de résolution est en soit la méthode aux différences finies, soit celle aux éléments finis.

Les équations de Barré de Saint Venant permettent de résoudre tous les problèmes d'hydraulique transitoire dès lors que la courbure des filets liquides n'est pas trop forte et que la pression reste hydrostatique, la propagation d'une crue éclair dans un cours d'eau fait partie de ces cas. Nous allons examiner plus en détail le cas des crues en rivière à pente forte puis faible.

c.1.1 propagation de crue dans les chenaux à forte pente

Dans le cas des chenaux à forte pente, et lorsque le lit majeur n'est pas très large, les termes d'inertie ($\frac{1}{g} \frac{\partial v}{\partial t} + \frac{v}{g} \frac{\partial y}{\partial x}$) sont négligeables et la variation de profondeur ($\frac{\partial y}{\partial x}$) sont négligeables devant celle du fond (i). L'équation dynamique se réduit alors à $i = j$ (ce qui revient à considérer que l'évolution du débit est suffisamment lente pour que l'écoulement soit assimilé à une succession d'états où l'écoulement est uniforme). L'onde de crue est dite **cinématique**. Elle ne s'atténue pas.

Figure 21: front de l'onde cinématique (Degoutte, 2007)

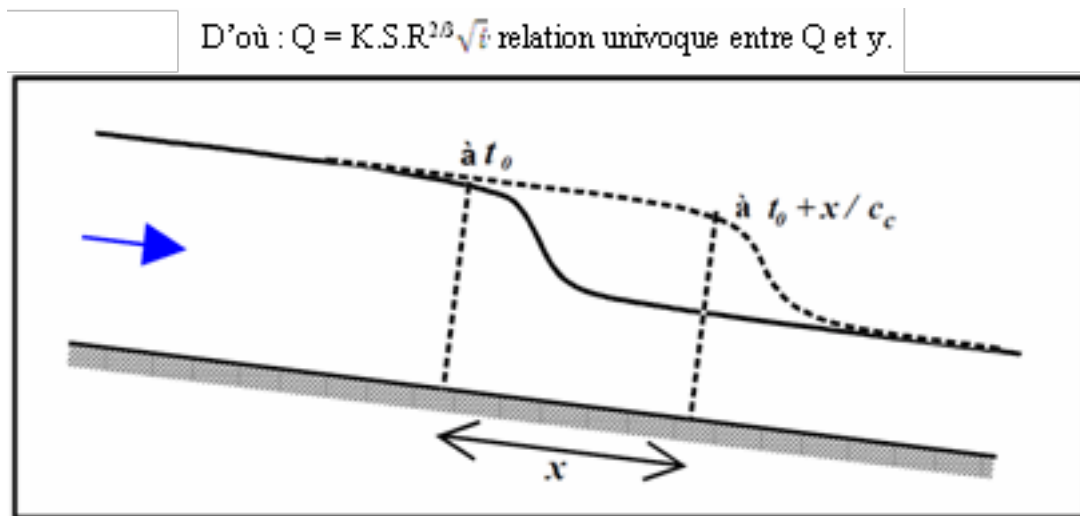


Figure 21: front de l'onde cinématique (Degoutte, 2007)

Pour un chenal rectangulaire large dont la rugosité ne dépend pas du tirant d'eau, et en admettant la formulation de Strickler pour les pertes de charge, on montre que la célérité de l'onde de crue vaut : $c_c = 5.V/3$.

Comme les intumescences se propagent à la célérité $V+c = V + \sqrt{gy}$ nous aurions $c = c_c$ si $V + \sqrt{gy} = 5V/3$ soit si $2V/3 = \sqrt{gh}$ c'est-à-dire si $F = 1,5$ (nombre de Froude).

En rivière, généralement $F < 1,5$. La crue se propage donc moins vite que les intumescences.

c.1.2 propagation de crue dans les chenaux à faible pente

Ce type de phénomène peut être résolu de manière approchée en négligeant les termes d'inertie (c'est-à-dire de quantité de mouvement) dans l'équation dynamique.

L'équation dynamique se résume alors à : $\frac{\partial y}{\partial x} = i-j$ (appelée équation de l'onde diffusive).

Il est facile de démontrer comme au paragraphe précédent que si la section est rectangulaire, large et uniforme, si la pente du fond i est constante et si la rugosité ne dépend pas du tirant d'eau, la crue se propage avec une célérité $c_d = 5.V/3$

L'onde de cette crue (appelée onde diffusive) s'amortit au fur et à mesure de sa propagation vers l'aval (figure 17), contrairement à l'onde cinématique.

Avec les hypothèses ci-dessus, il peut être établi que le coefficient d'atténuation de l'onde de crue vaut : $\sigma = \frac{Q}{2Ly} \approx \frac{K^2 \cdot L \cdot y^{10/3}}{2Q}$

Une crue s'atténue donc d'autant mieux que le lit est large et que le tirant d'eau est élevé.

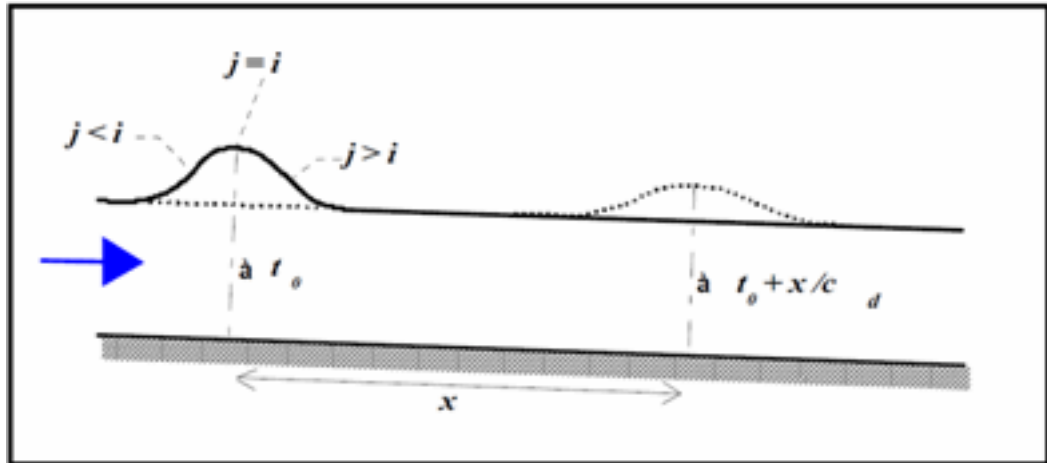


Figure 22: Amortissement (ou étalement) de l'onde diffusive (l'onde de crue en pointillé a parcouru la distance x) (Degoutte, 2007)

L'onde diffusive a pour équation $\frac{\partial y}{\partial x} - i + \frac{Q^2}{K^2 \cdot S^2 \cdot R^{4/3}} = 0$ en introduisant la formulation de Strickler.

Ce qui se transforme en : $Q(x, t) = K \cdot S \cdot R^{2/3} \sqrt{i - \frac{\partial y}{\partial x}}$

Contrairement au cas du régime permanent uniforme, ou à celui de l'onde cinématique,

($Q = K \cdot S \cdot R^{2/3} \cdot i^{1/3}$) celle de l'onde diffusive (où i est remplacé par $i - \frac{\partial y}{\partial x}$) n'est pas univoque.

Dans un problème de type diffusif, à chaque valeur de Q correspondent donc deux tirants d'eau y différents en crue ou en décrue (figure 23).

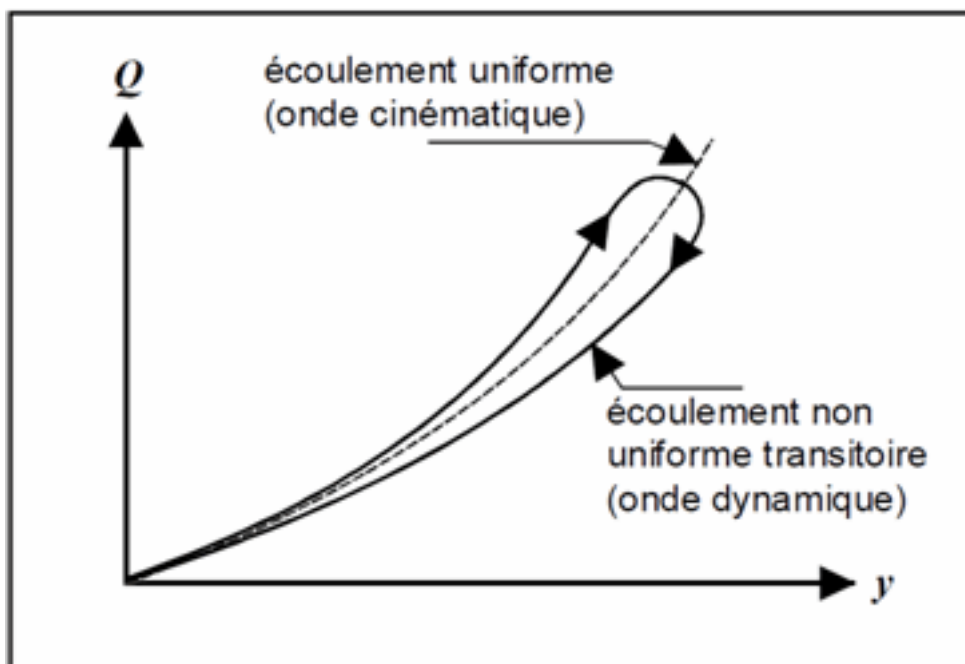


Figure 23: relation (Q-y) non univoque (Degoutte, 2007).

Aussi, pendant une crue, se succéderont l'instant où la vitesse est maximale, celui où le débit est maximal et celui où le tirant d'eau est maximal.

c.1.3 Conclusion sur la propagation des crues en rivière

- Lorsque la pente est forte, et lorsque le champ d'inondation est réduit, la crue se propage sans s'amortir, et la relation (Q-y) reste univoque (onde cinématique).
- Lorsque la pente est faible, la crue s'amortit et la relation (Q-y) n'est pas univoque (onde diffusive).

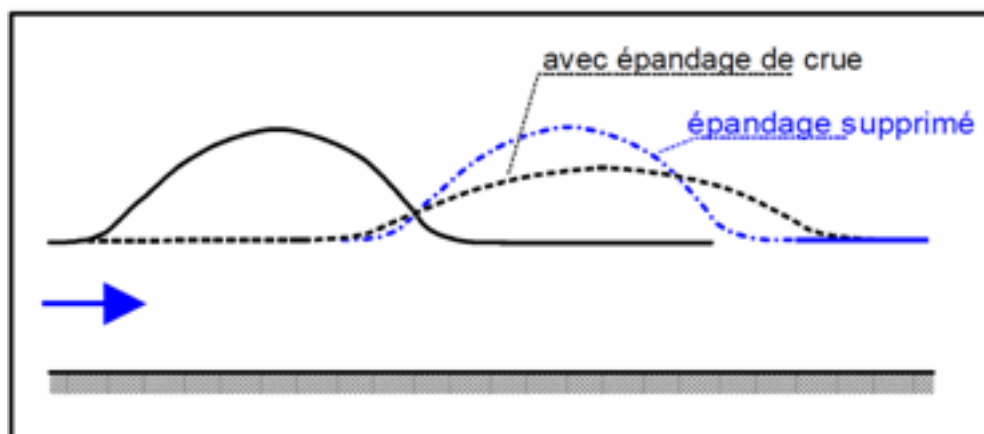


Figure 24: Comparaison de la propagation d'une crue avec ou sans épandage amont dans le lit majeur (Degoutte, 2007).

c.2 Bilan de la genèse des crues éclair dans un bassin versant classique

Finalement, les différents modèles passés en revue consistent à découper la réalité en plusieurs morceaux afin de rendre gérable la représentation quantitative de ces phénomènes.

On est en droit de penser aujourd'hui, que la genèse des crues est un phénomène complexe qui est généralement constitué par une superposition des processus précités qui se suivent ou se combinent dans le temps et dans l'espace suivant un enchaînement extrêmement variable. Différents types de genèse de crue peuvent être observés sur différents bassins voire sur un même bassin en fonction des échelles spatiales et temporelles considérées. Sur un même bassin versant, on va pouvoir rencontrer différents processus responsables de la genèse des crues qui vont se succéder, se neutraliser, se combiner ou se relayer. Ces relais de processus dans l'espace du bassin peuvent avoir pour conséquences des effets de seuil. Ces effets peuvent expliquer la rapidité et la brusquerie de montée des crues éclair.

Au cours du temps, ces processus peuvent changer. Avec les saisons par exemple, l'hiver, les pluies abondantes sont responsables d'un fonctionnement par zones contributives saturées. L'été, les gros orages provoquent un ruissellement par organisations pelliculaires de surface visibles dans des rigoles qui se forment sur les versants. L'occupation du sol aussi joue un rôle dans la variabilité intersaisonnière du comportement des crues (différents stades fonction de la saison pour les cultures annuelles).

Le type d'événements pluvieux peut aussi expliquer des genèses différentes.

Enfin, suivant l'échelle spatiale d'observation du bassin, les conséquences de ces processus peuvent être très différentes. Jones, (1997) cité par Musy, (2005) a défini, de façon systématique, le type d'écoulement qui se produit en fonction de la superficie du bassin et du temps de montée des crues :

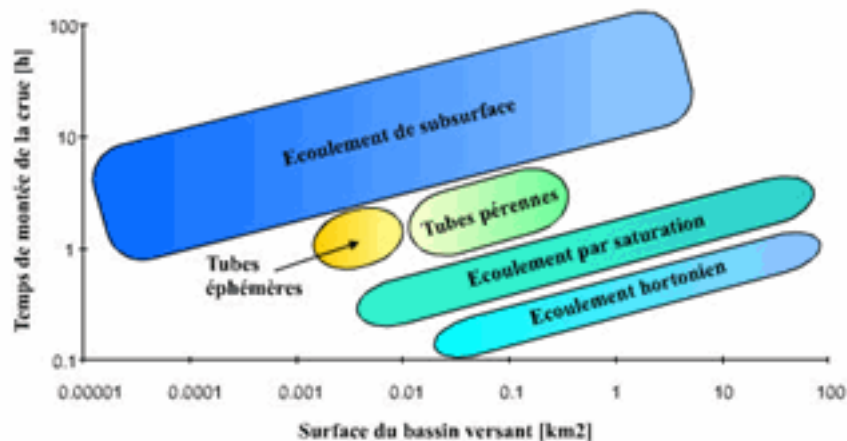


Figure 25: Courbes enveloppes du temps de montée en fonction de la surface du bassin versant classique (Jones, 1997).

Il ne semble donc pas possible, dans l'état actuel des connaissances, de définir des lois générales de fonctionnement de genèse de crues éclairées. Le comportement de certains bassins lors d'une crue éclair sera la prolongation de son fonctionnement courant, alors que dans d'autres cas, le fonctionnement extrême sera un fonctionnement *inhabituel* qui ne correspondra pas à l'extrapolation des fonctionnements courants (Obled, 1999).

La modélisation déterministe en hydrologie souffre de problèmes qui mettent un frein à son développement. Même les modèles à base physique les plus élaborés ne peuvent représenter l'intégralité des processus du fait de limitations théoriques. Certains processus ne sont que très rarement, voire jamais incorporés dans les modèles hydrologiques car pas assez connus ou très difficiles à estimer: c'est le cas du phénomène de battance ou du phénomène d'écoulement préférentiel dans les macropores (Germann et DiPietro, 1996).

Au vue de la complexité des équations pour quantifier les processus hydrologiques, il est couramment procédé à des simplifications : emploi de relations empiriques, hypothèses fortes sur le comportement du milieu sol, simplifications des formulations temporelle et spatiale des lois. La résolution de ces équations nécessite souvent le recours à des schémas numériques qui ne permettent d'obtenir qu'une solution approchée.

Face à la volonté de modéliser ces crues de façon déterministe, nous avons opté pour l'utilisation d'un modèle qui va s'attacher à modéliser les processus dominants quitte à négliger ou à simplifier les autres processus. Ce type de modèle est défini comme un modèle perceptuel (Sivapalan, 2003). Le processus physique dominant retenu est la rétention en eau du sol et le ruissellement superficiel tant sur les versants que dans les cours d'eau.

II.3.2.2 Les écoulements dans la roche fissurée

Bien que les écoulements dans la roche fissurée font partie intégrante dans les processus hydrologiques, nous allons les décrire séparément et ce à cause de la complexité de leur étude et du rôle bouleversant qu'elles peuvent jouer dans l'influence de la réponse hydrologique, elles nécessitent l'emploi de méthodes spécifiques (méthodes de traçage naturel, chimique ou isotopique).

Les principales études sur l'écoulement dans la roche fissurée s'intéressent aux écoulements en milieu karstique.

d-Qu'est qu'un karst ?

Le karst est un paysage résultant de processus d'érosion (la karstification). Ces processus sont commandés par la dissolution des roches calcaires et dolomies en présence du dioxyde de carbone. Le CO₂ est produit dans les sols par les végétaux et les colonies bactériennes. Dans certains cas, il peut s'agir de CO₂ piégé dans des couches en profondeur. L'aquifère karstique a donc ceci de particulier que c'est le seul aquifère dans lequel l'eau définit ses chemins d'écoulement, en façonnant les vides de l'aquifère. Cette particularité définit une organisation et un mode de fonctionnement particuliers (Marchandise, 2007).

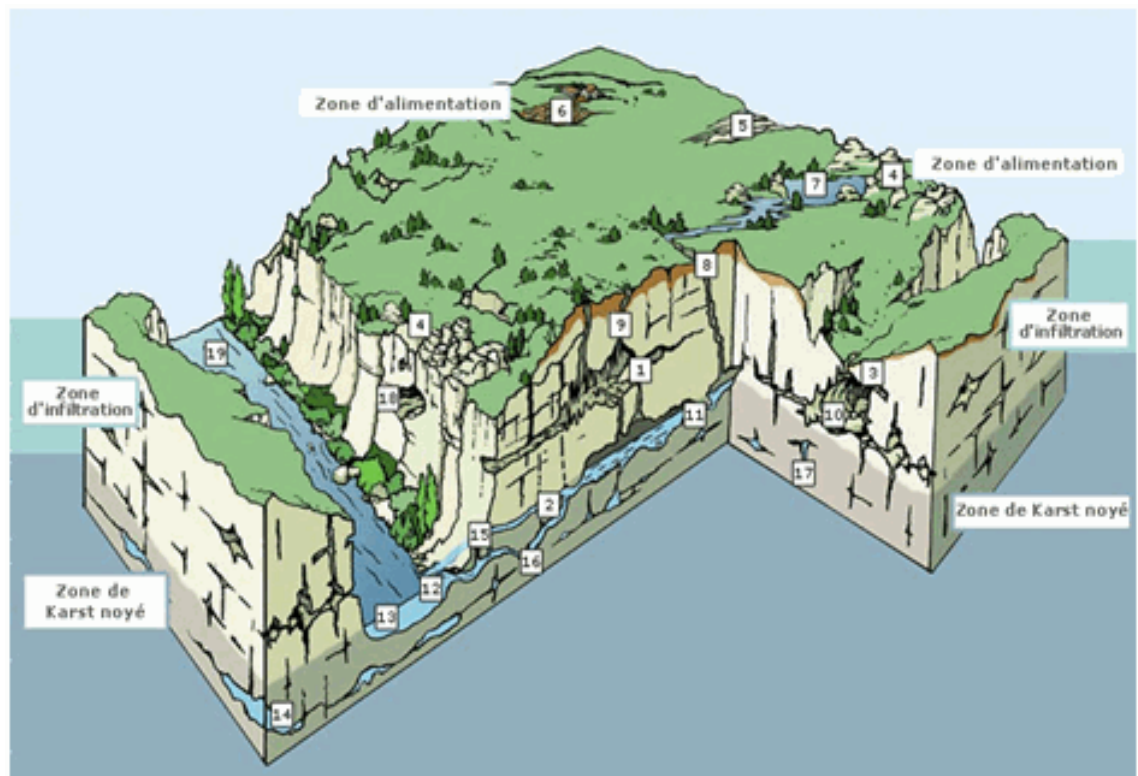


Figure 26: planche descriptive d'un milieu karstique
(www.parc-grands-causses.fr/fr/karst.asp)

Les concepts utilisés pour la modélisation par les hydrogéologues sont relativement différents de ceux utilisés en hydrologie de surface :

- Le bassin versant d'un système karstique est un bassin hydrogéologique et non plus topographique. Sa délimitation est moins aisée que pour les bassins non karstiques.
- Elle nécessite la connaissance de l'organisation souterraine des conduits, qui est obtenue par des traçages géochimiques.
- e-Description et fonctionnement d'un karst

L'organisation et le fonctionnement d'un système karstique dépendent de sa maturité. Les aquifères karstiques développés matures sont constitués d'un réseau de conduits qui assure le drainage des eaux souterraines. Ces conduits peuvent atteindre quelques mètres de largeur. Les vitesses mises en jeu peuvent être comparées à celles d'un écoulement à surface libre ou en conduit. A côté de ces réseaux de drainage, on trouve des zones fissurées, qui constituent des zones de stockage des eaux et qui sont plus ou moins reliées au réseau de drainage.

- e.1 Zone d'alimentation d'un karst (impluvium)

Les eaux qui alimentent le karst, ont pour origine l'infiltration des eaux de pluie des terrains situés au-dessus de la zone karstique et/ou un bassin versant de surface situé en amont topographiquement- du système karstique et dont les eaux s'infiltrent dans le réseau karstique lorsque ses eaux le traversent (figure 26). La zone du karst qui s'étend sur les premiers mètres de la surface s'appelle l'épikarst. Plus perméable du fait de l'altération, elle rassemble l'eau de surface dans une nappe perchée. Les eaux sont ensuite drainées vers le bas par des vides de dimensions variables.

· e.2 Écoulements dans les karsts

Dörfliger (2002) cité par Marchandise (2007) reprend en partie la classification de Marsaud (1996) pour quantifier l'impact potentiel d'un système karstique sur un signal (pluie ou cours d'eau) :

- la nature de l'impluvium : Dans les systèmes binaires, une partie de l'impluvium est constituée de terrains non karstifiables ou imperméables alors que dans un système uniaire, la totalité de l'impluvium est constituée de terrains karstiques. Les systèmes binaires présentent en général un réseau de drainage interne de l'amont vers l'aval plus développé.
- la position du réseau de drainage par rapport à l'exutoire : elle est déterminée par les conditions internes du système karstique (lithologie, texture, fracturation et porosité).
- On distingue les systèmes **vaoclusiens**, dans lesquels la karstification s'est développée en profondeur, des systèmes **jurassiens** qui présentent un réseau de drainage organisé à proximité de l'exutoire. Le premier système tend à freiner les écoulements gravitaires : les écoulements dominants sont des écoulements en charge hydraulique. Dans le second, les écoulements majoritaires se font, au sein des réseaux de conduits, à surface libre.
- la structure et le potentiel hydraulique du karst : On parle de système **non fonctionnel** lorsque la karstification n'est pas assez développée (karst jeune) pour qu'il existe une structure de drainage qui ait un impact sur la dynamique des écoulements. Lorsqu'il existe une structure organisée des écoulements au sein du karst, on parle de **système fonctionnel**.
- f-Karst et crues éclair

Les cinétiques mises en jeu lors des crues de karst sont compatibles avec la réponse rapide des bassins versants soumis à des crues éclaires, de l'ordre du m/s pour les écoulements dans les karsts à surface libre (Labat et al., 2002). Les systèmes karstiques mis en jeu sont dans la majorité des cas des systèmes binaires, avec des interactions importantes entre le karst et le cours d'eau. Bailly Comte (2008), montrent l'importance de la contribution des eaux issues du karst sur les crues d'un cours d'eau côtier méditerranéen intermittent, le Lez.

Chapitre III : Description des concepts et des outils utilisés pour la modélisation distribué du bassin de la Mekerra

III.1 Introduction

Des modèles hydrologiques ont été développés pour simuler une variété de comportements liquides et d'une manière primordiale l'écoulement. La compréhension du processus pluie-débit dans un bassin versant est critique car elle a un impact direct sur la vie des personnes et la conception des structures. Les modèles déterministes pluie-débits fournissent un outil prédictif critique pour la prévision des crues, ils fournissent aussi bien des évaluations du volume de l'eau écoulé, mais aussi et surtout comment l'onde de crue se propagera en bas du cours d'eau. Le but de n'importe quel modèle pluie-débit est de fournir un

hydrogramme montrant la variation du débit en fonction du temps à un point particulier d'intérêt, habituellement l'exutoire.

N.B : Dans cette partie de notre travail, nous avons volontairement omis d'intégrer la plaine de Sidi Bel Abbès et nos investigations se sont portées sur la partie amont du bassin versant de la Mekerra seulement (les deux régions hauts plateaux et atlas). Cela dans un souci de simplification de la modélisation pluie-débit, du fait que la plaine a connue plusieurs aménagements anthropiques qui nous auraient compliqué la compréhension des phénomènes mis en jeu. On s'est limité donc à prendre comme exutoire la station hydrométrique de Sidi Ali Ben Youb (11 02 01).

Dans ce qui suit et en conclusion à ce qu'on a synthétisé au chapitre précédent, nous allons présenter les différents outils utilisés et les concepts adoptés pour la construction d'une modélisation hydrologique opérationnelle.

III.2 Les données de précipitations

La disponibilité des données précises de précipitations à employer comme entrée est essentielle en modelant le rapport entre les précipitations et l'écoulement dans un bassin versant. Ces données sont la plupart des cas mesurées. En Algérie, elles concernent surtout des données pluviométriques journalières, c'est déjà très bien en soit ; cependant, pour le type d'étude que nous menons et pour pouvoir comprendre les variations de l'écoulement d'un cours d'eau après une certaine pluie, une échelle temporelle plus réduite est exigée. Pour ce type de données on utilise en Algérie les pluviographes à augets basculeurs (figure 27). Le modèle d'appareil employé en Algérie représente 0.5 mm pour chaque basculement. Les basculements sont enregistrés sur papier gradué -généralement un quart d'heure pour chaque graduation- qui est normalement dépouillé quotidiennement.

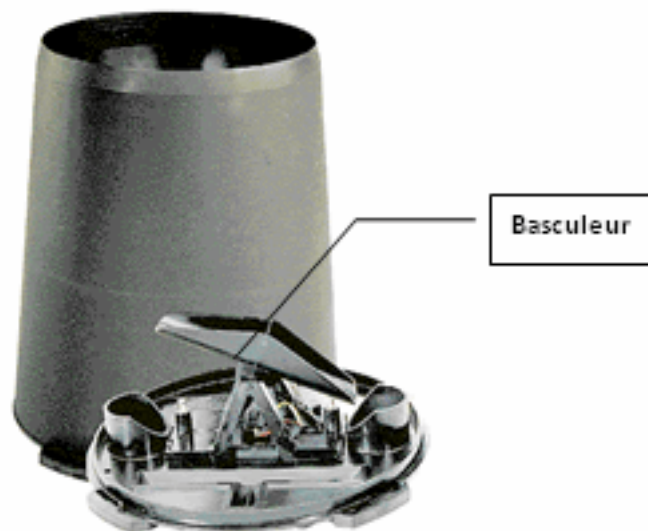


Figure 27: photo d'un pluviographe à augets basculeurs (www.weathershop.com)

Ces mesures ont l'avantage d'être précises, mais sont limitées par leurs ponctualités. En effet, si les appareils de mesures sont mal positionnés, ils risquent de fournir des mesures non représentatives de l'espace qu'elles couvrent. Et donc leur positionnement et leur nombre sur une région donnée, doit se faire d'une manière rationnelle.

Les données calibrées de radar fournissent une alternative attrayante à la mesure de pluie pour estimer la profondeur de la précipitation tombant au-dessus d'un bassin versant ; parce qu'elles capturent aussi bien la variation spatiale de la précipitation à une résolution plus élevée, qu'elles expliquent la distribution temporelle. Ces radars fonctionnent avec le principe de réflectance des ondes électromagnétiques à un récepteur ou appelé encore l'effet Doppler (du nom de son découvreur C. Doppler, 1848). Ce phénomène est défini comme étant le décalage de fréquence d'une onde électromagnétique entre la mesure de l'émission et la mesure à la réception lorsque la distance entre l'émetteur et le récepteur varie au cours du temps. Cependant, comme tout appareil de mesure, des réserves sont à émettre quand à son utilisation ; en effet, n'importe quel objet -pas simplement une goutte de pluie- causera l'éparpillement du signal. Et dans ce cas, un calibrage de données radar de l'intensité de précipitations en utilisant des mesures réelles (mesures au sol) est parfois nécessaire pour une meilleure estimation de la pluie tombée.

III.3 Vue d'ensemble du SIG

Les SIG représentent les systèmes d'information géographiques. Exprimé de cette façon, les SIG décrivent l'idée de présenter des données géographiques dans l'espace. Ces données, désignées sous le nom d'attributs, peuvent inclure des valeurs de l'altitude au sol, de l'occupation de la terre, de la densité de population et au sujet de n'importe quel type d'information qui change dans l'espace. Des attributs qui décrivent un type de données simple s'appellent les couches. Une base de données de SIG contient habituellement beaucoup de telles couches, chacune qui décrit la variation spatiale d'un attribut particulier. Le dispositif principal de n'importe quel programme de SIG est l'interface graphique, qui permet à un utilisateur de voir réellement comment un certain type de données change à travers un secteur géographique en montrant des couches d'attributs. De la même manière, un utilisateur peut étudier le rapport entre les attributs multiples en montrant plusieurs couches à la fois. Puisque ces systèmes sont orientés vers la visualisation, la plupart des bases de données de SIG utilisent une carte ou tout autre dossier d'image en tant que leur couche de référence. Les programmes de SIG permettent également à des utilisateurs de modifier des couches existantes d'attributs ou de créer de nouvelles couches en effectuant des opérations mathématiques sur les données, en fusionnant un ou plusieurs attributs basés sur les propriétés communes, et plusieurs autres options.

Tous les attributs issus de la même base de données sont liés par le système de coordonnées spatiales et de projection. Sans ce lien de la référence géographique commun il serait impossible de considérer le rapport entre des attributs multiples. L'institut américain de recherche de systèmes environnementaux ESRI, créateurs du logiciel populaire ArcGIS, définis un système de coordonnées spatiales comme "*système de référence employé pour mesurer des distances horizontales et verticales sur une carte planimétrique*" (ESRI, 2003) Selon ESRI (2003), une projection de carte est un modèle mathématique qui transforme les dispositifs sur la surface de la terre en une surface bidimensionnelle. Les deux projections les plus communes en Algérie sont : l'UTM, les coordonnées géographiques et les coordonnées Lambert.

Les programmes SIG emploient deux principaux types de modèles caractérisant les données : des modèles raster et des modèles vecteurs. Un fichier raster est essentiellement une grande matrice de cellules ou de Pixels et chaque Pixel contenant une valeur des données que le dossier raster représente. Les dossiers raster représentent normalement des images ou les données de grands espaces variables tels que les fichiers MNT. La taille

de chaque Pixel dans le dossier de raster est une mesure de la résolution de dossier. Les dossiers avec la haute résolution ont un plus grand nombre de plus petits Pixels que des dossiers avec la basse résolution.

Les fichiers vecteurs se composent d'une série de lignes reliées par des points appelés les nœuds. Des secteurs définis par une clôture des lignes et des nœuds, s'appellent les polygones. Les programmes de SIG emploient des dossiers de vecteur pour représenter les dispositifs ponctuels ou linéaires, tels que des fleuves, les routes, ou les lignes de partage d'un bassin versant.

Le raster et les fichiers vecteurs sont sans signification dans le contexte d'une base de données de SIG sans une description de l'information qu'elles représentent et comment elles devraient apparaître. Cette information descriptive est contenue dans un dossier de table, qui accompagne chaque raster et chaque fichier vecteur

III.3.1 Utilisation des SIG dans la modélisation hydrologique

Les programmes SIG sont un outil très utile dans la modélisation hydrologique, fournissant à des modélisateurs un moyen rapide et facile de s'approprier des données de l'hétérogénéité du terrain, comme le type de sol et son occupation dans un bassin versant. Actuellement, il y a des données raster et vecteur décrivant toutes les caractéristiques des sujets disponibles, parfois on les trouve chez les organismes gouvernementaux et mieux encore ils sont parfois téléchargeables librement sur le net. Employer les fichiers raster dans les SIG permet un traitement des données beaucoup plus rapide qu'avec les autres moyens traditionnels et permet de faire ressortir des caractéristiques qui peuvent nous échapper si on n'a pas l'expérience suffisante et ce grâce à un traitement mieux spatialisé; de ce fait, ceci nous permet de nous éloigner de l'utilisation des modèles globaux en faveur des modèles distribués qui sont plus représentatifs des conditions normales.

III.4 Présentation du logiciel HEC HMS (U.S. Army Corps of Engineers)

Le HEC HMS (Hydrologic Modeling System) est un logiciel qui simule le comportement hydrologique d'un bassin versant suite à des événements pluvieux prédéterminés, développé par Hydrologic Engineering Center (HEC) du corps de l'armée américaine des ingénieurs, ce logiciel permet de calculer des hydrogrammes de crues pour plusieurs objectifs à savoir : les études de drainage urbain, la prévision des crues et leur impact, la conception des réservoirs, la réduction des effets des inondations. Le programme présente une interface graphique, des composantes hydrologiques intégrées, un système spécifique de stockage de données (DSS) et des outils de gestion, etc.

Le logiciel HEC HMS permet de traiter ou de simuler à la fois les différentes données suivantes :

- **Les précipitations** : ces données peuvent correspondre à des relevés pluviométriques réels d'événements pluvieux ordinaires ou exceptionnels mais aussi à des événements pluvieux théoriques basés sur une étude statistique ;
- **Les pertes** (par infiltration, retenue ou évapotranspiration) qui permettent d'évaluer le ruissellement à partir des précipitations et des caractéristiques du bassin versant ;
- **Les ruissellements directs** qui prennent en compte les écoulements de surface, les stockages et les pertes de charge.
- **L'hydrologie fluviale**, concernée par l'écoulement de l'eau dans le lit de la rivière.

Dans ce qui suit nous allons essayer de donner les différentes possibilités que nous offre le HEC HMS, cette présentation ne se veut pas exhaustive, pour plus de détails, il faut se référer à l'adresse : www.hec.usace.army.mil/software/hec.hms/ on y trouve de la documentation et le logiciel y est téléchargeable gratuitement.

Le HEC HMS est le produit de plusieurs années de recherche accomplis par une équipe d'investigateurs différents. Il est basé sur le SIG dans le sens qu'il utilise une combinaison du SIG et des méthodes informatiques pour accomplir la conversion des précipitations en écoulement. Dans l'ensemble, le modèle peut être classifié comme modèle distribué ou dans notre cas comme semi distribué. Le bassin versant est découpé en plusieurs sous-bassins délimités par les lignes de partage des eaux. Chacun est représenté par un élément appelé « sous bassin ». Ce dernier contient l'ensemble des paramètres physiques et hydrologiques nécessaires pour la simulation à savoir : la surface et le nom du sous-bassin, les méthodes de calcul des « pertes », l'« écoulement de surface » et l'« écoulement souterrain ». De même que les sous bassins, les cours d'eau sont aussi modélisés et représentés par des éléments hydrologiques appelés « extension » que chacun contient la méthode décrivant leur fonction de transfert et les informations nécessaires pour cette dernière telles que : Le type de la surface équivalente (sphérique ou prismatique), la longueur, le coefficient de Manning, etc. On peut aussi inclure les réservoirs dans la schématisation du bassin versant, ces derniers sont représentés par l'élément « Réservoir ». L'ensemble de ces éléments doit être relié pour former un réseau en incluant des jonctions, des bifurcations, des sources.

Les Modèles développés sous HEC HMS se basent sur quatre types de modèles essentiels : Modèles pour calculer : les précipitations, le volume de ruissellement, le ruissellement direct et les modèles de calcul des écoulements souterrains.

III.4.1 La modélisation des précipitations

III.4.1.1 Méthode basée sur le coefficient de pondération

a- Précipitation moyenne

A partir des relevés pluviométriques mesurés sur le bassin versant (ou à proximité), on calcule la moyenne surfacique des précipitations (P_{moy}). Elle est obtenue par la moyenne arithmétique après avoir affecté un coefficient de pondération pour chaque station pluviométrique. La moyenne surfacique peut être déterminée en utilisant soit la moyenne arithmétique, soit les isohyètes, ou enfin les polygones de Thiessen.

b- Répartition temporelle

Une fois la moyenne totale des précipitations est calculée, il faut ensuite donner la répartition temporelle des précipitations à partir de la répartition typique de l'évènement pluvieux.

III.4.1.2 Inverse du carré de la distance

C'est une autre alternative à la méthode précédente qui comprend en fait deux étapes (calcul de P_{moy} puis la répartition temporelle). Cette méthode permet la réalisation directe de l'hyétographe en faisant intervenir la notion de nœuds entre pluviomètres. Les nœuds sont positionnés sur le bassin versant de sorte à avoir une répartition spatiale adéquate de la précipitation. Le HEC HMS définit alors la répartition temporelle des pluies en un nœud par pondération des données pluviométriques.

III.4.1.3 Evènements pluvieux hypothétiques

On peut créer avec le logiciel HEC HMS des évènements pluvieux (ou plus simplement : pluies hypothétiques), c'est à dire réaliser une simulation à partir de données qui ne sont pas issues de relevés réels. Cela peut s'avérer utile en particulier lorsqu'on veut connaître les volumes d'écoulements pour dimensionner des ouvrages d'art.

On peut créer trois types d'évènements pluvieux standards :

- Pluie hypothétique basée sur la fréquence ;
- Pluie de projet standard : cette méthode fait intervenir des paramètres définis uniquement pour le territoire américain par certains organismes ;
- Pluie hypothétique dont la distribution est définie par l'utilisateur.

III.4.2 Modélisation de l'EvapoTranspiration (ETP)

Comme l'ETP reste insignifiante pendant une inondation, le HEC HMS ne tient pas compte de tous les détails concernant cette entité. Dans le cas des orages plus courts, telle que la pluie de projet standard, il est approprié d'omettre cette entité. Cependant, avec les modèles qui simulent de longues périodes ce paramètre s'avère primordiale. Et ce du fait que pendant les périodes sans précipitations, l'état d'humidité du bassin versant continue à changer. L'évapotranspiration est la composante critique de ce mouvement.

Dans HEC HMS on représente l'évapotranspiration par des valeurs et des coefficients de correction au pas de temps mensuel. Le taux d'évapotranspiration mensuel est calculé ensuite par le produit des valeurs de l'ETP par ces coefficients.

III.4.3 Modélisation des pertes

HEC HMS calcule les volumes d'écoulements en soustrayant aux précipitations les quantités d'eau qui sont stockées, infiltrées ou évaporées sur le bassin versant. L'interception, l'infiltration, le stockage et l'évaporation sont représentés par le HEC comme étant des « pertes ».

Concept de base

Les surfaces d'un bassin versant sont classées en deux catégories :

1. Surfaces directement connectées et imperméables, où l'écoulement est direct et se fait sans pertes. Dans ce cas on utilise le modèle « sans pertes » ;
2. Surfaces perméables soumises à des pertes décrites par les différents modèles suivants :
 - Modèle de perte initiale et à taux constant ;
 - Modèle à déficit et à taux de perte constant ;
 - Modèle basé sur le Curve Number (CN) ;
 - Modèle de Green et Ampt.

Pour tous ces modèles, les pertes sont calculées pour chaque intervalle de temps et soustraites à la moyenne surfacique de précipitations de cet intervalle. La quantité d'eau restante désigne l'excès de précipitations. Cette quantité est considérée uniforme sur tout le bassin versant et représente le volume d'écoulement de surface.

III.4.4 Modélisation du ruissellement direct

Dans cette partie, on donne un récapitulatif des modèles qui simulent le processus du ruissellement direct des précipitations excédentaires sur un bassin versant. HEC HMS se rapporte à ce processus comme transformation de l'excès de précipitations pour chacun des sous bassin en un écoulement à son exutoire. Avec le HEC HMS il existe deux options pour calculer le volume de ruissellement :

- *Un modèle empirique* : Le but de ce type de modèle est d'établir un lien causal entre le ruissellement et l'excès de précipitation sans considérations détaillées des processus internes. Les équations et les paramètres du modèle ont une signification physique très limitée. Parmi ces modèles, sont inclus les modèles liés à la méthode de l'hydrogramme unitaire et les modèles d'hydrogrammes unitaires synthétiques.
- *Un modèle conceptuel* : Le modèle conceptuel inclus dans HEC HMS est le modèle de l'onde cinématique de l'écoulement de surface. Il représente, le mieux possible, les mécanismes physiques qui régissent le mouvement de l'excès de précipitation sur la surface et dans les petits canaux du bassin versant.

III.4.5 Modélisation des écoulements fluviaux avec HEC HMS

Les différents modèles d'écoulements fluviaux ou encore appelés modèles hydrauliques inclus dans le HEC HMS permettent de calculer un hydrogramme en aval du bassin versant, connaissant l'hydrogramme amont. De tels modèles sont basés sur la solution des équations de Saint-Venant ; équations de continuité et de quantité de mouvement qui décrivent le comportement de l'écoulement instable unidimensionnel dans un canal ouvert. [le forme ccl](#)

III.4.6 La modélisation des écoulements souterrains

Le logiciel HEC HMS permet aussi de modéliser, en plus des ruissellements et des précipitations, les écoulements souterrains. Ces écoulements prennent en compte à un instant donné:

- Les précipitations antérieures stockées temporairement dans les nappes souterraines;
- Les ruissellements dans le sous-sol dus à la tempête actuelle.

III.5 Description du fonctionnement du HEC HMS

III.5.1 Préparation des entrées du modèle HEC HMS

La modélisation de la réponse d'un bassin versant soumis à un phénomène pluvieux sous le logiciel HEC-HMS est découpée en trois parties :

- la modélisation du bassin versant ;
- la modélisation de la météorologie ;
- les spécifications particulières.

Ce logiciel autorise ainsi d'utiliser différents types de méthodes pour la modélisation du bassin versant et de la pluviométrie. La composante spécification permet de spécifier chaque cas par la date de début et de fin de la simulation et le pas de temps de la simulation. Nous décrivons sur ce qui suit la modélisation du bassin versant.

III.5.1.1 Préparation du modèle de bassin versant

Le prétraitement du MNT

Le dossier Raster d'altitude représente la couche basse du modèle. Il est créé à partir du dossier du modèle numérique de terrain (MNT). Le modèle numérique de terrain utilisé est un fichier des altitudes moyennes sur des pixels carrés de 90 m de côté. Le MNT a été téléchargé sur le site de l'INRA sur l'adresse : www.sgiar.org, on y trouve le MNT de toute l'Algérie présenté sous forme d'images découpées approximativement selon le quadrillage original (1 degré en latitude x 1 degré en longitude) et chaque image est projetée en UTM (WGS84). Les images disponibles sont en format GeoTIFF fichiers à 16 bits et de ce fait il leur faut une conversion en fichiers à 8 bits pour être compatible au format lu par Arcview (logiciel SIG de ESRI utilisé pour la modélisation du bassin) ; cette opération est effectuée avec le logiciel de traitement géospatial ENVI 4.5 (logiciel pour le traitement de l'imagerie satellitaire).

La deuxième étape du prétraitement consiste à charger le MNT de la région du bassin versant de Sidi Bel Abbès dans le SIG. Une fois fait, le MNT doit être corrigé. En effet, comme avec n'importe quel grand type de donnée recueilli par l'équipement de télédétection, les dossiers MNT peuvent contenir des erreurs. Ces erreurs apparaissent habituellement en tant que points anormalement bas ou hauts dans le MNT. Les puits, par exemple, sont d'intérêt particulier, car ils peuvent capturer de grands volumes d'écoulement et compromettent les résultats du modèle. Pour cette raison, le MNT doit être corrigé pour enlever toutes les valeurs anormalement hautes ou basses employant le dispositif de reconditionnement sous Arcview qui remplace ces valeurs anormales avec des valeurs interpolées des cellules voisines.

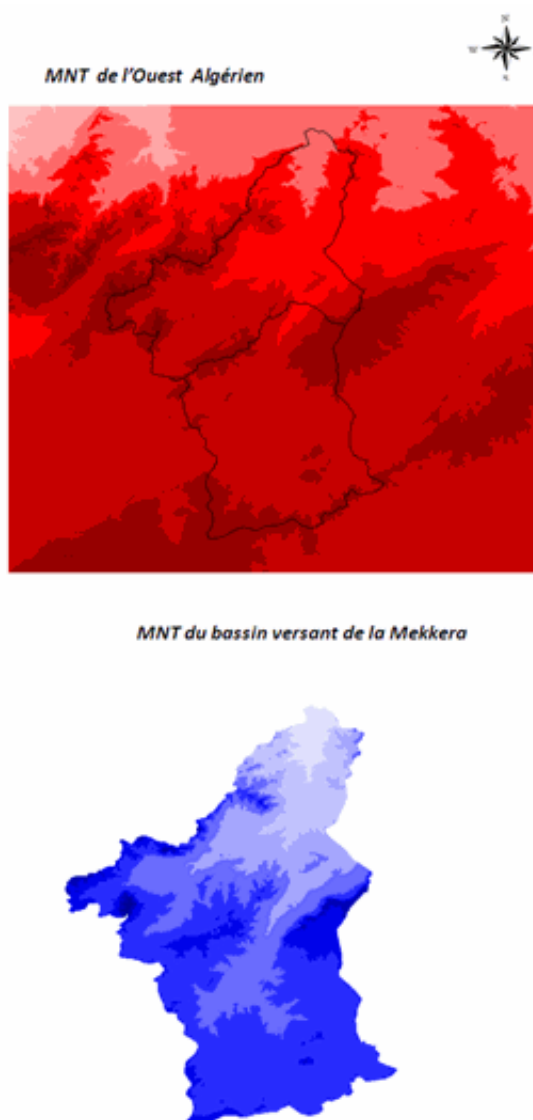


Figure 28: Délimitation du MNT du bassin versant de la Mekkera.

III.5.1.2 Modélisation du bassin versant

Traitement du MNT

La modélisation d'un bassin versant consiste, en premier lieu, en un découpage de celui-ci en plusieurs sous-bassins versants élémentaires, ensuite, spécifier les méthodes utilisées pour le calcul des infiltrations, du ruissellement et des écoulements souterrains.

La schématisation d'un bassin versant en sous bassins est réalisée à l'aide du logiciel HEC-GeoHMS. C'est une extension du système d'information géographique Arcview et du Spatial Analyst et qui a été développé comme un outil hydrologique géospatial pour les ingénieurs et hydrologues (HEC-GeoHMS manuel d'utilisateur, 2003). Cette extension produit un certain nombre d'entrées hydrologiques qui sont directement employées par HEC HMS. Il assiste l'utilisateur pour l'évaluation des paramètres hydrologiques en fournissant des tables des caractéristiques physiques des cours d'eau et des sous-bassins. Elle permet

en outre aux utilisateurs de visualiser l'information spatiale, les caractéristiques du bassin versant, de délimiter les sous-bassins, les ruisseaux, etc.

L'utilisateur doit charger le logiciel HEC-GeoHMS (Figure 29) sous Arcview et le faire apparaître dans ses extensions, le Spatial Analyst est automatiquement chargé sous Arcview. Après cette procédure, de nouvelles barres d'outils propres à HEC-GeoHMS apparaissent dans la fenêtre « Mainview » sous Arcview.

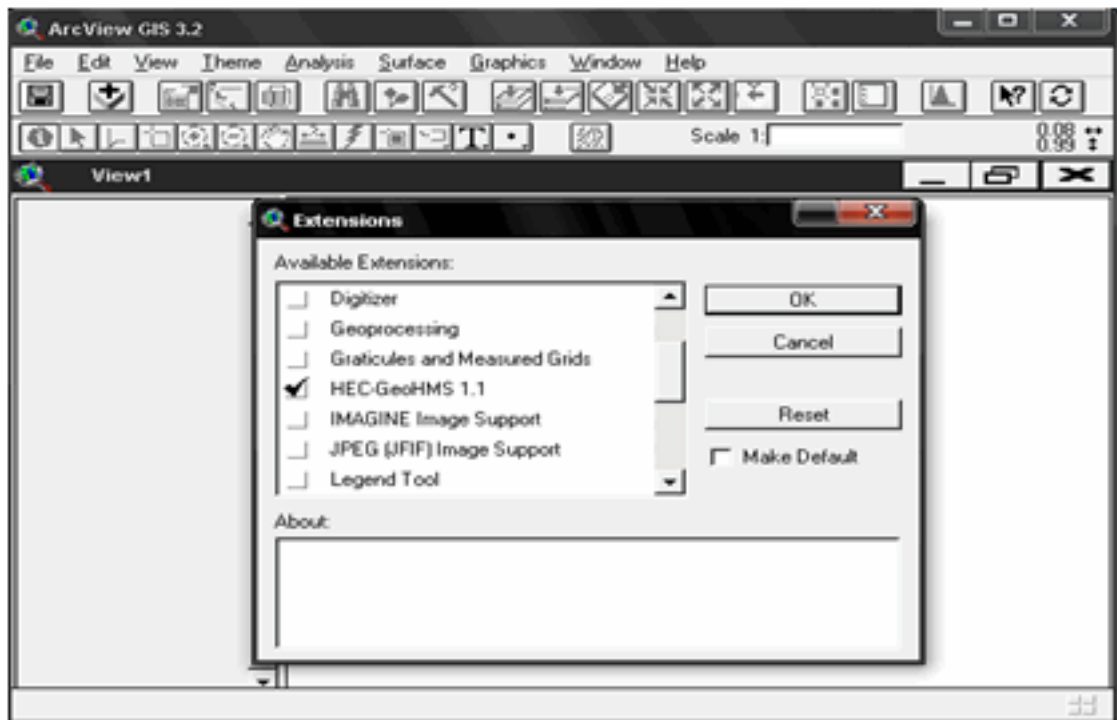


Figure 29: Extension HEC-GeoHMS sous Arcview.

Cette extension saisit comme données le MNT du bassin versant. En sortie de ce module on récupère l'ensemble des informations nécessaires à la modélisation du bassin versant stockées dans des fichiers ASCII sous le format HEC HMS.

La relation entre le SIG, le HEC GeoHMS et le HEC HMS est illustrée sur la figure 30.

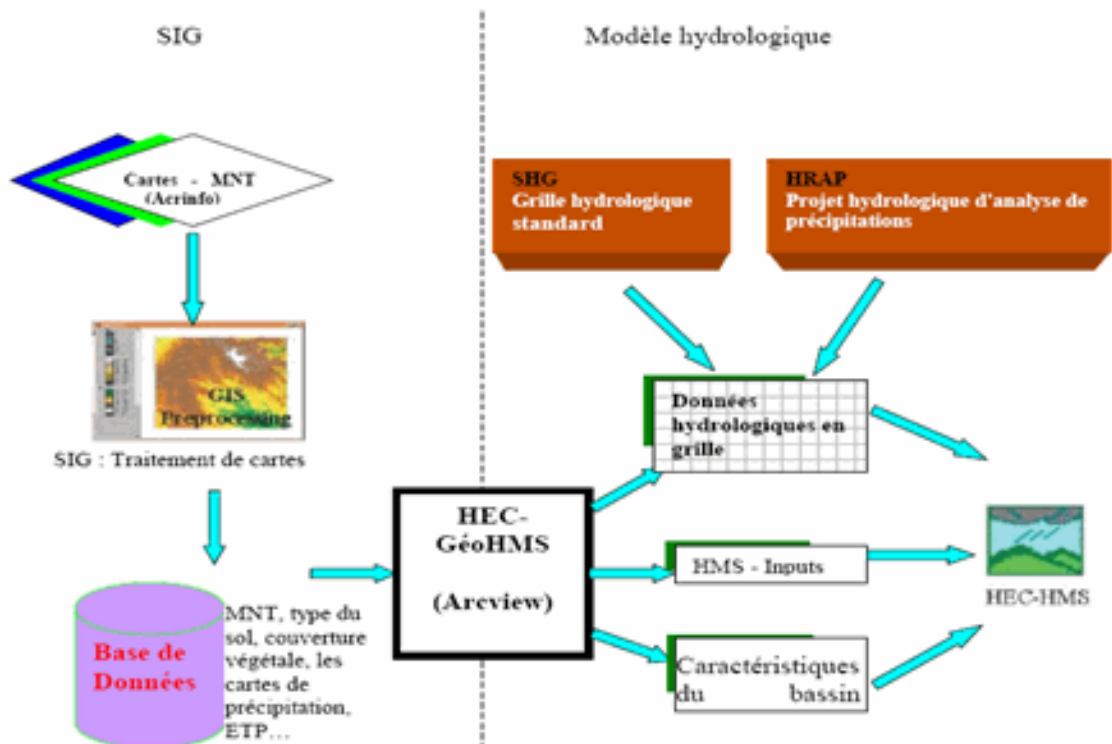


Figure 30: Vue d'ensemble du SIG et du modèle hydrologique (HEC GeoHMS manuel d'utilisateur, 2003).

Procédure de schématisation du bassin versant

Cette étape consiste en la réalisation d'un ensemble d'opérations permettant d'avoir vers la fin une schématisation de notre modèle de bassin, ces opérations sont décrites pour notre cas d'étude dans ce qui suit:

1. Définition du sens d'écoulement suivant les six directions possibles (nord-sud, est-ouest, nord-est, nord-ouest, sud-est et sud-ouest). Dans ce cas le programme examine chaque cellule dans le dossier du MNT corrigé et détermine la direction de l'écoulement pour cette cellule particulière basée sur les altitudes des huit cellules voisines. La figure 31 fournit le raster du sens de l'écoulement pour notre cas d'étude.



Figure 31: le sens de l'écoulement.



Figure 32: le chevelu hydrographique.



Figure 33: Les cours d'eau.

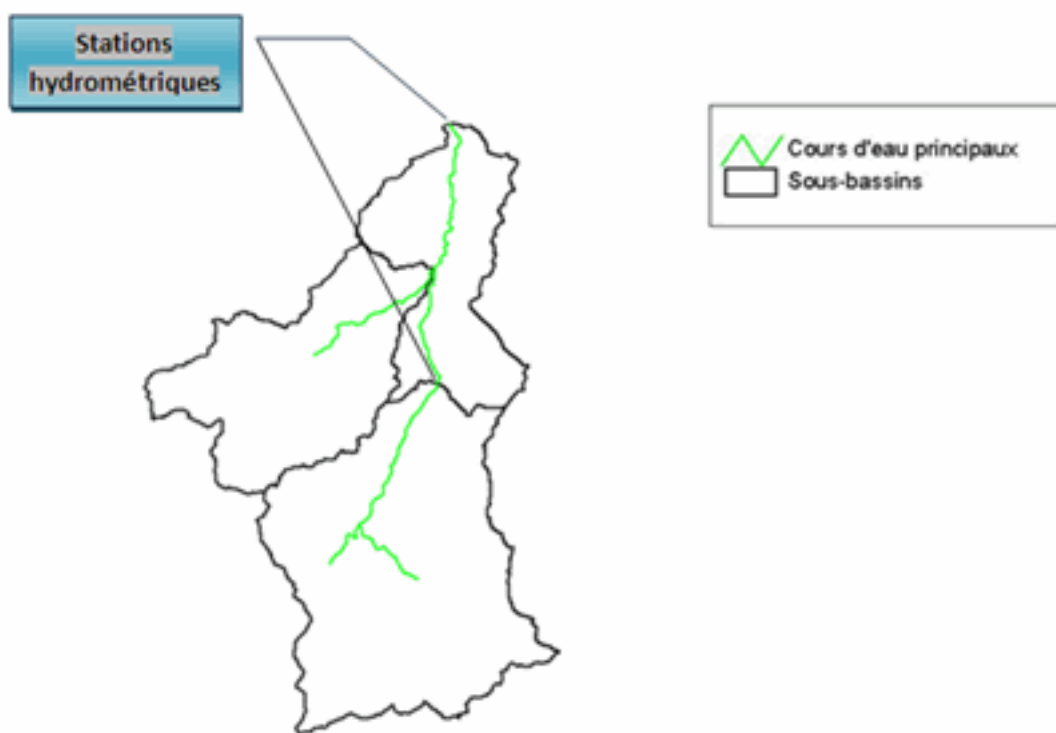


Figure 34: Les sous bassins versants et les cours d'eau principaux et localisations des stations hydrométriques.

Une fois que le traitement du MNT est parachevé et les sous bassins sont bien déterminés, on passe à l'extraction des informations nécessaires à partir de la base de données préétablie (sous-bassins et cours d'eau).

Établissement des éléments hydrologiques du bassin

Les éléments hydrologiques du bassin sont :

- Les sous-bassins ;
- Les biefs ;
- Les jonctions.

Cette étape consiste à :

Lancer un nouveau projet : Permet de définir un nouveau projet et créer un annuaire qui va contenir toutes les données extraites et les fichiers créés.

Générer la vue de projet : Permet de générer une vue de projet (Project-view), après que l'utilisateur aurait défini la zone d'étude donnant l'exutoire du bassin (figure 35).



Figure 35: Lancement d'un nouveau projet HMS.

Traitement des sous bassins

Après que le prétraitement du terrain est exécuté dans la vue principale, les données extraites de la vue principale pour le modèle HMS sont produites et placées dans la vue de projet, ce qui permettra à l'utilisateur de mettre à jour les délimitations des sous bassins. Cette étape offre les possibilités de fusion de bassins, de subdivision de bassins, de fusion de cours d'eau et d'obtention de profils en long des cours d'eau.

Caractéristiques des sous-bassins et des cours d'eau : Le logiciel HEC GeoHMS donne la possibilité de calculer les caractéristiques topographiques des cours d'eau et des lignes de partage. Ces caractéristiques sont utiles pour comparer les bassins entre eux et pour estimer les paramètres des modèles hydrologiques. Les caractéristiques physiques des cours d'eau et des lignes de partage sont stockées dans des tables d'attributs. Ces caractéristiques sont : les longueurs des cours d'eau, les pentes, les centroïdes des bassins, longueur de plus long chemin d'écoulement et les centres des cours d'eau (figure 36).

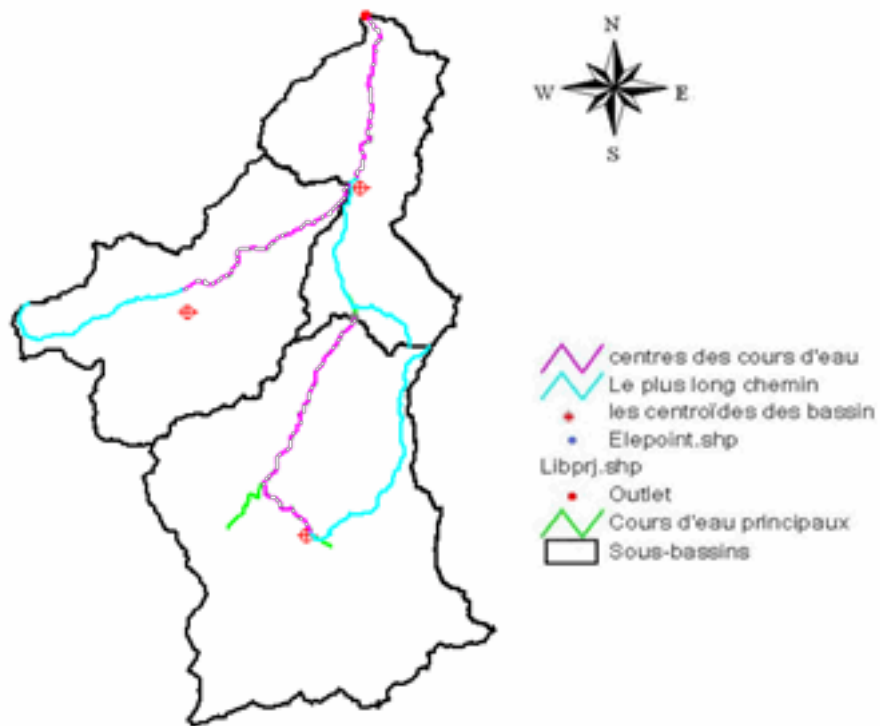


Figure 36: Caractéristiques des sous-bassins et des cours d'eau.

La schématisation du modèle de bassin : Le schéma du modèle de bassin est la représentation du modèle hydrologique du bassin et de ses éléments (biefs, jonctions....) et leurs connectivités.

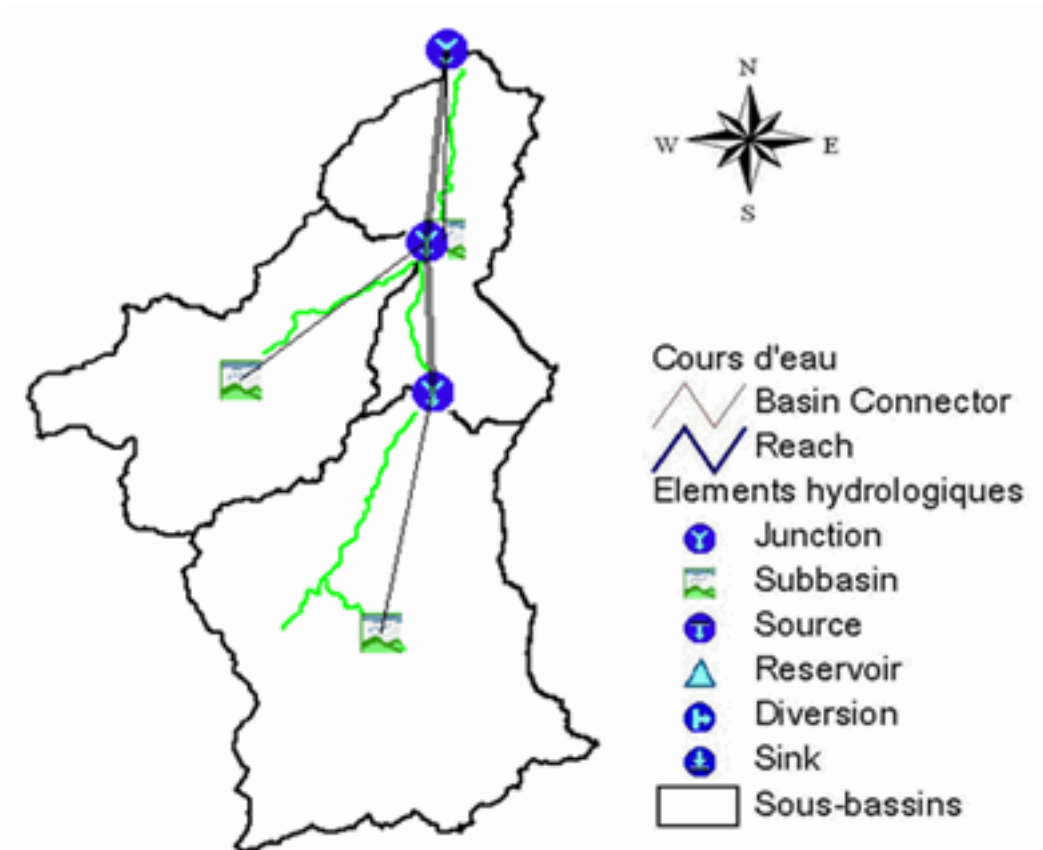


Figure 37: Schématisation du modèle du bassin.

Ajout des coordonnées : à cette étape, on assigne des coordonnées géographiques aux éléments hydrologiques dans des tables des attributs. Cette opération permet l'exportation des données du système d'information géographique (format ASCII) vers un format non-approprié tout en préservant l'information géospatiale.

Le Fichier carte de fond (fichier.map) : Ce fichier comprend l'information géographique des frontières des sous bassins et les alignements des cours d'eau dans un fichier texte de format ASCII qui peut être lu par HMS.

Importation du modèle de bassin dans HEC HMS

Les deux fichiers ainsi créés sont importés dans HEC HMS et servent pour la création du modèle du bassin, le résultat d'importation est illustré dans la (figure 38).

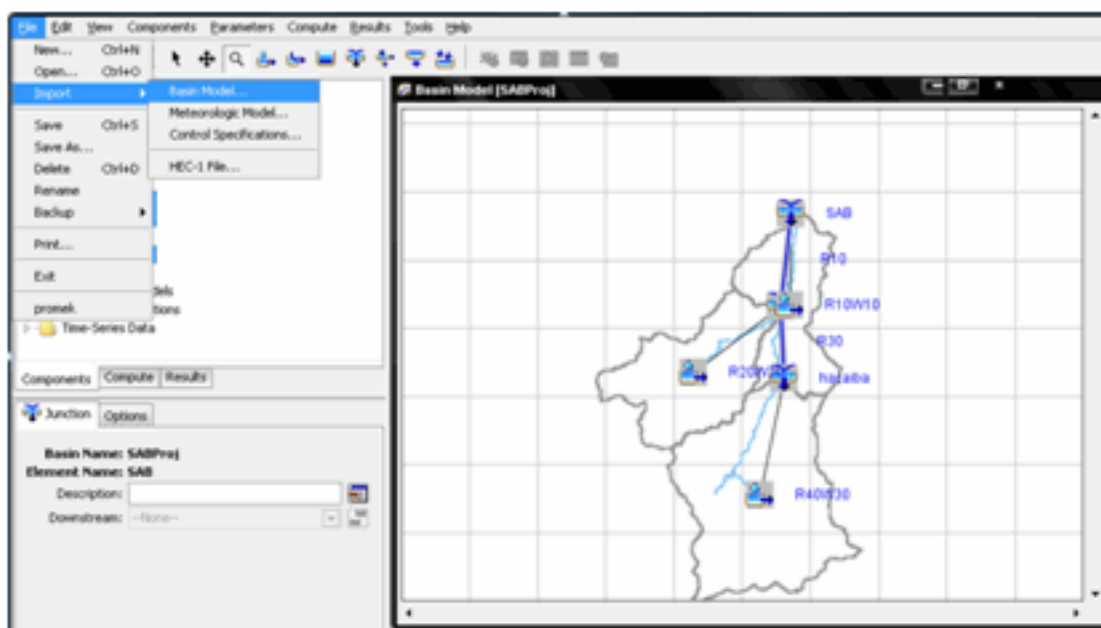


Figure 38: Résultat d'importation des fichiers map et bassin dans le modèle HEC HMS.

Cette étape est considérée comme étape de transition. Nous allons dans le chapitre suivant passer à la modélisation hydrologique sous HEC HMS proprement dite.

III.6 Le cadre de modélisation

Tout modèle pluie-débit pour la simulation de crues doit répondre à des critères. Le principal critère est la robustesse du modèle, c'est-à-dire sa capacité à représenter des crues qui n'ont pas servi au calage de leurs paramètres. La robustesse d'un modèle renvoie à sa capacité d'extrapolation dans des conditions climatiques non stationnaires, en particulier vers les événements extrêmes. Cette problématique est primordiale dans une optique d'utilisation des modèles pluie-débit en prévision opérationnelle des crues.

Le modèle que nous allons utiliser par la suite est un modèle distribué, parcimonieux et événementiels ; Marchandise (2007) définit ces trois (03) termes:

- **Modèles distribués** : le mode distribué permet de tirer profit de l'information disponible sur l'organisation spatiale des pluies et du relief notamment. L'information fournie par les pluviographes spatialisés ou les Modèles Numériques de Terrain peuvent forcer le modèle, sans introduction de paramètres supplémentaires.
- **Modèles parcimonieux** : L'introduction de paramètres supplémentaires dans un modèle ne se justifie que dans la mesure où on a des données mesurées pour valider cet ajout. Or dans notre cas, seules les données de débit à l'exutoire de deux sous bassins sont disponibles. En outre, si l'introduction d'un nombre important de paramètres dans un modèle hydrologique permet souvent un meilleur ajustement du modèle, les performances du modèle en validation ne sont pas nécessairement améliorées. Enfin, un nombre de paramètres élevés accentue le risque d'un nombre important de combinaisons de paramètres optimaux.
- **Modèles événementiels** : Dans l'utilisation des modèles pluie-débit, on distingue classiquement un mode continu –le modèle tourne tout au long de l'année- du

modèle événementiel : le modèle n'est lancé que lorsqu'il se produit un événement pluvieux. La différence fondamentale entre ces deux catégories de modèles réside dans la représentation plus ou moins complète des différentes composantes du cycle de l'eau. Pour un modèle événementiel appliqué à la simulation des crues éclair, il suffira de représenter la dynamique rapide (génération du ruissellement de surface) et la décrue. Le modèle continu simulera en complément les processus qui s'étalent sur une temporalité plus longue : redistribution de l'eau dans les sols, évapotranspiration...

L'avantage des modèles continus est qu'ils décrivent les variables d'état du système à tout moment, notamment au début des épisodes pluvieux intenses. A l'inverse, le modèle événementiel doit être initialisé en fonction d'indicateurs d'humidité initiale du bassin, qui peuvent être le débit de base, un indice des pluies antérieures, un indicateur saisonnier ou empirique.

III.7 Description du modèle utilisé

Le modèle utilisé est physico-conceptuel (dans le sens où il se base sur les équations de la physique et sur la notion de capacité d'absorption des sols dans sa fonction de production) et semi spatialisé car il permet le découpage du bassin en un certain nombre d'éléments (tronçons et sous-bassins). Ce modèle utilise la fonction de production du SCS et une fonction de transfert basée sur le modèle d'onde cinématique.

Un bassin versant est représenté par un réseau ramifié de biefs de cours d'eau supposés uniformes et de sections rectangulaires, auxquels sont raccordés deux versants de forme rectangulaire.

III.7.1 Méthode de production du SCS

La méthode emploie le nombre de courbe de SCS pour déterminer la hauteur de la pluie qui s'infiltre dans le sol et la quantité en excès qui demeure sur la surface pour un secteur définis. Le nombre de courbe de SCS décrit le potentiel d'une surface à produire du ruissellement en fonction du type de sol et de son occupation. Le nombre de courbe CN (Curve Number) s'étend entre $0 < CN < 100$, avec 0 comme limite inférieure théorique décrivant une surface qui absorbe toute la précipitation, et 100 la limite supérieure décrivant une surface imperméable où toute la précipitation devient écoulement. La méthode calcule la précipitation excessive (Pe) produite pour une hauteur par accroissement de la pluie tombant sur un secteur en utilisant l'équation suivante:

$$Pe = \frac{(P - 0.2S)^2}{P + 0.8S}$$

Où, P : est la hauteur par accroissement de la pluie, et S représente la quantité maximum potentielle de l'eau maintenue par le sol ;

$0.2S$: représente les pertes initiales ou la pluie d'imbibition. Il est ressorti de l'étude expérimentale de nombreux bassins versants aux Etats-Unis que la hauteur de pluie d'imbibition peut être considérée comme une fonction linéaire de la capacité d'absorption du sol S .

La valeur S est liée au CN par la formule suivante :

$$S = \left(\frac{1000}{CN} - 10 \right) * 25,4$$

L'équation est appliquée seulement pour la condition de $P \geq 0,2S$, autrement toute la précipitation est considérée perdue par infiltration.

En tant que son produit final, la méthode de SCS fournit la profondeur de la précipitation excessive résultant d'une profondeur donnée de précipitations tombant au-dessus d'un secteur pendant un intervalle de temps spécifique. Le volume de la précipitation ou de l'écoulement excessif est simplement le produit de la profondeur d'écoulement et du secteur.

Une fois correctement calculées, ces valeurs par accroissement d'écoulement peuvent être combinées à l'exutoire pour produire un hydrogramme direct d'écoulement pour le bassin versant tout entier.

Le modèle SCS est réputé être souple, susceptible de s'adapter à tout type de bassin sans préjuger de la nature des processus de formation de crues (Gaume, 2002 ; Marchandise, 2003 et 2007 ; Lequien, 2003 ; Estupina, 2004).

III.7.2 Le modèle de l'onde cinématique

Il s'agit d'un modèle conceptuel qui représente les versants du bassin comme des canaux à surface libre dont le débit entrant correspond à l'excès de précipitations. Il résout donc les équations (de continuité et de quantité du mouvement) qui régissent les écoulements instationnaires en eau peu profonde pour tracer l'hydrogramme de ruissellement.

Le bassin versant étant découpé en deux plans séparés par le cours d'eau dans lequel les écoulements se déversent (figure 39). Le modèle de l'onde cinématique représente les écoulements de surface sur ces plans.

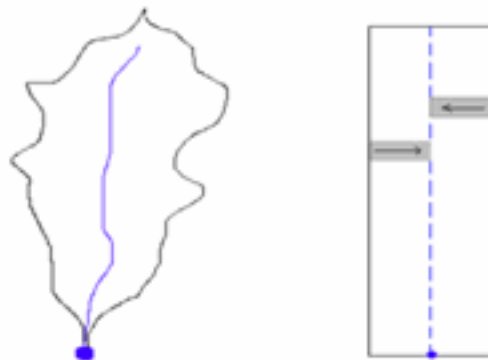


Figure 39: Schématisation d'un modèle de bassin pour la fonction de l'onde cinématique

Modèle du ruissellement direct

Dans un système avec une dimension, l'équation de quantité de mouvement est :

$$j = i - \frac{\partial y}{\partial x} - \frac{V}{g} \frac{\partial V}{\partial x} - \frac{1}{g} \frac{\partial V}{\partial t}$$

où j : gradient d'énergie; i : pente inférieure; V : vitesse; y : profondeur hydraulique; X : distance le long du chemin d'écoulement, t : temps; g : accélération due à la pesanteur; $\frac{\partial y}{\partial x}$: gradient de pression; $\frac{V}{g} \frac{\partial V}{\partial x}$: accélération convective; $\frac{1}{g} \frac{\partial V}{\partial t}$: accélération locale.

Le gradient d'énergie peut être estimé avec l'équation de Manning qui peut être écrite comme :

$$Q = \frac{C R^{2/3} j^{1/2}}{N} A$$

Où, Q : écoulement, R : rayon hydraulique, A : section, et N : un facteur de résistance qui dépend de la couverture des plans (paramètre tabulé voir en annexe 2). Pour l'écoulement peu profond, la pente inférieure et le gradient d'énergie sont approximativement égaux et les effets d'accélération sont négligeables, ainsi l'équation de quantité de mouvement se simplifie :

$$j = i$$

La deuxième équation critique, la représentation unidimensionnelle de la continuité l'équation, est

$$A \frac{\partial V}{\partial x} + V B \frac{\partial y}{\partial x} + B \frac{\partial y}{\partial t} = q$$

où B : largeur extérieure de l'eau; q : apport latéral par unité de longueur de canal.

L'apport latéral représente l'excès de précipitation, calculé comme différence les précipitations et l'eau infiltrée.

Avec la simplification appropriée pour l'écoulement peu profond au-dessus d'un plan, l'équation de continuité est réduite à :

$$\frac{\partial A}{\partial t} + \frac{\partial Q}{\partial x} = q$$

En combinant les équations, l'équation suivante est obtenue :

$$\frac{\partial A_T}{\partial t} + \alpha^{m-1} \frac{\partial A_T}{\partial x} = q$$

$$\alpha = 1,486 \frac{S^{0.5}}{N} \quad m=5/3N$$

A :section transverse ; S : la pente ; N :coefficient de rugosité ; q :débit d'apport latérale par unité de longueur

Où : α et m dépendent de la forme du canal, leurs valeurs sont calculées à partir d'équations données en fonction de la forme du canal (voir manuel de référence technique du HEC HMS, 2000).

Cette méthode est aussi utilisée pour les écoulements fluviaux. Dans les deux cas, la résolution des équations se fait par la méthode des différences finies pour assurer la précision et la stabilité. Pour utiliser la méthode de l'onde cinématique dans la modélisation du ruissellement, le bassin versant est décomposé en divers éléments :

- Les plans de ruissellement de surface ;
- Les canaux de collection ;
- Le cours d'eau principal.

Les informations nécessaires à connaître pour chacun de ces éléments sont représentées sur le tableau 4:

Tableau 4:divers éléments à connaître pour les sous bassins utilisant le modèle de l'onde cinématique sous HEC HMS.

Plans de ruissellement de surface	Collecteurs	Cours d'eau principal
Longueur caractéristique	Aire drainée par le canal	Longueur du canal
Pente représentative	Longueur caractéristique	Pente du canal
Coefficient de rugosité	Forme de la section	Forme de la section
Aire représentée par le plan	Dimensions représentatives de la section	Dimensions représentatives de la section
Paramètres de pertes	Coefficient de Manning	Coefficient de Manning

a-Modèle de l'écoulement fluviale

Ce modèle est choisi du fait que la partie de l'oued dont on veut modéliser l'écoulement présente de fortes pentes, ce qui convient au modèle de l'onde cinématique (voir III.3.2.1.c1). Les mêmes simplifications sur les équations de quantité de mouvement et de continuité décrites auparavant sont faites dans le cas du modèle de l'onde cinématique conceptualisant l'écoulement dans un canal. Les informations nécessaires à ce modèle sont :

- Le type de la section du cours d'eau : trapézoïdale, rectangulaire ou circulaire ;
- Les dimensions principales : la base de la section du canal, le diamètre de la conduite; Pente des berges ;
- La longueur du bief ;
- La pente de ligne d'énergie ;
- Coefficient de la rugosité de Manning (n).

D'après les travaux de Daluz-Vieira (1983) ou de Bocquillon (1978) cité par Gaume (2003), l'approximation de l'onde cinématique est très souvent pertinente pour la simulation des écoulements en cours d'eau.

Chapitre IV :Modélisation distribuée du bassin de la Mekerra sous HEC HMS

IV.1 Introduction

La modélisation déterministe peut être un bon moyen de prévision en temps réel des crues, cela a déjà fait l'objet d'études sur plusieurs bassins méditerranéens (Estupina, 2004; Marchandise, 2007) et est même adoptée par plusieurs gouvernements pour la lutte contre les crues éclairées. Nous savons que le bassin versant de la Mekerra présente un système karstique, nous savons aussi que ces systèmes ont un comportement non linéaire et non stationnaire (Bailly-Comte, 2008) ceci est impliqué par le fait que les écoulements de karst ne résultent pas simplement de la convolution d'une fonction dépendante de transfert de temps et d'une série chronologique de précipitations. Dans ce chapitre à travers l'étude d'évènements historiques nous voulons connaître comment les crues éclairées peuvent être influencées par un système karstique. Notre étude veut représenter le plus correctement possible et avec un minimum de compréhension la montée des eaux et les pointes de crue sur le bassin de la Mekerra. Le modèle choisie prend en charge les processus physiques de la rétention en eau du sol et du ruissellement superficiel tant sur les versants que dans les cours d'eau à simuler les crues (on fait exprès de négliger le milieu karstique dans la construction de notre modèle). La figure 40 donne le schéma adopté pour une modélisation conceptuel semi distribué du bassin de la Mekerra.

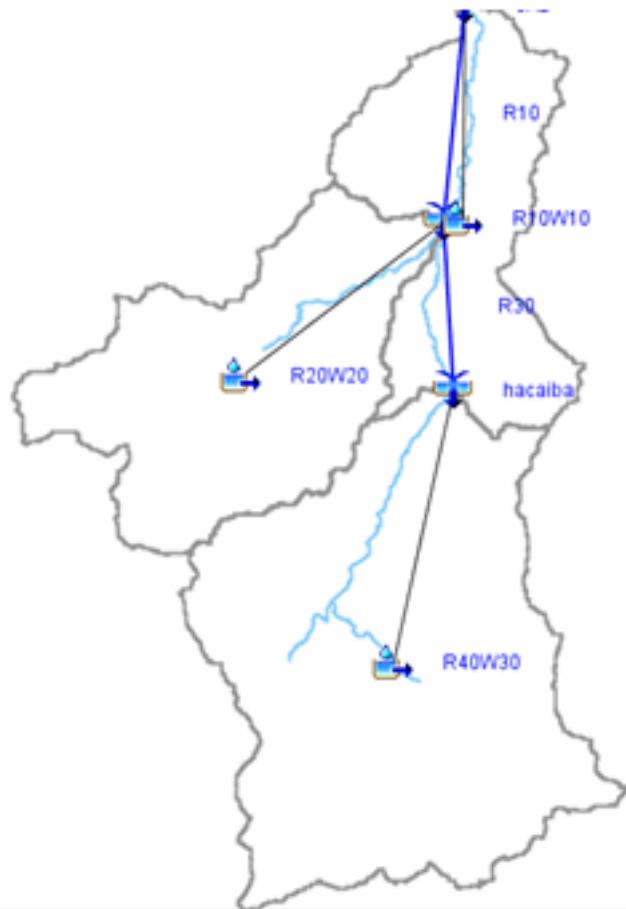


Figure 40: Schéma général du modèle hydrologique (modélisation opérationnelle)

IV.3 Sélection des évènements

A partir des fichiers hydrométriques horaires de 1963 et jusqu'en 2007, nous n'avons sélectionné que les évènements qui présentaient un pic important. Nous avons choisi pour cela un seuil d'au moins $150 \text{ m}^3/\text{s}$ enregistré à la station de Sidi Ali Ben Youb (11 02 01). La base de données comprend 40 évènements pluvieux survenant tout au long de l'année (Figure 41). On trouve en majorité des évènements d'automne (18 évènements) qui donnent les crues les plus importantes ; sept (07) crues d'hiver et de printemps ; enfin, quinze (15) crues correspondent à des averses orageuses d'été.

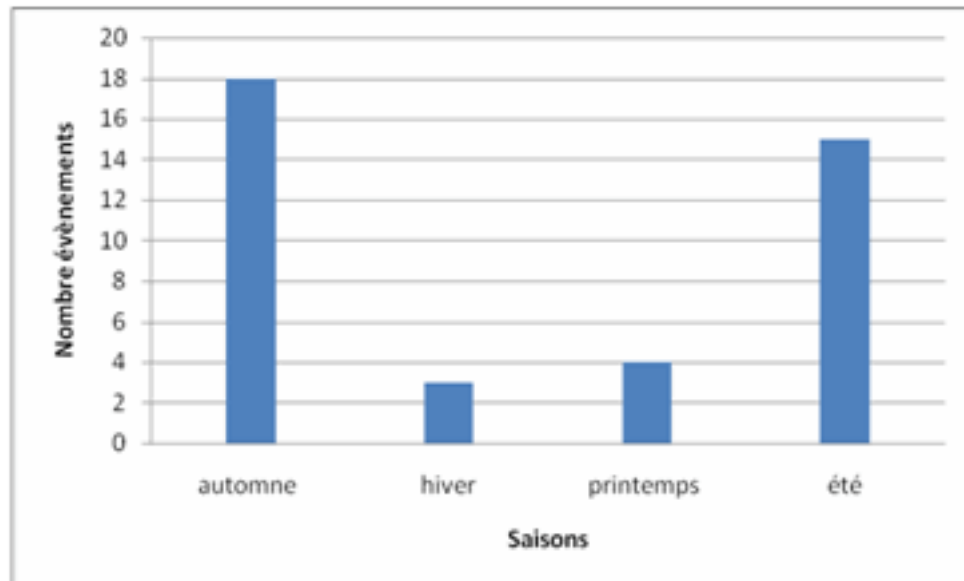


Figure 41: Saisonnalité de la base de données

En terme de débit de pointe de crue, la majorité des événements (18 sur 40) se situe dans la gamme de débits [150 m³/s, 250 m³/s] mais on dispose également d'un nombre important de crues de forte intensité, dépassant les 600 m³/s en débit de pointe (Figure 42).

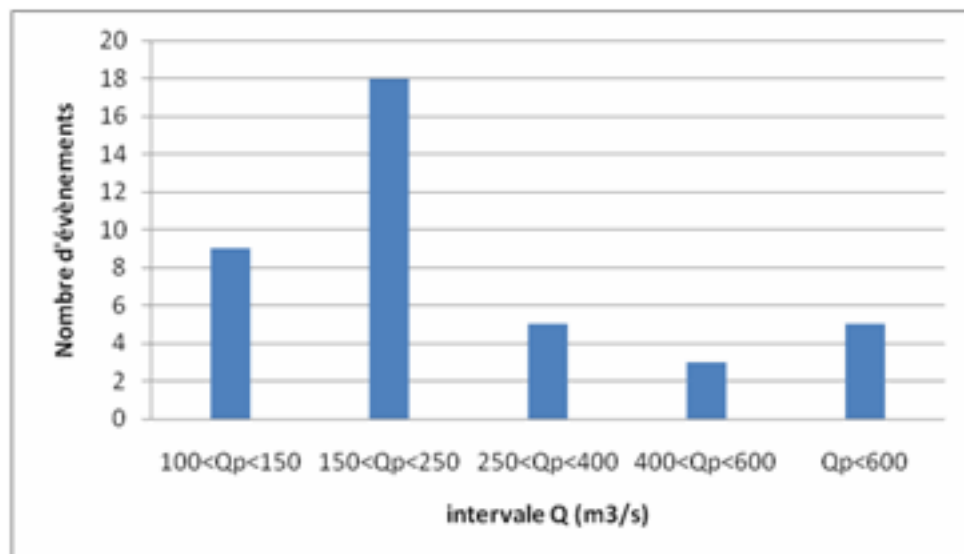


Figure 42: évènements classées suivant l'intensité du débit de pointe.

Un des grands handicaps de cette étude est malheureusement l'insuffisance des données pluviographiques ; en effet, ces données ne sont pas aussi disponibles que celles de l'hydrométrie pour permettre une confrontation entre les deux pour un évènement donné. Pour cette raison les 40 évènements n'ont pas servi systématiquement à toutes les simulations. Nous précisons dans ce qui suit les raisons de l'utilisation d'un évènement donné.

IV.3.1 Sélection des évènements selon la disponibilité des données pluviographiques

Comme nous avons vu au début, le bassin versant de la Mekerra a connu plusieurs évènements extrêmes ; malheureusement, les mesures nécessaires à la compréhension de ces évènements présentent dans la plupart des cas des lacunes dues à des dysfonctionnements dans l'enregistrement de la mesure, qui les rendent parfois inexploitable. Autre lacune qui concerne la pertinence du nombre et de l'emplacement des pluviographes : comme nous avons vu à la partie description du bassin versant (chapitre - I-), ces appareils sont au nombre de quatre (04) (figure 43), ceci empêche toute manœuvre dans le cas où nous voudrions négliger l'une des stations tout en ayant une représentativité spatiale acceptable de la mesure.

La sélection s'est faite en choisissant des enregistrements pluviographiques sans lacunes pour les quatre stations durant tout l'évènement. Nous avons obtenu trois (03) évènements sur les quarante (40) initiaux. Ce nombre est sans doute intéressant, mais reste hélas insuffisant pour la construction d'un modèle qu'on pourrait juger comme robuste.

La figure 36 représente le découpage du bassin versant en secteurs d'influence de chaque pluviographe selon la méthode des polygones de Thiessen (influence du pluviographe selon des considérations surfaciques).

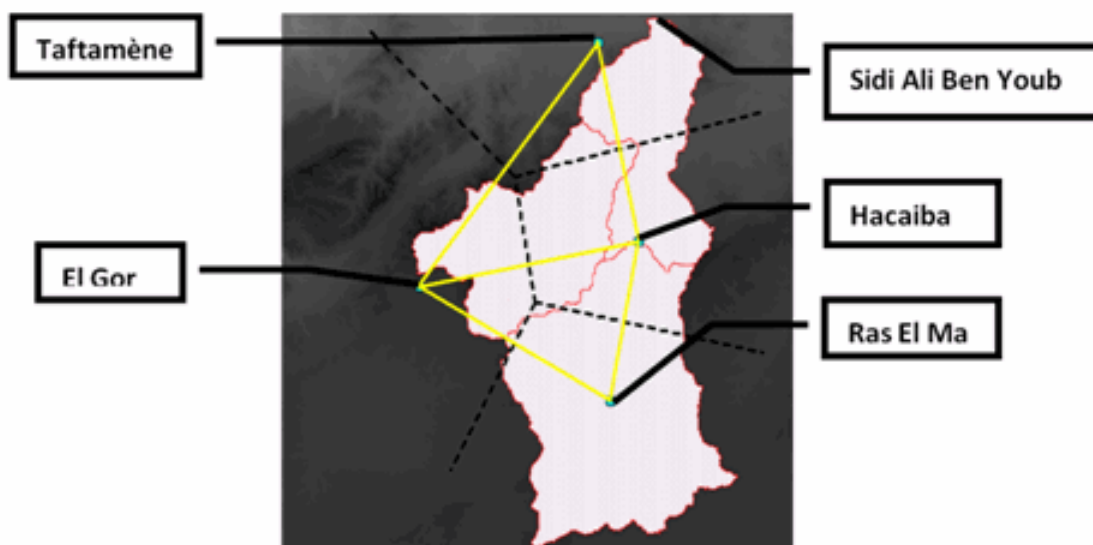


Figure 43: Aires affectées à chaque pluviographe selon la méthode des polygones de Thiessen.

Les raisons de l'indisponibilité des mesures peuvent être résumées dans ce qui suit:

- On peut citer en premier lieu la défaillance des appareils de mesures pendant les évènements extrêmes où ils sont fortement sollicités.
- Passivité des agents récolteurs des bandes d'enregistrement et ainsi le non remplacement de ces bandes pendant les journées critiques, cette situation nous l'avons noté pour la station de Ras El Ma (11 01 02).
- Il faut surtout dire que la concentration insuffisante en pluviographes dans la région ne permet pas de faire beaucoup de compromis.

Les évènements sélectionnés sont au nombre de trois (03), leurs caractéristiques sont présentées dans le tableau 5:

Tableau 5: caractéristiques des évènements de crue.

N° évènement	Date de la crue	Temps de montée (heure)	pic de crue (m ³ /s)
1	24 aout 2002	5	641,2
2	26 mai 2006	2	396,5
3	19 avril 2007	6	920

IV.3.2 Classification selon l'état d'humidité initiale du bassin

Comme nous l'avons expliqué au chapitre précédent le paramètre CN du modèle SCS vari selon les états d'humidité du sol initiaux. Marchandise (2007) a démontré en utilisant quatorze (14) évènements -sept (07) pour le calage et sept (07) autres pour la validation- et en fonction de la saison, le paramètre S conceptualisant le stock en eau du sol dans le modèle SCS (calculé en fonction de CN dans notre cas), changeait considérablement en fonction de la saison pour le bassin versant du Gardon d'Anduze (Sud de la France). Cette variation est fonction de la variation de l'humidité qui précède l'évènement étudié (ruissèlement rapidement produit pour un sol initialement saturé). Cependant, il est difficile de mesurer cette humidité à tout moment et en tout point du bassin versant. Pour se rapprocher de cette valeur nous avons choisi l'indice de précipitations antérieures (IPA).

Indice de Précipitations antérieures (IPA)

Cet indice a été développé par Kohler et Linsey (1951). Il vise à suivre le comportement global de l'humidité du bassin versant, étant donné qu'il est impossible de suivre en chaque point et à chaque instant son évolution.

L'IPA journalier s'exprime, dans sa version la plus simple comme une combinaison linéaire des pluies tombées les jours précédents de la forme :

$$IPA = \sum_{i=1}^{\infty} a_i P_i$$

avec a_i une suite de coefficients décroissants inférieurs à 1 et P_i la pluie tombée i jour avant la date de calcul de l'indice. Les suites a_i couramment utilisées sont des fonctions inverses ou exponentielles. Pour ces dernières –les plus utilisées-, l'indice prend la forme suivante :

$$IPA = \sum_{i=1}^{\infty} k^i P_i$$

k étant un paramètre à déterminer. L'indice est généralement initialisé à 0 en fin de saison sèche.

Dans notre étude, nous avons gardé la formulation avec décroissance exponentielle quotidienne de la valeur de l'indice. Le coefficient de récession k a été choisi égal à 0.95. Pour chaque épisode, il a été retenu une moyenne des stations disponibles influençant le bassin versant.

IV.4 Présentation des évènements

Evènement 1 : crue du 23 aout 2002

Nous disposons pour cet évènement de quatre pluviographes : Ra El Ma au Sud, El Gor au Centre Ouest, Hacaiba au Centre Est et Taftamene au Nord (figure 43).

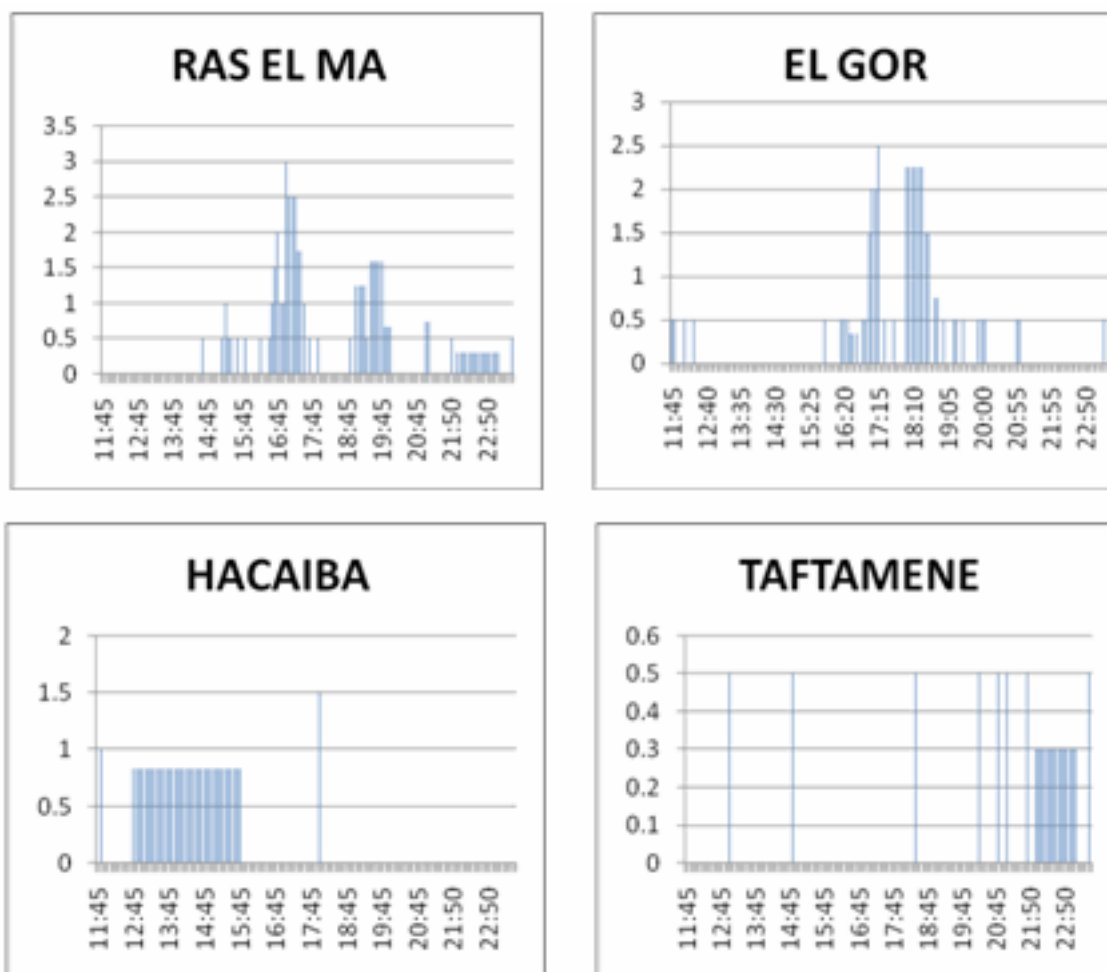


Figure 44: Les enregistrements des quatre pluviographes sur le bassin de la Mekerra lors du 23 aout 2002.

Il est à noter qu'il est tombé 49 mm sur Ras El Ma contre 21,5 mm sur Hacaiba, 12,5 mm sur Taftamene et 23 mm sur El Gor. De plus c'est sur Ras El Ma qu'on a enregistré les plus fortes intensités pluvieuses du bassin.

Les hydrogrammes de crue réels pour les deux stations de mesures de Hacaiba (11 01 01) et de Sidi Ali Ben Youb (11 02 01) sont disponibles. Le calage a été effectué sur les débits observés à Sidi Ali Ben You. Pour optimiser le calage nous avons utilisé la fonction objective qui adapte **le temps de monter et la crête de l'hydrogramme simulé à celui de l'hydrogramme observé**. Les deux hydrogrammes sont illustrés sur la figure 45.

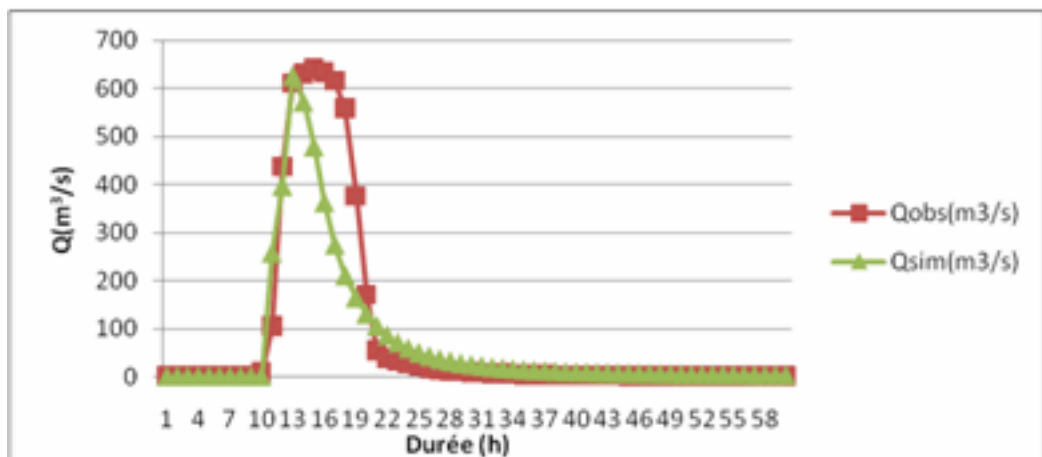


Figure 45: hydrogrammes observé et simulé du 24 aout 2002 à la station de Sidi Ali Ben Youb (11 02 01).

Nous obtenons pour ce calage un bon ajustement du temps de monté et du pic de crue. Les paramètres obtenus sont montrés dans le tableau 6:

Tableau 6: paramètres calés sur l’hydrogramme du 24 aout 2002 à la station Sidi Ali Ben Youb (11 02 01).

sous bassin	R40W30	R20W20	R10W10	IPA (mm)	extension	Coef Manning's
CN	83,31	79,84	72,73	0	R30	0,04
Coef Manning's	0,0889	0,0417	0,587		R10	0,02

A partir de ce graphique nous pouvons faire les commentaires suivants:

- Des grandes valeurs de CN pour l’ensemble des sous bassins. C’est le sous bassin R40W30 qui prend la plus haute valeur (grande part des précipitations qui ruisselle) ;
- L’hydrogramme simulé à Hacaiba (11 01 01) est largement surestimé ;
- Sur la figure 45 et malgré des CN élevés, il est à constater que le volume observé produit est plus de deux fois supérieures que celui simulé. Pour avoir des volumes similaires pour les hydrogrammes simulé et observé, il aurait fallut les CN suivant : R10W10 :95,6, R20W20 :98, R40W30 :89 (équivalent à une surface presque complètement imperméable). Ce qui est invraisemblable vu que ces valeurs auraient donné un pic de crue de presque 2000m³/s.

Evènement 2 : crue du 26 mai 2006

Nous disposons pour cet évènement de seulement trois pluviographes : El Gor, Hacaiba et Taftamene, celui de Ras El Ma présente des lacunes de mesures.

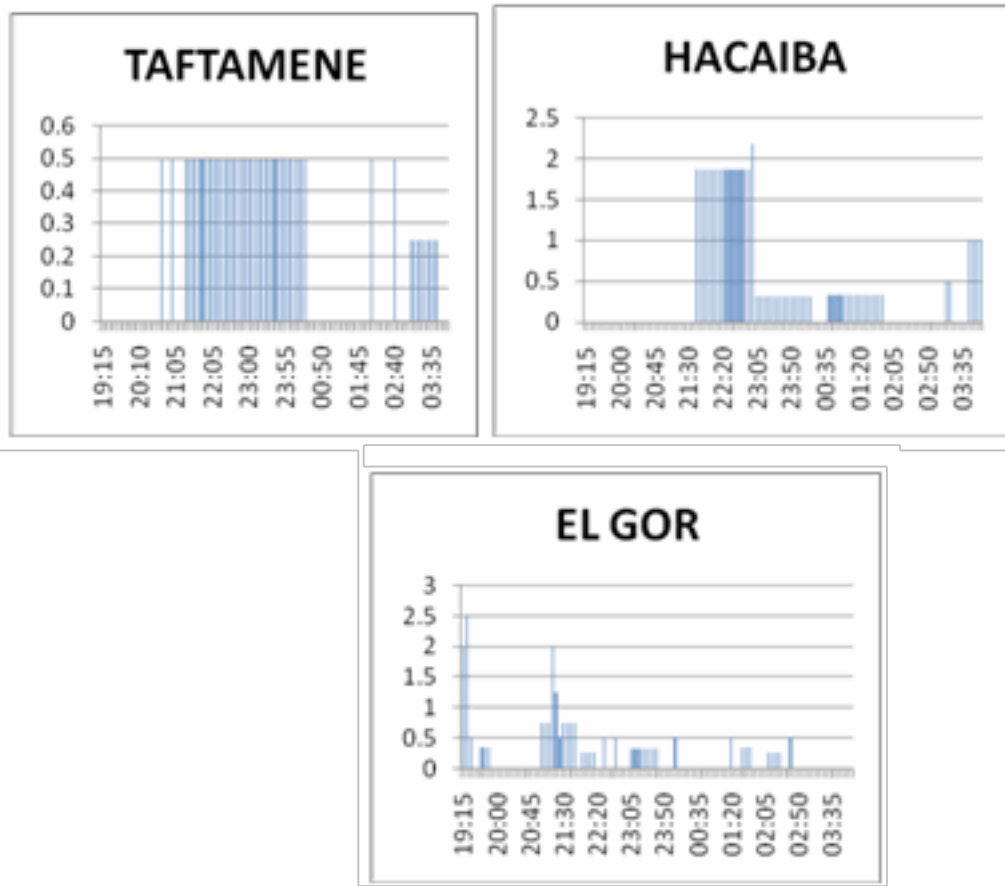


Figure 46: Les enregistrements pluviographiques sur le bassin de la Mekerra au 26 mai 2006.

Pour remédier à l'absence de données sur Ras El Ma, nous avons pris directement le débit enregistré à la station Hacaiba (11 01 01) et nous l'avons substitué au débit qui aurait pu être simulé sur le sous bassin R40W30 en utilisant la station de Ras El Ma. Et de ce fait, pour cet évènement nous n'avons simulé que les phénomènes produits à l'aval de Hacaiba. L'IPA en cette date est d'environ 15mm.

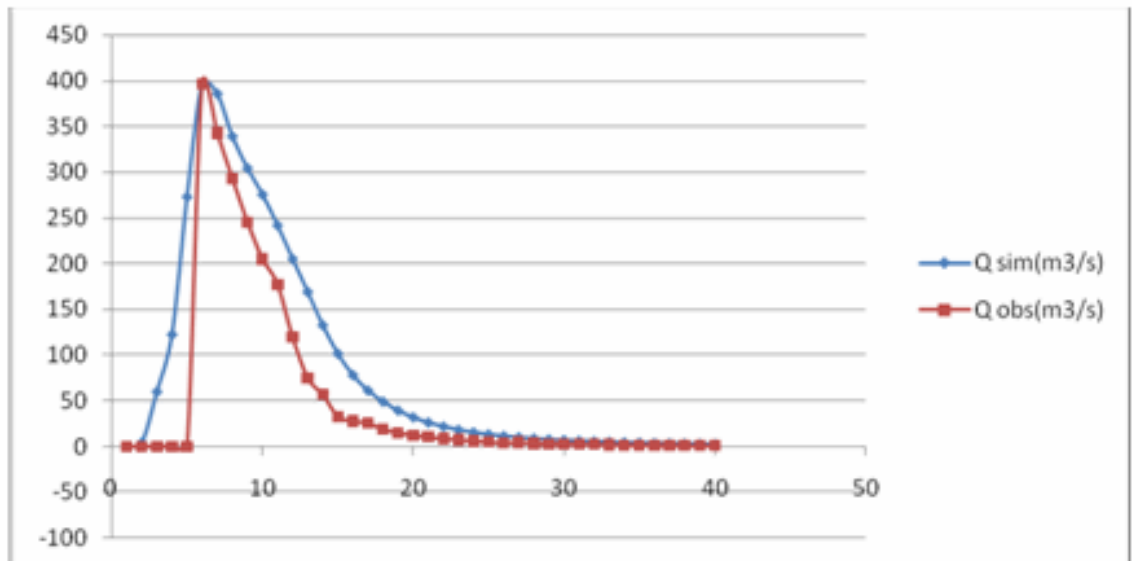


Figure 47: Hydrogrammes observé et simulé du 26 mai 2006 à la station Sidi Ali Ben Youb (11 02 01).

Le tableau 7 représente les paramètres de modèle calés suivant l'hydrogramme observé au 26 mai 2006.

Tableau 7: paramètres calés sur l'hydrogramme du 26 mai 2006 à la station Sidi Ali Ben Youb (11 02 01).

sous bassin	R40W30	R20W20	R10W10	IPA (mm)	extension	Coef Manning's
CN	-	85.551	92.398	15	R30	0,04
Coef Manning's	-	0,0417	0,0889		R10	0,02

Le commentaire le plus important qu'on pourrait émettre est l'augmentation sensible des valeurs de CN dans les sous bassins R20W20 et R10W10 par rapport à l'évènement précédent.

Evènement 3 : crue du 19 avril 2007 :

Pour cet évènement nous disposons des quatre pluviographes réunis (figure 48) :

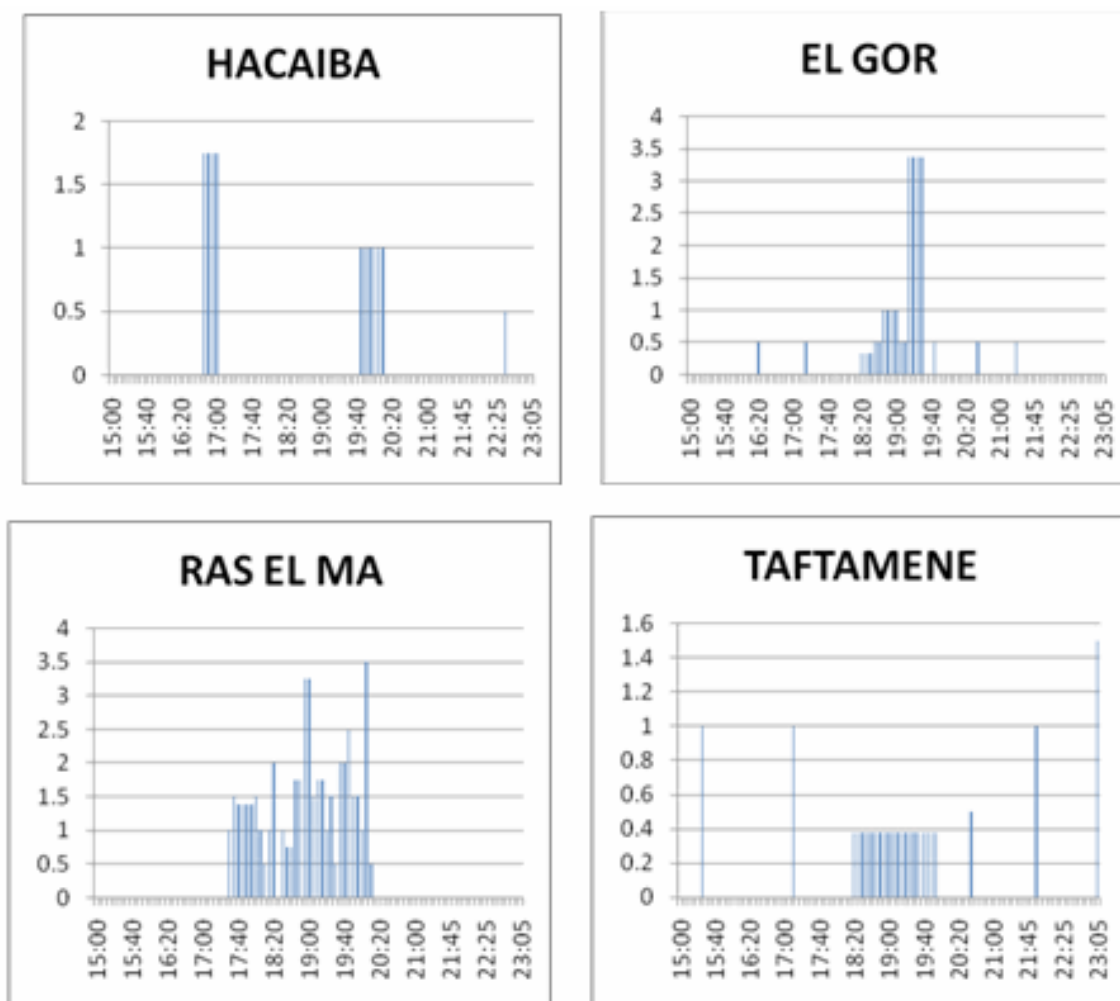


Figure 48 : Les enregistrements des quatre pluviographes sur le bassin de la Mekerra au 18 avril 2007.

Pour cet évènement aussi, c'est au niveau du pluviographe de Ras El Ma que l'intensité pluviométrique est la plus importante.

L'hydrogramme simulé a été obtenu en calant les paramètres sur le pic et la phase de montée de l'hydrogramme observé. La figure 48 représente les résultats de calages sur l'hydrogramme observé.

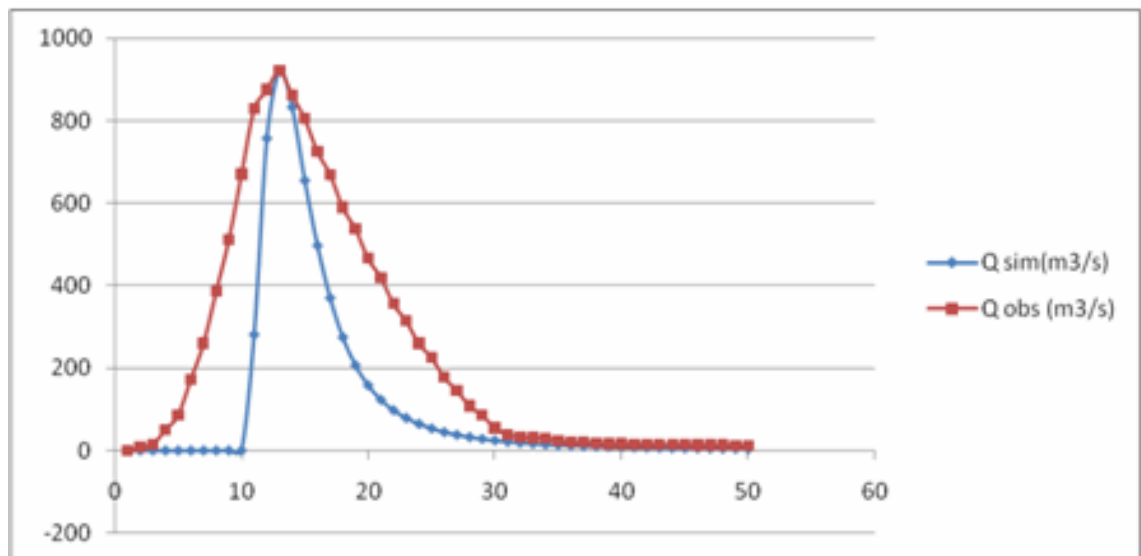


Figure 49: hydrogrammes observé et simulé du 19 avril 2007 à la station de Sidi Ali Ben Youb (11 02 01).

Le tableau 8 représente les paramètres de modèle calés suivant l'hydrogramme observé au 19 avril 2007.

Tableau 8: paramètres calés sur l'hydrogramme du 16 avril 2007 à la station Sidi Ali Ben Youb (11 02 01).

sous bassin	R40W30	R20W20	R10W10	IPA (mm)	extension	Coef Manning's
CN	72,569	80,751	86,8	30	R30	0,04
Coef Manning's	0,0889	0,0417	0,587		R10	0,02

IV.5 Discussions des résultats

Evènement 1

Le calage effectué sur les observations à la station Sidi Ali Ben Youb donne des CN de l'ordre de 80 pour les trois sous bassins (calage suivant le temps de montée et le pic de crue). Cette valeur est déjà en soit importante vu l'état d'humidité initiale du sol avec un IPA nul ; cependant si ça ne tenait qu'à cela nous pouvons expliquer ce résultats par le phénomène OPS (voir II.3.2.1). Seulement il y a d'autres résultats qui nous interpellent, ces résultats sont :

- L'importance du volume simulé par rapport à celui observé au 23 aout 2003, en effet ce dernier représente plus du triple. A titre d'exemple pour avoir le même volume il aurait fallut des CN de l'ordre de 95 ce qui aurait engendré un pic de crue de plus de $2000\text{m}^3/\text{s}$ ce qui est complètement invraisemblable.
- Toujours au 23 aout 2003 le calage à la station Sidi Ali Ben Youb (10 02 01) donne pour le sous bassin R30W40 un CN de 83,31 ce qui engendre un débit surestimé par rapport à celui observé à la station Hacaiba (10 01 01) à la même date.

Evènement 3

De même que pour l'évènement du 23 aout 2002, nous obtenons pour celui-ci un bon calage sur le temps de montée et le pic de crue à la station Sidi Ali Ben Youb (11 02 01), seulement le volume sur l'hydrogramme observé dépasse celui simulé du double. Un CN de l'ordre de 90 aurait permis l'écoulement d'un volume simulé semblable au volume observé, mais la aussi le pic simulé aurait été de $1700\text{m}^3/\text{s}$, ce qui est de la même manière invraisemblable.

Evènement 2

Pour l'évènement du 26 mai 2006, la comparaison entre les hydrogrammes observé et simulé révèle exactement le contraire des deux évènements précédents, en effet, le calage à la station Sidi Ali Ben Youb a donné des CN de l'ordre de 90, mais pour cette foie ci le volume est de moitié inférieur pour l'hydrogramme observé.

IV.6 Conclusion

La présence du milieu fissuré sur les deux zones (Atlas-hauts plateaux) et les résultats disproportionnés de la modélisation hydrologique obtenues, **laissent supposer** une influence du milieu karstique sur les écoulements en surface et donc sur les crues éclair. Cette influence a été observé par plusieurs auteurs (e.g. Bailly-Comte et al., 2008a; Bailly-Comte et al., 2008b; Dreiss, 1983; Larocque et al., 1998; Mangin, 1984; Massei et al., 2006; Padilla and Pulido-Bosch, 1995; Rahnemaei et al., 2005), tous cité par Bailly Comte (2008), ils citent: *Ces milieux particuliers sont encore mal connus et peuvent avoir un grand rôle à jouer en terme de genèse, d'amortissement ou d'amplification de la crue.*

Bailly Comte (2008), en faisant un suivi expérimental sur le bassin versant du *Coulazou* (Sud de la France) et notamment en faisant des mesures de pression/conductivité/température dans les drains karstiques à proximité de la rivière a permis de bien décrire le comportement du karst vis à vis de la rivière, il cite : *L'hétérogénéité spatiale des milieux karstiques permet lors d'une crue d'envisager une zone saturée perchée capable d'interagir fortement avec les écoulements de surface.* De plus, les observations réalisées sur le bassin versant du *Coulazou* montrent que l'hétérogénéité verticale de ces milieux se traduit lors d'une crue par l'activation d'un système de drainage superficiel qui modifie fortement l'organisation des écoulements (difffluence) à l'échelle locale et intermédiaire : il devient alors possible de définir différents systèmes karst/rivière lors d'une crue selon l'échelle d'écoulement considérée. Ainsi, l'étude du fonctionnement hydrodynamique d'un exutoire karstique alimenté par des pertes de rivière permet de mettre en évidence le rôle des volumes peu perméables et des drains karstiques ainsi que leurs interactions sur la période de récession de l'hydrogramme à l'exutoire. En d'autres termes et d'une façon plus simplifiée ces systèmes auraient le même rôle à jouer qu'un amplificateur électrique : il emmagasine de l'énergie et il la libère suivant différentes conditions d'entrées et de sorties du système.

Il est cependant trop tôt dans notre cas de parler de crues éclair issues de karst, puisque le seul moyen d'en être sûr est de s'en assurer sur le terrain pour voir qu'elle la relation oued/ milieu souterrain en premier lieu et définir par la suite leur rôle respectif sur la genèse des crues extrêmes sur le bassin de la Mekerra.

Partie 2 : Cartographie de la zone inondable au niveau de la ville de Sidi Bel Abbès et impact des aménagements adoptés pour sa protection sur l'extension de cette zone

Introduction

Comme on a vu au tout début de ce document, on peut dissocier trois types de mesures complémentaires en matière de prévention des risques d'inondations. L'une d'entre elles concerne tout ce qui a trait à une meilleure efficacité dans la « **gestion des crises** », ce qui va de l'identification des zones potentiellement exposées jusqu'aux mesures de suivi post catastrophes, en passant par les dispositifs d'annonce de crues et les plans d'alerte et d'évacuation ; et on a vu que dans l'état actuel de connaissance ou de méconnaissance du bassin versant de la Mekerra et de son milieu karstique, on est dans l'impossibilité d'adopter cette mesure. Le deuxième type de mesure regroupé sous le terme générique de « culture durisque » qui consiste à éduquer les individus pour les rendre plus réceptifs aux messages de prévention ou d'alerte, est fortement lié au premier et est de fait caduc lui aussi ; dans un autre sens cette culture du risque peut concerner la sensibilisation quant au développement des habitats dans les zones à risques. Il faut donc développer simultanément une politique de prévention qui consiste à définir l'aménagement du territoire le plus pertinent pour ne pas s'exposer inconsidérément au risque tout en continuant à profiter des nombreux avantages que présentent ces zones occasionnellement inondables.

C'est essentiellement ce troisième point de vue, celui de la « **prévention - aménagement du territoire** » que nous allons traiter et la ville de Sidi Bel Abbès est pour cela un parfait cas d'étude !

Nous allons dans cette partie dans un premier temps localiser les zones qui sont sujettes au débordement de la Mekerra, pour cela nous adopterons une méthodologie basée sur la conception d'une crue dont la fréquence est socio-économiquement parlant significative du point de vue dégâts occasionnées, celle-ci a été prise comme référence pour décider de la stratégie à adopter pour se prémunir contre les épisodes d'inondations que connaît la ville de Sidi Bel Abbès ; dans un second volet nous essayerons de faire des simulations sur ces aménagements et voir quel est leur impact sur les zones touchées par les fortes crues. Finalement, cette partie de notre travail est scindée en quatre chapitres :

Les chapitres -V- et -VI- donnent un état de l'art sur ce qui se fait actuellement en matière d'ingénierie pour diminuer la vulnérabilité des zones à risques et à enjeu. Suit le chapitre -VII- qui traitera de l'étude hydrologique de la zone (détermination de la crue de projet et l'impact des aménagements adoptés, sur elle). Enfin, des simulations via le modèle

hydraulique HEC RAS seront faites et aboutiront à la cartographie de la zone inondable pour différentes fréquences et pour différents scénarios.

Chapitre -V- : formulation pour la conception du hyétogramme et de l'hydrogramme de projet

V.1 Introduction

La prévention en matière de lutte contre les inondations requiert la connaissance précise de deux éléments : la vulnérabilité qui exprime la sensibilité de la parcelle en bordure du cours d'eau aux inondations, et l'aléa hydrologique qui décrit en termes de probabilité l'occurrence moyenne du phénomène naturel du débordement du cours d'eau (Gilard et Gendreau, 1998). Le croisement de ces deux composantes définit la méthode bien connue sous le nom de la méthode inondabilité.

Nous n'allons nous intéresser qu'à l'aspect aléa qui est du ressort de l'analyse hydraulique, la vulnérabilité étant du ressort socio-économique (ou nous allons considérer que toutes les parcelles se trouvant dans la zone inondable sont vulnérables). Les méthodes actuelles de cartographie des zones inondables sont conçues pour fixer des objectifs de protection contre des aléas de probabilités données (10,20,...100) (méthode inondabilité).

V.2 Définition de l'aléa

Gilard et Gendreau (1998) définissent l'aléa comme lié uniquement au phénomène physique considéré, la crue, et fait l'objet de l'essentiel des travaux en hydrologie et hydraulique appliqués à la gestion des risques d'inondation. Il dépend du comportement hydrologique du bassin versant et du fonctionnement hydraulique du réseau hydrographique. Il peut être quantifié sur une parcelle (avec une précision plus ou moins bonne) grâce aux variables hydrologiques classiquement utilisées que sont la profondeur d'eau et la durée d'inondation associées à une période de retour. Cette dimension probabiliste de l'aléa traduit la notion de fréquence ou de période de retour.

V.3 Analyse critique des pratiques techniques conventionnelles

Dans le milieu opérationnel l'étude de l'aléa s'appuie classiquement, sur une analyse fréquentielle des crues observées. On prend ainsi du recul par rapport aux événements passés pour dégager une synthèse statistique du fonctionnement du cours d'eau accessible et exploitable directement par les acteurs de l'eau.

Cette étude est bien souvent réduite à l'ajustement d'une distribution statistique à un échantillon de débit de pointe, et de ce fait la connaissance apportée reste partielle, les crues se définissant en effet par leurs pointes mais aussi par leurs volumes.

Deux cours d'eau par exemple peuvent avoir les mêmes ajustements des débits de pointes et pourtant les volumes qui y sont écoulés peuvent être très différents ; Sauquet (2003) présente une comparaison de deux bassins qui sont un exemple type de ce qu'on vient d'avancer : Le Volp un sous bassin de la Garonne ($S = 91 \text{ km}^2$) et la Seille un affluent

de la Moselle ($S = 925 \text{ km}^2$). La figure 50 représente une comparaison de l'ajustement des débits de pointes et la figure 51 représente une comparaison à l'échelle de l'épisode pour les deux sous bassins ; on y voit que la dynamique y est très différente, même pour des évènements équivalents en pointe.

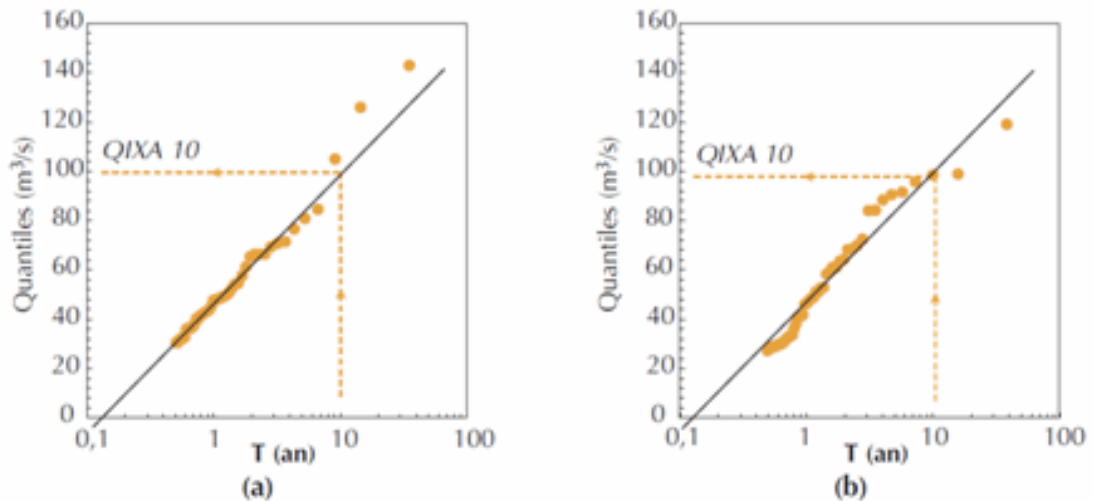


Figure 50: Distributions théorique et empirique des débits de pointe pour le Volp (a) et pour la Seille (b).

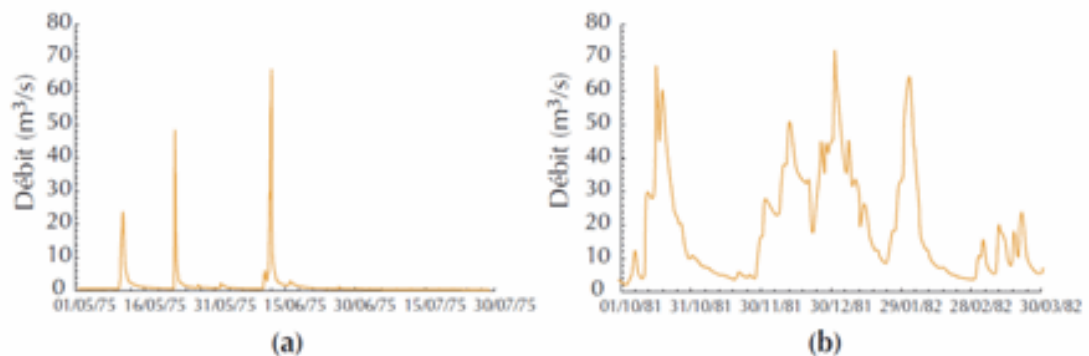


Figure 51: Hydrogrammes de crue observés sur le Volp (a) et sur la Seille (b).

L'étude restreinte aux seuls débits de pointes ne permet pas de différencier les deux rivières, alors que manifestement la persistance des phénomènes et des volumes de crue à gérer pendant la crise ne sont pas du même ordre de grandeur. Cette approche classique est renforcée par la définition d'une « crue de référence » ou « crue de projet » permettant de dimensionner les ouvrages de protection et de délimiter la zone inondable.

Les deux approches se différencient par le fait que la deuxième est complétée par une analyse statistique en introduisant une dimension temporelle pour décrire plus précisément le caractère plus ou moins soutenu des crues. C'est ce que réalise l'analyse en QdF (débit-durée-fréquence).

Mais même avec la prise en compte des deux critères (pic et volume), Gilard et Gendreau (1996) estiment que l'illusion de sécurité apportée par un ouvrage qui permet de se protéger contre la crue de projet est trompeuse, en cela que, s'il se produit un événement d'intensité supérieure, le risque encouru n'est pas explicitement identifié ;

il peut même être occulté dans certains cas. Cette illusion est d'autant plus grande que l'on a atteint un niveau de protection relativement important, c'est-à-dire que l'on a épuisé les gisements des solutions techniques facilement accessibles : recalibrages légers, endiguements localisés... La généralisation de tels travaux le long d'un cours d'eau porte en germe l'échec de telles solutions, puisque, en même temps que l'on cherche à se protéger plus, on augmente l'intensité des événements hydrométriques en supprimant l'efficacité des régulations naturelles liées au phénomène bien connu du laminage. Nous reviendrons sur ce point plus loin, nous nous intéressons pour l'instant à une prise en charge opérationnelle même si celle-ci n'est parfaite que partiellement.

V.4 Rappels sur l'approche QdF

L'approche QdF fournit une représentation fréquentielle théorique multi-durées des quantiles de crue. Deux variables à partir de la donnée brute sont généralement examinées (figure 52) :

- Les débits seuils Q_d continument dépassés pendant une durée d :

$$Q_d(t) = \min \{ Q(t'), t' \in [t, t+d] \}$$

- Les débits moyens V_d , moyennes mobiles calculées sur une durée continue d :

$$V_d(t) = \frac{1}{d} \int_{t-d/2}^{t+d/2} Q(t') dt'$$

Figure 52: Définition des variables examinées pour l'analyse QdF.

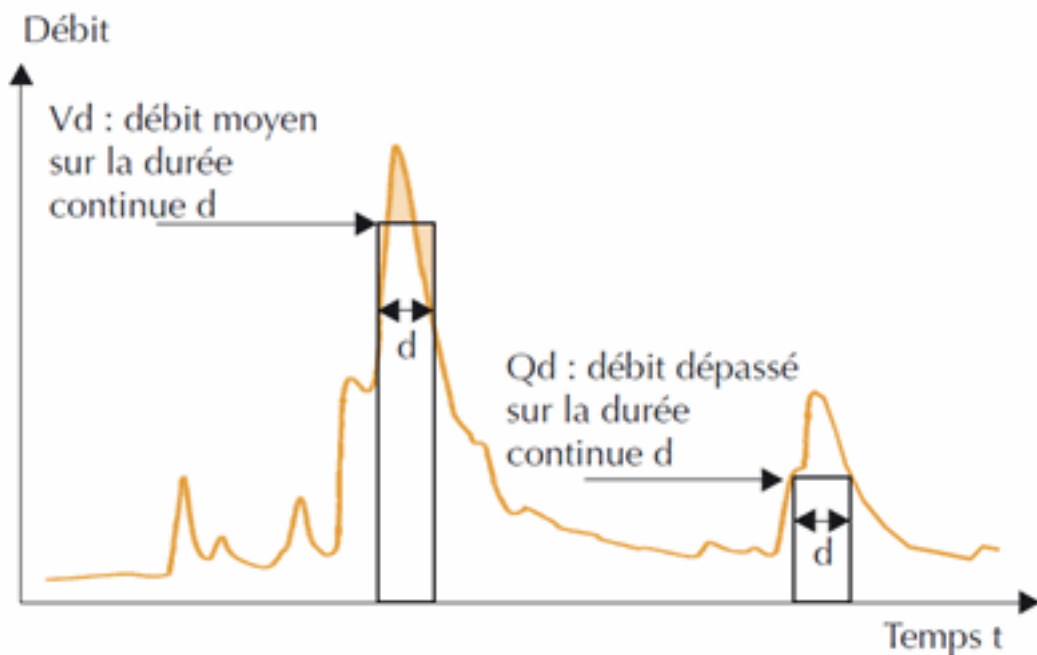


Figure 52: Définition des variables examinées pour l'analyse QdF.

Les deux variables V_d et Q_d , exprimées en m^3/s ou l/s , se rejoignent pour $d = 0$ (correspondant au débit instantané). L'analyse QdF décrit les variations des quantiles de V_d et Q_d en fonction de la durée d et de la période de retour T . Cette approche est analogue à la synthèse en intensité-durée-fréquence réalisée pour les pluies. Les résultats se présentent sous la forme d'un faisceau de courbes, paramétrées par la durée d dans le plan (débit, T) (figure 53).

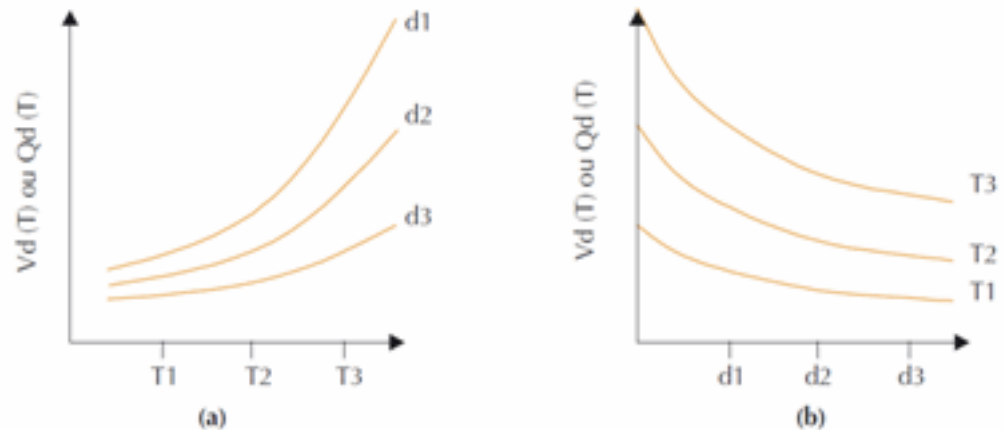


Figure 53: Représentation des courbes QdF.

La conception d'un modèle QdF se décline en trois grandes étapes :

1. Le choix de la variable et de la gamme de durées étudiées : on doit choisir d'analyser les débits-seuils ou moyens (on privilégiera les débits moyens pour des questions relatives aux volumes, les débits-seuils sont plus adaptés aux problèmes de débordement) sur N durées d_i , $i = 1, \dots, N$ en veillant à ne pas intégrer des durées bien au-delà de la durée moyenne des épisodes de crue observés ;
2. L'échantillonnage multi-durée : les valeurs sélectionnées V_{di} extraites de la chronique $Q_d(t)$ ou $V_d(t)$ sont :
 - soit les valeurs maximales supérieures à un seuil définissant des événements indépendants ;
 - soit les maxima annuels.

Les valeurs V_{di} sont ensuite triées par ordre décroissant et identifiées par leur rang. Ces opérations sont renouvelées pour chaque durée d_i , $i = 1, \dots, N$.

a) La modélisation QdF : les courbes débit-durée- fréquence sont obtenues :

- Par ajustement d'une loi de probabilité sur chaque échantillon : les paramètres de la distribution statistique $V_{di}(T)$ ou $Q_{di}(T)$ sont calculés par examen de la seule durée d_i . Cette approche ne fournit des quantiles que pour les durées retenues dans la phase de sélection. D'autre part, les courbes ajustées peuvent se croiser, donnant lieu à des incohérences, du type quantile de débit instantané inférieur au quantile de débit moyen journalier pour une même période de retour ;
- A l'aide d'un modèle QdF supposé représentatif du régime des crues du bassin examiné. Le choix du modèle parmi trois référencés en France repose sur la pluviométrie locale et le débit instantané de période de retour 10 ans (QIXA10) (Galéa et Prudhomme, 1997). Une expression analytique permet de reconstituer

les quantiles connaissant QIXA10 et la durée de SOCLOSE ($D_{SOCLOSE}$), valeur médiane des durées de dépassement de la moitié du débit de pointe, pour les événements proches de QIXA10. Cette méthode présente des difficultés d'usage liées à l'hypothèse d'universalité des trois modèles et au choix du modèle de référence [Vandenesse, Florac, Soyans; (Gilard et Gendreau, 1996)] et il serait donc intéressant d'étudier l'adaptabilité de ces modèles de références aux bassins versants algériens, ou de faire des modèles analogues locaux afin de pouvoir caractériser l'hydrométrie des bassins non jaugés.

Il existe d'autres méthodes pour l'obtention des modèles QdF, nous n'en citons que ceux qui nous intéressent, aussi ils sont utilisés dans beaucoup de contextes, de même nous ne citons que celui qui intéresse notre étude, à savoir la construction de l'hydrogramme de projet qui est décrite dans ce qui suit.

V.5 L'analyse QdF pour la construction d'hydrogrammes de projet

Dans une démarche d'aménagement pour lutter contre les inondations, les bureaux d'étude sont amenés à reproduire par simulation numérique des scénarios passés pour mesurer l'impact de ces événements (extension et persistance du champ d'inondation). Ils doivent procéder de même avec des scénarios de référence respectant certaines propriétés fréquentielles (« la crue centennale » par exemple). Ces scénarios se déclinent en hydrogrammes de projet. Les méthodes de construction de ces hydrogrammes sont multiples, Sauquet (2003) commente les différentes méthodes appliquées et la synthèse de plusieurs années de recherche au niveau du CEMAGREF :

1. La première approche consiste à appliquer des expressions analytiques trouvées dans la littérature technique. Elle est simple ; cependant, il faut prendre du recul par rapport à ce type de formulations mathématiques : elles n'ont pas de vocation universelle et leur choix relève de l'arbitraire.
2. La seconde approche, plus naturelle, cherche à exploiter les chroniques de débits. De ces séries, on souhaite dégager un événement synthétique qui rende compte de la variabilité des situations réelles rencontrées (notamment des plus grandes crues) sans être trop particulier. Gilard (1998) propose un Hydrogramme Synthétique MonoFréquence HSMF déduit des courbes QdF. L'avantage de l'HSMF est de garantir que toutes les caractéristiques de l'hydrogramme (en volume et en débit seuil) sont rattachées à une même fréquence d'occurrence. La phase de montée de l'HSMF est supposée linéaire avec le temps. Le maximum est atteint à l'instant $t = D_{SOCLOSE}$. La pointe de crue est définie par QIXAT débit instantané maximal de période de retour T choisie et la décroissance est conditionnée par les valeurs de débit-seuil $Q(d, T)$ des courbes QdF.

Dans cette dernière approche, la priorité était la cohérence des volumes. Les chercheurs au niveau du CEMAGREF (2002) ont décidé de faire évoluer l'HSMF pour répondre à des contraintes spécifiques liées au gradient de montée. Ces mêmes chercheurs ont proposé de constituer un échantillon d'hydrogrammes de crue observés rendus adimensionnels en divisant par le débit de pointe. Un hydrogramme moyen sans dimension est calculé et on en retient l'allure en phase de montée. Multipliée par QIXAT, elle décrit la première partie de la crue de projet. La phase de descente est construite de telle sorte que, sur l'épisode, le débit dépasse en continu la valeur du quantile de débit-seuil $Q(T, d)$ pendant la durée d. toute ces étapes sont décrites sur la figure 53.

N.B : Cette approche diffère de celle proposé par Gilard (1998) sur la phase de montée de l'hydrogramme ; des travaux aux CEMAGREF effectués sur plusieurs bassins versants mettent en évidence une difficulté quand à l'appréciation de la durée SOCOSE et en déduisent que l'allure moyenne pour la phase de montée calculée sur plusieurs hydrogrammes est plus apte et plus représentative, de plus au besoin elle peut intégrer des formes extrêmes pour la montée et envisager ainsi des situations plus pénalisantes vis-à-vis du gradient de montée, tout en respectant la cohérence des volumes, ce qui ouvre de nouveaux champs d'application. C'est cette approche amélioré de l'HSMF fréquence que nous essayerons d'adapter à l'étude du cas de la Mekerra.

A la figure 54 qui suit une représentation graphique des étapes définis pour la construction d'un HSMF selon les chercheurs du CEMAGREF (2002) :

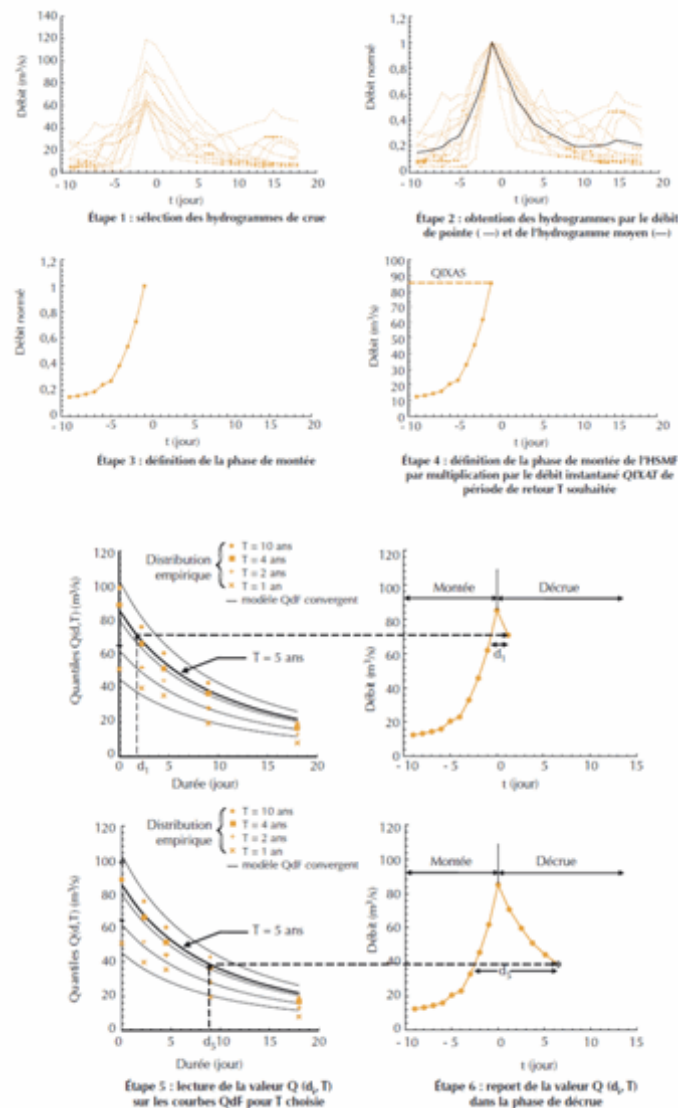


Figure 54: Etapes de la construction de l'Hydrogramme Synthétique Mono-Fréquence

V.6 Conception du hyétogramme de projet

Les épisodes pluvieux sont des phénomènes aléatoires, à la structure très complexe et difficilement reproductible. Le dimensionnement des ouvrages pour se prémunir contre des dégâts qu'occasionnerait un événement de fréquence donnée devrait donc se faire en termes de risque de défaillance. Ceci nécessite la possibilité d'associer une probabilité à un événement donné (Sighomnou, 1989). Chaque épisode pluvieux est unique dans son genre, et on ne saurait lui affecter une probabilité d'occurrence précise.

Malgré cette difficulté certains hydrologues ont tenté de mettre au point, à l'usage des projeteurs, des hyétogrammes synthétiques appelés « pluies de projet », dont la transformation conduit à des paramètres de ruissellement pour lesquels on peut chiffrer la probabilité d'occurrence en tout point du bassin versant. L'élaboration de telles pluies repose sur l'analyse statistique de divers éléments (hauteur, durée, fréquence) des épisodes pluvieux.

Nous nous proposons de construire donc ces courbes IDF pour en extraire la pluie de durée déterminée et de fréquence de retour de projet.

Ces courbes peuvent être tirées des enregistrements réels échelonnés sur quelques années ; ou à partir de méthodes empiriques :

La recherche de la loi Intensité - Durée - Fréquence s'effectue sur la base des enregistrements pluviographiques. En effet, à partir des dépouillements des pluies on calcule les quantités de pluies correspondantes à différents pas de temps (6mn, 15mn, 30mn, 1h, 2h, etc...). Pour chaque durée fixée on sélectionne la valeur maximale par averse. On obtient ainsi une série de données pour chaque pas de temps sur toute la période dépouillée.

La relation Intensité - Durée - Fréquence empirique utilisée en Algérie en cas d'indisponibilité de données pluviographiques est celle donnée par K.BODY (ANRH, 1980) et qui s'écrit :

$$P_{t,F} = P_{jmax,F} \left(\frac{t}{24} \right)^b$$

- $P_{t,F}$: Hauteur de pluie de fréquence et de durée choisies ;
- $P_{jmax,F}$: Pluie journalière maximale de fréquence voulue ;
- b: Exposant climatique, fonction de la pluie moyenne annuelle.

V.7 La modélisation déterministe pour l'estimation de l'hydrogramme de crue

Comme pour la modélisation de la relation pluie-débits sur les deux faciès « atlas-hauts plateaux », trois fonctions peuvent être incluses pour modéliser le comportement hydrologique du faciès « plaine ». Le choix de ces fonctions se justifie par le caractère événementiel du phénomène étudié et de la caractéristique morphométrique de la plaine alluviale:

- A- Fonction de production SCS ;
- B- Fonction de transfert l'onde cinématique ;
- C- Fonction de cheminement de Muskingum Cunge.

Cette modélisation nous aidera entre autre à estimer les hydrogrammes de crues en différents endroits stratégiques du cours d'eau qui ne sont pas jaugés.

Les deux premières sont décrites dans la partie -III.8- de ce document ; le modèle de Muskingum Cunge est présenté dans ce qui suit.

V.7.1 Le modèle Muskingum Cunge, un modèle adapté aux faibles pentes

Le modèle dit de Muskingum-Cunge est basé sur l'équation de continuité incluant un débit latéral et sur la forme diffusive de l'équation de quantité de mouvement et il est donc de ce fait adapté aux faibles pentes (voir paragraphe III.5.3) :

$$\frac{\partial A}{\partial t} + \frac{\partial Q}{\partial x} = q \quad \text{Equation de continuité incluant un débit latéral;}$$

$$i - j = \frac{\partial x}{\partial y} \quad \text{forme diffusive de l'équation de quantité de mouvement.}$$

L'équation de diffusion-convection de Miller et Cunge, 1975, est obtenue en combinant ces deux équations :

$$\frac{\partial Q}{\partial t} + c \frac{\partial Q}{\partial x} = \mu \frac{\partial^2 Q}{\partial x^2} + cq$$

avec c : (célérité) et μ :la diffusivité hydraulique définies par :

$$c = \frac{dQ}{dA} \quad \text{et} \quad \mu = \frac{Q}{2Bi}$$

Là où B = largeur supérieure de la surface de l'eau.

L'approximation en différences finies des dérivées partielles permet d'obtenir l'équation suivante :

$$O_t = C_1 I_{t-1} + C_2 I_t + C_3 O_{t-1} + C_4 (q \Delta x)$$

Avec : O_t : écoulement moyen sortant de l'extension à l'instant t ;

I_t : écoulement moyen entrant au même instant de la même extension.

$$C_1 = \frac{\frac{\Delta t}{K} + 2X}{\frac{\Delta t}{K} + 2(1-X)} ; C_2 = \frac{\frac{\Delta t}{K} - 2X}{\frac{\Delta t}{K} + 2(1-X)} ; C_3 = \frac{-\frac{\Delta t}{K} + 2(1-X)}{\frac{\Delta t}{K} + 2(1-X)} ; C_4 = \frac{2\frac{\Delta t}{K}}{\frac{\Delta t}{K} + 2(1-X)} ;$$

$$K = \frac{\Delta x}{c} ; X = 0.5 \left(1 - \frac{Q}{Bi c \Delta x} \right).$$

V.7.2 Utilisation du modèle de Muskingum-Cunge dans le HEC HMS

Le HEC HMS peut employer le modèle Muskingum-Cunge avec l'une des deux configurations :

Configuration standard : Dans cette configuration, une description simple d'une coupe de canal représentatif est fournie ; où, une des formes géométriques simples est choisie. Les dimensions de la section sont indiquées, avec la rugosité de canal, la pente d'énergie, et la longueur.

Configuration du profil en travers à huit (08) points : Si une des formes en coupe standard ne représentera pas la géométrie de canal, l'alternative emploie la configuration du profil en travers à huit points. Une coupe représentative est décrite pour l'extension de cheminement, en utilisant huit (08) paires de valeurs(x,y)(distance, altitude). Ces valeurs sont définies spécifiquement comme illustré sur la figure 55. Les points 3 et 6 représentent les limites gauches et droites du lit mineur de la coupe représentative. Les points 4 et 5 sont dans le lit mineur. Les points 1 et 2 représentent la rive gauche, et les points 7 et 8 représentent la rive droite du canal (rives du lit majeur).

La longueur d'extension, le coefficient(s) de rugosité, et la catégorie d'énergie doivent également être indiqués.

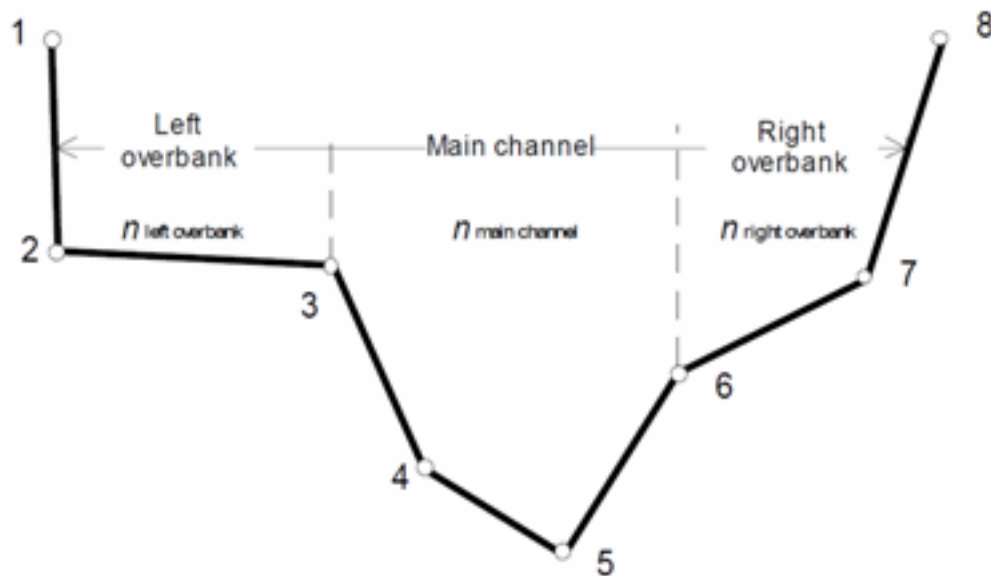


Figure 55: Format descriptif du profil en travers à huit (08) points (HEC HMS manuel de référence technique, 2000)

V.8 Concepts de base du fonctionnement des grands ouvrages de protection contre les inondations

Les ouvrages de protection contre les inondations peuvent être de plusieurs types. Les principales actions qui peuvent être menées concernent: le calibrage du lit de l'oued ou la surélévation d'une partie du lit majeur, ce type d'action a pour conséquence de diminuer l'effet de stockage transitoire du lit majeur ; les débits de pointe sont alors plus forts à l'aval. Le contraire du calibrage consiste à favoriser les débordements dans une zone où cela est peu gênant, les débits de pointes à l'aval sont alors diminués ; ce type d'aménagement est

représenté par les zones d'épandages et les barrages écrêteurs de crues. Le troisième type de mesure consiste à faire des déviations, cette mesure est adoptée lorsqu'on veut faire dévier une partie de l'écoulement d'un canal principal vers un canal secondaire, lorsque le premier à une capacité de transit limitée.

V.8.1 Zones d'épandages et barrage écrêteur

Leurs rôles est d'atténuer des impacts défavorables d'excès d'eau, en stockant l'eau et en la libérant à un débit qui ne crée pas de dégâts en aval. Et donc le volume de l'hydrogramme d'apport et volume de l'hydrogramme de sortie sont les mêmes, mais la distribution de l'écoulement dans le temps est changé par la fonction de stockage. La figure 56 est un croquis d'une structure simple de détention. La structure stocke l'eau temporairement et la libère, par le pertuis de fond ou l'évacuateur de crue.

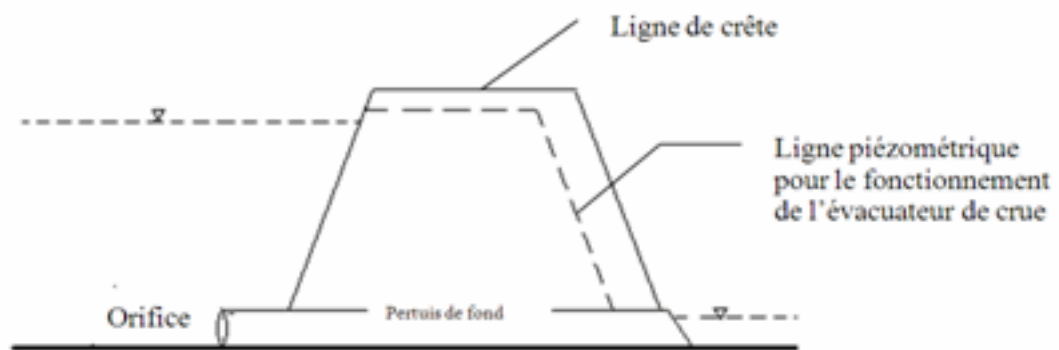


Figure 56: Schéma simplifié de la structure d'un ouvrage écrêteur de crue.

V.8.1.1 Equation de base

Dans le HEC HMS ce dispositif est régi par un modèle qui discrétise le temps, cassant toute la durée de l'analyse en intervalles égaux de durée Δt . Il résout alors périodiquement l'approximation unidimensionnelle de l'équation de continuité :

$$I_{moy} - O_{moy} = \frac{\Delta S}{\Delta t}$$

Avec : I_{moy} apport moyen pendant l'intervalle de temps Δt ;

O_{moy} sortie moyenne pendant l'intervalle de temps Δt ;

ΔS : variation de stock.

Les calculs sont effectués en adoptant l'approximation par différence finit ceci donne l'équation suivante:

$$\frac{I_t + I_{t+1}}{2} - \frac{O_t + O_{t+1}}{2} = \frac{S_{t+1} - S_t}{\Delta t}$$

Où : t : indice de l'intervalle de temps ;

V.8.2 Canal de dérivation

La figure 57 est un schéma d'une dérivation. Cette dérivation inclut un canal de dérivation et une structure de commande (un déversoir large-élevé à la crête de côté-canal). Quand l'altitude de la surface de l'eau dans le canal principal excède l'altitude de la crête de déversoir, l'eau circule sur le déversoir du canal principal et dans le canal de dérivation. Le taux de décharge dans le canal de dérivation est commandé par les propriétés de la structure de commande. Le taux de décharge dans le canal principal en aval de la commande est réduit par le volume qui coule dans le canal de dérivation

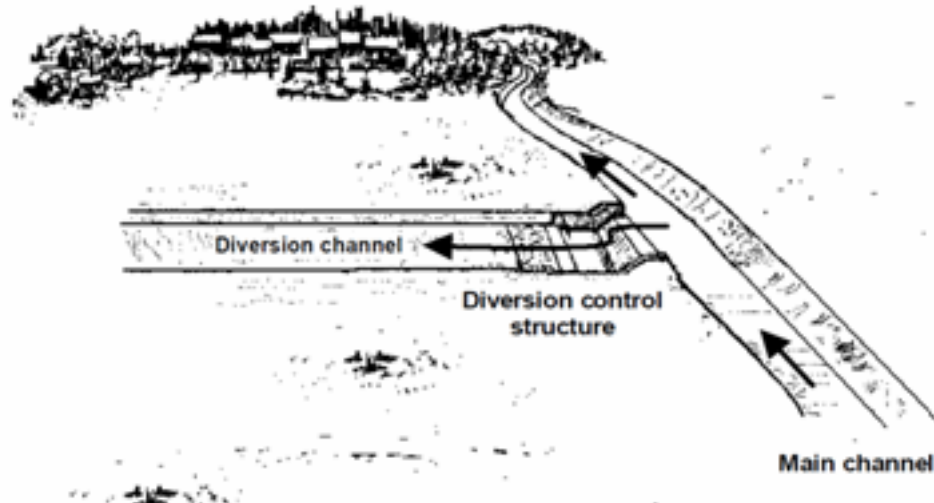


Figure 57: Illustration d'une structure de dérivation de canal (HEC HMS manuel de référence technique, 2000).

Dans le HEC HMS, une dérivation de canal est modélisée de la même manière qu'une bifurcation en employant une approximation unidimensionnelle simple de l'équation de continuité. Dans ce cas :

$$O_t^{prin} = I_t - O_t^{dériv}$$

O_t^{prin} : écoulement moyen passant en aval du canal principal pendant l'intervalle t ;

I_t : écoulement principal moyen du canal juste à l'amont de la structure de commande de dérivation pendant l'intervalle t ;

$O_t^{dériv}$: écoulement moyen dans le canal de dérivation pendant l'intervalle t .

Chapitre VI : étude hydrologique et conception de l'hydrogramme de projet

VI.1 Introduction

Parmi les caractéristiques des inondations, leurs grandes variabilités spatiales, leurs magnitudes et la difficulté d'en prévoir les conséquences moyennes à long terme ; Les autorités concernées désirent toutefois avoir une idée la plus précise possible de ces conséquences sur les bâtiments et infrastructures actuelles et potentielles situées dans la plaine inondable, et cela tout en limitant le coût et la durée des études pour y parvenir.

L'étude hydrologique est celle où nous déterminerons les caractéristiques hydrologiques de la zone d'étude, la crue de projet sera la caractéristique principale à déterminer. Cette crue sera la principale composante à fournir au modèle pour le dimensionnement des ouvrages de protection, aussi son évolution en différents points du cours d'eau est indispensable pour prévoir différents scénarios de protection (loin des points jaugés dans la plupart des cas). Ces points dans notre cas sont:

- L'entrée de la ville de Sidi Bel Abbès pour la cartographie de la zone inondable (disponibilité de données topographiques de haute résolution),
- mais aussi les sections identifiées comme étant intéressantes aux différents aménagements adoptés (dérivations de l'oued, création de zones d'épandages et barrage écrêteur).

VI.2 L'étude hydrologique

VI.2.1 Recensement des données pluviométriques et hydrométriques

Pour réaliser cette étude nous disposons de données pluviométriques, pluviographiques et de levés limnimétriques. La disposition des stations de mesures est décrite sur la figure 57.

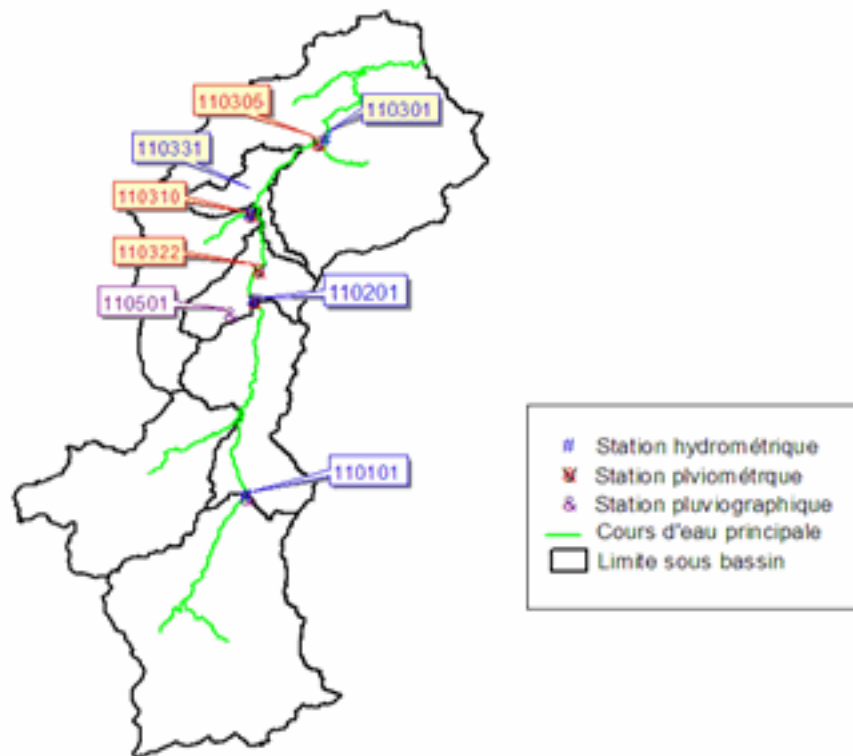


Figure 58: répartition des stations de mesure à notre disposition pour l'étude du bassin versant de la Mekerra.

Un récapitulatif des stations limnimétriques dont nous disposons et de leurs périodes de fonctionnement est présenté au tableau suivant :

Tableau 9: stations de mesures limnimétriques sur la Mekerra

Code station	Nom de la station	coordonnées UTM WGS 84		Altitude (m)	Période (ans)
		X(m)	Y(m)		
11 01 01	Hacaïba	703492	3841938	974	1963-2007
11 02 01	Sidi Ali Ben Youb	706843	3872679	635	1950-2007
11 03 01	Sidi bel Abbès	715648	3904136	437	1947-1996
11 03 31	Lamtar aval	706381	3885276	552	1973-2000

Sur ces stations nous pouvons émettre les critiques suivantes:

- La station de Hacaiba (11 01 01) et au vu des résultats obtenus dans la première partie, cette station ne représente pas un intérêt pour l'utilisation dans une éventuelle modélisation hydrologique.
- La station Sidi Ali Ben Youb (11 02 01), elle a une grande importance puisqu'elle définit les hydrogrammes entrant dans la plaine,
- Sur un rapport officiel de la DHW de Sidi Bel Abbès, il est cité : la station de Sidi Bel Abbès (11 03 01) présente une piètre qualité de la section de mesure (**peu adaptée aux débits forts**).

- La station de Lamtar (11.03.31), peut représenter un intérêt particulier dans notre étude puisqu'elle se situe sur la plaine, en plus elle n'est pas sous l'influence des hydrogrammes engendré à l'amont de Sidi Ali Ben Youb ; elle peut de ce fait permettre une modélisation hydrologique de la seule partie plaine du bassin versant de la Mekerra ; ceci est particulièrement intéressant si on veut connaître à quelle proportion participe cette partie dans la formation des crues qui arrivent jusqu'à la ville de Sidi Bel Abbès.

De même que pour les limnimètres, le tableau 10 présente les stations de mesures de la pluie :

Tableau 10: Stations pluviométriques et pluviographiques sur le bassin versant de la Mekerra

Code station	Nom de la station	coordonnées UTM WGS 84		Altitude (m)	Période des mesures	Type de mesure
		X (m)	Y (m)			
11 02 01	Sidi Ali Ben Youb	706843	3872679	643	Depuis 1913	Pluie journalière
11 02 03	El Hacaïba	703492	3 841 938	974	Depuis 1990	Pluie pas de temps fin
11 03 05	Sidi Bel Abbès	715648	3 904 136	470	Depuis 1913	Pluie journalière
11 03 10	Lamtar aval	706381	3885276	552	Depuis 1987	Pluie pas de temps fin
11 03 22	Tabia	707601	3877430	632	Depuis 1942	Pluie journalière
11 03 34	Taftamane	699100	3 869 905	705	Depuis 1987	Pluie pas de temps fin

Après avoir consulté attentivement les séries historiques relatives à chaque station, nous pouvons conférer les remarques suivantes :

- Le jeu de pluies journalières obtenu dans le cadre de cette étude ne couvre principalement que la partie Nord du bassin versant.
- Les séries disponibles sont relativement discontinues avec seulement quelques stations susceptibles de couvrir l'entier de la période susceptible d'être analysée. On peut cependant remarquer que, lorsque les données sont disponibles, elles sont raisonnablement complètes. On peut distinguer la période avant l'indépendance où le réseau pluviométrique est relativement lâche, avec des séries assez fortement lacunaires, et la période 1970-1998 où la quasi totalité des stations sont disponibles (avec néanmoins quelques lacunes au milieu des années 80).
- Les données relatives à la structure fine des averses sont disponibles pour quatre stations, sur une période relativement courte et correspondant à un échantillonnage relativement distendu des averses. Ce qui ne permet pas de traiter le sous échantillonnage des averses dans l'analyse.

VI.2.2 Analyse des données disponibles

a- Pluies journalières extrêmes

Les plus grandes valeurs pluies journalières mesurées ont été extraites des séries temporelles pour modéliser leur distribution statistique. L'objectif était d'ajuster une loi des extrêmes afin d'en permettre l'extrapolation aux fréquences rares. Après une première analyse, la loi de Gumbel s'est avérée appropriée pour la quasi-totalité des stations (**graphiques en annexe 3**).

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

μ : variable réduite ;

F : fonction de répartition.

Après les ajustements, les valeurs retenues pour chaque station sont représentées sur le tableau 11:

Tableau 11: ajustement des pluies extrêmes sur les quatre stations à une loi de Gumbel.

Pluies journalières locales [mm]							
Nom station	Code	Nbre année	Période de retour [an]				
			10	20	50	100	1000
Sidi Bel Abbès	11 03 05	57	50,77	57,23	65,59	71,86	92,56
Lamtar aval	11 03 10	52	66,49	77,54	91,84	102,55	137,96
Tabia	11 03 22	39	53,81	60,08	68,19	74,26	94,35
Sidi Ali Ben Youb	11 03 34	82	59,33	68,40	80,14	88,94	118,01

On peut dire qu'il y a une variabilité entre les deux stations les plus à l'amont à savoir (11 03 10) et (11 03 34) et les deux autres, avec des valeurs plus élevées pour les deux premières.

b- Pluie à pas de temps fin

c- Débit moyen journalier

Analyse statistique

Pour les stations hydrométriques sélectionnées, nous avons effectué une analyse statistique sur les débits moyens journaliers extrêmes, ces résultats sont présentés sur le tableau 12. La station de Hacaiba n'est pas admise dans la sélection.

En annexe 4 on a fourni les graphiques des ajustements pour chaque station, où sont résumées les caractéristiques principales des stations ainsi que la comparaison des données avec l'ajustement à une loi de Gumbel.

Stations		Surface km ²	Q moyens journaliers [m ³ /s]					Commentaires
Code	Lieu		10	20	50	100	1000	
11 02 01	Sidi Ali Ben Youb	2120.5	66,69	92,97	135,11	173,34	348,39	Bon ajustement
11 03 01	Sidi Bel Abbès	3235.1	25,64	33,69	45,80	56,21	99,76	Laminage dans la plaine
11 03 31	Lamtar aval	322.2	-	-	-	-	-	Ajustement délicat

Tableau 12: ajustements statistiques des débits moyens journaliers extrêmes pour les stations hydrométriques sélectionnées.

Les valeurs retenues résultent d'un ajustement par la loi lognormale. Les ajustements sont présentés sous forme de graphique en annexe 4.

N.B : Les faibles débits de crues observés à la station de Sidi Bel Abbès (11 03 01) s'expliquent d'une part par le laminage dans la plaine et d'autre part par la piètre qualité de la section de mesure.

Ainsi, cette première analyse permet déjà de trier les stations et de faire apparaître des tendances de comportement.

d- Débit de pointe

Les débits maximums instantanés sont ajustés à des lois de Gumbel (annexe 4 pour les graphiques). Les principaux résultats obtenus sont rassemblés dans le tableau ci-après.

Tableau 13: ajustements statistiques des débits de pointes pour les stations hydrométriques sélectionnées.

Stations		Surface km ²	Q moyens journaliers [m ³ /s]						Gradex 10-100	Commentaires
Code	Lieu		10	20	50	100	1000			
11 02 01	Sidi Ali Ben Youb	2120.5	461,95	570,83	724,32	848,90	1324,29	1.23	Bon ajustement	
11 03 01	Sidi Bel Abbès	3235.1	72,45	96,03	131,83	162,85	294,33	0.44	Laminage dans la plaine	
11 03 31	Lamtar aval	322.2	-	-	-	-	-	-	-	

L'examen de ces ajustements appelle quelques commentaires :

Station de Sidi Bel Abbès (11 03 01): l'ajustement est étonnamment bon compte tenu des phénomènes amonts de laminage dans la plaine et de la capacité de la Mekerra dans l'agglomération. Cependant, compte tenu de l'implantation médiocre de la station de jaugeage, les valeurs obtenues restent sujettes à caution.

VI.2.3 Synthèse des données analysées

L'analyse faite sur les débits moyens journaliers et les débits de pointe sur les trois stations fait ressortir les points suivants :

- La station de Hacaiba (11 02 03) dont la surface drainée, est probablement sous l'influence d'un milieu karstique, est exclue de l'étude ;
- La station de Sidi Bel Abbès (11 03 01) présente un bon ajustement pour les débits de pointe, mais du fait de la mauvaise qualité de sa section de mesure, nous ne l'exploiterons que pour certains paramètres relatifs au temps par exemple;
- La station de Lamtar (11 03 31) qui draine un sous bassin situé exclusivement sur la plaine et n'a aucune relation avec les eaux issues du drainage des hauts plateaux, présente elle aussi des suspicions quant à la qualité de mesure des forts débits à cause du laminage ;
- Enfin, la station de Sidi Ali Ben Youb (11 02 01) présente un grand intérêt pour notre étude et ce pour deux raisons : la première est qu'elle définit les hydrogrammes entrant dans la plaine, la seconde est que les mesures qui y sont faites sont réputées de bonnes qualités puisque peu influencées par les phénomènes d'écrêtage ou de laminage susceptibles d'en biaiser l'interprétation.

Cette synthèse faite sur les stations hydrométriques associés aux résultats obtenues sur les pluies, vont nous permettre d'orienter notre réflexion pour mettre en place un outil simple d'évaluation des crues générées par le bassin versant de la Mekerra, mais respectant au mieux ses variabilités fondamentales. La démarche suivie est décrite dans les paragraphes suivants.

VI.2.4 Modélisation hydrologique pour l'étude de l'aléa sur la plaine de Sidi Bel Abbès

VI.2.4.1 Approche adoptée pour la détermination de l'hydrogramme de crue

L'approche suivie est pleinement déterministe, les différents éléments entrant dans le calcul des hydrogrammes étant obtenus, soit a priori (fonction de transfert et de cheminement), soit par la synthèse d'observations et de mesures (fonction de production), soit par une combinaison des deux (pluies de projet), rajouté à ces deux un modèle de cheminement pour les biefs conceptualisant les oueds principaux entre la station de Sidi Ali Ben Youb (11 02 01) et la station de Sidi Bel Abbès (11 03 01).

Notre objectif comme nous l'avons déjà cité est d'arriver à quantifier l'hydrogramme de crue sur différents points de l'oued Mekerra notamment : Tabia, Oued Mouezen et l'entrée de la ville de Sidi Bel Abbès (à cette dernière débutera la modélisation hydraulique).

L'outil de modélisation utilisé n'est autre que le HEC HMS décrit en détail à la partie -1- de ce document (chapitre -III-). Grâce à ce dernier, nous essayerons d'estimer l'hydrogramme de projet en utilisant des modèles hydrologiques conceptuels.

Une telle approche nous aidera à avoir une estimation plus ou moins précise de l'hydrogramme en différents endroits de la zone d'intérêt ; cependant, on peut reprocher à cette démarche d'être estimative du fait que comme nous allons voir par la suite, le phénomène du laminage qui est prépondérant dans l'étude de la propagation d'une crue débordante, n'est dans ce cas que mimer ! Il aurait été plus judicieux d'utiliser un modèle hydraulique depuis Sidi Ali Ben Youb, car ces modèles prennent en charge la topographie des lits de l'oued. Dans notre cas nous ne disposons que de la topographie du tronçon de l'oued traversant l'agglomération de Sidi Bel Abbès (l'importance des données topographiques pour la modélisation hydraulique est discutée dans le chapitre -VII-).

La figure 59 suivante décrit le dispositif hydrologique adopté pour arriver à estimer l'hydrogramme de crue aux endroits déterminants pour l'étude. La figure 60 qui la précède donne le même dispositif incluant les aménagements conçus pour la protection de la ville Sidi Bel Abbès. Des estimations des hydrogrammes de différentes fréquences de retour seront faites pour les deux dispositifs présents sur les deux figures 59 et 60.

Le découpage en sous bassins versants s'appuie sur les limites entre les 3 principales zones (plaine, atlas, hauts plateaux), les points de calibration disponibles et les besoins de l'étude.

Assemblage

Sous bassins : Le découpage en sous bassins versants s'appuie sur les limites entre les trois (03) principales régions (plaine, atlas, hauts plateaux), en suite le faciès plaine est découpé à son tour aux points où la mesure est intéressante.

Ces bassins versants sont connectés par un ensemble de fonctions hydrauliques :

Source : les deux zones atlas et hauts plateaux sont conceptualisées en tant que source ayant comme débit les hydrogrammes de crues mesurés à la station de Sidi Ali Ben Youb (11 02 01); cela du fait que cette dernière représente l'exutoire des deux faciès. Cette démarche est intéressante du fait qu'elle nous évite de prendre en charge la complexité d'une modélisation des milieux karstiques tout en prenant en compte leurs effets sur l'écoulement.

- **Jonctions** : ils représentent l'addition de deux hydrogrammes et c'est là où s'opèrent les changements de caractéristiques du bief, notamment la pente et la forme. On en retrouve à chaque endroit pertinent pour l'étude ;
- **Biefs** : ils permettent de représenter le décalage et l'atténuation des ondes de crues lors de leur propagation vers l'aval. Dans le cas présent, la propagation le long de la Mekerra (tronçons traversant la plaine seulement) utilise une approche du type Muskingum-Cunge (décrit au chapitre -V-), le cours d'eau étant représenté par une combinaison lit mineur – lit majeur.
- **Bifurcations** : sur la base d'une loi débit amont-débit dérivé, ils sont ici utilisés pour représenter la sous capacité chronique du lit de la Mekerra dans la plaine de Sidi Bel Abbès ;
- **Retenues** : leur capacité de laminage permet de représenter les phénomènes d'atténuation et la lente propagation des crues dans les zones inondables.



Figure 59: Schéma général du modèle hydrologique.



Figure 60: Schéma général du modèle hydrologique intégrant les aménagements de protection.

VI.2.4.2 Préparation des entrées du modèle

a-Hydrogramme synthétique à Sidi Ali Ben Youb (11 02 01)

Compte tenu des observations faites tout à l'heure sur la qualité des données à la station de Sidi Ali Ben Youb (11 02 01) et son importance dans l'étude, nous allons y construire des hydrogrammes de projet suivant la procédure de l'HSMF décrite au chapitre -V-.

a.1 Structure de la crue (crue moyenne)

Après avoir normé les débits de crue observés sur trente trois (33) évènements tous ayant un débit de pointe supérieur à $100 \text{ m}^3/\text{s}$, il nous a semblé que les hydrogrammes sont assez réguliers et également assez "pointus". Les crues se développent sur une durée d'environ 12 heures, avec une montée brutale de l'ordre de 2 heures, la décrue est également brutale et suit assez bien une exponentielle. Il s'agit quasiment d'hydrogrammes unitaires (ce qui paraît de bonne augure pour la phase de modélisation). voir figure 61.

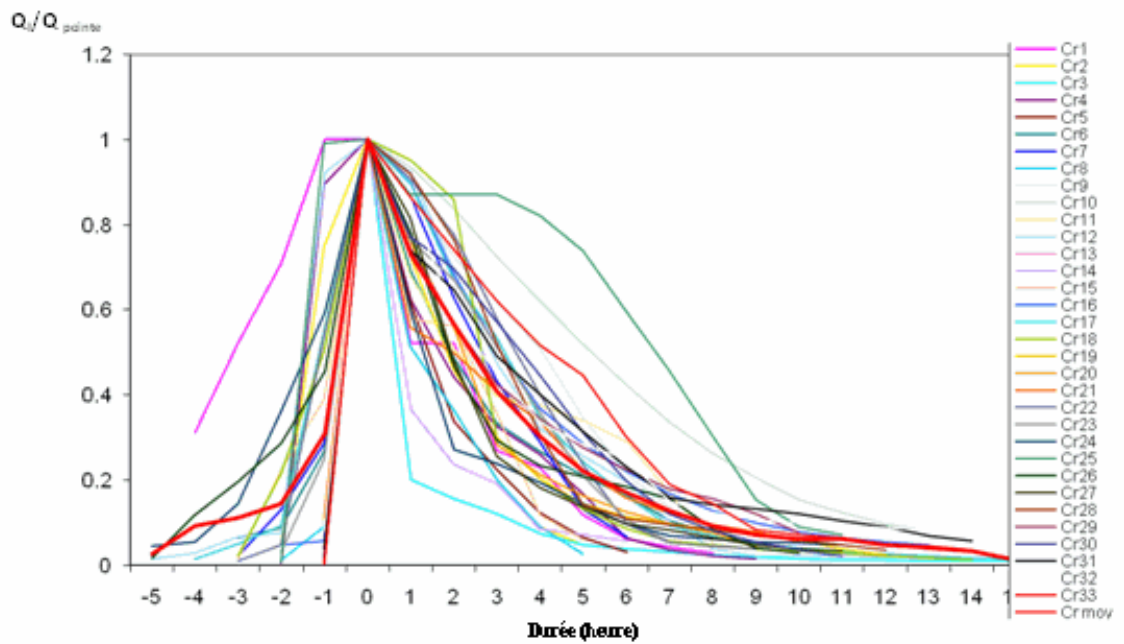


Figure 61: Structure de la crue à la station Sidi Ali Ben Youb (11 02 01).

a.2 Construction des courbes QdF et de l'HSMF à la station Sidi Ali Ben Youb (11 02 01)

Les courbes QdF ont été construites suivant la méthodologie décrite au chapitre -V- ; elles ont été faites suivant un débit seuil continument dépassé Qd.

Le dépouillement des crues a été fait selon la procédure: Calcul, pour chaque durée (1,2,3,4,5,6....16heures) un débit seuil Qd, en suite ces séries de débits seuils ont été ajustés à la loi statistique de Gumbel pour chaque durée (ces ajustement sont représentés en annexe 6). Les courbes QdF obtenues et leurs formules globales sont représentées sur la figure 62:

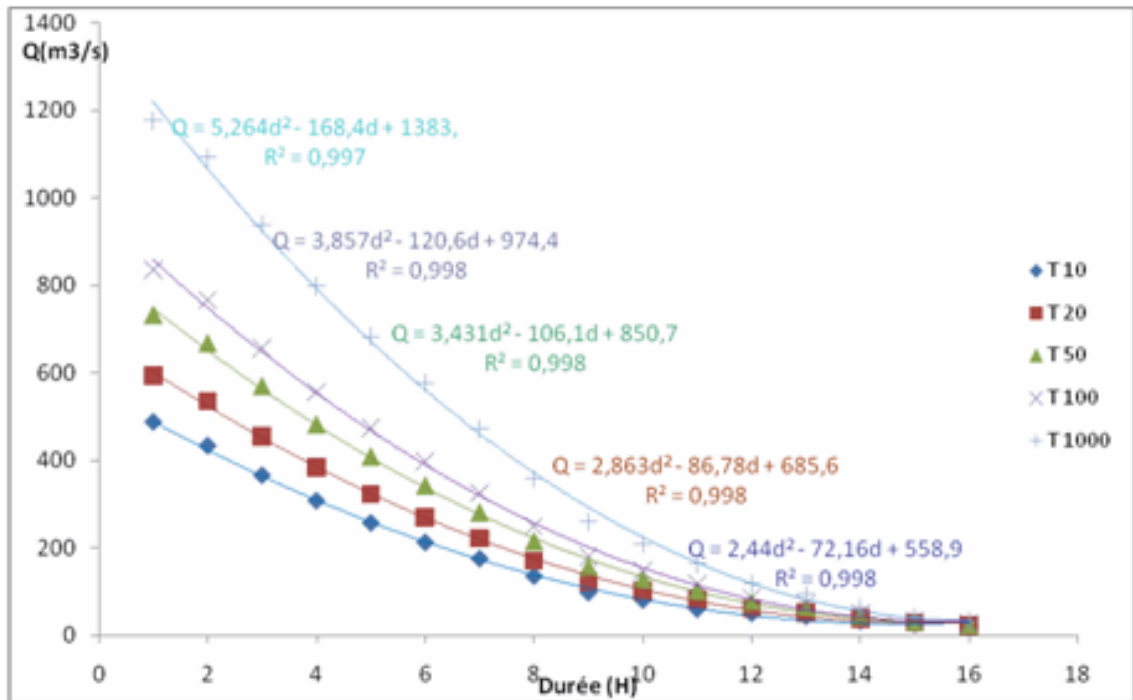


Figure 62: Courbes QdF de la station Sidi Ali Ben Youb (11 02 01).

Après cette ultime étape, toutes les données sont réunies pour la construction des HSMF. La figure 63 accompagnée du tableau 14:représentent ces hydrogrammes pour une période de retour respectivement de 10, 20, 50, 100 et 1000.

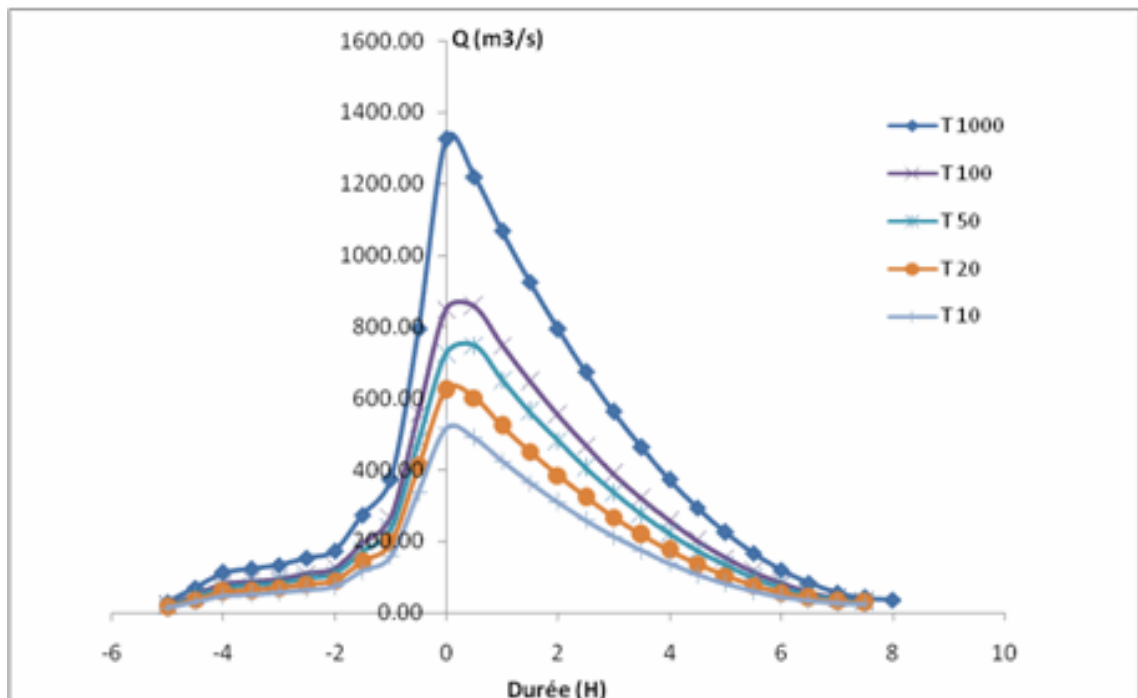


Figure 63: Hydrogrammes synthétiques Mono-Fréquence de la station Sidi Ali Ben Youb (11 02 01).

temps (h)	1000 ans	100 ans	50 ans	20 ans	10 ans
-5	30,12	21,54	18,94	15,70	30,09
-4,5	70,79	50,63	44,52	36,90	47,38
-4	111,48	79,72	70,11	58,11	52,16
-3,5	122,73	87,77	77,19	63,98	56,95
-3	134,00	95,82	84,27	69,85	65,52
-2,5	154,17	110,25	96,96	80,37	74,10
-2	174,35	124,68	109,65	90,89	116,38
-1,5	273,83	195,82	172,21	142,75	158,66
-1	373,31	266,97	234,78	194,61	336,98
-0,5	792,90	557,94	479,55	408,84	515,31
0	1324,29	848,90	724,32	623,07	489,18
0,5	1219,86	857,637	748,031	601,68	424,34
1	1067,256	748,628	652,224	523,49	364,38
1,5	925,176	647,313	563,279	451,03	309,3
2	793,624	553,712	481,196	384,29	259,1
2,5	672,6	467,825	405,975	323,28	213,78
3	562,104	389,632	337,616	267,99	173,34
3,5	462,136	319,193	276,119	218,43	137,78
4	372,696	256,448	221,484	174,59	107,1
4,5	293,784	201,417	173,711	136,48	81,3
5	225,4	154,1	132,8	104,1	60,38
5,5	167,544	114,497	98,751	77,443	44,34
6	120,216	82,608	71,564	56,512	33,18
6,5	83,416	58,433	51,239	41,307	26,9
7	57,144	41,972	37,776	31,828	25,5
7,5	41,4	33,225	31,175	28,075	-
8	36,184	-	-	-	-

Tableau 14: récapitulatif des HSMF à la station Sidi Ali Ben Youb (11 02 01) :

b- Pluie de projet sur le faciès plaine

Parmi les stations pluviographiques dont nous disposons, nous avons sélectionné celle qui paraissait la plus riche en événements c'est-à-dire la station de Taftamène (11 03 34) ; cette station a servie pour extraire des intensités de pluies maximales pour tenter la construction de courbes IDF. L'analyse IDF de cette station a été abandonnée à cause des résultats obtenus qui ne s'ajustent pas à la distribution exponentielle bien connue des courbes IDF. Ces résultats nous les expliquons par le manque de mesures pluviographiques sur les événements extrêmes.

Suite à cela, nous étions obligés de nous rabattre sur une solution empirique, celle-ci est très appliquée en Algérie dans ce cas de figure ; il s'agit de l'équation de K.BODY (décrite au chapitre -V-). Elle sera appliquée aux stations pluviométriques :

- Tabia (11 03 22),
- Lamtar (11 03 10),

Partie 2 :Cartographie de la zone inondable au niveau de la ville de Sidi Bel Abbès et impact des aménagements adoptés pour sa protection sur l'extension de cette zone

- Sidi Bel Abbès (11 03 05)
- Sidi Ali Ben Youb (11 02 01).

Les résultats sont représentés dans le tableau 15:

Tableau 15: caractéristiques pluviométriques pour les quatre stations d'étude.

station	Tabia	Lamtar	Sidi Bel Abbès	Sidi Ali Ben Youb
Code	110322	110310	110305	110201
Moyenne	39.4	40.8	35.7	38.2
Coef variation	0.29	0.29	0.32	0.42
B	0.34	0.37	0.33	0.35

B : exposant climatique.

Les moyennes journalières interannuelles calculées sur plusieurs années donne des valeurs semblables pour les quatre stations de mesure.

Courbes IDF pour la station de Tabia (11 03 22) :

Tableau 16: Valeurs des intensités maximales en fonction de la durée et du temps de retour

Durée (min)	Période de retour						
	2ans	5ans	10ans	20ans	50ans	100ans	1000ans
6	163	207.1	234.75	260.25	292.33	315.91	392.4
15	89	113.12	128.22	142.15	159.67	172.55	214.33
30	56.3	71.59	81.15	89.96	101.05	109.21	135.65
60	35.1	45.31	51.35	56.94	63.95	69.11	85.85
120	22.5	28.67	32.5	36.03	40.47	43.74	54.33

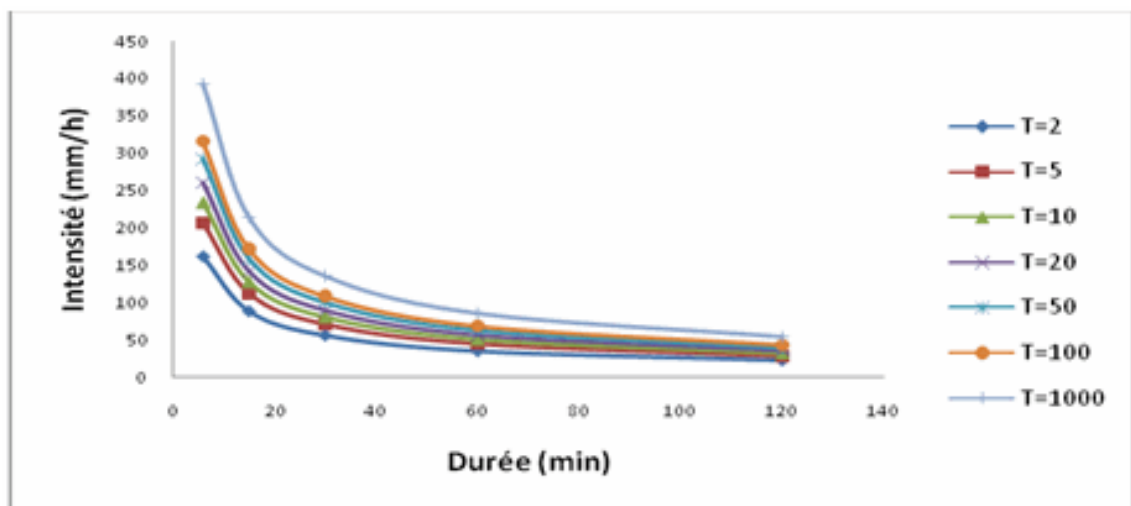


Figure 64: courbes intensité durée fréquence pour la station Tabia (11 03 22) selon la méthode K.BODY.

Courbes IDF pour la station de Lamtar (11 03 10) :

Tableau 17: valeurs des intensités maximales en fonction de la durée et du temps de retour

Durée (min)	Période de retour						
	2ans	5ans	10ans	20ans	50ans	100ans	1000ans
6	143.27	181.94	206.23	228.64	256.82	277.54	344.73
15	80.43	102.15	115.78	128.37	144.19	155.82	193.54
30	51.97	66	74.82	82.95	93.17	100.68	125.06
60	33.58	42.65	48.35	53.6	60.2	65.06	80.81
120	21.7	27.56	31.24	34.63	38.9	42.04	52.22

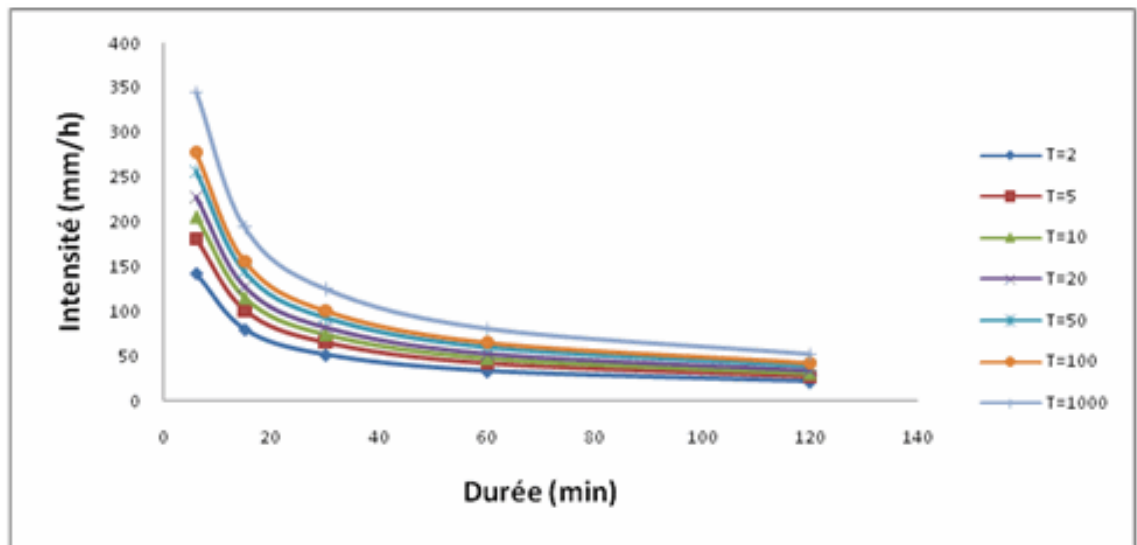


Figure 65: Courbes intensité durée fréquence pour la station Lamtar (11 03 10) selon la méthode K.BODY.

Courbes IDF pour la station de Sidi Bel Abbès (11 03 05)

Tableau 18: valeurs des intensités maximales en fonction de la durée et du temps de retour

Durée (min)	Période de retour						
	2ans	5ans	10ans	20ans	50ans	100ans	1000ans
6	154.78	201.26	230.97	258.69	293.93	320.01	406.19
15	83.77	108.93	125.01	140.01	159.08	173.24	219.84
30	52.65	68.46	78.57	88	99.99	108.88	138.17
60	33.09	43.03	49.38	55.31	62.84	68.43	86.84
120	20.8	27.04	31.04	34.76	39.5	43.01	54.58

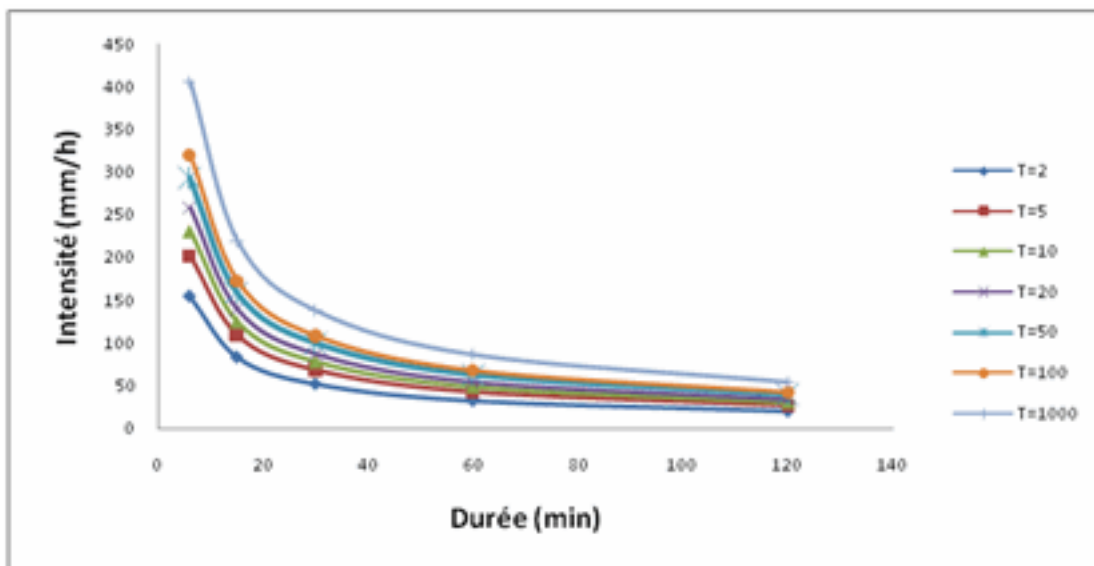


Figure 66: Courbes intensité durée fréquence pour la station Sidi Bel Abbès (11 03 05) selon la méthode K.BODY.

Courbes IDF pour la station de Sidi Ali Ben Youb. (11 02 01)

Tableau 19: valeurs des intensités maximales en fonction de la durée et du temps de retour

Durée (min)	Période de retour						
	2ans	5ans	10ans	20ans	50ans	100ans	1000ans
6	143.68	201.66	240.89	278.84	328.82	367.07	499.23
15	79.2	111.16	132.79	153.71	181.26	202.34	275.2
30	50.47	70.84	84.62	97.96	115.51	128.95	175.38
60	32.17	45.15	53.93	62.43	73.61	82.17	111.76
120	20.5	28.77	34.37	39.78	46.91	52.37	71.22

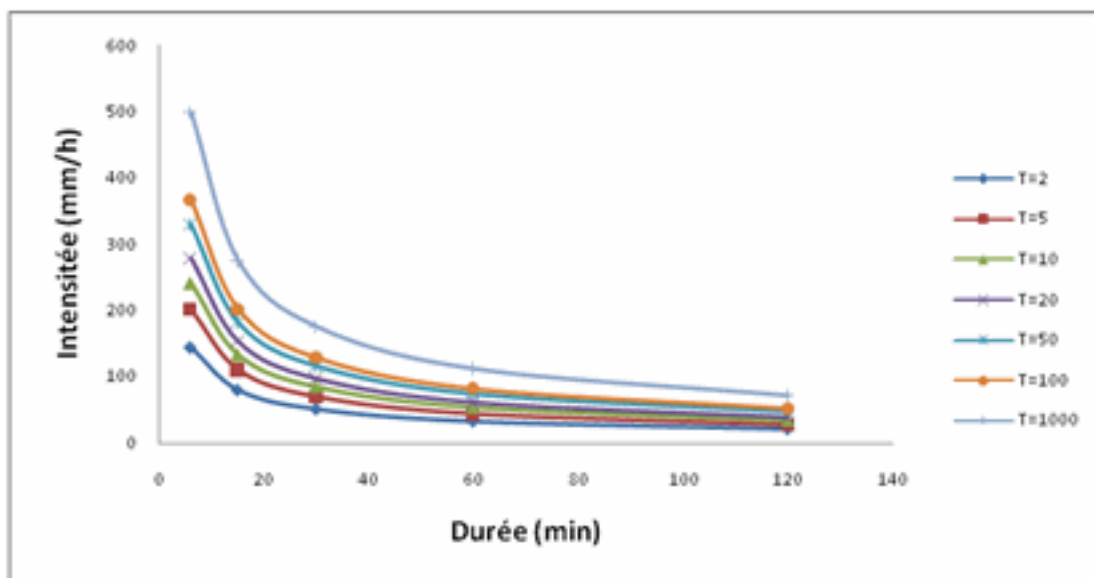


Figure 67: Courbes intensité durée fréquence pour la station Sidi Ali Ben Youb (11 02 01) selon la méthode K.BODY.

A partir de ces courbes IDF nous tirons le hyétogramme de projet pour chaque sous bassin situé sur la plaine. Comme pour l'étude de la prévision opérationnelle des crues, nous allons pondérer l'influence de chaque station sur les sous bassins suivant la méthode des polygones de Thiessen (figure 68).

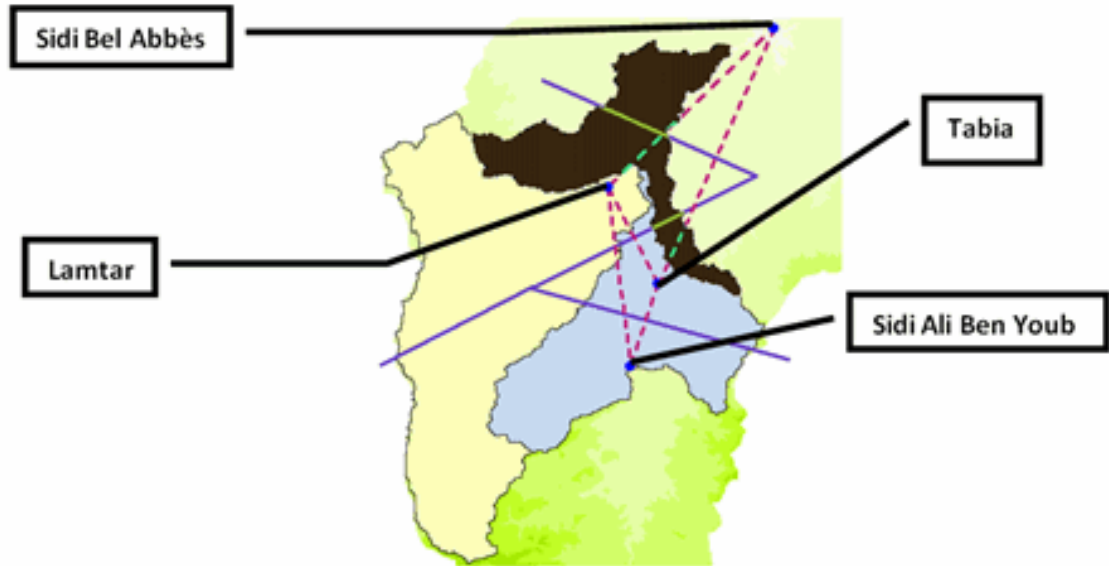


Figure 68: Aires affectées à chaque pluviomètre selon la méthode des polygones de Thiessen.

VI.2.4.3 Calage du modèle

Comme nous avons cité précédemment, la modélisation dans cette partie ne concernera que le région plaine, nous commencerons par définir par modélisation hydrologique les hydrogrammes de projet sur cette partie du bassin versant; nous essayerons de façon classique, de caler les différentes fonctions de production, de transfert et de cheminement sur des valeurs mesurées. Il y a deux composantes participantes à l'évolution de l'hydrogramme de la crue de projet:

- L'hydrogramme produit sur les deux zones amont définis par l'HSMF à Sidi Ali Ben Youb (11 02 01) dont nous avons étudié l'évolution précédemment. Nous voulons estimer son cheminement jusqu'à l'entrée de la ville de Sidi Bel Abbès.
- L'hydrogramme produit à la zone « plaine », nous calerons en ce qui le concerne un modèle pluie-débit arrivant de la même manière à un hydrogramme à l'embouchure de la ville de Sidi Bel Abbès (figure 59).

En faisant la somme de ces deux hydrogrammes, nous arriverons à l'hydrogramme de projet sur lequel se baseront les simulations pour étudier le comportement de l'oued Mekerra.

c-Calage de la fonction de cheminement entre les stations de Sidi Ali Ben Youb (11 02 01) et Sidi Bel Abbès (11 03 01)

Parmi les fonctions de cheminement adaptées au transfert en plaine et présentent sur le HEC HMS, nous avons présenté celle de Muskingum-Cunge (chapitre -V-). Elle représente

l'atténuation de l'onde de crue et peut être employée dans les extensions avec une petite pente.¶

La forme de l'extension peut être représentée de différentes manières ; nous avons choisi celle qui représente le mieux les caractéristiques de forme (moyenne) pour chaque extension à savoir : la coupe en travers à huit (08) points (voir -V.8.2-),qui prend en charge la combinaison lit mineur-lit majeur d'un cours d'eau. Les caractéristiques de formes pour chaque extension ont été tirées à partir de photographies aériennes, via le server Google Earth comme cela est montré à la figure 69:

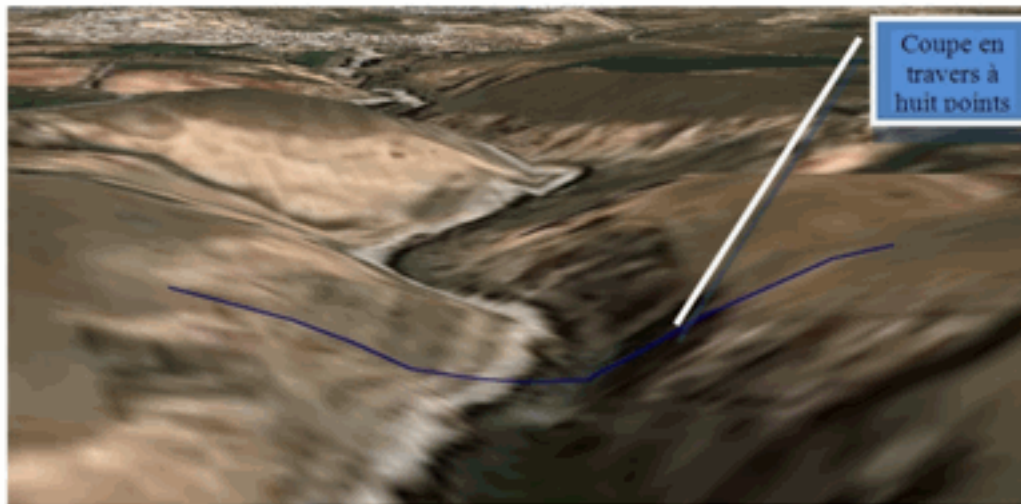


Figure 69: *Choix d'une section moyenne pour la forme de la coupe en travers d'un tronçon de l'Oued Mekerra (Google Earth pro, 2009).*

Nous avons calé la fonction de cheminement sur des événements extrêmes mesurés sur les deux stations de Sidi Ali Ben Youb (11 02 01) et Sidi Bel Abbès (11 03 01). Vu que la station de Sidi Bel Abbès présente une mauvaise qualité de mesures des forts débits; nous n'exploiterons comme caractéristique de l'hydrogramme de crue que le temps de base. En effet, la fonction de cheminement est relative à la vitesse de transfert de l'hydrogramme et à son atténuation par le laminage sur la plaine, ce qui rend le temps de base une caractéristique suffisante pour le calage des paramètres de la fonction de cheminement. Le calage a été effectué sur cinq (05) événements extrêmes qui présentaient un débit de pointe supérieur à $100\text{m}^3/\text{s}$ sur la station de Sidi Ali Ben Youb (11 02 01); en plus de ce critère, il fallait que la plaine eut connu elle aussi des précipitations afin de permettre la situation la plus défavorable en matière de vitesse d'écoulement.

Les résultats du calage sont ceux représentés sur le tableau suivant, celui-ci a été effectué sur la simple visualisation des temps de base des hydrogrammes observés et simulés à la station de Sidi Bel Abbès :

Tableau 20: récapitulatif des caractéristiques des extensions de cheminement entre les stations de Sidi Ali Ben Youb (11 02 01) et Sidi Bel Abbès (11 03 01).

extension	Longueur (m)	pente moyenne	coefficient de Manning's (estimé)
Sidi Ali Ben Youb-Tabia	6400	0.0065	0.15
Tabia-Sidi Khaled	13660	0.0065	0.15
Sidi Khaled- AmontSBAville	13930	0.0034	0.16
AmontSBAville-Station SBA	9150	0.0036	0.18

Les résultats élevés du coefficient de Manning's peuvent essentiellement s'expliquer par l'effet du laminage qui ralentit considérablement les vitesses d'écoulement. L'augmentation de ce même coefficient en se dirigeant vers l'aval a été introduite volontairement pour intégrer l'effet de l'urbanisation croissante au fil du cours d'eau suivant la même direction, elle est la cause elle aussi du ralentissement de la vitesse d'écoulement et donc on l'intègre dans le calage de ce paramètre.

Les résultats graphiques de calage pour les différents événements sont représentés en annexe.

d-Calage de la fonction de production sur la plaine alluviale

Pour le calage de cette fonction ainsi que la fonction de transfert, il nous faudrait une station hydrométrique à l'aval de la zone « plaine » comme la station de Sidi Bel Abbès ; seulement cette dernière ne peut être utilisée pour ce genre d'exercice. Pour y remédier nous avons décidé d'utiliser le caractère : **homogénéité géologique et pédologique de la plaine**, en calant le modèle sur le sous bassin « B (oued Mouezen) » (figure 60) et pouvoir extrapoler les paramètres calés à l'ensemble de la zone « plaine ».

A l'exutoire du sous bassin « B (oued Mouezen) », nous trouvons la station limnimétrique de Lamtar (11 03 31) pour laquelle nous disposons de données moyennes journalières qui nous permettent de caler notre modèle pluie-débit. À côté, nous disposons de deux pluviographes [Taftamène (11 03 34) et Lamtar (11 03 10)] situés à l'intérieur du sous bassin et dont les enregistrements seront l'entrée de notre modèle. L'analyse sur le sous bassin « B (Oued Mouezen) » porte sur une sélection de crues suffisamment bien documentées pour obtenir une évaluation correcte du calage des paramètres du modèle.

Comme pour l'étude du modèle de prévision opérationnelle, nous nous sommes intéressés aux conditions d'humidité antécédentes en calculant l'indice IPA. Pour le calcul de l'IPA, nous admettons un coefficient de récession kégal à 0.95. Pour chaque épisode, il a été retenu une moyenne des deux stations disponibles influençant le sous bassin.

Le tableau 21 est un résumé des résultats obtenus :

Tableau 21: les principaux résultats obtenus lors de l'analyse pluie-débit.

Partie 2 :Cartographie de la zone inondable au niveau de la ville de Sidi Bel Abbès et impact des aménagements adoptés pour sa protection sur l'extension de cette zone

Date	Précipitations				Débit (m ³ /s) Moyen jour	Approche SCS CN
	Source pluie	Durée (heures)	Pluie (mm)	IPA (mm)		
03.10.1987	Pg:Poly.Thies	7	16.585	5.83	0.006	47.446
15.03.1991	Pg:Poly.Thies	6	11.62	39.43	2.69	78.52
30.09.1994	Pg:Poly.Thies	5	12.75	38.75	12.7	60.62
05.02.1996	Pg:Poly.Thies	12	2.1225	26.56	0.026	79.716

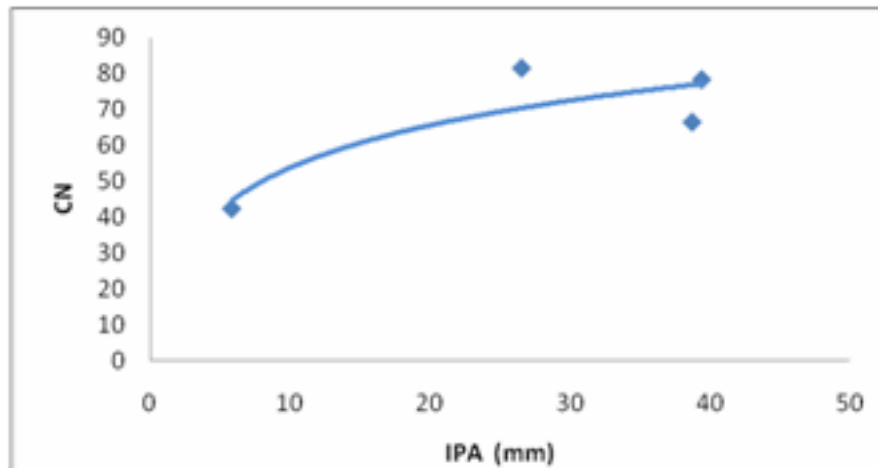


Figure 70: Evolution de CN en fonction de l'IPA

La comparaison de ces CN avec les conditions de pluviométrie antécédentes (IPA) fait clairement apparaître la différence de comportement suivant le degré de saturation du sol.

On admet, comme scénario représentatif des crues rares avec un CN de l'ordre de 60.

La simulation effectuée avec le HEC HMS (combinaison des hydrogrammes des trois faciès) pour une période de retour de cent (100) ans a donné les hydrogrammes représentés sur la figure 71:

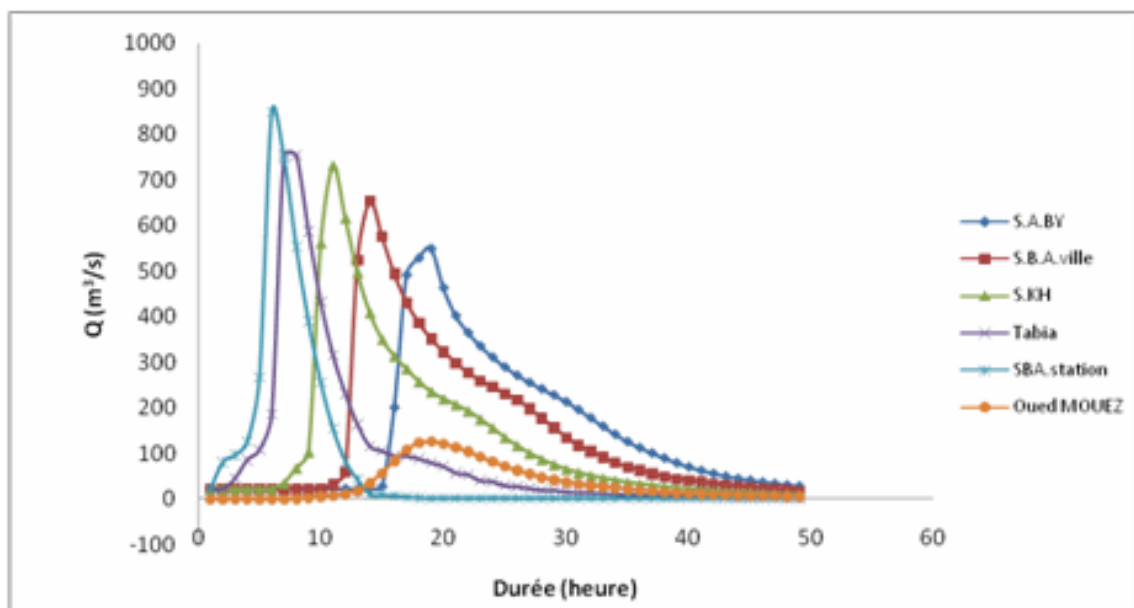


Figure 71: Crue de projet selon modélisation ($T=100$ ans).

De ces hydrogrammes on constate l'atténuation continue de la crue centennale depuis Sidi Ali Ben Youb jusqu'à la ville de Sidi Bel Abbès.

VI.2.5 Impact des aménagements sur l'hydrogramme de projet centennal

Une multitude de solutions pour des objectifs de protection contre les crues de différentes périodes de retours ont été proposées, avant de décider sur un panachage de solution destiné à la protection de la ville de Sidi Bel Abbès et des localités avoisinantes contre la crue centennale dont nous avons estimé l'hydrogramme au paragraphe précédent. Nous allons dans cette partie nous intéresser aux aménagements adoptés pour la protection contre les crues d'une fréquence centennale, et voir quel est justement l'impact de ces aménagements sur l'hydrogramme de projet (hydrogramme centennale). Ces aménagements sont décrits dans ce qui suit suivant un cheminement amont-aval :

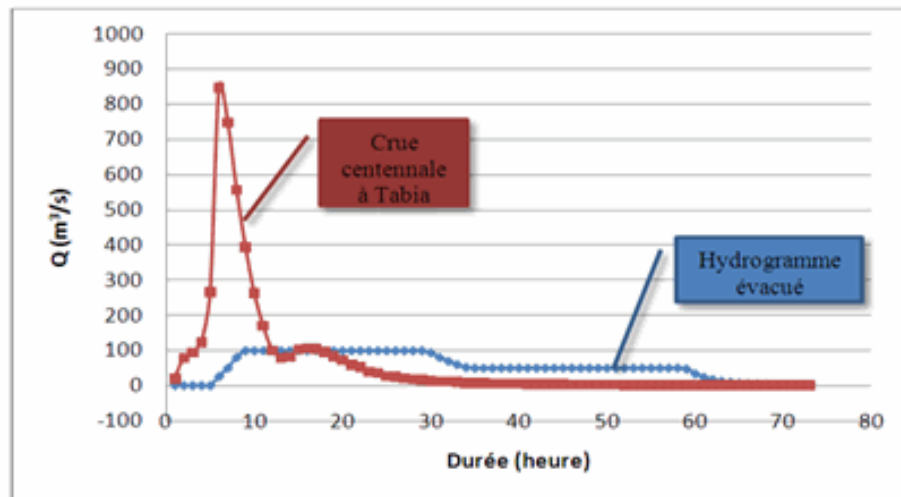
a-Barrage retenu à Tabia (barrage écrêteur)

C'est l'ouvrage le plus important, il s'agit d'un barrage écrêteur de crue permettant de ramener le débit rejeté en aval à $100 \text{ m}^3/\text{s}$. Ce barrage a les caractéristiques suivantes :

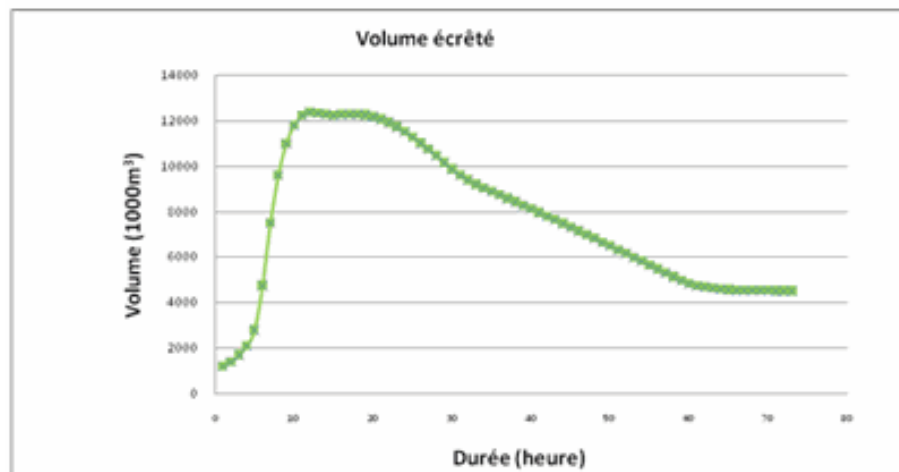
- Crête de digue à la cote 613 et digue de col à la même cote
- Digue zonée en terre avec noyau étanche et protection amont en enrochements
- Largeur en crête = 5 m
- Fruit total (amont et aval) = 4.4/1
- Evacuateur de crue en rive gauche, largeur 50 m, longueur 220 m
- Vidange de fond de 2 x 3 m, longueur 120 m.

Aussi la capacité de ce barrage est d'environ 25 millions de m^3 , avec un volume mort de 1,2 millions de m^3 , la vidange de fond qui présente le principal organe d'évacuation à une capacité de $100 \text{ m}^3/\text{s}$ et enfin l'évacuateur de crue quand à lui peut débiter jusqu'à $350 \text{ m}^3/\text{s}$.

La simulation sur le comportement de la crue centennale en présence de ce barrage est montrée sur la figure 72.



(a)



(b)

Figure 72: Impact du barrage Tabia sur l'hydrogramme de crue centennale.

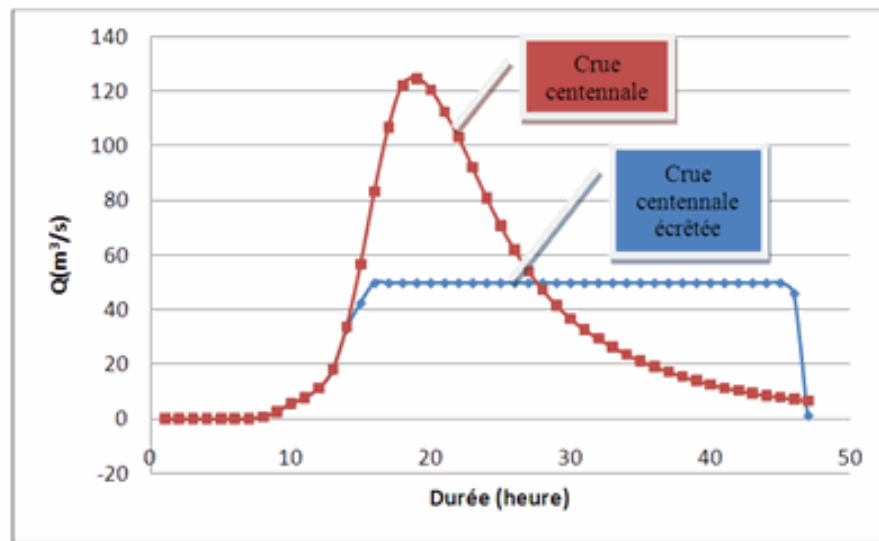
L'effet de cet ouvrage est clairement démontré si on compare les deux hydrogrammes bleu et rouge. On remarque que le volume écrêté atteint seulement la moitié de la capacité totale du barrage (graphique vert) ce qui laisse une sérieuse marge de sécurité pour des crues de fréquences plus rares (principe sécuritaire).

b-Zone d'épandage de l'oued Mouezen

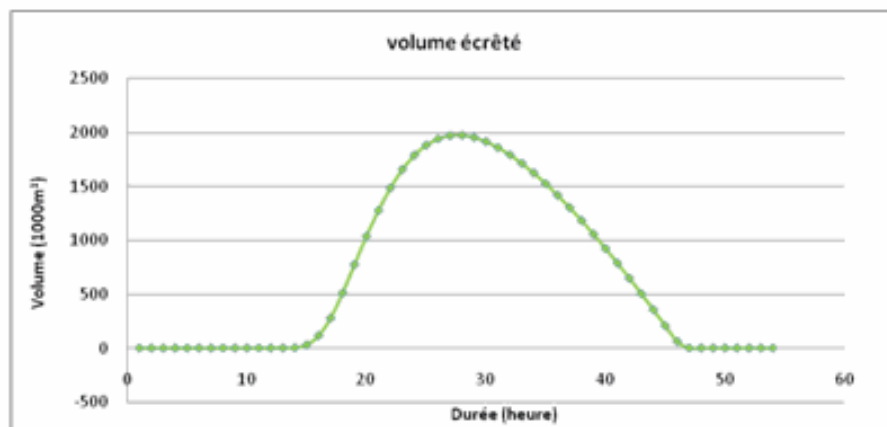
Cet aménagement est particulièrement intéressant car il permettrait d'écrêter la pointe de l'hydrogramme de crue de l'oued Mouezen. Le débit de pointe centennal de l'oued Mouezen est estimé à $120 \text{ m}^3/\text{s}$ et pourraient être réduit à $50 \text{ m}^3/\text{s}$ par l'effet de ces retenues. Cet ouvrage a son importance du fait que les crues importantes de l'oued Mouezen ne seront pas écrêtées par le barrage à Tabia. Les caractéristiques de stockage et d'évacuation sont :

Une capacité de 2 millions de m^3 pour un débit d'évacuation de $50 \text{ m}^3/\text{s}$

Les résultats de simulation sur l'oued Mouezen pour une crue centennale donnent les résultats montrés à la figure 73.



(a)



(b)

Figure 73: impacte de la zone d'épandage sur la crue centennale de l'oued Mouezen.

Cet ouvrage a le même effet que le barrage Tabia, il est à remarquer cependant, que pour une crue centennale la capacité maximale de la retenue est atteinte, et peut représenter un danger en cas de crue plus importante, cela créera exactement l'effet inverse de celui pour lequel elle a été mise en place.

c-Ouvrage de dérivation des eaux par le sud depuis l'amont de Sidi Bel Abbès

Il s'agit du dernier ouvrage avant d'arriver à la ville de Sidi Bel Abbès. La capacité des ouvrages de traversée de la ville (estimées à 50 m³/s) reste inférieure aux débits de l'hydrogramme centennal même écrêté à l'amont. Aussi, les possibilités d'accroissement de la capacité de l'oued dans la traversée de Sidi Bel Abbès sont rapidement limitées du fait que le lit moyen de l'oued est fortement urbanisé.

Dans ces conditions, la création d'un ouvrage de dérivation permettant de faire transiter les eaux excédentaires depuis l'amont de la zone urbaine jusqu'à son aval a été une des solutions intéressantes et nécessaires pour assurer la protection contre les crues. Un canal périphérique a été creusé dans la partie Sud de Sidi Bel Abbès suite aux inondations de 1994 qui ont affecté la ville et a connu un recalibrage en 2004 atteignant ainsi une capacité de $150\text{m}^3/\text{s}$ sur un linéaire de 6700 m. Il a pour fonction de collecter une partie des débordements amont de l'oued Mekerra et les apports des différents petits bassins versants sud, puis de les évacuer vers l'oued Mellah qui conflue avec l'oued Mekerra à l'aval de l'agglomération de Sidi bel Abbès.

Le résultat de simulation de la crue centennale écrêtée sur cet ouvrage donne les résultats présentés à la figure 74.

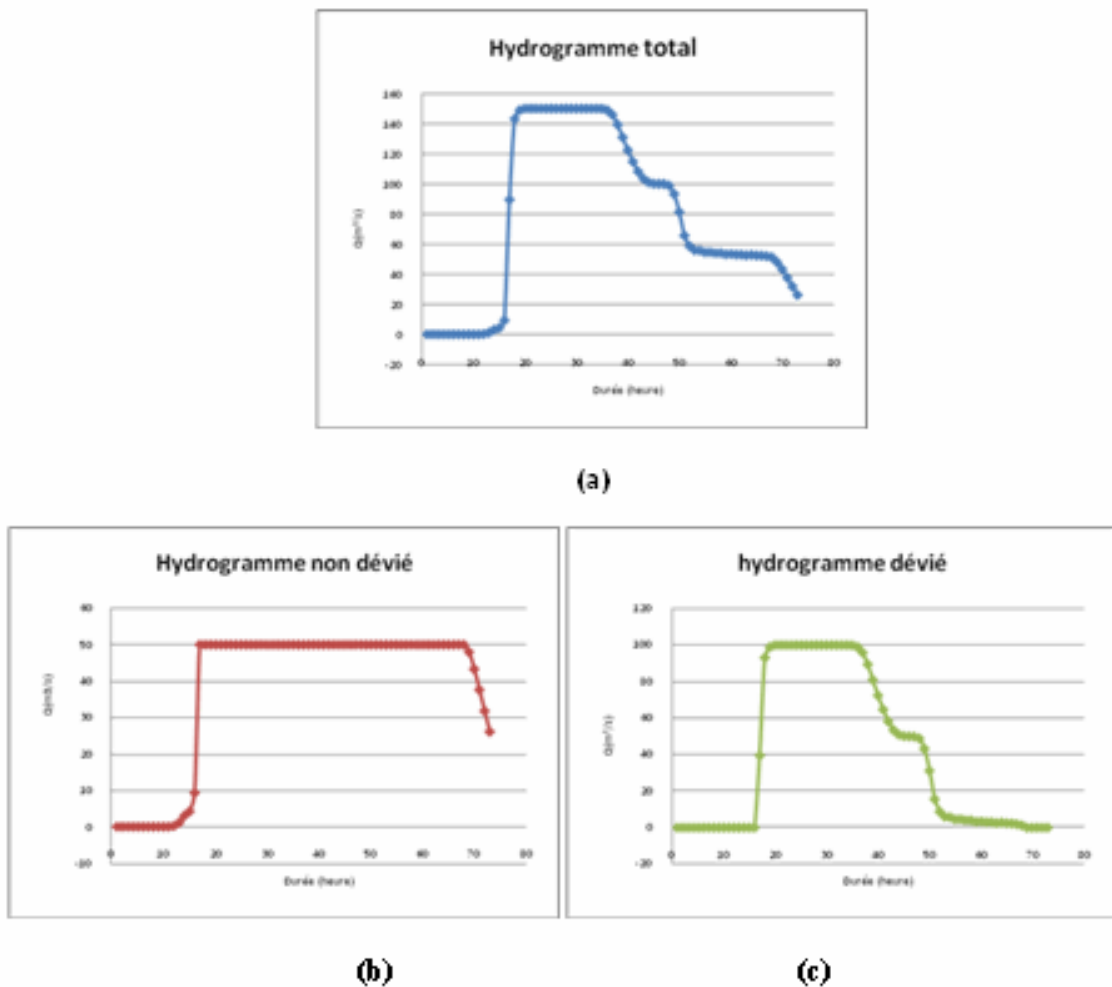


Figure 74: Résultats de simulation de la crue centennale écrêtée sur l'ouvrage de dérivation Sud.

Les résultats obtenus à partir de la simulation démontrent que cet ouvrage est indispensable même en cas d'écrêtage à l'amont de la ville de Sidi Bel Abbès et que sa capacité de transit est surdimensionnée.

Chapitre -VII-: modélisation hydraulique de l'oued Mekerra sur le tronçon passant par la ville Sidi Bel Abbès.

VII.1 Introduction

Parmi les nombreuses caractéristiques des inondations, leur grande variabilité spatiale, leur magnitude et la difficulté d'en prévoir les conséquences moyennes à long terme compliquent la tâche des aménagistes. Une forme cartographique de ces risques aiderait les planificateurs dans leurs travail en leurs donnant une idée sur les conséquences des inondations futures sur les bâtiments et infrastructures actuelles et potentielles situées dans la plaine inondable. Les méthodes de cartographie qu'on retrouve sont conçues pour représenter la probabilité de certains évènements (évènements dont nous avons étudiés les fréquences au chapitre -VI-). Pour le cas de Sidi Bel Abbès des aménagements ont été possibles à l'amont. Mais il existe des cas où les solutions technico-économiques de luttés sont très limitées (coût élevé, contrainte techniques...), il est nécessaire dans ces cas d'identifier les zones à risques pour faire de la planification. Dans ce qui suit nous présentons un moyen déjà adopté par plusieurs pays pour se prémunir contre les dégâts causés par les inondations. Pour y parvenir ces pays ont recours à la modélisation hydraulique pour connaître les champs d'extensions de ces inondations.

Nous présenterons ce que c'est que la modélisation hydraulique, quelles sont les différents types de modèles hydrauliques et quels sont leurs avantages et inconvénients pour sortir enfin avec un modèle qui convient à notre cas d'étude.

VII.2 Etat de l'art

Cet état de l'art a pour objectif de faire le point sur les connaissances sur les données topographiques pour les modèles d'hydraulique des cours d'eau, puis de passer en revue ces différents modèles et leurs incertitudes pour enfin voir comment sont étudiés actuellement les principaux paramètres de fonctionnement des cours d'eau.

VII.2.1 Modèle hydraulique et données topographiques

Les données topographiques constituent le socle sur lequel se construisent toutes les modélisations hydrauliques des cours d'eau. Il est donc primordial d'être particulièrement vigilant à la façon de les acquérir. Plusieurs travaux mettent en évidence l'importance de la précision des données topographiques : Casas et al. (2006) cité par Geoffroy (2007) met en avant la précision topographique comme le « facteur le plus critique » lors des études de modélisation hydraulique. Dans cet article, ils testent différentes topographies sur un tronçon de cours d'eau de 2 km à l'aide du logiciel HEC RAS en faisant varier différents paramètres (coefficient de Manning-Strickler et débit). Ils comparent les résultats (extension spatiale de la crue et hauteur moyenne de la surface libre) à partir d'une topographie de référence définie grâce à un levé terrestre au GPS et un levé bathymétrique. L'analyse de sensibilité sur les coefficients de Manning confirme l'idée selon laquelle plus le débit est important moins le modèle est sensible aux variations de ces coefficients.

VII.2.2 Les différents modèles hydrauliques de rivières

Cet aspect est intimement lié au précédent puisque les données topographiques forment l'ossature du modèle géométrique utilisé pour les modélisations. Une recherche des caractéristiques des principaux modèles existants en hydraulique fluviale avec leurs atouts et leurs limites est donc nécessaire.

Dans le cas d'un écoulement en cours d'eau naturel, on parle d'écoulements en lits composés (lits mineur et majeur) où les caractéristiques vitesses, hauteur d'eau, rugosité varient suivant les lits (Debiane, 2008). L'interface entre les lits est primordiale, elle est la source de la majorité des incertitudes pour la simulation des écoulements débordants.

On identifie de fortes pertes de charges dans cette zone et dans la couche limite (interface entre le fond de la rivière et le fluide) :

- (a) Pertes par frottement et microturbulences au fond du cours d'eau,
- (b) Pertes dues aux macroturbulences issues de la différence de vitesse entre les lits,
- (c) Pertes par transfert de quantité de mouvement entre les lits.

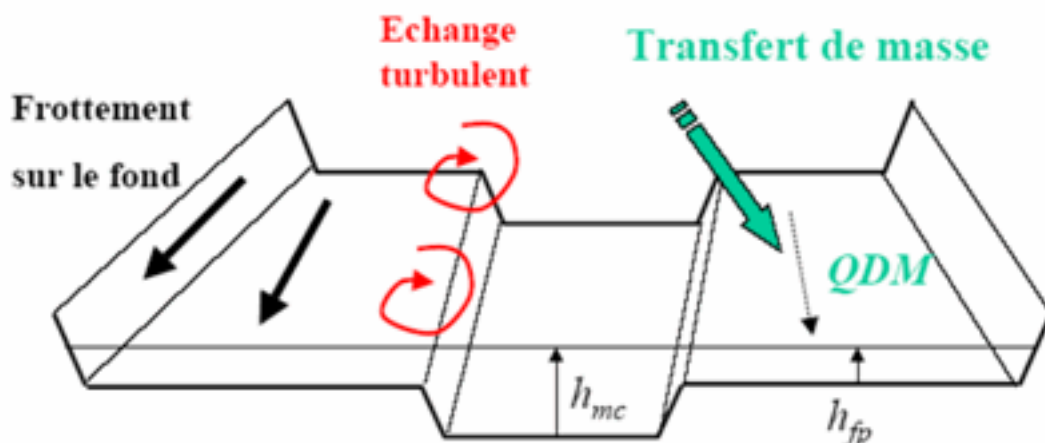


Figure 75: Différentes pertes de charge dans un écoulement en lit composé (Proust, 2005). QDM.

La plupart des modèles unidimensionnels (1D) à lits composés prennent en charge les pertes (a) comme HEC RAS, d'autres tentent de prendre en charge (a) et (b) comme Mage5 (Ghavasieha et al., 2006) et les plus évolués cherchent à simuler les trois pertes comme Axeriv.

La caractéristique principale des codes 1D est qu'ils moyennent la hauteur d'eau (et pour certains la vitesse) sur chaque profil en travers perpendiculaire aux lits majeur et mineur. Ceci provient de leurs structures et des équations qui les régissent : ils sont constitués d'un ensemble de profils en travers perpendiculaires aux écoulements.

Dans un modèle 1D, pour les calculs transitoires, il est possible de considérer qu'une partie du lit majeur (non active) joue le rôle de champ d'expansion et communique avec le lit actif par des lois de type seuil (noyé ou dénoyé). Ces modèles simulent alors bien les propagations de crue sur de longues distances et l'impact en grand d'aménagements importants. Les impacts locaux ne peuvent pas être étudiés (Degoutte, 2008).

Les modèles bidimensionnels horizontaux (ou 2DH) sont libérés de cette hypothèse d'écoulement axial. Ils permettent de simuler en plan les écoulements et de tenir compte finement des obstacles dans le lit majeur (sans avoir à faire une distinction entre un lit majeur actif et un lit majeur stockant). Les équations qui régissent ces modèles sont moyennées

sur la hauteur (d'où 2D-H pour 2D-hauteur) et donnent des champs de vitesse pouvant varier dans le plan mais pas sur la hauteur. Ces modèles sont intéressants mais on leur reproche d'être gourmand en temps de calcul et en données de calage-validation. Ils ne permettent pas, malgré tout, de modéliser correctement la turbulence (Proust, 2005).

Actuellement, les modèles 3D ne sont guère opérationnels, ils restent du domaine de la recherche.

La comparaison effectuée par Horritt et Bates (2002) entre LISFLOOD-FP, HEC RAS et Telemac 2D a mis en évidence les bons résultats du logiciel HEC RAS, qui obtient des résultats d'une précision comparable à ceux de Telemac 2D en ce qui concerne l'extension spatiale du champ d'inondation et la propagation de l'onde de crue.

Cet article conforte le choix du logiciel HEC RAS pour notre étude.

VII.3 Présentation du HEC RAS

HEC RAS est un logiciel intégré pour l'analyse hydraulique qui permet de simuler les écoulements à surface libre. Il a été conçu par le *Hydrologic Engineering Center* du *U.S Army Corps of Engineers*. Il est présentement utilisé dans plusieurs firmes d'ingénierie et organismes gouvernementaux. Le code à surface libre HEC RAS 4.0 est doté d'interfaces conviviales d'édition et de paramétrage des simulations. Il peut traiter des cas complexes et il est disponible en freeware. : www.hec.usace.army.mil/software/hecras/

HEC RAS c'est une abréviation de « Hydrologic Engineering Center's River Analysis System ». C'est un code 1D permanent ou non-permanent de calcul de ligne d'eau en graduellement varié. Il résout « l'équation de l'énergie unidimensionnelle », les pertes étant évaluées par la formule de frottement au fond de Manning-Strickler et par des formules de contraction/expansion de l'écoulement. Pour les situations rapidement variées telles que les ressauts hydrauliques, les écoulements à proximité des ponts, et les confluences de rivière, l'équation de l'énergie est remplacée par l'équation de quantité de mouvement. Pour les écoulements débordants, la section totale est divisée en sous sections homogènes en terme de forme et de rugosité, et chaque débit partiel Q_j est calculé selon la Divided Channel Method (DCM) à l'aide de la formule de Manning-Strickler. Et donc le coefficient de Manning « n » (ou coefficient de Strickler $K = 1/n$) est la principale variable d'ajustement du modèle. Il est souvent abusivement et rapidement assimilé à un coefficient de rugosité alors qu'il intègre, bien sûr le frottement, mais aussi un ensemble de phénomènes de dissipation d'énergie (turbulence entre lits, rugosités de forme et de peau, végétation, sinuosité etc...) (Geoffroy, 2007).

VII.3.1 Equations de base pour le calcul dans HEC-RAS

Le principe de calcul en régime permanent est basé sur la résolution de l'équation de la conservation de l'énergie (principe de Bernoulli) entre deux sections de cours d'eau :

$$Y_2 + Z_2 + \frac{\alpha_2 V_2^2}{2g} = Y_1 + Z_1 + \frac{\alpha_1 V_1^2}{2g} + h_e$$

Avec :

Y_1, Y_2 : hauteurs d'eau ;

Z_1, Z_2 : cote du fond du lit ;

V_1, V_2 : vitesses moyennes dans chaque section ;

x_1, x_2 : coefficients de vitesse ;

h_e : perte de charge entre les deux sections.

Les résultats des calculs du logiciel doivent être pris avec précautions et respectées certaines conditions (domaine de validité) :

- Ecoulement uni-dimensionnel : une vitesse et une hauteur d'eau pour chaque profil en travers,
- L'écoulement doit être graduellement varié : HEC-RAS ne peut pas reproduire des changements de régime brutaux (ressaut hydraulique...)
- La pente du fond du cours d'eau doit être faible.

La figure 75 illustre les grandeurs de l'équation ci-dessus :

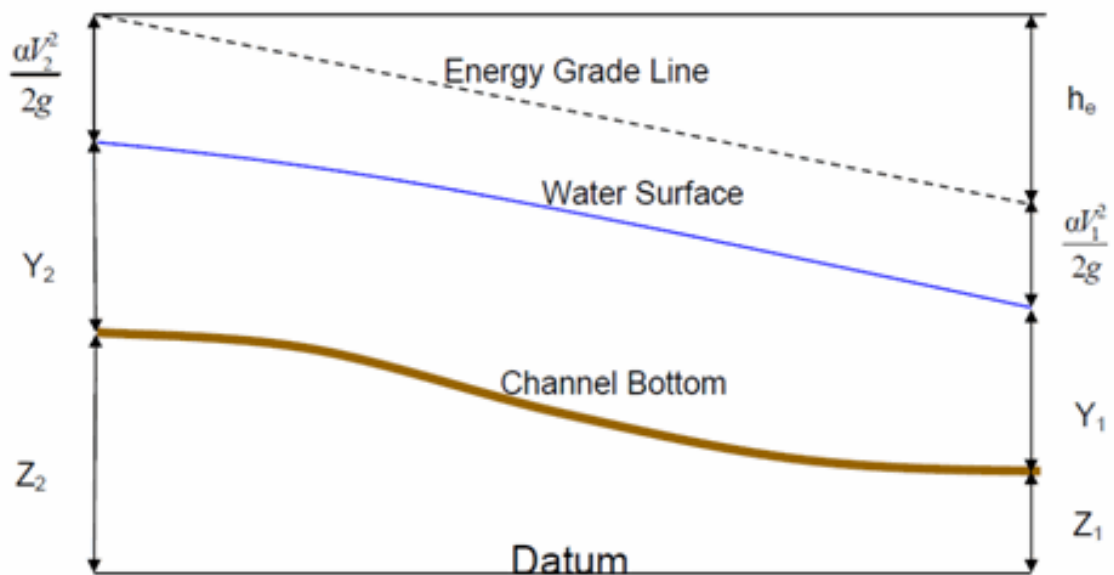


Figure 76: Représentation schématisée du principe de l'équation de BERNOULLI (manuel références technique HEC RAS, 2008).

VII.3.2 Formule de perte de charge par frottement pour le cas d'un lit composé

Le calcul le plus simple de la capacité d'écoulement d'un lit composé consiste à considérer la section totale comme un tout homogène (nommé SCM dans la littérature pour « Single Channel Method »). Mais compte tenu de la complexité de l'écoulement et de l'hétérogénéité des vitesses sur la section totale, on conçoit bien que la formule de Manning appliquée à la section totale n'est plus pertinente pour calculer le débit total. De surcroît, juste après le débordement dans les plaines d'inondation, le périmètre mouillé augmente brusquement, conduisant à une baisse significative du rayon hydraulique. Par conséquent, cela conduit à une sous estimation du débit sur la section totale si l'on considère une rugosité de Manning constante sur la section totale (Debiane, 2008).

Ainsi, d'autres méthodes ont été proposées tenteront de pallier ces insuffisances, chacune étant rattachée à un concept ou une hypothèse particulière reliant les débits, les vitesses, les forces de frottement, les contraintes au fond, entre sous sections et section totale. La plus part de ces méthode se basent sur le calcul d'une rugosité de Manning composite, n_c , telle que:

$$n_c = \sum_i w_i n_i$$

Les w_j étant des fonctions de pondération des rugosités par sous-section n_j reliées aux paramètres géométriques et hydrauliques.

Dans le code HEC RAS, la section totale est divisée en sous-sections homogènes en terme de forme et de rugosité, et chaque débit partiel Q_i est calculé selon la DCM à l'aide de la formule de Manning-Strickler, soit :

$$Q_i = K_i \sqrt{j_i} \quad \text{où} \quad K_i = \frac{1}{n_i} i_i R_i^{2/3}$$

Avec : K_j : est la débitance de la sous section homogène ;

j_j : la pente de la ligne d'énergie ;

i_j : pente de fond du lit ;

R_j : rayon hydraulique.

Il résulte :

$$n_c = \left[\frac{\sum_{i=1}^N (P_i n_i^{1/5})}{P} \right]^{2/3}$$

Où

N : est le nombre total des sous sections (par défaut $N=3$ dans le programme) ;

i : est le numéro de la sous section ;

n_i : est le coefficient de Manning pour la sous section i ;

P_i : est le périmètre mouillé pour la sous section i .

VII.4 Un MNT TIN plutôt qu'un MNT raster

Le MNT TIN (Terrain Irregular Network) utilise des données vectorielles et se développe selon un maillage triangulaire irrégulier. Le MNT TIN (figure 77) se compose donc de sommets (lieu de la donnée topographique) et de triangles vectoriels. D'après E. Tate (1999), les MNTs TIN sont les meilleurs fonds topographiques pour les modèles d'hydraulique pour les raisons suivantes :

- Exigent un nombre beaucoup plus petit de points qu'une grille ;
- Représentent le terrain extérieur avec exactitude ;
- Peuvent être aisément adaptés à la complexité variable du terrain ;
- Points de soutiens, ligne, et dispositifs de polygone ;
- Des données d'entrée originales sont maintenues dans le modèle et donc prises en charge dans l'analyse.

En définitive, ils permettent d'avoir un maillage discontinu et notamment plus dense aux endroits les plus intéressants topographiquement.

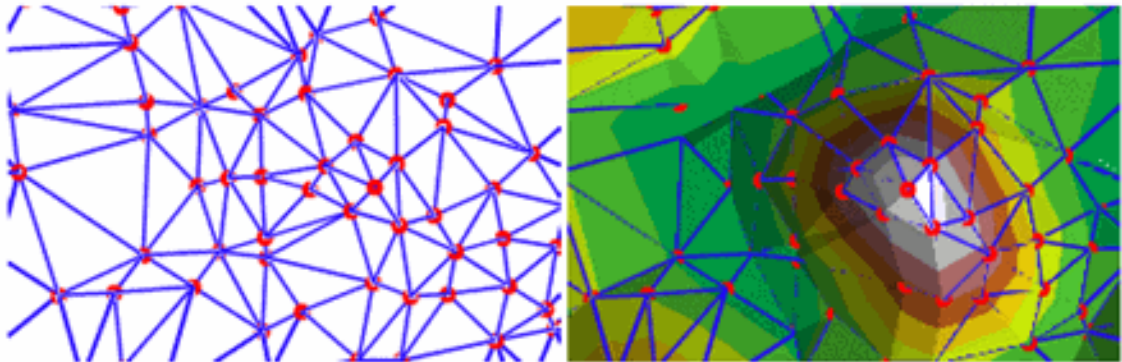


Figure 77: Structure triangulaire d'un MNT TIN (ArcGis, 2006).

Seul contrainte avec les fichiers TIN c'est qu'ils sont beaucoup plus volumineux en taille que les fichiers raster (voir définition au III-3 pour la définition des fichiers rasters).

VII.5. Préparation des données topographiques pour le HEC RAS

Comme pour le HEC HMS le HEC RAS est lié au SIG par un logiciel HEC Géo-RAS (extension sous Arcview), ce dernier permet d'automatiser les phases d'exportation - importation entre les deux logiciels précédents. L'organigramme sur la figure 78 décrit les principales étapes :

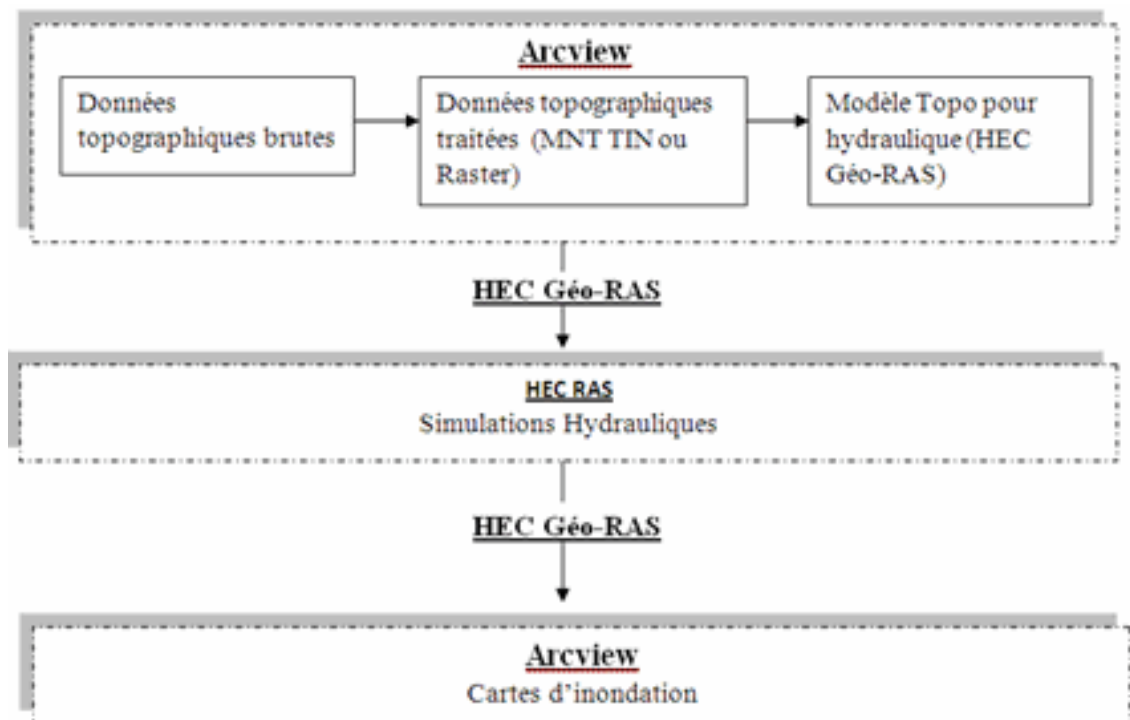


Figure 78: organisation de la chaîne logicielle pour la modélisation hydraulique.

HEC GeoRAS est l'interface qui permet de créer un modèle topographique pour le logiciel HEC RAS. Cette extension sous Arcview se présente sous la forme d'un menu déroulant dans la barre d'outils d'Arcview. Elle constitue un réel progrès car elle permet de gérer et générer des modèles topographiques pour la modélisation hydraulique à partir d'un MNT, évitant ainsi une étape fastidieuse de saisie manuelle.

VII.5.1 Principaux éléments topographiques pour HEC RAS

Les principaux éléments sont les profils en travers perpendiculaires au sens d'écoulement, les lignes de berges, les digues et levées, etc... Le profil en travers est l'élément géométrique primordial, il est tracé sur le MNT et doit respecter certaines règles pour qu'il soit représentatif. Il y a six règles principales, elles ont été annotées des difficultés rencontrées lors de l'étude :

- Les profils doivent être perpendiculaires à la direction d'écoulement des eaux : dans le lit majeur, les directions des flux dans le lit majeur ne sont pas toujours bien connues ;
- Ils ne doivent pas se croiser ;
- Ils doivent recouper toute la plaine d'inondation ;
- Ils doivent décrire le profil en long du cours d'eau : cela n'est pas toujours facile à réaliser dans le cas d'un cours méandrique avec une large plaine d'inondation ;
- Ils doivent encadrer les ouvrages structurants du cours d'eau (ponts, culées, seuils...),
- Ils doivent prendre en compte les modifications géomorphologiques des lits mineur et majeur (élargissement, méandres, contraction, diffluence...) : des problèmes se font jour lorsque les méandres sont très resserrés ou que les angles de diffluence

sont fermés, il devient alors compliqué de tracer des profils sans que les tracés se recoupent.

VII.5.2 Modèle topographique pour HEC RAS

Afin de produire une carte de zone inondable, l'information topographique précise est exigée. En SIG, le modèle TIN est le meilleur modèle de données pour la représentation du terrain à grande échelle. C'est à partir de ce modèle que sont extraites les données topographiques nécessaires au fonctionnement de HEC RAS. La création de ces données se fera grâce à l'interface HEC Géo-RAS (le 3D Analyst est l'interface qui permet de prendre en charge les MNT TIN sous Arcview).

a-Formation du modèle numérique de terrain TIN

Pour la construction du MNT TIN sur le tronçon de l'oued traversant la ville de Sidi Bel Abbès, nous disposons d'un levé topographique du lit mineur de l'oued, malheureusement celui-ci ne couvre pas les zones environnantes qui peuvent être touchées lors du débordement de la Mekerra . Afin de créer un MNT TIN nous avons opté pour une méthode qui intègre les données topographiques de deux provenances différentes à savoir :

- Les courbes de niveau issues d'une carte topographique de la région au 1/25 000 et ;
- Le levé topographique du lit mineur qui est relativement de haute résolution (morphologie dont la description exige un minimum de précision)

La figure 79 représente la combinaison des données topographiques issues de la carte 1/25 000 et du levé topographique, suite à cette combinaison la création du MNT TIN est faite grâce à l'extension 3D Analyst le résultat est celui représenté à la figure 80.



Figure 79: Combinaison de données topographiques de résolutions différentes.

L'étape suivante a été de créer le MNT TIN suivant la disposition des points altimétriques. Une vue 3D est représentée sur la figure 80.

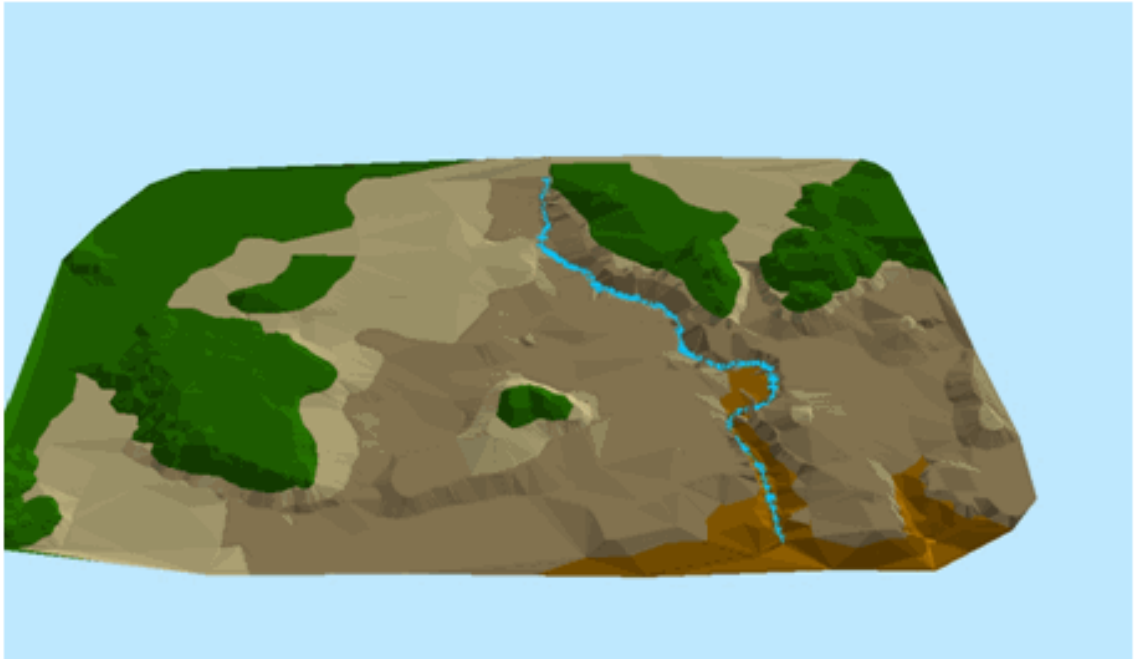


Figure 80: représentation 3D du MNT TIN sur le tronçon de l'oued Mekerra traversant la ville de Sidi Bel Abbès.

b-Principaux éléments topographiques pour HEC RAS

Les principaux éléments sont les profils en travers perpendiculaires au sens d'écoulement, les lignes de berges, les digues et levées, etc... Le profil en travers est l'élément géométrique primordial, il est tracé sur le MNT et doit respecter certaines règles pour qu'il soit représentatif (Kreis, 2005). Il y a six règles principales, elles ont été annotées des difficultés rencontrées lors de l'étude :

- Les profils doivent être perpendiculaires à la direction d'écoulement des eaux : dans le lit majeur, les directions des flux dans le lit majeur ne sont pas toujours bien connues,
- Ils ne doivent pas se croiser
- Ils doivent recouper toute la plaine d'inondation : d'ailleurs, dans cette étude, nous avons maximisé l'étendue du tracé des profils pour être sûr d'avoir une bonne couverture.
- Ils doivent prendre en compte les modifications géomorphologiques des lits mineur et majeur (élargissement, méandres, contraction, diffluence...) : des problèmes se font jour lorsque les méandres sont très resserrés ou que les angles de diffluence sont fermés, il devient alors compliqué de tracer des profils sans que les tracés se recoupent.

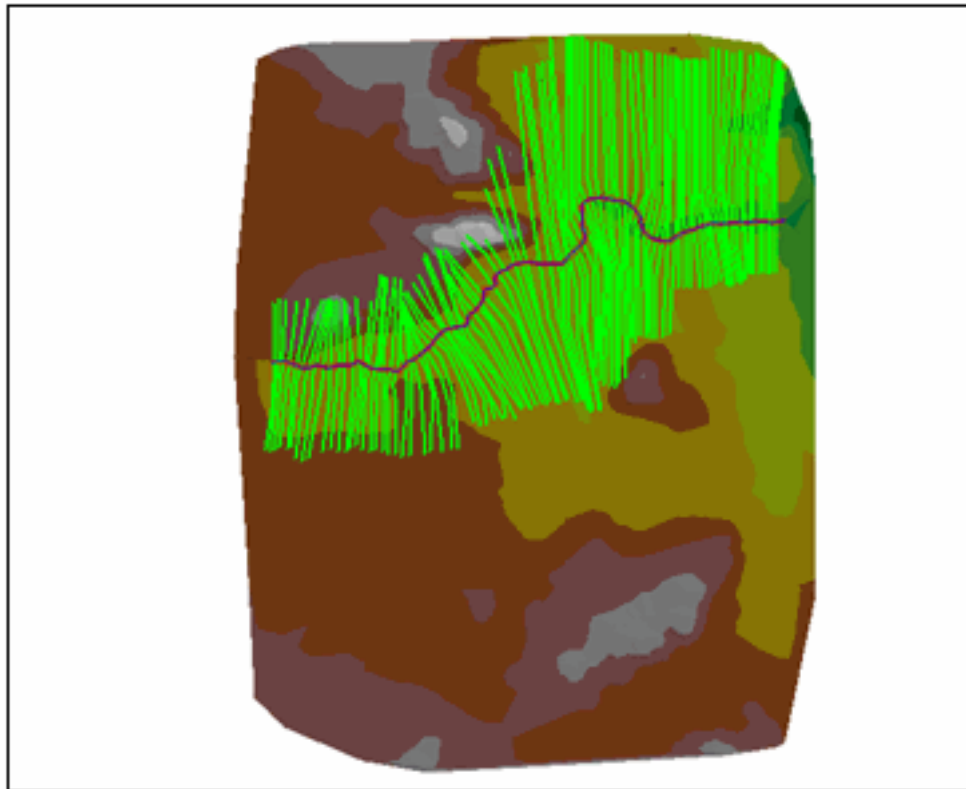


Figure 81 : Extrait de l'ossature du modèle hydraulique

Les lits majeur et mineur de la Mekerra ont été représentés par 101 profils en travers pour le modèle hydraulique sur un parcours d'environ 4 km.

VII.6 Tracé de la zone inondable

Des simulations sur le modèle HEC RAS ont été réalisées pour les débits décennal et centennal, ces débits sont d'une grande importance dans la réalisation des études de protection contre les inondations. Les simulations ont été effectuées en régime stationnaire donc aucune estimation de la vitesse de propagation de l'onde de crue n'a été faite. Le coefficient de Manning du lit mineur obtenu dans la phase précédente (chapitre -IV-)

Les résultats obtenus sont ceux représentés en 3D sur les figures 82 et 83, la figure 84 représente la tache inondable (**Modèle d'un document de base ou de référence pour les décideurs ou autres planificateurs**).

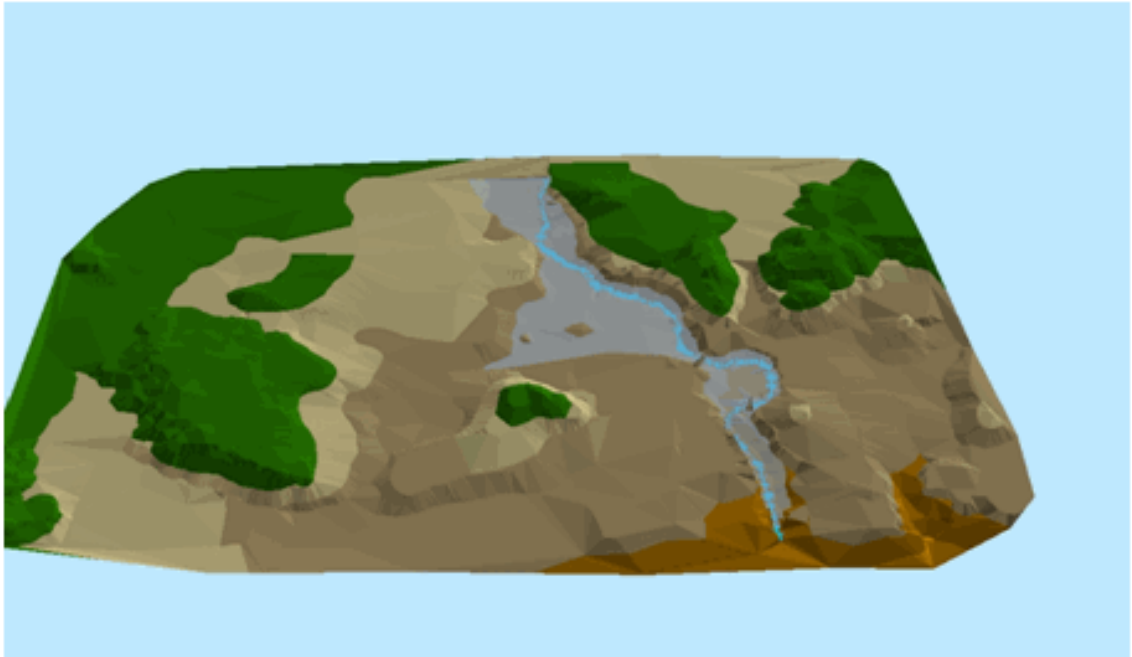


Figure 82: Vue 3D de la tache inondable pour une fréquence décennale

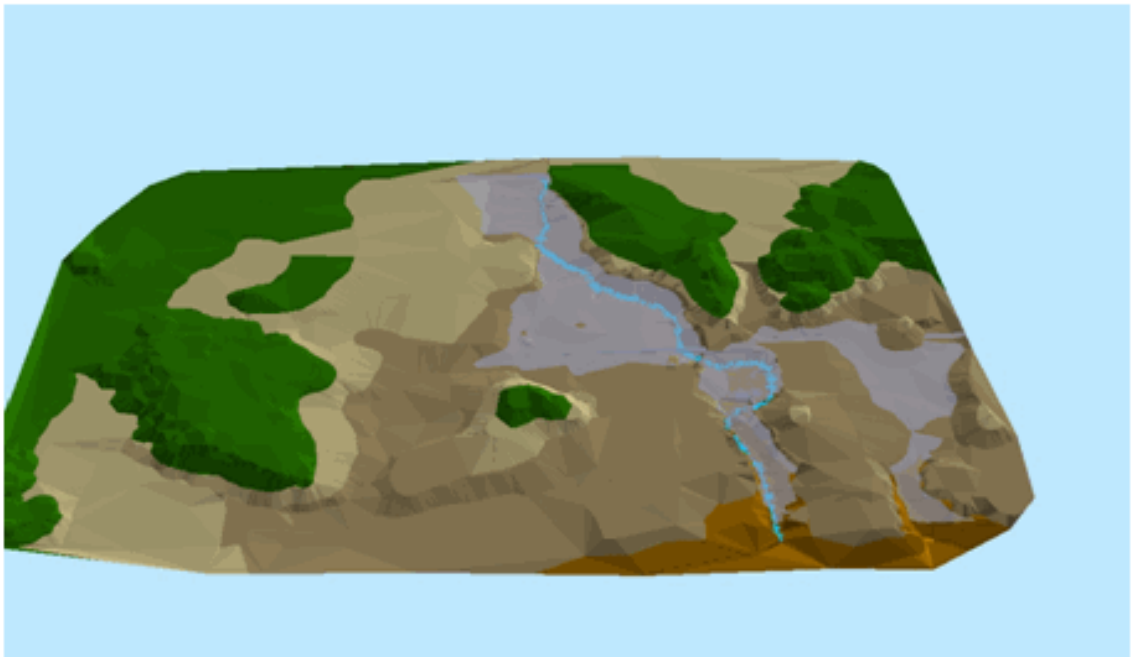


Figure 83: Vue 3D de la tache inondable pour une fréquence centennale.

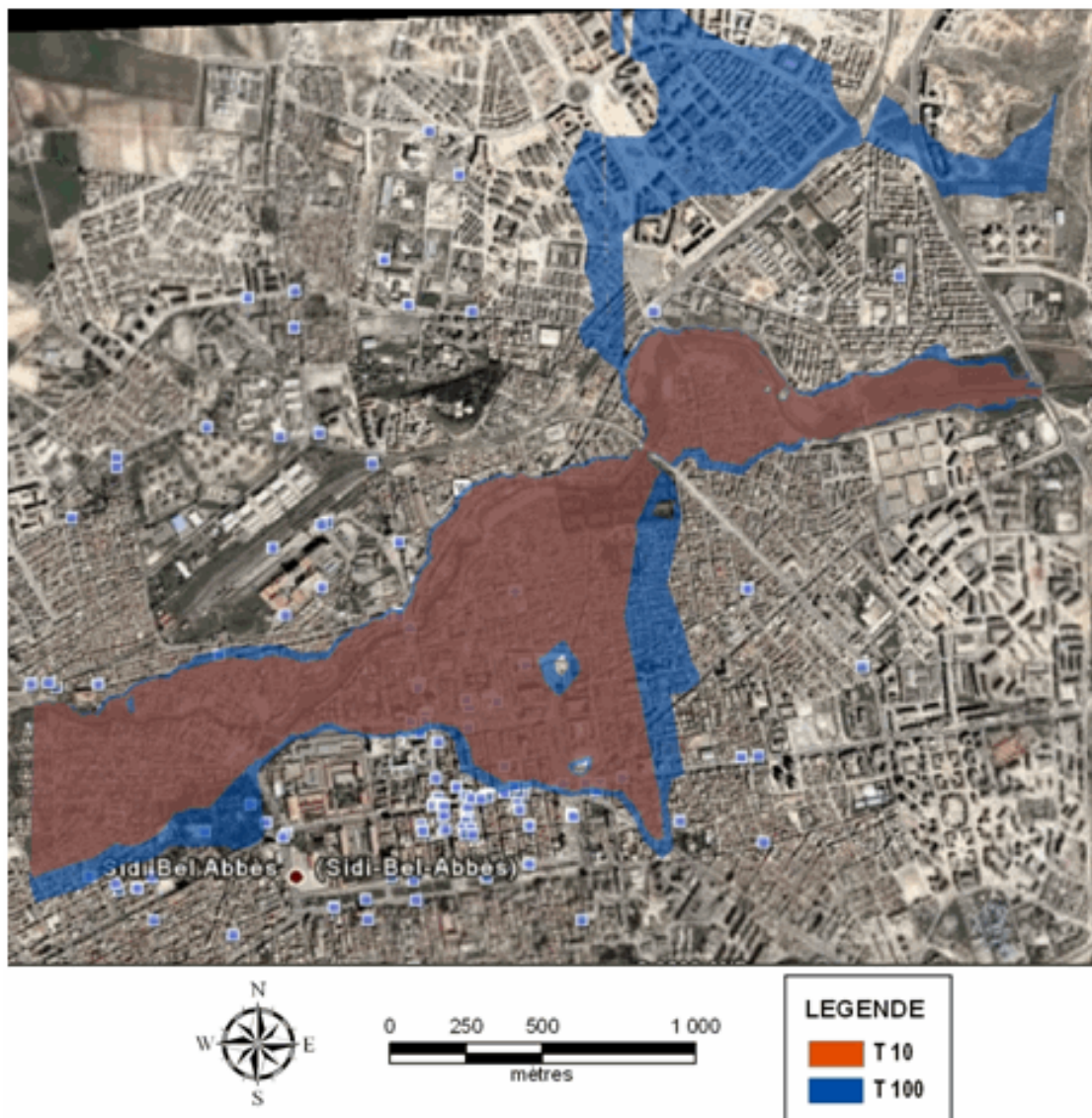


Figure 84: Tache inondable sur la ville de Sidi Bel Abbès pour les fréquences : décennale et centennale.

Conclusion générale

L'Algérie a connu dans son histoire plusieurs épisodes catastrophiques liés aux inondations, ces inondations malheureusement touchent les populations en causant dans la plupart des cas, des pertes humaines et matérielles considérables.

Face à cela nous avons décidé de nous intéresser à la question sous ses différents aspects relatifs à la gestion du risque inondation et les différents moyens de lutte. Parmi ces moyens, nous avons cité le retour d'expérience : c'est une étape importante, elle a permis à l'homme de comprendre que les phénomènes tels que les inondations sont des phénomènes dont on ne peut pas à tout les coûts apprivoisées le comportement ; ce qu'il pouvait faire par contre c'est comprendre leurs fonctionnement pour mieux les prévenir. Cette compréhension peut passer par l'identification des sites exposés à ce genre de phénomènes pour en étudier les caractéristiques.

Parmi ces sites en Algérie, nous avons choisi le bassin versant de la Mekerra qui est souvent le sujet d'évènements pluviométriques qui causent des crues catastrophiques qui touche la ville de Sidi Bel Abbès et les localités avoisinantes. Ce bassin versant avait fait le sujet de plusieurs études qui ont été à l'origine d'une multitudes d'aménagements qui n'ont dans la plupart des cas pas suffit à dulcifier les crues très importantes qu'a connu l'oued Mekerra comme celle de 1994 ; suite à cette crue les autorités ont décidé de mettre en place des aménagements hydrotechniques de grandes ampleurs sensés protégés la ville au moins a moyen terme, c'est là une des raisons du choix de ce site.

Dans notre travail nous nous sommes intéressés à deux aspects indispensables pour se prémunir contre les inondations : l'aspect gestion de la crise et l'aspect prévention. Ces deux aspects ont été testés sur le cas de la Mekerra.

Le premier moyen de lutte pour lequel nous avons consacré toute une partie de notre travail est : l'utilisation des modèles hydrologiques déterministes pour anticiper la crue exceptionnelle de quelques instants (**prévision opérationnelle des crues**) afin d'amortir les dégâts au moins humain. Pour ce faire nous avons fait une étude bibliographique sur laquelle nous avons fait apparaitre la complexité des phénomènes mis en jeu dans la formation de la crue éclair, pour choisir par la suite les modèles appelés perceptuels. Ces modèles simplifient les phénomènes mis en jeu pour ne prendre que ceux dont l'influence est signifiante dans la genèse de la crue éclair. Il s'agit notamment d'une fonction de production associée à une autre de transfert puis de cheminement. Une recherche bibliographique à mis en évidence la fonction du SCS et l'onde cinématique qui selon plusieurs auteurs, s'adapteraient à plusieurs situations sans préjugé de la nature des processus de formation de crues.

Néanmoins, en essayant de tester ces deux fonctions au bassin de la Mekerra, on a été *surpris* par les résultats de calage qui allaient à l'encontre de ce à quoi on s'attendait, même que c'est exactement le contraire des résultats escomptés qu'on a obtenu. Après cela, notre réflexion a été de chercher un phénomène non prit en compte et dont l'influence est primordiale dans la formation de la crue éclair. L'hypothèse émise sur l'influence du milieu souterrain est complètement justifié par la présence d'un milieu fissuré. Les travaux très récents menés sur ce genre de milieu prouvent que ce dernier peut avoir un grand rôle à jouer dans l'amplification et l'amortissement des crues suivant les conditions du milieu.

Suite à cela, nous avons proposé que des investigations et des études hydrogéologiques doivent être entreprises pour identifier le cheminement des fissures pour pouvoir étudier par la suite quel est leur rôle exacte ; aussi, pour différencier le rôle de chacun (écoulement de surface et/ou écoulement souterrain) dans la formation de la crue éclair, des instruments de mesure doivent s'adapter avec une densité des points de mesures stratégiquement placés (les parties amont du bassin) ainsi que les pas de temps fin d'acquisition (pluviographes) sont justifiés au vu de la rapidité des événements observés et leur forte variabilité spatiale.

La deuxième partie de notre travail s'est intéressée à l'identification des zones potentiellement exposées au risque, cette identification s'est faite en cartographiant les zones vulnérables au niveau de la ville de Sidi Bel Abbès. Pour ce faire notre étude s'est faite en couplant un modèle hydrologique grâce auquel nous estimons la crue de projet, à un modèle hydraulique qui simule l'écoulement de surface pour identifier l'extension de la zone inondable.

L'estimation de la crue de projet sur la plaine de Sidi Bel Abbès a été divisée en deux ensembles à savoir :

- L'estimation de la crue de projet à l'embouchure de la plaine, celle-ci s'est faite en construisant un HSMF sur des hydrogrammes mesurés pour éviter de prendre en charge la complexité d'une modélisation hydrologique aux deux faciès étudiés en première partie. Cet HSMF après calage du modèle de cheminement sur le faciès plaine, nous l'avons estimé à l'entrée de la ville de Sidi Bel Abbès, en essayant de prendre en charge de la manière la plus efficace possible du phénomène du laminage, prépondérant dans le cas des inondations en plaine.
- Modélisation déterministe pluie-débit du faciès plaine.

La combinaison des hydrogrammes des différents faciès a abouti à un hydrogramme unique estimé à différents endroits de la plaine ; cet hydrogramme est le paramètre de base pour cartographier la zone inondable et pour juger de l'efficacité des aménagements hydrotechniques mis en place en cas de crues exceptionnelles.

Après avoir fait des simulations sur modèle hydrologique, l'efficacité théorique des aménagements mis en place a été prouvée. Le barrage de Tabia qui est le plus important ouvrage de protection avec sa grande capacité d'écrêtement est capable de laminar des crues supérieures à la crue de projet. Par contre celle de l'oued Mouezen est limitée du fait que sa capacité est facilement atteinte en cas de crue centennale et pourrait représenter un risque pour les agglomérations en aval lors d'événements plus extrêmes. L'ouvrage de dérivation à lui aussi prouvé son utilité puisque les débits évacués par les ouvrages écrêteurs lors des crues importantes, dépassent largement la capacité du tronçon de l'oued traversant la ville de Sidi Bel Abbès.

Nous avons voulu connaître par la suite, le degré d'exposition au risque de la ville de Sidi Bel Abbès si les aménagements hydrotechniques n'étaient pas mis en place. Le résultat est une carte où est représentée la tache inondable mettant en évidence l'exposition au risque d'une grande partie du côté Sud de la ville et une autre en aval au Nord. La proximité de l'agglomération des secteurs vulnérables augmente le risque inondation.

A propos de ce dernier résultat nous pouvons faire la recommandation suivante : **c'est que d'un point de vue législatif, il vaudrait mieux mettre en place de nouvelles directives dans le code de l'environnement, afin de mieux gérer le développement urbain, routier et industriel par la mise en place de mesures compensatoires qui**

doivent assurer la transparence hydraulique des nouvelles installations. Néanmoins, pour que ces mesures soient efficaces, la caractérisation de l'aléa inondation doit être précise et adaptée au contexte hydro(géo)logique de la zone étudiée.

La loi relative à l'eau N°05/12 du 04 août 2005 De la prévention des risques d'inondation ne contient pas d'articles qui réglementent le plan d'occupation du sol relative à la protection contre les inondations et constitue de ce fait un vide juridique qu'il est impérative de combler pour que suivent des plans d'occupation de sol prenant en considération la cartographie des zones inondables.

Ce travail se veut une contribution pour le développement d'une méthodologie à suivre, il décrit le cheminement des étapes à suivre et les différents paramètres à étudier pour caractériser les zones inondables ; ceci appliqué à l'oued Mekerra.

Références bibliographiques:

- Albergel J., 2003.** Le modèle hortonien. Genèse des crues et des inondations. Ed. SHF, Paris, ENGREF.
- Arlen D., Feldman D., 2000.** Hydrologic modeling system HEC-HMS. Technical reference manual. 157p.
- B.Fenet., 1975,** Esquisse Structurale de l'Oranaie.
- Bailly-Comte, V., 2008.** Interactions hydrodynamiques entre les eaux de surface et les eaux souterraines en milieu karstique. Thèse de Doctorat, Université Montpellier 2.
- Bates P.D., Marks K.J., Horritt M.S., 2003.** Optimal use of high-resolution topographic data in flood inundation models. Hydrological Processes, 17. p. 537-557.
- Beven K., 1979.** The future of distributed modelling. Hydrol. Processes. 6, 253- 254.
- Blin. P & Leclerc. M & Secretan. Y & Morse. B., (2004).** Cartographie du risque unitaire d'endommagement (crue) par inondations pour les résidences unifamiliales du Québec. Revue des sciences de l'eau 18/4 (2005). pp 427-451.
- Borsali et al., 2005.** Aspect hydrologique des catastrophes naturelles : « Inondation, glissement de terrains » Etude d'un cas : Oued Mékerra (Sidi bel abbés).
- Cameron T.Akerman., 2002.**HEC-GeoRAS An extension for support of HEC-RAS using ArcView User's Manual. 154p.
- Cappus P., 1960.** Etudes des lois de l'écoulement. Application au calcul et à la prévision des débits. La Houille Blanche. A, 493-520.
- Casas A., G. Benito G., Thorndycraft V.R., Rico M., 2006.** The topographic data source of digital terrain models as a key element in the accuracy of hydraulic flood modelling. Earth Surface Processes and Landforms, Volume 31, Issue 4, Pages: 444-456
- Cerdan O., Le Bissonnais Y., Couturier A., Bourennane H. & Souchere V., 2002.** Rill erosion on cultivated hillslopes during two extreme rainfall events in Normandy, France. Soil and Tillage Research. 67 (1), 99-108.
- Chow V.T., Maidment D.R. & Mays L.W. 1988.** Applied hydrology. Mc Graw- Hill International Editions.
- Cosandey C., 1999.** Genèses de crues cévenoles dans les bassins élémentaires. L'exemple du bassin de la Latte.crues de la normale à l'extrême, SHF, Lyon - france, 35-44.
- Datin R., 1998.** Outils opérationnels pour la prévision des crues rapides : traitement des incertitudes et intégration des prévisions météorologiques. Développements de TOPMODEL pour la prise en compte de la variabilité spatiale de la pluie. Application au bassin versant de l'Ardèche. INPG, Grenoble.
- Debiane.K ,2008.** Cours sur le logiciel HEC RAS ; cabinet Télésystème ; Rabat, Maroc : 13-14 Novembre 2008, 43 p.

-
- Degoutte. G., 2007.** Traité d'hydraulique à surface libre. Université Paris VI, Ecole Nationale des Ponts et Chaussées, Ecole Nationale du Génie Rural des Eaux et Forêts, 104 p.
- Description de la carte hydrogéologique de la plaine de Sidi Bel Abbès (1978)
- E .Tate., 1999.** Floodplain mapping using HEC RAS and ArcView GIS. University of Texas Austin. 223p.
- E. Gaume., 2000.** Un parcours dans l'étude des phénomènes extrêmes en hydrologie. Mémoire d'habilitation à diriger des recherches, 269 p.
- E. Gaume., 2002.** Éléments d'analyse sur les crues éclair. Mémoire présenté pour l'obtention Philosophiae doctor (Ph. D) en Sciences de l' eau. 320 p.
- Ellison W., 1945.** Some Effects of Raindrops and Surface-Flow on Soil Erosion and Infiltration. Trans. Am. Geoph. Un.pp 26. pp 415-429.
- Estupina. V .B., 2004.** Vers une modélisation hydrologique adaptée à la prévision opérationnelle des crues éclair. Application à de petits bassins versants du sud de la France. Thèse Doctorat de L'Institut National Polytechnique de Toulouse. 254p.
- Galéa. G & Prudhomme. C ., 1994.** Modèle débit-durée-fréquence et conceptualisation d'un hydrogramme de crue synthétique : validation sur le BVRE de Draix. Hydrol. continent. vol. 9, no 2, (1994). pp 139-151.
- Galéa. G & Prudhomme. C ., 1996.** Notions de bases et concepts utiles pour la compréhension de la modélisation synthétique des régimes de crue des bassins versants au sens des modèles QDF. Revue des sciences de l'eau 1 (1997). pp 83-101.
- Gary W. Brunner., 2008.** HEC-RAS River Analysis System Hydraulic Reference Manual. 411p.
- Gary W. Brunner., 2008.** HEC-RAS River Analysis System, User's Manual. (1-281p) (467-483p)
- Gascuel-Odoux C., Merot P. & Durand P., 1999.** Genèse des crues normales dans les petits bassins versants ruraux. crues de la normale à l'extrême, SHF, Lyon - france, 25-34.
- Geoffroy. J., 2007.** Modélisation des paramètres morphogènes du cours inférieur de la Bruche (Bas-Rhin) et analyse de la sensibilité du modèle HEC-RAS à la qualité des données topographiques. Université de Louis Pasteur, 86p.
- Ghavasieha A.-R., Christine Poulard C., Paquier A., 2006.** Effect of roughened strips on flood propagation: Assessment on representative virtual cases and validation. Journal of Hydrology, 318, p. 121–137.
- Gilard. O & Gendreau. N., 1998.** Inondabilité une méthode de prévention raisonnable du risque d'inondation pour une gestion mieux intégrée des bassins versants. Revue des sciences de l'eau 3 (1998). pp 429-444.
- Hallouche B., 2007.** Cartographie des zones inondables de la plaine de Sidi Bel Abbès par l'approche hydrogeomorphologique. Mémoire de l'université Djillali Liabes Sidi Bel Abbès. 153p.
-

- Hennine H., 2004.** Interfaçage entre un modèle hydrologique /modèle hydrodynamique au sein d'un système d'information intégré sous web incluent les SIG. Mémoire magister à l'ENP. 114p.
- Horton R.E., 1933.** The role of infiltration in the hydrological cycle. Transaction – American Geophysical Union. 14, 446-460.
- Hydrologic Engineering Center,** Geospatial Hydrologic Modelling Extension, User's Manual, 2003.
- John C. Warner, and al., 2008.** HEC-RAS River Analysis System Applications Guide. 351p.
- Jones J., 1997.** The role of natural pipeflow in hillslope drainage and erosion : extrapolating from the Maesnant data. Phys. Chem. Earth. 22 (3-4), 303-308
- Laborde J.P., 2003.** Eléments d'hydrologie de surface. ANRH Editions, 200 p.
- Lahlah ., 2001.** Recensement des zones inondées en Algérie entre 1975 et 2000, document ANRH 200, Alger. 40p.
- Le Bissonais Y., Singer M.J., 1993.** Seal formation, runoff and interrill erosion from 17 California soils. Soil Sci. Soc. Am. J., 57,pp 224-229.
- Lequien. A ., 2003.** Analyse et évaluation des crues extrêmes par modélisation hydrologique spatialisé (cas du bassin versant du Vidourle). Mémoire DEA à l'université Montpellier 2. 67p.
- Le Petit Larousse., 2008.** Dictionnaire
- Liu Z. & Todini E., 2002.** Towards a comprehensive physically-based rainfall runoff model. Hydrology & Earth System Sciences. 6(5), 859-881.
- M archandise. A., 2003.** Analyse et modélisation hydrologique de l'événement exceptionnel des 8 et 9 septembre 2002 sur le bassin versant de Gardon d'Anduze. Mémoire de DEA Université Joseph Fourier Grenoble. 71p.
- M archandise. A., 2007.** Modélisation hydrologique distribuée sur le Gardon d'Anduze; étude comparative de différents modèles pluie-débit, Thèse de doctorat de l'Université Montpellier II. 214p.
- Musy. A., 2005.** Cours d'hydrologie générale – Ecole Polytechnique Fédérale de Lausanne, Suisse. 162p.
- Obled C., Wendling J. & Beven K.1994.** The sensitivity of hydrological models to spatial rainfall patterns : an evaluation using observed data. journal of hydrology. 159, 305-333.
- Obled C.,1999.** le versant et le bassin versant : quelques aperçus sur la formation des crues et la production du ruissellement. Crues de la normale à l'extrême, SHF, Lyon - France, 5-23.
- Proust S., 2005.** Ecoulements non-uniformes en lits composés: effets de variations de largeur du lit majeur. Thèse de doctorat spécialité "Mécanique des fluides". Laboratoire de Mécanique des Fluides et d'Acoustique de Lyon / Cemagref de Lyon, France. 383 p.
- Rivrain J.C., Météo France & l'Environnement M.d., 1997.** Les épisodes orageux à précipitations extrêmes sur les régions méditerranéennes de la France, vol. 4.

Sauquet. E & Javelle . P & Le Clerc. S. , 2003. Description des régimes hydrologiques des hautes-eaux : nouvelle formulation pour l'analyse en débit-durée-fréquence et applications en ingénierie. Ingénieries N° 34. pp (3-15).

Seibert B., 2004. Détermination des mailles élémentaires d'un modèle hydrologique spatialisé. Mémoire d'école supérieure de géomètres et topographes, Lyon. 55p.

Sivapalan M., 2003. Process complexity at hillslope scale, process simplicity at watershed scale : is there a connection ? Geophysical Research. 5, 07973.

USACE. , 1979

William A., et al. 2006. Hydrologic Engineering Center, Hydrologic Modelling System HEC-HMS, Technical Reference Manual, March 2000.

Annexe :

Annexe 1 :

Loi relative à l'eau N°05/12 du 04 aout 2005

Chapitre 5

De la prévention des risques d'inondation

Article 53 :

Pour assurer la protection des personnes et des biens implantés en aval des retenues d'eau superficielle et à proximité des oueds, et en conformité avec les dispositions législatives en vigueur en la matière, des dispositifs fixés par voie réglementaire, peuvent, le cas échéant, prévoir des instruments de prévision des crues et des mesures d'alerte et d'intervention.

Un décret est en cours d'élaboration pour l'application de l'article 53

Article 54 :

Sur les digues de protection contre les inondations , il est interdit de labourer, de planter des arbres, de faire circuler des animaux ou de déployer toute activité pouvant détériorer la structure des ouvrages

Article 55 :

Dans les régions ou les zones menacées par la remontée des nappes, l'état et les collectivités territoriales réalisant des ouvrages et infrastructures de protection et initient toute mesures préventives et d'aide aux populations concernées en vue de sauvegarder le cadre de vie et les biens et de prévenir les risques encourus

Annexe 2:

Valeurs du coefficient de rugosité N pour les plans de l'équation de transfert de l'onde cinématique

description de la surface	N
Surfaces lisses (béton, gravier, ou sol nu)	0.011
Jachère (aucun résidu)	0.05
sol cultivé	
Couverture de résidu	0.06
Couverture de résidu	0.17
Herbe	
prairie à herbe courte	0.15
prairie dense	0.24
prairie dense à herbe longue	0.41
foret éclairée	0.4
foret dense	0.8

Annexe 3:

Résultats des ajustements des pluies journalières maximales des stations d'étude

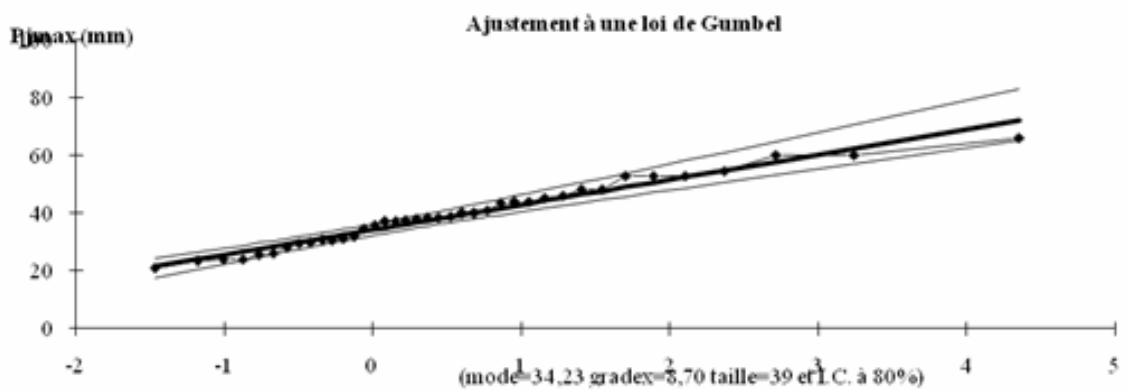


Figure : ajustement des pluies journalières maximales de la station Tabia à une loi de Gumbel.

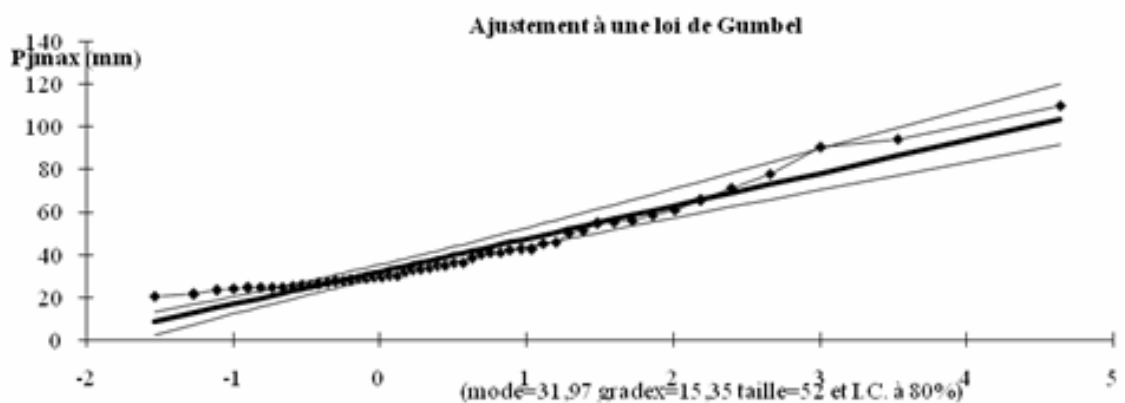


Figure : ajustement des pluies journalières maximales de la station Lamtar à une loi de Gumbel.

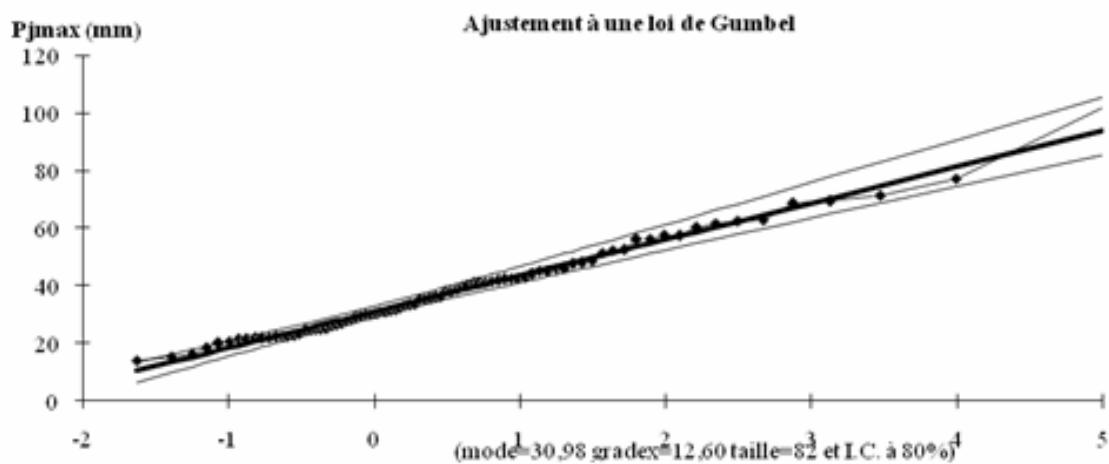


Figure : ajustement des pluies journalières maximales de la station de Sidi Ali Ben Youb à une loi de Gumbel.

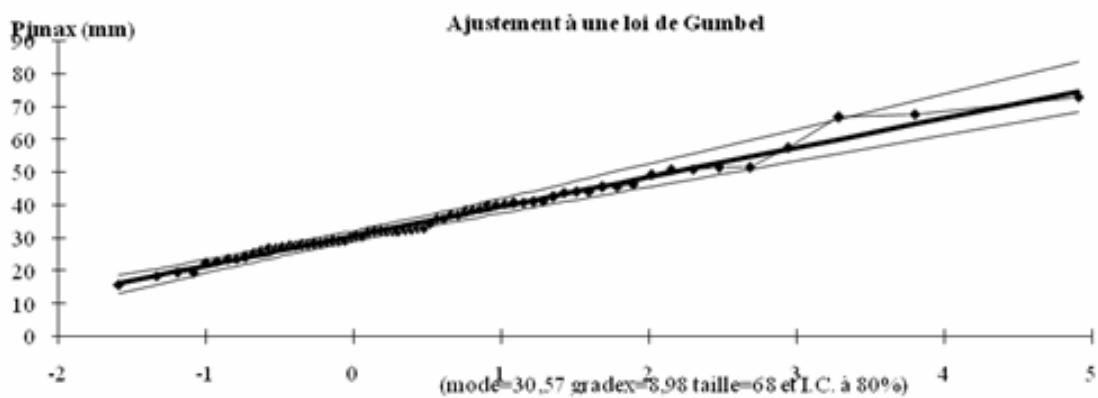


Figure : ajustement des pluies journalières maximales de la station de Sidi Bel Abbès à une loi de Gumbel.

Annexe 4:

Ajustement des débits moyens journaliers

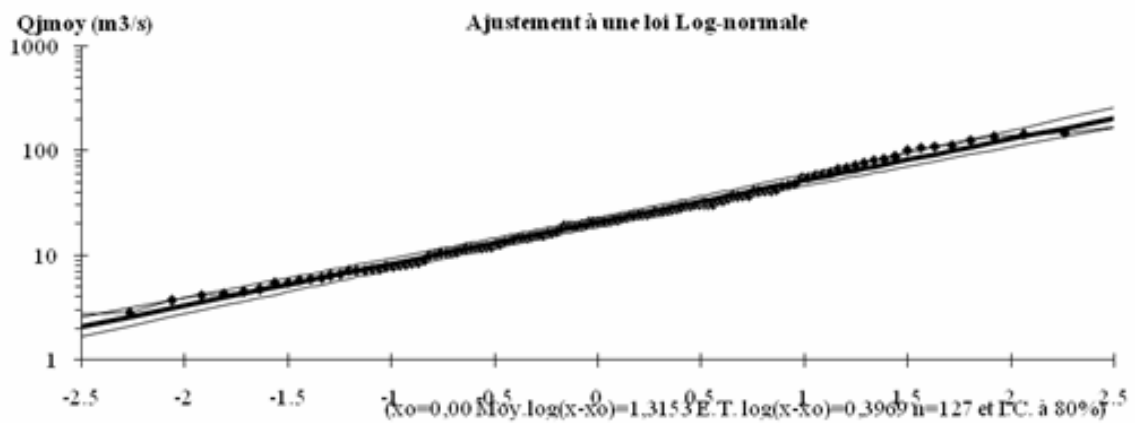


Figure : ajustement des débits moyens journaliers de la station de Sidi Ali Ben Youb à une loi Lognormale.

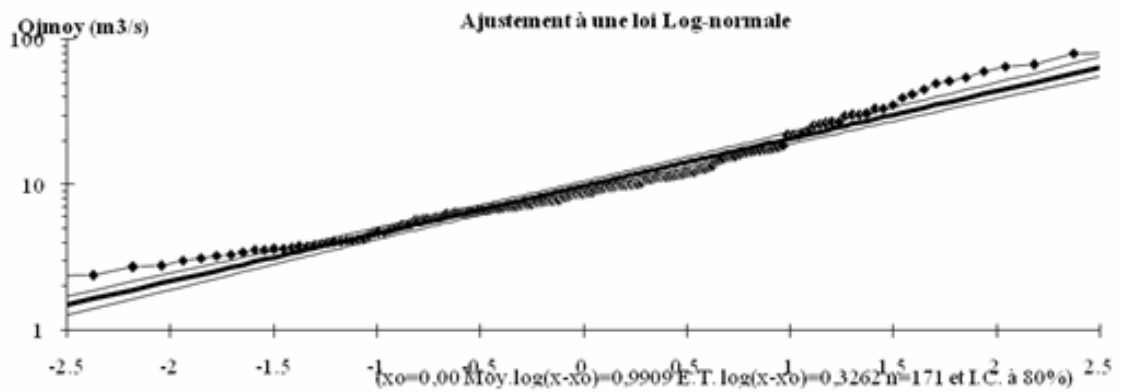


Figure : ajustement des débits moyens journaliers de la station de Sidi Bel Abbès à une loi Lognormale.

Annexe 5:

Ajustement des débits maximaux instantanés.

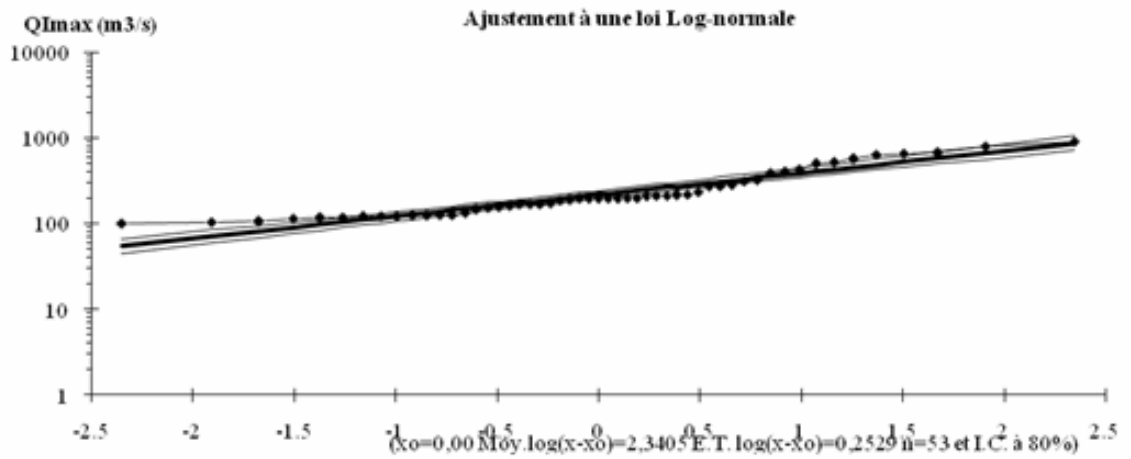


Figure : ajustement des débits maximaux instantanés journaliers de la station de Sidi Ali Ben Youb à une loi Lognormale.

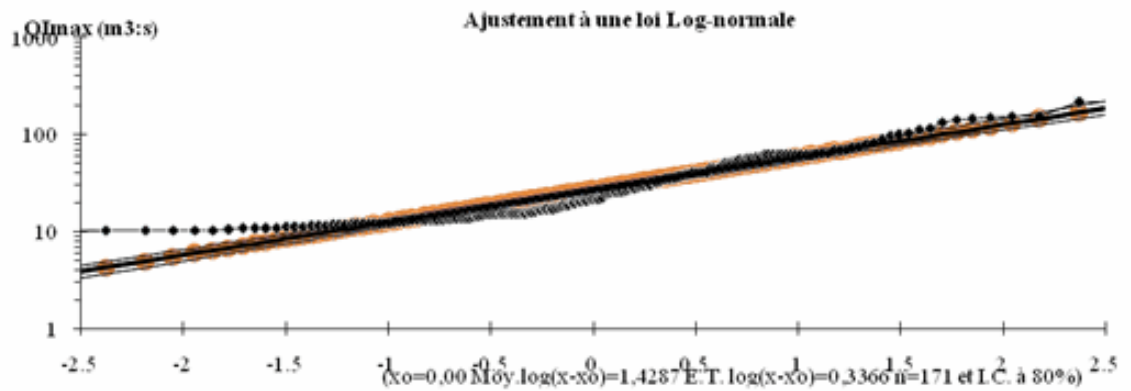


Figure : ajustement des débits maximaux instantanés journaliers de la station de Sidi Bel Abbès à une loi Lognormale.

Annexe 6:

Ajustement des débits continuent dépassés sur une durée d pour la station Sidi Ali Ben Youb (11 02 01)

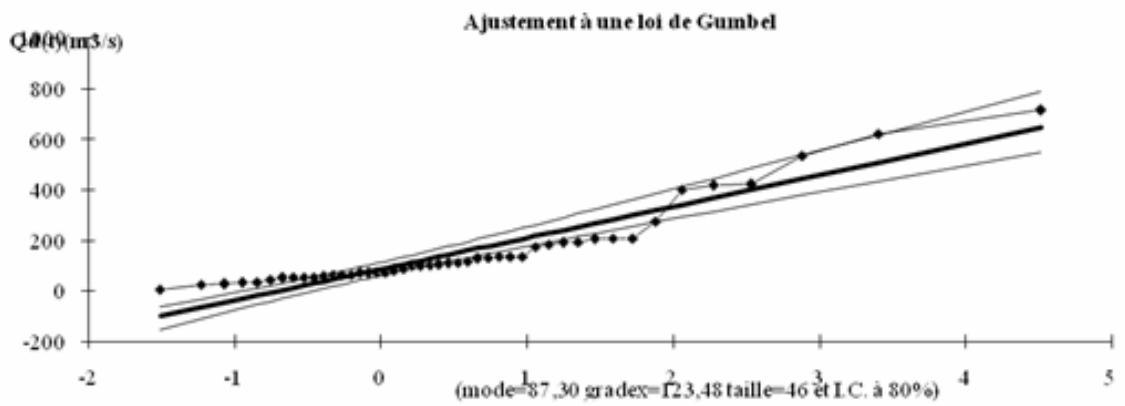


Figure : Ajustement des débits continument dépassés durant trois heures.

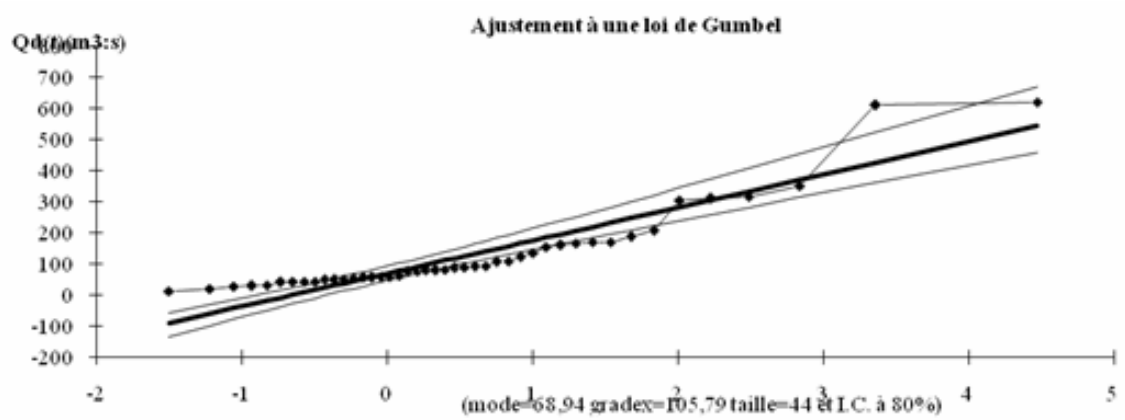


Figure : Ajustement des débits continument dépassés durant quatre heures.

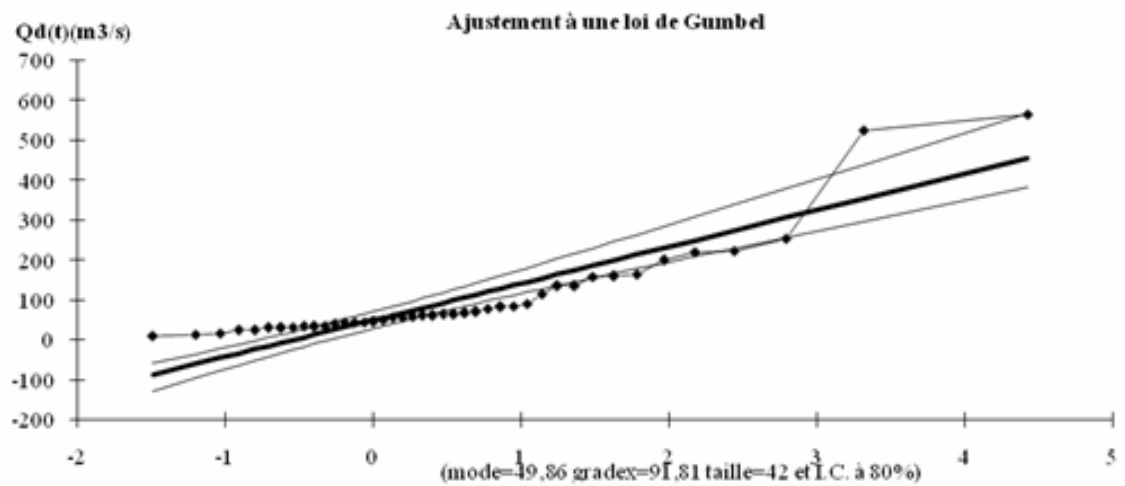


Figure : Ajustement des débits continument dépassés durant cinq heures.

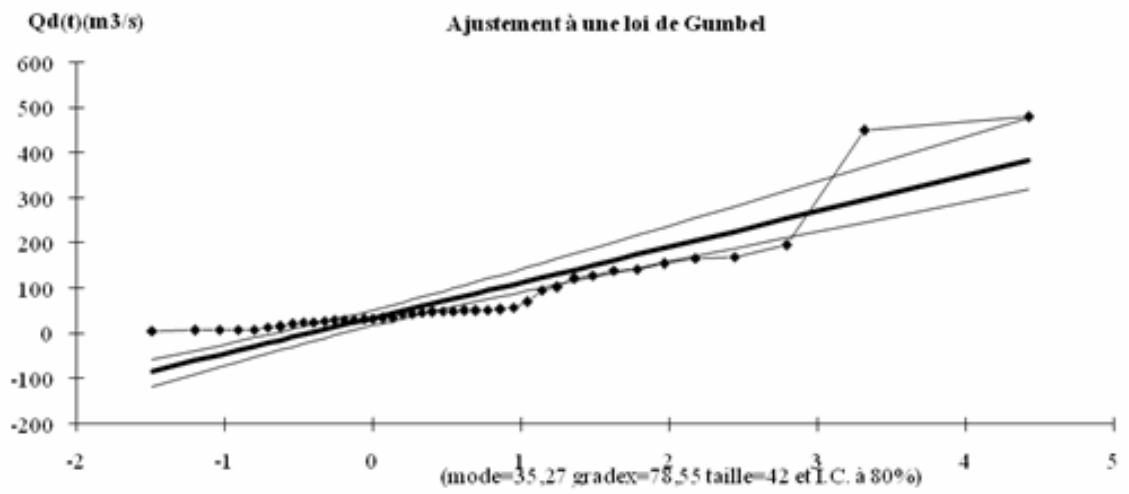


Figure : Ajustement des débits continument dépassés durant six heures

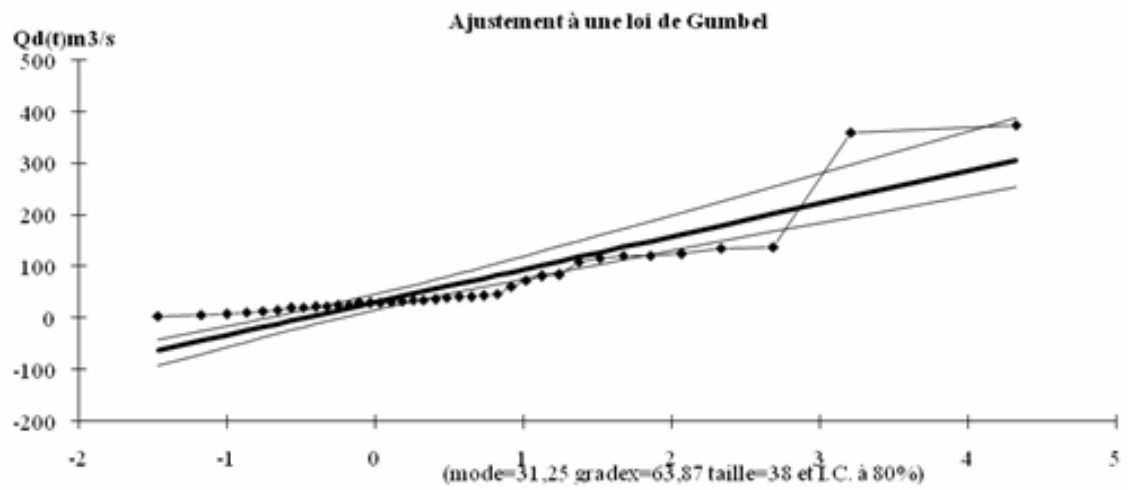


Figure : Ajustement des débits continument dépassés durant sept heures.

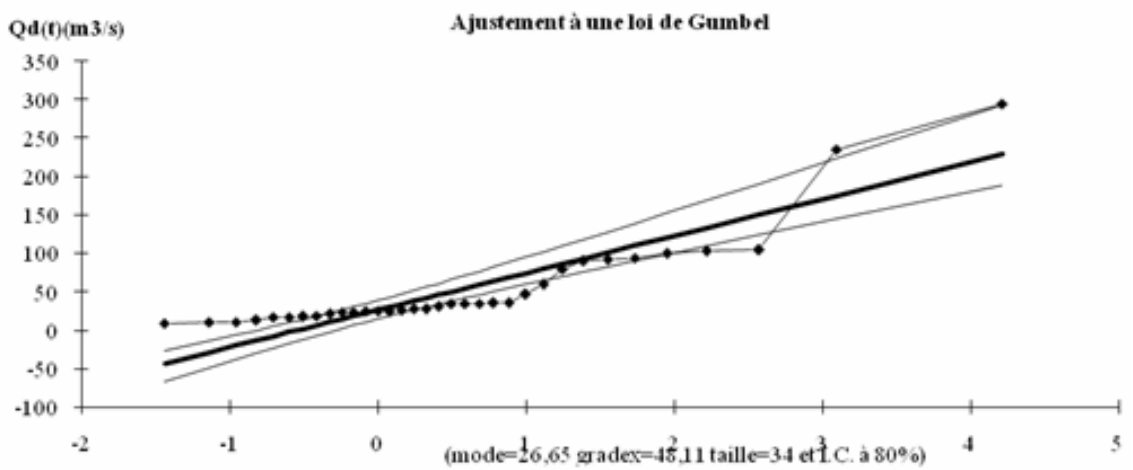


Figure : Ajustement des débits continument dépassés durant huit heures.

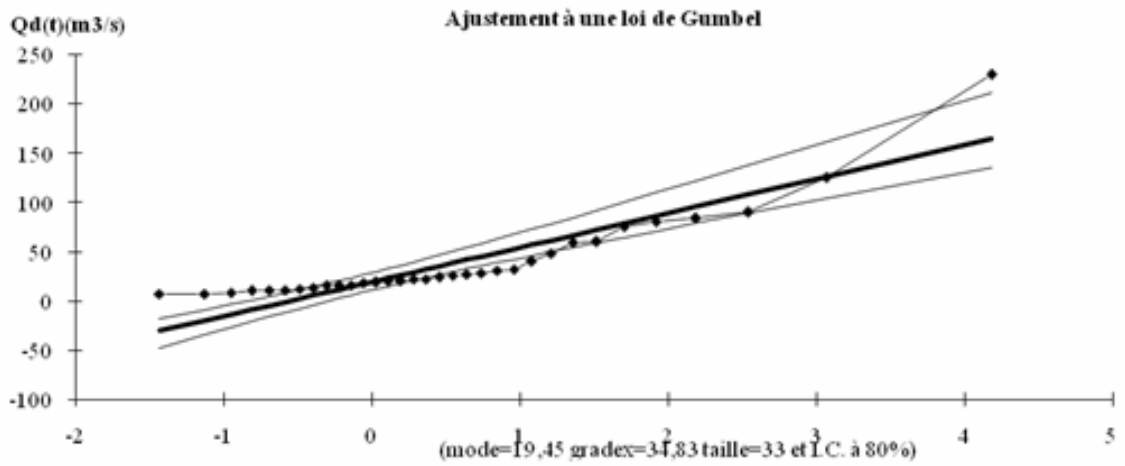


Figure : Ajustement des débits continuent dépassés durant neuf heures.

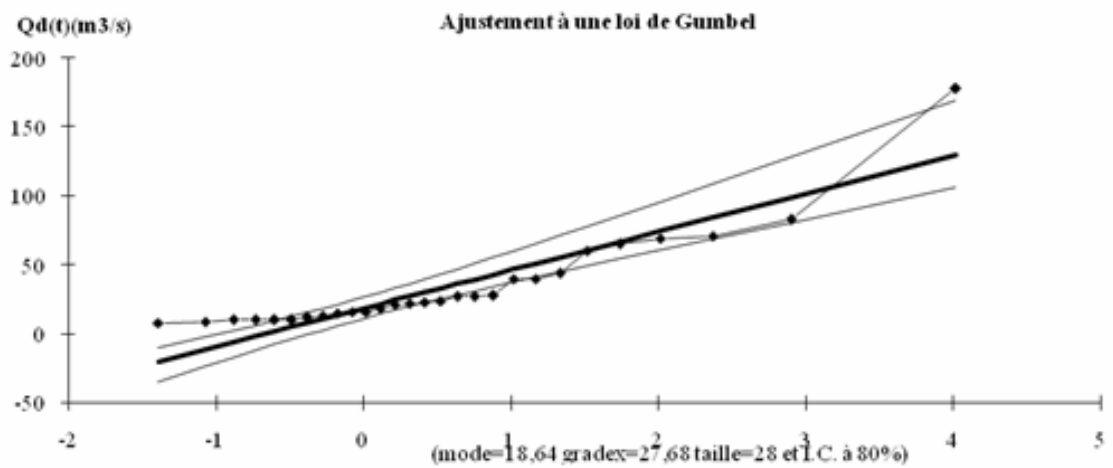


Figure : Ajustement des débits continuent dépassés durant dix heures.

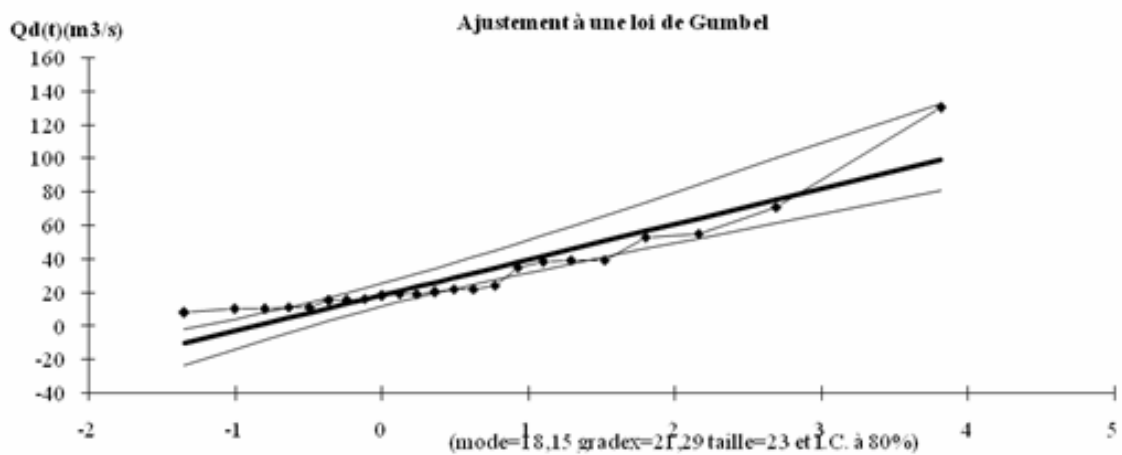


Figure : Ajustement des débits continuent dépassés durant onze heures.

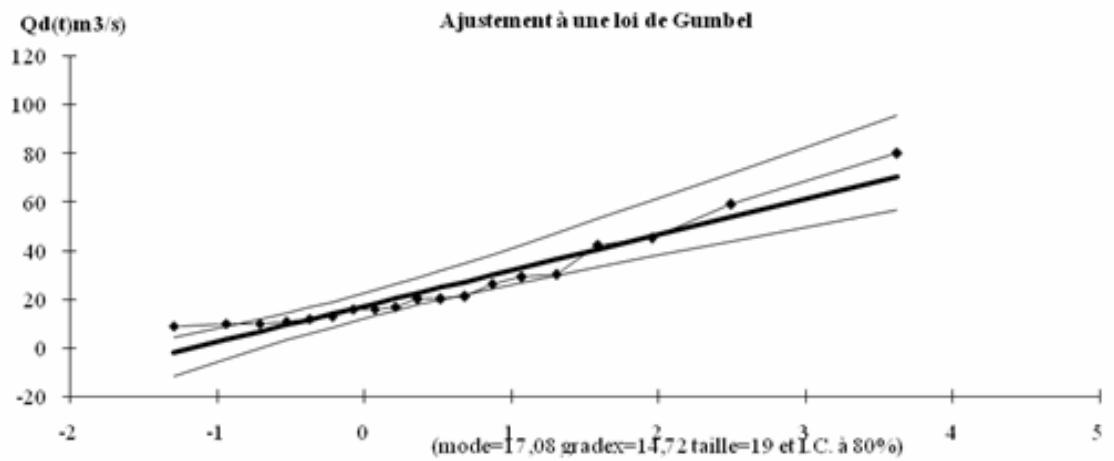


Figure : Ajustement des débits continument dépassés durant douze heures.

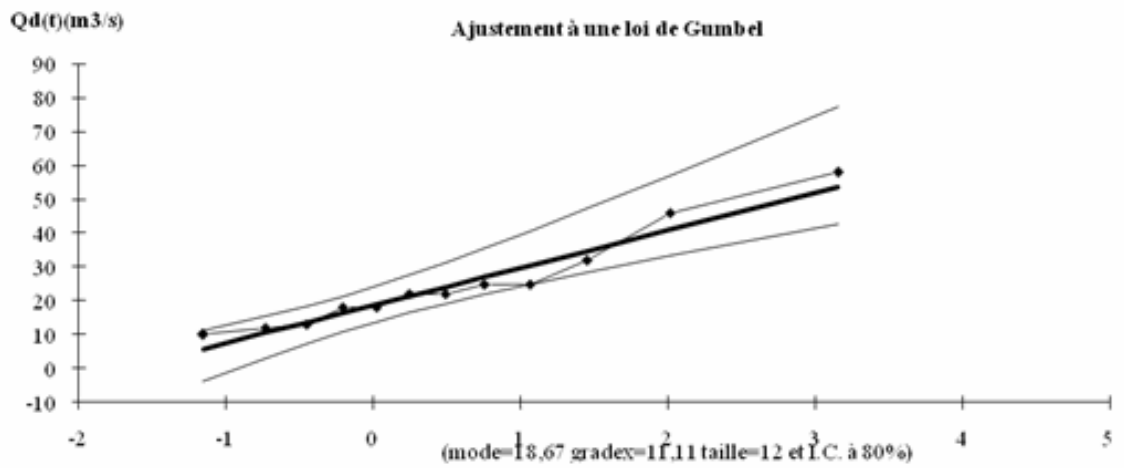


Figure : Ajustement des débits continument dépassés durant treize heures.

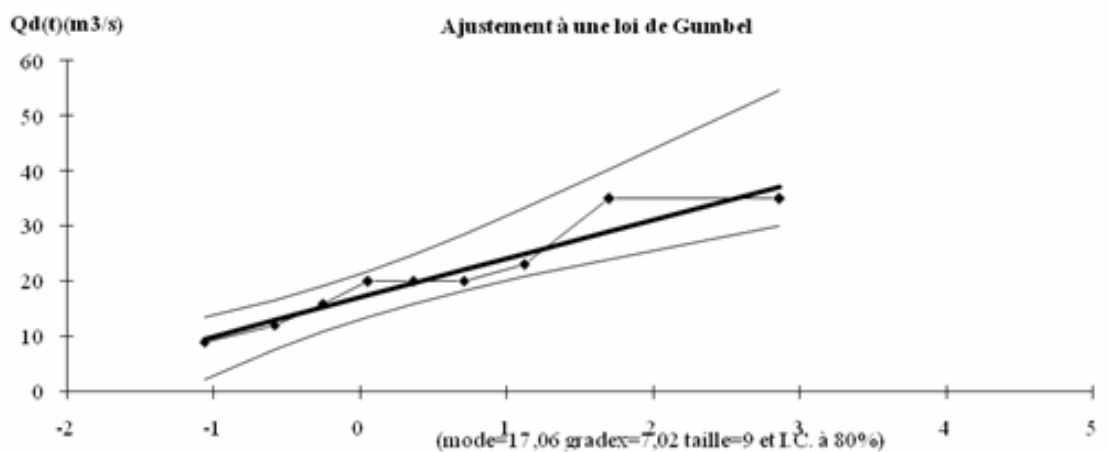


Figure : Ajustement des débits continument dépassés durant quatorze heures.

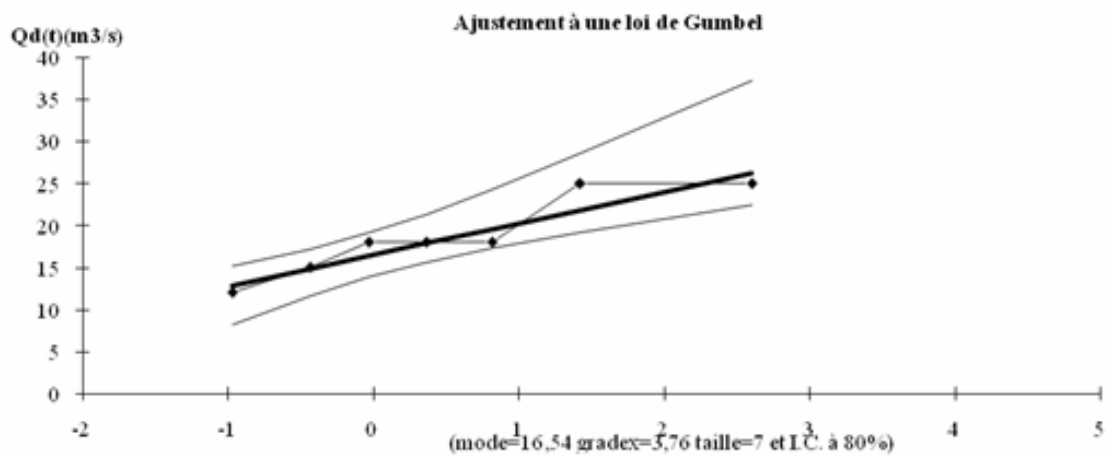


Figure : Ajustement des débits continuent dépassés durant quinze heures.

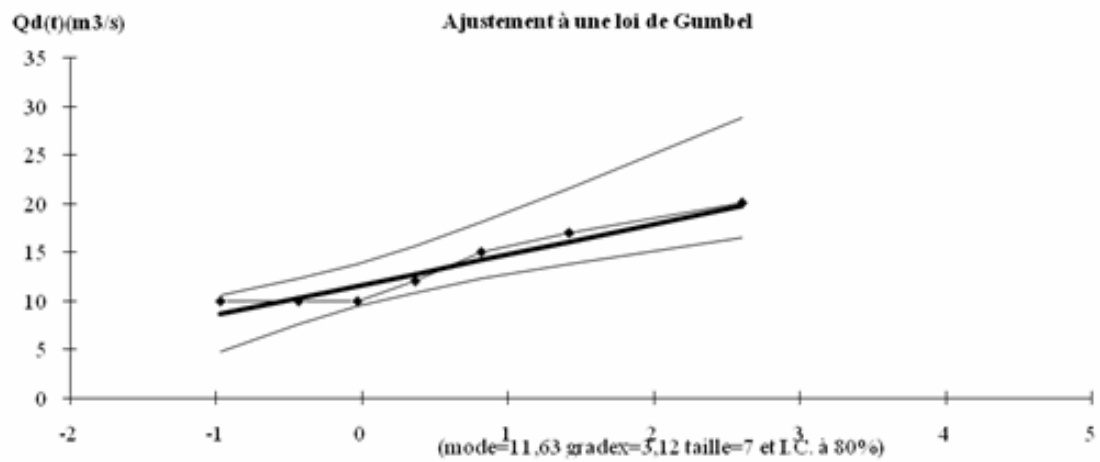


Figure : Ajustement des débits continuent dépassés durant seize heures.

Annexe 7:

Résultats de calage du modèle de Muskingum-Cunge sur les biefs entre les stations de Sidi Ali Ben Youb (11 02 01) et Sidi Bel Abbès (11 03 01).

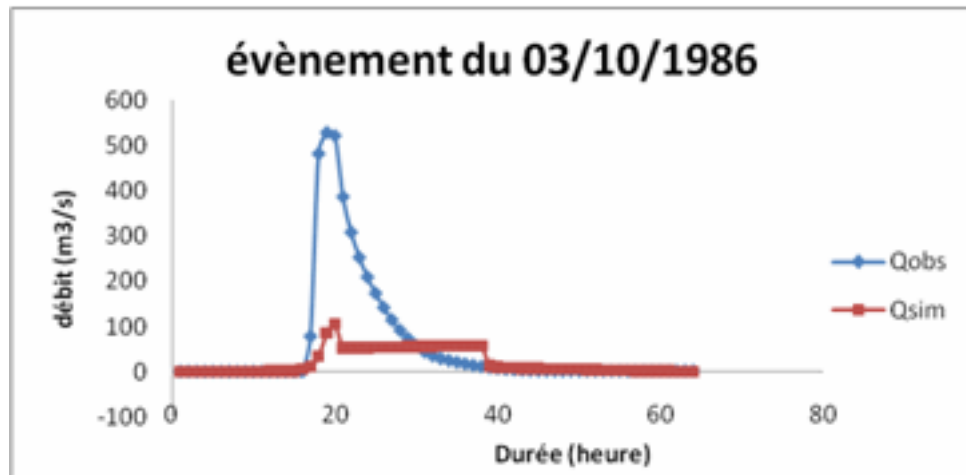


Figure : calage du temps de base du 03/10/1986 à la station de Sidi Bel Abbès (11 03 01).

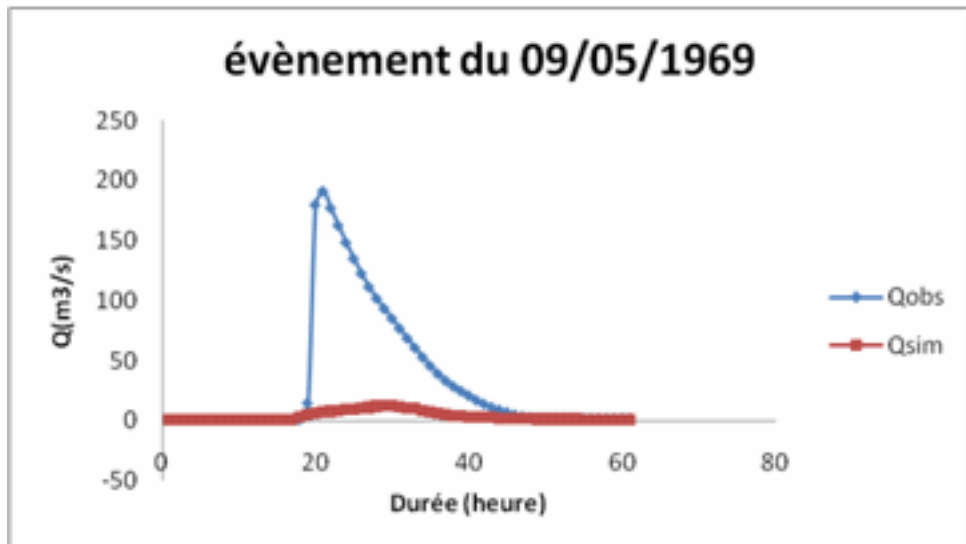


Figure : calage du temps de base du 09/05/1969 à la station de Sidi Bel Abbès (11 03 01).

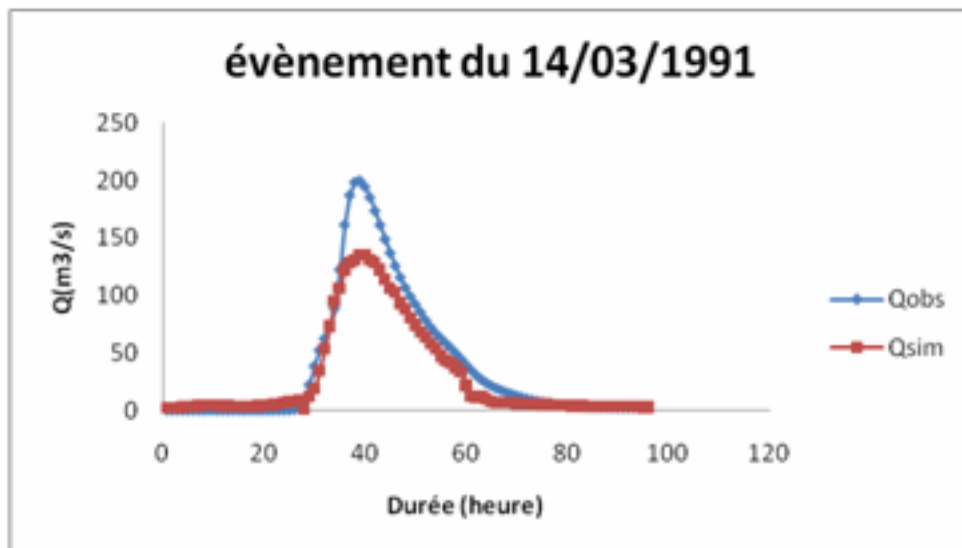


Figure : calage du temps de base du 14/03/1991 à la station de Sidi Bel Abbès (11 03 01).

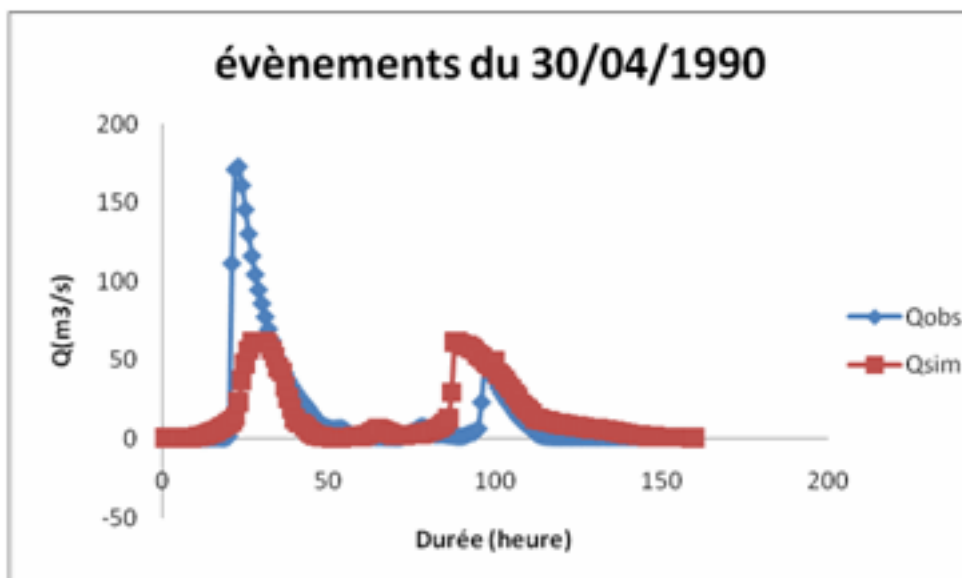
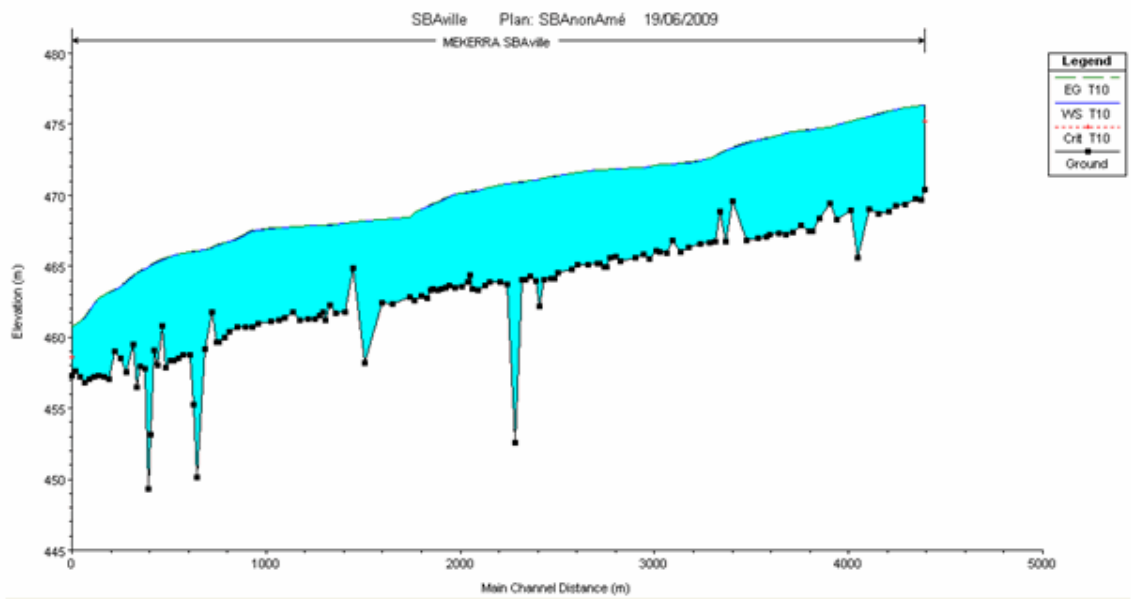


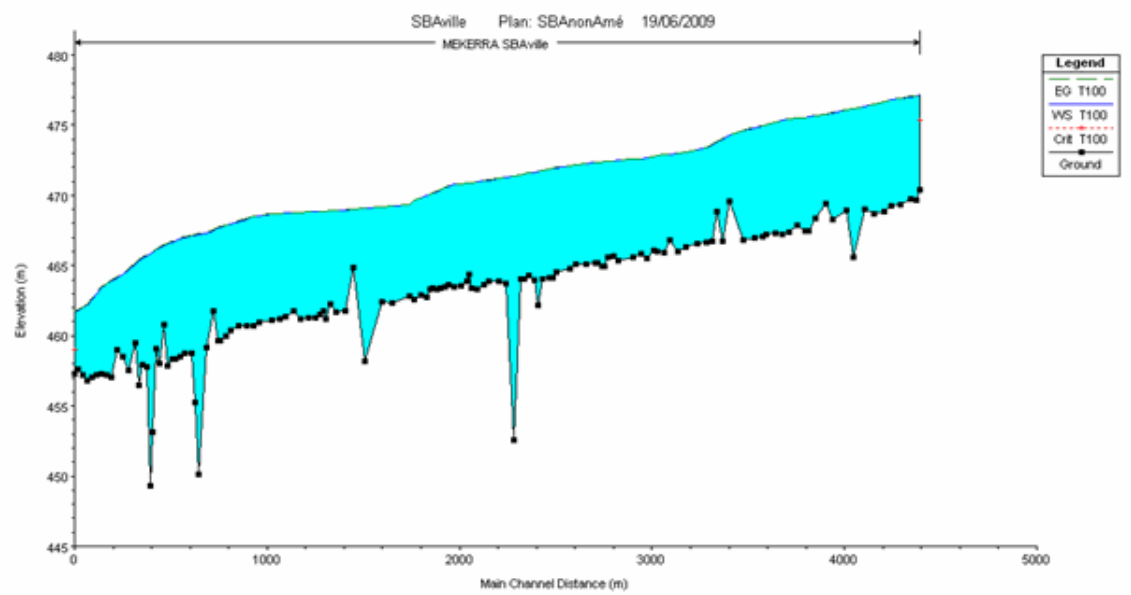
Figure : calage du temps de base du 30/04/1990 à la station de Sidi Bel Abbès (11 03 01).

Annexe 8:

Profil en long du tronçon de la Mekerra passant par la ville de Sidi Bel Abbès pour les fréquences décennale et centennale.



Profile en long pour $T = 10$.



Profile en long pour $T = 100$.