

Higher National School of Hydraulic

The Library

Digital Repository of ENSH



المدرسة الوطنية العليا للري

المكتبة

المستودع الرقمي للمدرسة العليا للري



The title (العنوان):

**Crues et inondations en zone aride : cas du bassin de l'oued
Deffa dans le sud-ouest Algérien.**

The paper document Shelf mark (الشفرة) : 7-0002-16

APA Citation (APA توثيق):

**Berdane, Kheira (2016). Crues et inondations en zone aride : cas du bassin de l'oued
Deffa dans le sud-ouest Algérien[Thèse de magister, ENSH].**

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

Digital Repository of ENSH aims to limit scientific production, whether published or unpublished (theses, pedagogical publications, periodical articles, books...)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

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

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

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

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

كل الحقوق محفوظة للمدرسة الوطنية العليا للري.



ECOLE NATIONALE SUPERIEURE D'HYDRAULQUE



ARBAOUI ABDALLAH

N° d'ordre

Série:

MEMOIRE DE MAGISTER

Option: Génie de l'eau

Présenté par :

BERDANE Khayra

Thème

**Crues et inondations en zone aride : cas du bassin de l'oued Deffa
dans le sud-ouest Algérien.**

Devant le jury composé de :

Président	: M. MEDDI	Professeur.	ENSH Blida
Rapporteur	: B. TOUAIBIA	Professeur.	ENSH Blida
Examineur	: M.K. MIHOUBI	Professeur.	ENSH Blida
	A.BERMAD	Professeur.	ENP El-Harrach
	B.BENLAOUAKLI	Maitre de Conférences.	ENSH Blida

Soutenu le : 14/03/2016

Remerciements

Je remercie Allah tout puissant pour la volonté, la santé et la patience qu'il m'a donné durant toutes ces années d'étude.

Je souhaite remercier en premier lieu ma promotrice **M^{me} TOUAIBIA Bénina**, Professeur à l'ENSH, pour sa disponibilité, ses remarques constructives qui m'ont permis d'améliorer la qualité de ce travail.

Je remercie également: Pr **MEDDI Mohamed** d'avoir accepté de présider le jury de soutenance et Pr **MIHOUBI** Mustapha Kamel et Pr **BERMAD** et Dr **BENLAOUAKLI** Bachir pour avoir accepté d'évaluer le présent travail.

Mes gratitudes vont aussi à tous mes enseignants et durant mon cursus universitaire, particulièrement Madame **DERNOUNI Fouzia** pour son soutien, ses encouragements dès notre première rencontre à ce jour.

De même, je tiens à remercier le personnel de l'ANRH-Oran pour les informations et données qu'ils ont mises à ma disposition, de même le personnel de la direction régionale des eaux d'El Bayadh.

Mes sincères remerciements s'adressent à toute personne ayant œuvré de près ou de loin à la concrétisation de ce travail, par un conseil, un encouragement ou toute forme de contribution, notamment Monsieur **KHALFI Amine**, doctorant à l'ENSH.

Enfin, j'adresse une pensée affectueuse à mes parents pour leur soutien, leurs encouragements et surtout leur confiance.

Dédicaces

Je dédie ce modeste travail :

A mes chers parents que DIEU les garde ;

*A mes frères et sœurs : Mohamed, Somia, Ahmed,
Nasro et Wafa.*

*A la famille TERCHI : Oncle Aziz, Tente Hasna et
surtout Sara qui m'ont accueillis et m'ont considéré
un membre de leur famille.*

*A tous mes amis : Hichem, Khadidja, Meriem,
Sabah, Houda, Samira, Samia, Kenza, Sabrina,
Asma, Fatma zohra et Karima.*

*A toute personne qui a espéré ma réussite et attendu
l'achèvement de ce travail.*

BERDANE .K

Résumé

Les évènements pluvieux enregistrés cette dernière décennie en zones arides ont créées des inondations torrentielles meurtrières. Les changements climatiques conjugués à l'action anthropique ont aggravé l'écoulement superficiel, engendrant des dégâts matériels et humains considérables. Les zones arides caractérisant le sud Algérien disposent très peu d'informations hydrométriques pour ne pas dire inexistantes. C'est dans ce contexte précis, s'appuyant sur une information éparse que l'on va approcher le phénomène pour le quantifier via une modélisation adaptée.

Ce travail sert à quantifier l'aléa "inondations" par l'approche de la modélisation hydrologique à travers l'exemple du bassin versant de l'Oued Deffa qui traverse la ville d'El Bayadh, en appuyant sur la construction des courbe Intensité-Durée-Fréquence. En absence de données hydrométriques la modélisation des courbe IDF a été faite pour deux groupes de données ; la série du maximum annuel (SMA) et la série des durées partielles (SDP, série tronquée). Après avoir calculé les pluies de probabilité donnée et étudier les propriétés morphologiques du bassin, la transformation de la pluie en débit à l'exutoire du bassin versant passe par deux étapes. La première étant la production de ruissellement et la deuxième le transfert de ce ruissellement à travers le bassin .L'absence de mesures hydrométriques (débits réels) impose de chercher des modèles ne nécessitent pas de calage, le modèle SCS-CN est retenu pour la fonction de production et les modèles SCS Unit hydrograph, Clark Unit hydrograph pour la fonction de transfert. La deuxième estimation est faite par La méthode de l'hydrogramme synthétique appelée aussi méthode des isochrones. Cette dernière permet de construire les hydrogrammes de crues de différentes fréquences. Son application nécessite trois paramètres importants à savoir l'exposant climatique issu d'une étude des pluies de courtes durées, la précipitation maximale journalière et le déficit d'écoulement.

Mots clés : inondations, Crues, Bassin versant, Oued Deffa, Courbes IDF, Modélisation pluie-débit, SCS-CN, SCS Unit hydrograph, Clark Unit hydrograph , Méthode d'hydrogramme synthétique.

Abstract

Rainfall events recorded in the last decade in arid areas have created deadly torrential floods. Climate change combined with anthropic actions has increased surface runoff, causing considerable human and material damages. The arid areas Characterizing southern Algeria have few hydrometric information to quantify the phenomenon. It is in this specific context, based on sparse information we will approach the phenomenon by a suitable modeling.

This work is used to quantify the flooding hazard by the hydrological approach modeling through the case of the wadi Deffa watershed that splits the town of El Bayadh by pressing the construction of intensity-duration-frequency curves. In the lack of flow data the modeling IDF curves was made for two groups of data: the annual maximum series (SMA) and partial duration series (SDP). After calculating the probability given rain and study the morphological properties of the basin, the transformation of the runoff at the outlet of the watershed goes through two levels. The first is the runoff production and the second is the transfer of this runoff through the basin, the lack of hydrometric measurements (real flows) necessary to look for models require no calibration, the SCS-CN model is retained for the production function and the SCS Unit hydrograph model, Clark Unit hydrograph for the transfer function. The second estimate is made by the method of synthetic hydrogramme also called isochronous method.

The second allows the construction hydrographs flood of different frequencies. Its application requires three important parameters called climate exponent from a study of short duration rainfall, the maximum daily rainfall and flow deficit.

Keywords: floods, Watershed, wadi Deffa, IDF curves, rainfall-runoff modeling, SCS-CN, SCS Unit hydrograph, Clark Unit hydrograph, synthetic hydrograph method.

ملخص

الأمطار المسجلة في العقد الماضي في المناطق الجافة تسببت في فيضانات خطيرة ، ان تغير المناخ الى جانب الأنشطة البشرية المعاصرة ساهمت في تفاقم الجريان السطحي، مما تسبب في خسائر بشرية وأضرار مادية كبيرة. المناطق الجافة في الجنوب الجزائري تتميز بقلّة المعلومات المتعلقة بالقياسات الخاصة بالتدفق لتحديد كمية الظاهرة. وفي هذا السياق المحدد ، استنادا إلى معلومات متفرقة سنقوم بالاقتراب من الظاهرة لقياسها عن طريق نمذجة مناسبة .

يتم استخدام هذا العمل لتحديد الخطر من الفيضانات عن طريق النمذجة الهيدرولوجية من خلال تطبيقها على الحوض المتدفق لواد الدفة الذي يجتاز مدينة البيض و ذلك استنادا على تركيب منحنيات الشدة-المدة-التواتر. تم انجاز تلك المنحنيات باستخدام مجموعتين من المعطيات: السلسلة ذات القيم السنوية الكبرى، و سلسلة القيم الأكبر من العتبة بعد احتساب كمية الأمطار من اجل احتمالات محددة، اضافة للدراسة المورفولوجية للحوض. تحويل المطر إلى تدفق على مستوى منفذ الحوض المتدفق تتم على مرحلتين. الأولى تتمثل في تكوين السيلان، و الثانية نقل هذا السيلان عبر الحوض المتدفق ، عدم توفر القياسات المتعلقة الخاصة بالتدفق قادتنا للبحث على نماذج لا تحتاج إلى ضبط ، اعتمد النموذج SCS-CN في حساب دالة التكوين ، اما النموذجين SCS Unit hydrograph , Clark Unit hydrograph في حساب دالة التحويل. بحيث يكون التقدير الثاني من خلال طريقة المنحنيات متساوية الزمن ، هذه الأخيرة تسمح بإنشاء منحنيات الصرف المائي لمختلف التواترات. يتطلب تطبيقها ثلاثة عوامل هامة تتمثل في الاس المناخي ، القيم اليومية الكبرى والعجز.

الكلمات الدالة:

الفيضانات ، الحوض المتدفق، واد الدفة، النمذجة "مطر- تدفق"، المنحنيات(المدة-الشدة-التواتر)، خلال طريقة المنحنيات متساوية الزمن ، SCS-CN, Clark Unit hydrograph, SCS Unit hydrograph .

TABLE DE MATIERES

INTRODUCTION GENERALE	1
CHAPITRE I : ETUDE BIBLIOGRAPHIQUE	4
I APERÇU THEORIQUE.....	5
1 Notion de bassin versant.....	5
1.1 Bassin versant topographique	5
2.2 Bassin versant.....	5
2 CRUE.....	6
2.1 Types de crues.....	7
2.2 Les différentes crues.....	7
2.3 Caractéristiques de l'écoulement et débits des crues.....	7
2.4 Les paramètres de propagation.....	8
3 Inondation.....	9
3.1 Risques majeurs – INONDATIONS.....	9
3.2 Connaissance de l'aléa « INONDATION ».....	10
3.3 Principaux paramètres spécifiant l'aléa « INONDATION ».....	10
3.3.1 Période de retour.....	10
3.3.2 Hauteur et la durée de submersion.....	10
3.3.3 Vitesse du courant.....	11
3.3.4 Volume de matière transportée.....	11
3.4 Types d'inondation.....	11
3.4.1 Inondations de plaine.....	11
3.4.2 Formation rapide de crues torrentielles.....	12
3.4.3 Par stagnation d'eaux pluviales.....	12
3.4.4 Le ruissellement pluvial en secteur.....	13
3.4.5 Par submersion de zones littorales (ou lacustres).....	13
3.4.6 Par dépressions tropicales et cyclones.....	13
3.4.7 Par destruction d'ouvrages.....	13
3.5 LES FACTEURS GENERATEURS DES CRUES.....	14
3.5.1 Facteurs directes.....	14
3.5.2 Facteurs indirectes.....	14
3.6 Facteurs aggravants l'aléa.....	14
3.6.1 Influence des facteurs naturels.....	14
3.6.2 Influence des facteurs anthropiques.....	15
4 Causes et types d'inondations catastrophiques en Algérie.....	15
5 Inondations en Algérie.....	16
6 Evaluation du risque inondation.....	17
7 Courbe Intensité Durée Fréquence.....	18
7.1 Aperçu bibliographique sur les IDF.....	18
8 Modélisation hydrologique et modèles Pluie-Débit.....	20
8.1 Objectifs de la modélisation pluie-débit.....	21

8.2 Choix d'un modèle.....	22
8.3 Etapes d'élaboration d'un modèle.....	23
8.4 Typologie de modèles hydrologiques.....	23
8.4.1 Selon le degré d'abstraction.....	24
8.4.2 Selon la nature des variables.....	25
8.4.3 Selon la discrétisation spatiale.....	25
8.4.4 Selon la description des sous processus.....	25
II TRAVAUX REALISES SUR LA MODELISATION PLUIE-DEBIT EN ZONES	
SEMI-ARIDES.....	26
Conclusion.....	28
CHAPITRE II : PESENTATION DE LA ZONE D'ETUDE.....	29
1 Localisation géographique de la wilaya d'EL Bayadh.....	30
2 Présentation du bassin versant d'oued Deffa.....	31
2.1 Situation du bassin par rapport au grand bassin de Chott Chergui.....	31
2.2 Situation du bassin versant par rapport à la ville d'El Bayadh.....	32
3 Aperçu climatologique.....	33
3.1 Température.....	33
3.2 Le vent.....	34
3.3 Pluviométrie.....	34
3.4 Evaporation.....	35
4 Végétation.....	36
5 Situation topographique.....	36
6 Contexte géologique et structural.....	36
6.1 Géologie.....	36
6.2 Cadre structural.....	39
7 Situation Hydrogéologique.....	39
8 Hydrographie.....	40
9 Crues dans le bassin d'Oued Deffa.....	40
9.1 Historique des crues.....	40
9.2 Inondations du 1er au 2 octobre 2011.....	42
9.3 Dégâts causés par les inondations du 1 octobre 2011.....	43
10 Caractéristiques hydromorphométriques du bassin versant.....	45
10.1 Morphométrie.....	45
10.2 Caractéristiques de forme.....	47
10.2.1 L'indice de compacité de Gravelius « Kc ».....	47
10.2.2 Relief.....	48
10.2.3 Réseau de l'écoulement.....	51
10.3 Le temps de concentration.....	54
10.4 Vitesse moyenne de ruissellement.....	56
Conclusion.....	57

CHAPITRE III : ETUDE STATISTIQUE DES EVENEMENTS PLUVIEUX

EXTREMES	58
I Présentation et traitement des données disponibles.....	59
1.1 Contrôle de la qualité des séries des enregistrements pluviométriques.....	61
1.2 Contrôle de la qualité des séries des enregistrements pluviographiques.....	62
2 Constitution des séries des données.....	65
2.1 La série complète.....	65
2.2 Série des maxima annuels.....	65
2.3 Série des durées partielles (tronquée).....	66
2.4 Série des k plus grandes valeurs annuelles.....	68
3 Le choix d'un modèle fréquentiel.....	68
3.1 La Distribution de Gumbel.....	68
3.2 La Distribution Log normale.....	68
3.3 Distribution exponentielle.....	68
3.4 La Distribution des extrêmes généralisés (GEV).....	69
3.4 La Distribution des extrêmes généralisés (GEV).....	69
4 Modélisation des courbes Intensité-Durée-Fréquence.....	69
4.1 Étude des (SMA).....	69
4.2 Étude des (SDP).....	71
4.2.1 Choix du seuil.....	71
4.2.2 Etude de l'indépendance des (SDP).....	72
Conclusion.....	77
Chapitre IV : ETUDE DE LA MODELISATION DE LA RELATION PLUIE-DEBIT	78
1 MODELISATION PLUIE-DEBIT PAR LE MODELE HEC-HMS.....	79
1.1 Généralité.....	79
1.2 Modélisation du bassin versant.....	80
1.2.1 Schématisation du bassin versant.....	80
1.2.2 Modélisation des pertes (Fonction de production).....	80
1.2.3 Modélisation du ruissellement direct (Fonction de transfère).....	83
1.3 Modélisation des précipitations.....	87
1.3.1 Précipitations moyennes.....	87
1.3.2 Répartition temporelle.....	89
1.3.3 Inverse du carré de la distance.....	89
1.3.4 Evénements pluvieux hypothétiques.....	90
1.4 Etapes d'une simulation avec HEC-HMS.....	93
1.5 Application du modèle HEC-HMS.....	93
1.5.1 Modélisation du bassin versant.....	93
1.5.2 Modélisation des précipitations.....	101
1.5.3 Simulation hydrologique et visualisation des résultats.....	101
2 Méthode de l'hydrogramme synthétique (méthode des isochrones).....	102
Conclusion.....	110
CONCLUSION GENERALE.....	111
REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES.....	115

LISTE DES TABLEAUX

Tableau II.1	: Superficies et population des communes de la Wilaya d'El Bayadh.....	31
Tableau II.2	: Répartition de la température pour l'année 2014.....	33
Tableau II.3	: Répartition mensuelle de la force moyenne des vents (station d'El Bayadh 1995-2013).....	34
Tableau II.4	: Identification de la station pluviométrique.....	35
Tableau II.5	: Précipitation moyenne mensuelle de la région d'étude sur la période 1977-2014.....	35
Tableau II.6	: Les valeurs moyennes mensuelles de l'évaporation.....	35
Tableau II.7	: Inventaire des crues.....	41
Tableau II.8	: Surfaces partielles du bassin versant par tranche d'altitude.....	48
Tableau II.9	: Détermination des altitudes moyennes et des surfaces.....	50
Tableau II.10	: Profil en long du cours d'eau principal.....	53
Tableau II.11	: Temps de concentration.....	55
Tableau II.12	: Caractéristiques hydromorphométriques du bassin versant.....	56
Tableau III.1	: Répartition des averses par année et par mois pour la station d'El Bayadh.....	60
Tableau III.2	: Comparaison entre le max P_v et max P_G (Station de El Bayadh).....	63
Tableau III.3	: Intensité moyennes maximales pour T=10ans(SMA).....	69
Tableau III.4	: Intensité moyennes maximales pour T=100ans(SMA).....	70
Tableau III.5	: Intensité moyennes maximales pour T=1000ans SMA.....	70
Tableau III.6	: Indépendance de la SDP ($\lambda =1,65$) pour toutes les durées d'agrégation.....	73
Tableau III.7	: Indépendance de la SDP ($\lambda =2$) pour toutes les durées d'agrégation.....	73
Tableau III.8	: Indépendance de la SDP ($\lambda =3,5$) pour toutes les durées d'agrégation.....	73
Tableau III.9	: Indépendance de la SDP ($\lambda =6$) pour toutes les durées d'agrégation.....	73
Tableau III.10	: Indépendance des SDP (avec un seuil ≥ 5 mm) pour toutes les durées d'agrégation.....	74
Tableau III.11	: Intensité moyenne maximale pour T= 10 ans (SDP).....	75
Tableau III.12	: Intensité moyennes maximales pour T= 100 ans (SDP).....	75
Tableau III.13	: Intensité moyennes maximales pour T= 1000 ans (SDP).....	75
Tableau III.14	: modèles IDF pour des différentes périodes de retour.....	76
Tableau IV.1	: Surface des sous-bassins.....	95
Tableau IV.2	: CN en fonction de groupe de sol et pourcentage des surfaces construites..	97
Tableau IV.3	: Paramètres introduits dans le logiciel HEC-HMS pour la fonction de production SCS Curve Number.....	98
Tableau IV.4	: Paramètres introduits dans le logiciel HEC-HMS pour le modèle de ruissellement de SCS (Soil Conservation Service).....	99

Tableau IV.5 : Paramètres introduits dans le logiciel HEC-HMS pour le modèle de ruissellement de Clark.....	100
Tableau IV.6 : Valeurs minimales et maximales des paramètres du modèle de CLARK acceptées par le logiciel HEC-HMS.....	100
Tableau IV.7 : Surfaces débitantes (Km ²).....	106
Tableau IV.8 : Détermination du débit maximum probable Q max,1%.	107
Tableau IV.9 : Ordonnées de l'hydrogramme de crue	108
Tableau IV.10 : Résumé des résultats (Summary table) donnés par HEC-HMS	109

LISTE DES FIGURES

Figure I.1 : Limites d'un bassin versant (Roche, 1963).....	6
Figure I.2 : Inondation par remontée de nappe phréatique(MEED).....	11
Figure I.3 : Inondations des crues torrentielles.....	12
Figure I.4 : Inondations par stagnation des eaux pluviale.....	12
Figure I.5 : Inondations par ruissellement pluvial en secteur urbain.....	13
Figure I.6 : Représentation schématique d'un modèle hydrologique (Perrin et <i>al.</i> , 2009).....	20
Figure I.7 : Schéma d'un modèle hydrologique.....	21
Figure I.8 : Etapes de la modélisation.....	22
Figure I.9 : Différentes applications de la modélisation pluie-débit (Perrin, 2000).....	22
Figure I.10 : Composants d'un modèle (Singh, 1995).....	24
Figure I.11 : Classification des modèles proposée.....	24
Figure I.12 : Différentes approches de modélisation (Gaume, 2002).....	26
Figure II.1 : Localisation géographique de la wilaya d'El Bayadh.....	30
Figure II.2 : Carte des grands bassins de l'Algérie.....	31
Figure II.3 : Limites du bassin versant de l'oued Deffa (carte au 1/100 000).....	32
Figure II.4 : Variation mensuelle de la température.....	33
Figure II.5 : Répartition mensuelle de la force des vents.....	34
Figure II.6 : Précipitations mensuelles moyennes sur la période 1977-2014.....	35
Figure II.7 : Carte géologique de la région.....	37
Figure II.8 : Détection de la zone inondée de l'oued Deffa, grâce une analyse diachronique des images Alsat-2A, prises avant les inondations (image de gauche) et après (image de droite).....	42
Figure II.9 : Vue globale de la zone inondée(en jaune) détectée sur les images d'ASAL.....	43
Figure II.10 : impacte des inondations sur les ponts de la ville d'El Bayadh.....	44
Figure II.11 : Impacte de l'inondation visible sur les images du satellite au niveau du pont « Mahboula » reliant les deux rives, dont une partie a été emportée par les eaux.....	44
Figure II.12 : Délimitation (ligne rouge en pointillé) de la zone inondée réalisée à partir des images du satellite montre que les eaux de la crue du 1 octobre 2011, ont débordé sur la rive droite en amont de la ville.....	45
Figure II.13 : Limite du Bassin Versant à l'échelle 1/100 000.....	46
Figure II.14 : Différentes formes de bassin versant et indices de compacité de Gravelius correspondants.....	47
Figure II.15 : Courbe hypsométrique.....	49
Figure II.16 : Réseau hydrographique de l'oued DEFFA à l'échelle 1/100 000.....	52
Figure II.17 : Profil en long du cours d'eau Principal.....	54
Figure III.1 : Pluie maximale journalière issue de la station pluviométrique d'El Bayadh.....	64
Figure III.2 : Pluie maximale journalière issue de la station pluviogaphique d'El Bayadh.....	64
Figure III.3 : Courbes Intensité- Durée- Fréquence.....	71
Figure III.4 : Courbes Intensité- Durée- Fréquence.....	76

Figure III.5 : Courbes Hauteur-durée-fréquence.....	77
Figure IV.1 : Schéma conceptuel de l'algorithme du modèle SMA.....	83
Figure IV.2 : Modélisation d'un modèle de bassin pour le modèle d'onde cinématique.....	86
Figure IV.3 : Polygones de Thiessen.....	88
Figure IV.4 : Exemple de courbes isohyètes.....	89
Figure IV.5 : Illustration de la méthode.....	90
Figure IV.6 : Facteurs de réduction des hauteurs déduits à partir des courbes HDF.....	91
Figure IV.7 : Exemple de la distribution de la Pluie basée sur la fréquence.....	92
Figure IV.8 : Averse hypothétique SCS de type I.....	92
Figure IV.9 : Découpage du bassin versant en sous-bassins à l'échelle 1/100 000.....	94
Figure IV.10 : Schéma du modèle de bassin par HEC-HMS.....	96
Figure IV.11: Hydrogramme Synthétique de CLARCK au niveau de jonction « j14 » pour les différentes périodes de retour.....	101
Figure IV.12: Hydrogramme Synthétique de SCS au niveau de la jonction « j14 » pour les différentes périodes de retour.....	102
Figure IV.13 : tracé d'un réseau d'isochrones à l'échelle 1/100 000.....	104
Figure IV.14: hydrogramme de crue obtenu par la méthode des isochrones pour le bassin de l'oued Deffa pour les différentes périodes de retour.....	109

INTRODUCTION GENERALE

INTRODUCTION GENERALE

Les inondations sont parmi les catastrophes naturelles qui causent des pertes et des dommages matériels dans le monde. Elles constituent le risque le mieux distribué sur la planète (White, 1999). De plus, leur grande fréquence dans certaines régions du globe, leur dépendance face aux changements climatiques et la pression démographique de plus en plus forte sur les rives des cours d'eau en font des événements de plus en plus préoccupants et difficiles à gérer.

Comme beaucoup d'autres pays du monde, l'Algérie est victime d'inondations dévastatrices. Si par le passé, ces inondations étaient surtout connues suite aux débordements des grands cours d'eau dans les grandes plaines agricoles, depuis une vingtaine d'années, elles ont surtout touché les grandes villes et centres urbains, où elles ont engendré de nombreuses pertes en vies humaines et des dégâts matériels considérables. On peut rappeler, à titre d'exemple, les événements à Bab El Oued (Alger) de novembre 2001, une inondation qui a fait près de 800 victimes; ou celles de l'automne 2008, qui ont fait de dizaines de victimes notamment à Ghardaïa, Aïn Defla, Batna et Bechar; ou encore celles de 2011 qui ont touché la région d'El Bayadh.

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

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

Plusieurs axes de recherche se sont développés dans le but de la connaissance du débit d'un cours d'eau, qui vise la quantification de cette ressource en partant de son origine première: la pluie, jusqu'à arriver au débit du cours d'eau.

Le présent travail s'inscrit dans le domaine de la modélisation de la transformation de la pluie en débit, en zone aride, et en absence de jaugeages.

Il nous a semblé nécessaire d'introduire à travers cette étude, différents chapitres pour bien répondre à la problématique de la détermination des débits à l'exutoire.

INTRODUCTION GENERALE

Dans un premier lieu le chapitre I, nous donnera un aperçu sur les crues, leurs types, puis la connaissance de l'aléa "inondation", ses principaux paramètres, types et causes d'inondations catastrophiques en Algérie, nous trouverons aussi une bibliographie sur les courbes Intensité-Durée-Fréquence(IDF) et finalement une généralité sur la modélisation hydrologique et leurs applications en zones arides.

Par la suite, le chapitre II regroupe tout ce qui est présentation et caractéristique du site étudié, en détaillant : la morphologie, topographie, climat, géologie et hydrographie. Ainsi qu'un aperçu sur les crues qui ont été enregistrées au niveau de la zone d'étude.

La présence du chapitre III, aura pour objectif d'une étude statistique des événements pluvieux extrêmes dans le but de construire les courbe Intensité-Durée-Fréquence(IDF).

Au chapitre IV, nous entamons la modélisation hydrologique où nous présentons les deux méthodes utilisées : le modèle HEC-HMS et la méthode des isochrones. Finalisé par une interprétation et discussion des résultats obtenus.

Chapitre I

Les inondations constituent l'un des risques majeurs sur le territoire international. La compréhension et la gestion des inondations sont des problématiques récurrentes dans les sociétés actuelles.

La réaction face au risque d'inondation a consisté pendant plusieurs décennies à lutter contre les crues qui signifiait d'abord que l'on cherchait à agir sur le phénomène naturel – la crue – et uniquement sur lui, c'est-à-dire sur une seule composante du risque – l'aléa – et non sur les enjeux ou leur vulnérabilité.

Le but principal de ce chapitre est de développer la connaissance du risque inondation ; le phénomène naturel générateur de ce risque, ses causes, ses modalités de survenance et de déroulement ainsi que les enjeux et leur vulnérabilité. Il clarifie le désordre de cette notion en montrant que le risque d'inondation est un concept complexe bien souvent associé à l'unique dimension physique liée à l'aléa, alors que l'aléa n'est pas nécessairement le moteur du risque, la vulnérabilité aussi.

I APERÇU THEORIQUE

1 Notion de bassin versant

Le bassin versant d'un cours d'eau peut se définir comme l'ensemble des terres où ruissellent, s'infiltrent et courent toutes les eaux qui alimentent ce cours d'eau. Il s'agit d'un domaine dans lequel tous les écoulements des eaux convergent vers un même point, exutoire de ce bassin. Ainsi, toute goutte d'eau qui tombe dans ce territoire délimité par des frontières naturelles "lignes de partage des eaux" se dirige vers le cours d'eau ou ses affluents, puis vers l'aval et son exutoire.

On peut distinguer deux types de bassins versants, Selon la nature des terrains (Roche, 1963) :

1.1 Bassin versant topographique : Si le sous-sol est imperméable, le cheminement de l'eau ne sera déterminé que par la topographie. Le bassin versant sera alors limité par des lignes de crêtes (lignes de partage des eaux) et des lignes de plus grande pente.

1.2 Bassin versant hydrographique : Dans le cas d'une région au sous-sol perméable, il se peut qu'une partie des eaux tombées à l'intérieur du bassin topographique s'infilte puis sorte souterrainement du bassin ou qu'à l'inverse des eaux entrent souterrainement dans le bassin.

Dans ce cas, nous serons amenés à ajouter aux considérations topographiques des considérations d'ordre géologique pour déterminer les limites du bassin versant.

Les limites déduites de la topographie peuvent ne plus correspondre aux limites fonctionnelles du bassin comme le montre (Fig I.1).

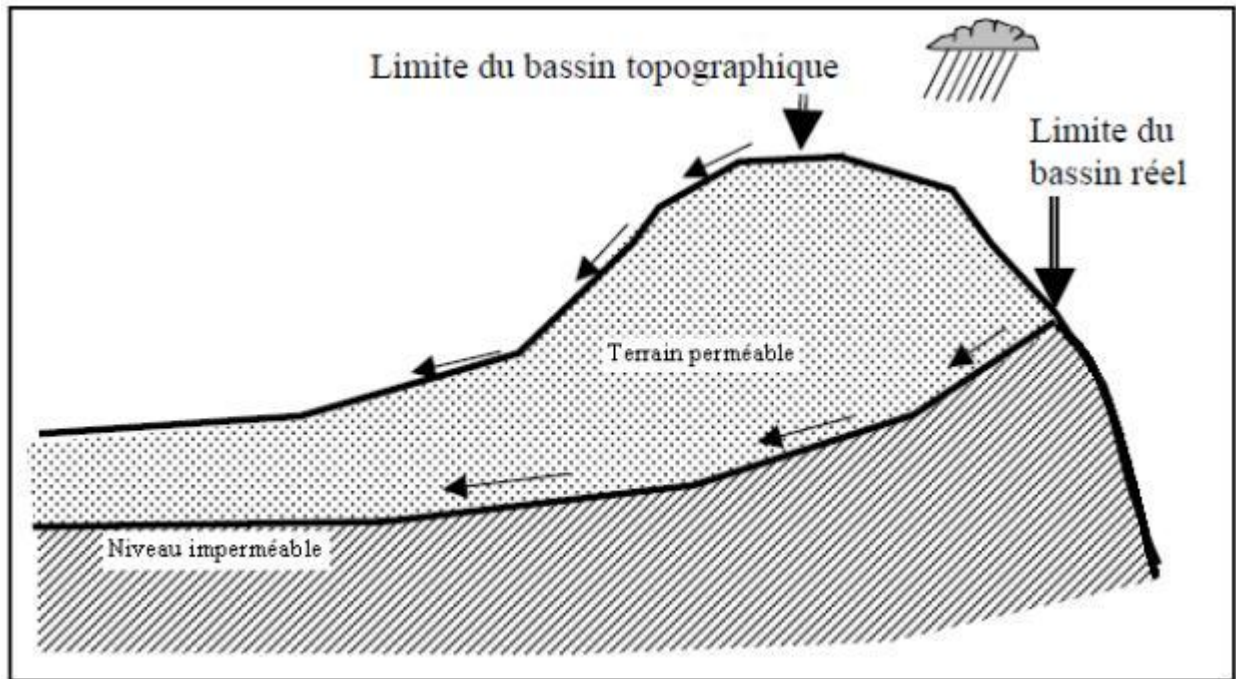


Figure I.1 : Limites d'un bassin versant (Roche, 1963).

2 CRUE

La crue correspond à l'augmentation de la quantité d'eau qui s'écoule dans la rivière et peut concerner l'ensemble du lit majeur de la rivière. De nombreux géographes et hydrologues ont adopté le critère qu'une rivière est en crue lorsque son débit est trois à cinq fois supérieur à son débit moyen. De façon plus pratique, on admet qu'une rivière est en crue lorsqu'elle déborde des limites de son lit mineur. Il s'agit d'un phénomène naturel périodique qui n'est exceptionnel que lorsque les débits deviennent considérables par rapport à son module ; on parle alors de crue critique, laquelle peut engendrer une inondation sur les zones riveraines. (Salomon, 1997).

Une crue se caractérise par son hydrogramme graphique qui représente les variations de débit en fonction du temps. Plus précisément, c'est la partie montante de cet hydrogramme qui est appelé « crue », la partie descendante étant « la décrue ». Une crue se définit par différents critères : sa genèse, sa durée, sa fréquence, son débit de pointe et son volume.

2.1 Types de crues

En général, on distingue deux types de crues :

➤ **Crues fluviales**, Elles se caractérisent par des montées relativement lentes des eaux et peuvent être prévues plusieurs heures, voire plusieurs jours à l'avance. En dépit de leur évolution lente, les crues de plaine peuvent être accompagnées localement de phénomènes très dangereux, notamment lors d'une débâcle, c'est à dire lors de la rupture d'un obstacle d'un cours d'eau, après que l'écoulement des flots ait été bloqué par des embâcles (amoncellement de débris) sous les ponts. C'est le cas des inondations de grands bassins versants ; elles résultent le plus souvent des précipitations importantes généralisées sur de grandes étendues et caractérisées par leurs quantité et leurs durée qui peut atteindre 10 à 15 jours. En Algérie, ce type d'inondation survient généralement en saison hivernale entre les mois de Décembre et Mai.

➤ **crues torrentielles**

Lorsque des précipitations intenses, telles des averses violentes, tombent sur tout un bassin versant, ou sur une portion de bassin versant, les eaux ruissellent et se concentrent rapidement dans le cours d'eau, engendrant des crues torrentielles brutales et violentes. Le cours d'eau transporte de grandes quantités de sédiments, ce qui se traduit par une forte érosion du lit et un dépôt des matières transportées. Ces dernières peuvent former des barrages, appelés embâcles, qui, s'ils viennent à céder, libèrent une énergie pouvant aggraver les dégâts.

2.2 Les différentes crues.

On définit les crues en fonction du risque de survenue de celle-ci sur une période donnée :

➤ **Crue décennale** : Elle correspond à un volume de précipitation exceptionnel qui chaque année à 1 chance sur 10 de se produire;

➤ **Crue trentennale** : elle a chaque année 1 chance sur 30 de se produire;

➤ **Crue centennale** : elle a chaque année 1 chance sur 100 de se produire.

Plus cette période, est grande, plus les débits et l'intensité sont importants. On distingue par ordre croissant :

- les crues fréquentes, dont la période de retour est comprise entre un et deux ans ;
- les crues moyennes, dont la période de retour est comprise entre dix et vingt ans ;
- les crues exceptionnelles, dont la période de retour est de l'ordre de cent ans.

2.3 Caractéristiques de l'écoulement et débits des crues

➤ **Les formes extrêmes de l'écoulement des crues**

Les crues sont des gonflements hydrométriques exceptionnels débordant ou non, qui affectent sans périodicité le plus souvent l'écoulement. Ce sont des événements rares, qui ont un double effet ; l'un destructif provoquant de grandes inondations qui touchent l'intérêt socio-économique du pays l'autre bénéfique, pour une éventuelle mobilisation de ces eaux par des structures hydrauliques.

L'étude des crues permet de mettre en lumière la réaction du bassin pendant un pas de temps réduit, à une averse ou séquence pluvieuse donnée. Cette réaction ou réponse du bassin fonction des caractères propres des précipitations (hauteur, intensité, durée totale et durée efficace) est déterminée par la combinaison complexe des divers éléments caractérisant l'organisme fluvial : Etat de saturation du sol, importance des pentes, densité de drainage, taux de couverture végétale, forme du bassin, ...etc.

➤ **Propagation des crues**

Sur un tronçon de cours d'eau entre deux affluents, sans apports latéraux, et de géométrie régulière, une crue s'étale et s'amortit de manière progressive vers l'aval : autrement dit, le débit de pointe diminue et le temps de montée augmente régulièrement vers l'aval.

Les paramètres de propagation relativement constants d'une crue à l'autre sont liés aux pentes et aux formes globales des lits mineur et majeur. Les analyses statistiques des hydrogrammes de crues connues et les modèles hydrauliques mettent en évidence ces paramètres.

2.4 Paramètres de propagation

➤ **Temps de propagation (ou délai de réaction)** : entre deux points où la propagation n'est pas influencée par des apports, ce paramètre est assez facile à cerner. Il reste cependant fonction du débit considéré. Par exemple, entre deux points, le délai d'apparition de la crue n'est pas le même que le temps de passage du maximum de crue. La propagation de la crue ne prend pas ici en compte le raccourcissement du temps de réaction ou de concentration de l'écoulement. Celui-ci reste influencé par l'imperméabilisation du bassin versant, l'encombrement des lits majeurs et les impacts de la chenalisation.

➤ **Amortissement** : une partie de l'énergie transportée par la crue est dissipée par la rugosité des fonds et des terrains immergés. Ce phénomène se traduit par la déformation classique des hydrogrammes de crue ; la pointe de l'hydrogramme au point aval est inférieure à celle de l'amont et les temps de montée et de descente sont allongés.

➤ **Écrêtement** : les variations de la géométrie du lit, avec les grandes zones d'expansion des crues, ou au contraire l'occupation des lits peuvent modifier ce comportement. Les eaux, qui se répandent dans les zones d'expansion des crues, sont stockées pendant la phase de montée, puis restituées pendant la phase de décrue. Les volumes écoulés sont conservés mais ils passent au point aval en un temps plus long et avec un débit de pointe plus faible qu'au point en amont. À l'inverse, une diminution du lit majeur (passage du cours d'eau dans un défilé par exemple) peut raidir l'hydrogramme de crue (augmentation du débit de pointe et de la vitesse de propagation, diminution du temps de montée).

➤ **Apports** : il est évident que la présence d'affluents importants ou d'apports latéraux significatifs contrarie également le comportement ordinaire et peut faire croître substantiellement les débits de pointe vers l'aval.

3. Inondation

Le mot inondation vient du latin: «inundatio » qui signifie submersion.

Définition : Tout d'abord, le **risque** est un croisement de l'**aléa** et de la **vulnérabilité** ; l'aléa peut être défini comme la probabilité d'occurrence d'un phénomène physique ; par exemple, le débit de la crue centennale est défini comme le débit qui a une chance sur cent d'être dépassé au cours d'une année, il est caractérisé par son intensité, son étendue, sa fréquence, sa durée. Tandis que la vulnérabilité étant les personnes, les biens et les activités susceptibles de subir des dommages lorsque survient l'aléa.

On peut alors dire qu'une **inondation** est une submersion rapide ou lente d'une zone habitée ordinairement hors d'eau. Ainsi, le risque inondation est la conséquence de deux composantes : l'eau qui peut déborder de son lit habituel d'écoulement et l'homme qui s'installe dans l'espace alluvial. L'importance de l'inondation dépend de la hauteur d'eau, la vitesse du courant et la durée de la crue. Ces paramètres sont conditionnés par la précipitation, l'état du bassin versant et les caractéristiques du cours d'eau (profondeur, largeur, etc.). Ces caractéristiques naturelles peuvent être aggravées par la présence d'activités humaines (Cortes 2006).

3.1 Risques majeurs – INONDATIONS

Le risque majeur peut être défini comme la menace sur l'homme et son environnement direct, sur ses installations, la menace dont la gravité est telle que la société se trouve absolument dépassée par l'immensité du désastre.

Les types de risques auxquels chacun de nous peut être exposé sont regroupés en cinq familles (Merabet, 2006) :

- **Risques naturels** : avalanche, feu de forêt, inondation, mouvement de terrain, cyclone, tempête, séisme et éruption volcanique ;
- **Risques technologiques** : d'origine anthropique, ils regroupent les risques industriels, nucléaire, biologique, rupture de barrage...
- **Risques de transports collectifs** (personnes, matières dangereuses): sont des risques technologiques, on en fait un cas particulier car les enjeux varient en fonction de l'endroit où se développe l'accident ;
- **Risques de la vie quotidienne** (accidents domestiques, accidents de la route...);
- **Risques liés aux conflits.**

Dans le domaine de la gestion des risques, les probabilités d'occurrence des phénomènes naturels sont appelés des aléas ; étudier les aléas c'est chercher à caractériser ces phénomènes selon les principaux paramètres suivants : leur fréquence de survenance, intensité destructrice et leur étendue. En matière d'inondation, leur intensité s'exprime principalement pour un endroit donné, par la hauteur et la durée de submersion ainsi que la vitesse du courant. Ces paramètres sont fournis, avec une précision plus ou moins grande, pour l'ensemble de la zone inondable par une crue de fréquence donnée.

3.2 Connaissance de l'aléa « INONDATION »

L'aléa interpelle deux disciplines principales ; l'hydrologie et l'hydraulique fluviale. Dans le cas des inondations, l'hydrologie est la discipline qui permet d'obtenir les débits et leurs périodes de retour. Tandis que l'hydraulique est la discipline qui permet d'obtenir les niveaux d'eau et accessoirement les vitesses correspondant à ces débits. La combinaison de ces deux disciplines permet donc d'associer des périodes de retour à des niveaux et vitesses d'écoulement en divers points d'un cours d'eau (Blin, 2001).

Pour mieux comprendre l'aléa inondation, on commentera les notions élémentaires suivantes ; les paramètres fondamentaux du cours d'eau, la crue, l'inondation, les principaux paramètres caractérisant l'aléa inondation, les types d'inondations et les causes de formation des crues et des inondations.

3.3 Principaux paramètres spécifiant l'aléa « INONDATION »

Quatre paramètres principaux sont nécessaires pour caractériser l'aléa "inondation":

3.3.1 Période de retour

La notion de période de retour « T » n'est qu'une autre façon de caractériser la fréquence d'apparition d'un phénomène à un moment donné. Statistiquement, on la définit comme l'inverse de la probabilité d'occurrence de dépassement « p » de ce phénomène ; $T=1/P$. Un phénomène ayant une période de retour de cent ans (phénomène centennal) a une chance sur cent de se produire ou d'être dépassé chaque année. Cela est vérifié à condition de considérer une très longue période. Mais elle peut aussi sur de courtes périodes (quelques années), se répéter plusieurs fois. Autrement dit, en vingt ans, un individu a une chance sur cinq de vivre la crue centennale.

On associe souvent à la notion de crue, la notion de période de retour (crue décennale, centennale, millénaire, etc.); plus cette période est grande, plus les débits et l'intensité sont importants. Les événements les plus souvent représentés sur la carte d'aléa sont la crue décennale ($Q_{10\%}$) et la crue centennale ($Q_{1\%}$).

3.3.2 Hauteur et la durée de submersion

La hauteur de submersion peut avoir un impact important sur le bâti, notamment lorsqu'elle dépasse la cote de référence. La structure porteuse de l'habitation peut être endommagée et les sols et murs gorgés d'eau. Lorsque la durée de submersion est importante (supérieure à 24 h voire 48 h), des problèmes sanitaires peuvent survenir, l'eau étant souvent sale, contaminée par les égouts ou parfois le mazout échappé des cuves.

Pour l'homme, on considère généralement que des hauteurs d'eau supérieures à 50 cm sont dangereuses. À titre d'exemple, une voiture commence à flotter à partir de 30 cm d'eau.

3.3.3 Vitesse du courant

La vitesse d'écoulement est conditionnée par la pente du lit et sa rugosité. Elle peut atteindre plusieurs mètres par seconde. La dangerosité de l'écoulement dépend du couple hauteur/vitesse. À titre d'exemple, à partir de 0,50 m/s, la vitesse du courant devient dangereuse pour l'homme, avec un risque d'être emporté par le cours d'eau ou d'être blessé par des objets charriés à vive allure.

3.3.4 Volume de matière transportée

Ce volume est communément appelé « transport solide ». Il s'agit de matériaux (argiles, limons, sables, graviers, galets, blocs, etc.) se trouvant dans les cours d'eau, et dont le transport peut s'effectuer soit par suspension dans l'eau, soit par déplacement sur le fond du lit, du fait des forces liées au courant. Le terme de transport solide ne comprend pas le transport des flottants (bois morts...). L'aléa inondation d'une rivière torrentielle sera essentiellement caractérisé par une vitesse du courant élevée et un fort transport solide.

3.4 Types d'inondation

La montée lente des eaux en région de plaine, qui correspond typiquement aux principales inondations que l'on peut rencontrer en Essonne.

3.4.1 Inondations de plaine : Les inondations de plaine se produisent à la suite d'épisodes pluvieux océaniques prolongés mais d'intensité modérée, s'abattant sur des sols où le ruissellement est long à déclencher, sur des bassins versants moyens à grands (supérieur à 500 km). Le cours d'eau sort lentement de son lit ordinaire pour occuper son lit majeur et inonder la plaine pendant une période relativement longue (Fig I.2).

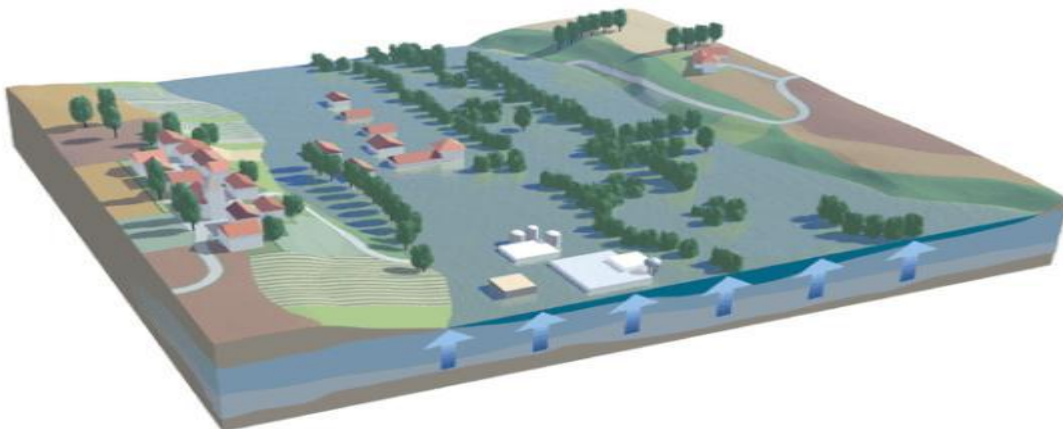


Figure I.2 : Inondation par remontée de nappe phréatique (MEED).

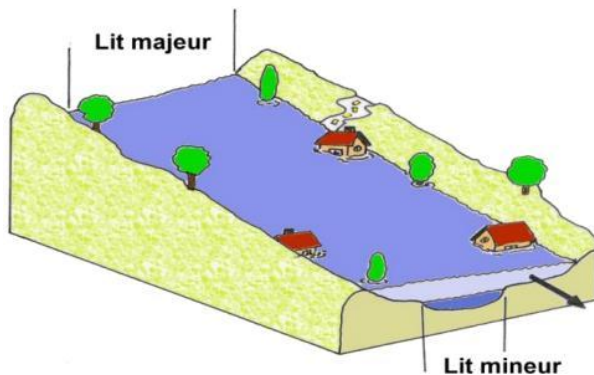
Il existe deux types de débordements dans l'inondation en région de la plaine (Merabet, 2006) :

- **Par débordement direct** : Le cours d'eau sort de son lit mineur pour occuper son lit majeur.
- **Par débordement indirect** : La rivière sort de son lit mineur lentement et peut inonder la plaine pendant une période relativement longue. Les eaux remontent par les nappes alluviales, les réseaux d'assainissement d'eaux pluviales.

3.4.2 Formation rapide de crues torrentielles : Lorsque des précipitations intenses, telles des averses violentes, tombent sur tout un bassin versant, ou sur une portion de bassin versant, les eaux ruissellent et se concentrent rapidement dans le cours d'eau, engendrant des crues torrentielles brutales et violentes.

Le cours d'eau transporte de grandes quantités de sédiments, ce qui se traduit par une forte érosion du lit et un dépôt des matières transportées. Ces dernières peuvent former des barrages, appelés embâcles, qui, s'ils viennent à céder, libèrent une énergie pouvant aggraver les dégâts.

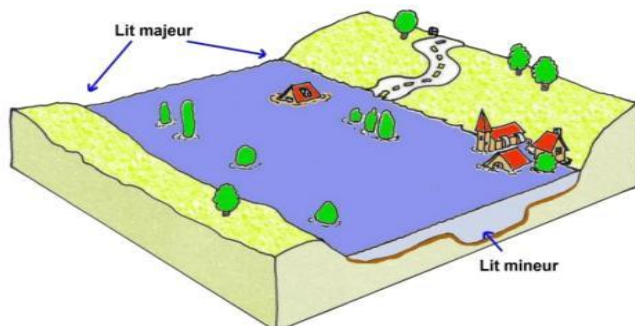
Ce phénomène se rencontre dans les zones montagneuses, mais aussi sur des rivières alimentées par des pluies de grande intensité.



- **Crue très rapide sur un bassin versant à forte pente.**
- **Transport de matériaux, embâcles, transformation du lit.**

Figure I.3 : Inondations des crues torrentielles (Merabet, 2006).

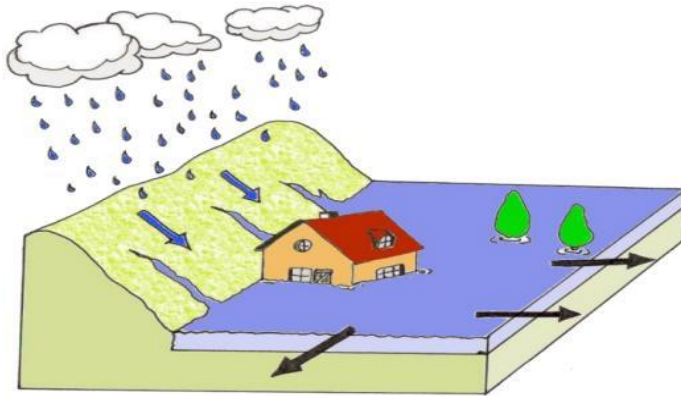
3.4.3 Par stagnation d'eaux pluviales : La stagnation d'eaux pluviales est liée à une capacité insuffisante d'infiltration, d'évacuation des sols ou du réseau d'eaux pluviales lors de pluies anormales (Fig I.4).



- **Crue lente sur un bassin versant à faible pente.**
- **Délais d'annonce importants car montée lente et progressive.**

Figure I.4 : Inondations par stagnation des eaux pluviales (Merabet, 2006).

3.4.4 Le ruissellement pluvial en secteur urbain : Le ruissellement est la circulation de l'eau qui se produit sur les versants en dehors du réseau hydrographique lors d'un évènement pluvieux. Sa concentration provoque une montée rapide des débits des cours d'eau, pouvant être amplifiée par la contribution des nappes souterraines (Fig I.5).



- **Caused par des épisodes orageux violents.**
- **Sur de petits bassins versants.**

Figure I.5 : Inondations par ruissellement pluvial en secteur urbain (Merabet, 2006).

Il existe différents types de ruissellement :

- Le ruissellement diffus dont l'épaisseur est faible et dont les filets d'eau buttent et se divisent sur le moindre obstacle.
- Le ruissellement concentré organisé en rigoles ou ravins parallèles le long de la plus grande pente. Il commence à éroder et peut marquer temporairement sa trace sur le versant.
- Le ruissellement en nappe, plutôt fréquent sur les pentes faibles, occupe toute la surface du versant.

Le ruissellement est d'autant plus important que les terrains sont plus imperméables, le tapis végétal plus faible, la pente plus forte et les précipitations plus violentes. L'intervention humaine est parfois source d'aggravation de ce phénomène.

3.4.5 Par submersion de zones littorales (ou lacustres) qui est liée à la présence de facteurs anormaux (fortes marées, marées de tempête).

3.4.6 Par dépressions tropicales et cyclones avec des précipitations pouvant atteindre jusqu'à 2 m par 24 heures et conduisant à des crues soudaines et violentes.

3.4.7 Par destruction d'ouvrages (digues, barrages, levées) : Ces inondations comprennent également les inondations par rupture d'ouvrages de protection (brèches dans les digues) et les inondations dans les estuaires. Ces dernières résultent de la conjonction de la crue des fleuves, de fortes marées et de situations dépressionnaires (régime de tempête).

3.5 LES FACTEURS GENERATEURS DES CRUES

3.5.1 Facteurs directs

- **Précipitations** (crues d'averses en Algérie)

Elles sont les plus fréquentes dans nos régions. Les crues sont liées à des averses exceptionnelles (Merabet, 2006).

Le caractère exceptionnel de l'averse est lié à :

- sa durée
- son intensité
- sa répartition géographique (par exemple le long d'un cours d'eau)
- la répétition de plusieurs averses
- la combinaison de plusieurs des facteurs précédents
- **Fonte des neiges**
- **Crues d'embâcles** (obstruction du lit d'un cours d'eau par un amoncellement de glace) et de **débâcles** (rupture des glaces d'un fleuve gelé) dans les régions subpolaires (Canada, Sibérie)
- **Accident** : ex : rupture accidentel de barrage "naturel" ou artificiel. Parfois cet accident est lui-même lié à un autre phénomène exceptionnel (glissement de terrain, lié à des précipitations importantes, volcanisme, séisme...)

3.5.2 Facteurs indirectes (notamment bassins versant soumis à de "fréquentes crues")

- Temps de concentration faible;
- Imperméabilisation forte (conséquences d'aménagements urbains ou agricoles);
- Avec en parallèle saturation ou sécheresse (faible perméabilité) du sous-sol
- Conjonction des crues de deux affluents (Exemple : la crue de 17-04-2007 à Moulay Slissen wilaya de Sidi Bel Abbés; conjonction de deux rivières GHOR avec un débit $Q = 350 \text{ m}^3/\text{s}$ et l'oued Mekerra avec un débit $Q = 400 \text{ m}^3/\text{s}$).

3.6 Facteurs aggravants l'aléa

3.6.1 Influence des facteurs naturels

De nombreux paramètres influencent l'apparition d'une crue. Tout d'abord la quantité et surtout la répartition spatiale et temporelle des pluies, par rapport au bassin versant, sont déterminantes. Il peut s'agir de pluies répétées et prolongées de régime océanique (celles affectant par exemple les grands bassins de la Loire ou de la Seine) ou d'averses intenses de courte durée, qui touchent de petits bassins versants. La nature et l'occupation du sol dictent l'évaporation et la consommation d'eau par les plantes. L'absorption d'eau par le sol, l'infiltration dans le sous-sol ou le ruissellement influencent fortement le temps de concentration des eaux. Enfin, la topographie du lit, la pente et la forme du bassin versant jouent également. Ainsi, pour une même quantité de pluie, une crue apparaîtra ou non.

À ces paramètres s'ajoutent des facteurs naturels aggravants, comme la fonte des neiges ou la formation et la rupture d'embâcles. Les matériaux flottants transportés par le courant peuvent en effet s'accumuler en amont des passages étroits. La rupture éventuelle de ces embâcles provoque une onde puissante et destructrice en aval. Concernant la fonte des neiges, il est rare en France que des crues importantes soient provoquées uniquement par ce phénomène, même s'il demeure un facteur aggravant.

3.6.2 Influence des facteurs anthropiques

Les facteurs anthropiques constituent des facteurs aggravants et ont un rôle fondamental dans la formation et l'augmentation des débits des cours d'eau.

- Occupation de zones riveraines : la concentration des personnes et l'accumulation des biens dans les champs d'inondation génère le risque d'inondation par accroissement des enjeux, augmentation des vulnérabilités et absence de prévention-précaution ;
- Imperméabilisation forte (conséquences d'aménagements urbains ou agricoles);
- Défiance des dispositifs de protection (digues, déversoirs) (Salomon, 1997).

4 Causes et types d'inondations catastrophiques en Algérie

Les précipitations caractérisées, en Algérie, par une très forte irrégularité tant interannuelle que saisonnière entraînent des étiages extrêmement sévères des cours d'eau et inversement des fortes crues et des inondations engendrant des dégâts humains et matériels considérable.

La genèse des fortes crues et leurs impacts sur l'environnement et les activités différentes d'une région à une autre en fonction des conditions géographiques, climatiques et d'occupation des sols qui les caractérisent.

Bien que la cause fondamentale de la plupart des inondations soit l'arrivée d'importantes chutes de pluie, cependant, elles ne sont pas toutes dues à des phénomènes exceptionnels. En bien des occasions, d'autres facteurs agissent, soit pour aggraver les effets d'une crue ; soit pour créer eux-mêmes des phénomènes hydrauliques dans les surfaces de l'eau tels que la présence des détritiques et des troncs d'arbres qui réduisent la capacité du lit de l'oued.

D'une manière générale, les causes des inondations survenues en Algérie peuvent être classées en trois types:

1) Causes liées à des situations météorologiques remarquables se traduisant par une forte pluviosité telles que les inondations de décembre 1957 des bassins de Mazafran et de la Sebaou, les inondations de l'automne 1969 en Algérie et en Tunisie, de Mars 1974 des bassins versants de l'Algerois et du Sebaou, de Décembre 1984 sur tout l'Est Algérien, de 1997 du bassin de la Mekerra à Sidi Bel Abbés et les inondations du 10 et 11 novembre 2001 à Bab El Oued (Alger) les pluies diluviennes ont fait 733 victimes, 30 000 personnes sans-abris et d'importants dégâts matériels.

- 2) Causes provoquées par des facteurs liés à l'action anthropique : la défaillance des réseaux d'assainissement et de collecte des eaux pluviales, le gonflement des oueds par les débris et les détritiques sont autant de facteurs qui provoquent des dégâts lors des averses saisonnières ; les cas de la ville de Tiaret inondée presque à chaque hiver et la plaine du Mزاب ou des inondations se produisent tous les 02 à 03 ans illustrent parfaitement l'influence de ces facteurs dans l'apparition du phénomène d'inondation.
- 3) Causes produites dans des régions présentant un environnement topographique défavorable comme le cas des villes traversées par des oueds (Bordj, Bou Arréridj, Oued R'hiou, Sidi Bel Abbés) ou situées au pied d'une montagne (Ain Defla, Batna, Medea). Ces agglomérations à forte population et sous l'effet d'une urbanisation anarchique et non réglementée présentent des grands risques, des pertes humaines et des destructions de constructions sont enregistrées à chaque inondation aussi légère qu'elle soit.

Ces inondations selon les caractéristiques des crues, leurs durées et leurs étendues sont de deux types:

➤ **Inondations engendrées par des crues torrentielles** : elles affectent les petits bassins versants de quelques dizaines de Km² et elles sont le plus souvent liées à des chutes de pluies isolées et localement intenses, issues de phénomènes de convection sous forme de tempêtes orageuses se produisant généralement en automne et en été. Les crues de ce type sont particulièrement dangereuses en raison de la soudaineté et de la rapidité avec lesquelles elles se produisent. Les ruissellements extrêmement rapides et violents peuvent intervenir moins d'une heure après la pluie et les débits des oueds passent de quelques m³/s à plusieurs milliers de m³/s en 02 ou 03 heures seulement. L'inondation de la ville de Oued R'hiou, du 20 octobre 1993 où 20 minutes de pluies ont fait 23 morts, 20 blessés et plusieurs disparus, est l'exemple parfait de ce type de crues.

➤ **Inondations des grands bassins versants** : elles résultent le plus souvent des précipitations importantes généralisées sur des grandes étendues et caractérisées par leur quantité et leur durée qui peut atteindre 10 à 15 jours. Les crues sont massives, lentes et à évolution facilement prévisibles sauf lorsqu'elles sont brutalement aggravées par des affluents en aval plus courts et plus rapides. En Algérie, ce type d'inondation survient généralement en saison hivernale entre les mois de Décembre et Mai.

5 Inondations en Algérie

Comme beaucoup d'autres pays du monde, l'Algérie est victime d'inondations dévastatrices. Depuis une vingtaine d'années, elles ont surtout touché les grandes villes et centres urbains, où elles ont engendré de nombreuses pertes en vies humaines et des dégâts matériels considérables.

On peut rappeler, à titre d'exemple, les évènements à Bab El Oued (Alger) de novembre 2001, une inondation qui a fait près de 800 victimes; ou celles de l'automne 2008, qui ont fait de dizaines de victimes notamment à Ghardaïa; ou encore celles de 2011 qui ont touchés la ville d'El Bayadh occasionnant des dégâts humains et matériels.

Nous présentons dans l'annexe (A) un inventaire descriptif des inondations les plus catastrophiques survenues en Algérie.

6 Evaluation du risque inondation

Puisque le risque inondation est caractérisé par deux composantes l'aléa inondation et la vulnérabilité des enjeux exposés, alors l'évaluation de celui -là se base à la fois sur l'évaluation de ces deux derniers. Ainsi ,évaluer le risque inondation veut dire apprécier, estimer, quantifier, calculer et mesurer la valeur de l'aléa, délimiter, localiser, identifier, peser, chiffrer et analyser l'importance de la vulnérabilité.

L'évaluation de la première composante l'aléa inondation bénéficie aujourd'hui de méthodes bien rôdées qui permettent de découper un territoire inondable en zones d'aléa d'intensité plus ou moins forte, en fonction de paramètres hydrauliques (hauteur d'eau, durée de submersion, vitesse d'écoulement) et pour différentes crues (Defrance, 2009).

Aussi l'étude des enjeux, leur recensement précis et fiable, leur cartographie et leur hiérarchisation en fonction de leur plus ou moins grande vulnérabilité, ont bénéficié au cours des dernières années d'avancées méthodologiques certains, grâce notamment aux systèmes d'information géographique et à l'automatisation du traitement des photographies aériennes.

➤ Hydrologie pour estimer l'aléa

Lorsqu'on fait appelle à la science de l'hydrologie, fixe la cible sur la détermination du débit de la crue, de sa période de retours et de sa durée de submersion. En hydrologie, il y a deux approches : l'approche déterministe et statistique. L'approche déterministe considère tous les apports et facteurs pouvant influencer le débit (pluie, neige, eau dans le sol, etc.) et les introduit dans un modèle qui estime le débit. Cette méthode n'est pas conçue pour donner une période de retour correspondante au débit trouvé. Ce qui empêche son utilisation dans l'estimation de l'aléa inondation puisque la probabilité des crues est un élément essentiel du calcul du risque. Par contre, elle peut servir à la prévision des crues et conséquemment à la gestion opérationnelle du risque.

Tandis que l'approche statistique permet d'estimer des débits, d'une probabilité donnée, à partir de lois statistiques (Blin, 2001).

Alors, le débit, l'élément primordial pour l'estimation de la crue ; peut-être quantifié qu'après avoir une analyse fréquentielle des pluies ; cette analyse peut être réalisée, pour une station pluviométrique donnée, sur les intensités moyennes maximales correspondant à différentes durées de pluies. Ceci conduit à l'élaboration des courbes Intensité-Durée-Fréquence (IDF).

7 Courbe Intensité Durée Fréquence (IDF)

Qu'est-ce qu'une courbe IDF

Les courbes "Intensité-Durée-Fréquence"(IDF) caractérisent la pluviométrie et représentent les relations entre les intensités, la durée et la fréquence des pluies intenses. Environnement Canada fournit cette information pour chaque station qui est munie d'un pluviomètre à auget basculeur. Ces statistiques donnent ainsi la probabilité de diverses intensités de pluie pour diverses durées (5, 10, 15, 30 minutes et 1, 2, 6, 12, 24 heures) en un lieu donné. Des courbes sont dérivées de ces statistiques dont chacune représente une certaine fréquence d'occurrence ou une certaine période de retour exprimée en années.

Quelle est son utilité?

Les pluies torrentielles en période estivale et les crues qui peuvent en résulter constituent l'une des illustrations la plus frappante d'un événement extrême. L'estimation de la récurrence de pluies extrêmes fournit des éléments indispensables pour la construction d'infrastructures telles les digues et les ouvrages (d'égouts, les canaux), afin de protéger efficacement la population et leurs biens.

7.1 Aperçu bibliographique sur les IDF

De nombreux travaux de courbes IDF sont présentés dans la littérature, citant à titre d'exemple ;

- **Bernard et Gaston (2010)**

Les auteurs établissent des courbes intensité–durée–fréquence (IDF) des précipitations pour la station de Yangambi située dans la zone tropicale du Congo. Différents modèles de type Montana ont été testés pour des durées d'agrégation variant entre 15 min et 24 h. Cette formulation empirique a été choisie parce qu'elle s'inscrit dans le guide de l'assainissement des villes en usage en France. Par conséquent, des bureaux d'études exécutant des projets en Afrique tropicale font couramment la demande de cette information. Les avantages et les inconvénients des différents modèles type Montana sont discutés. Le choix final s'est porté sur une famille de courbes parallèles ne contenant que quatre paramètres à estimer. Le manque de jeux de données pour les valeurs extrêmes de précipitation pour des durées courtes (au-dessous de 24 h) et pour des périodes de référence suffisamment longues en ce qui concerne l'Afrique tropicale souligne l'importance de cette étude.

- Les travaux de **Ben Zvi (2009)** concernant l'établissement des courbes intensité-durée-fréquence basées sur les séries des durées partielles (SPD) pour la région d'Israël et qui sont dérivés de la série de maximum d'événement (SME).

Ce procédé a été répété pendant onze durées de précipitations, de 5 à 240 minutes, à quatre stations du service météorologique d'Israël. Pour la comparaison, les distributions généralisées pour des extrêmes valeurs (GEV) et la distribution généralisée de Pareto ont été adaptées à la série annuelle de maximum (SMA) et (SDP), alors que les distributions de Gumbel et lognormale ont été adaptées au (SDP) et (SMA). Après l'ajustement: la distribution généralisée de Pareto ne s'adapte pas à la série (SMA) alors que la (SMA) s'adapte bien à la distribution de GEV. Les distributions de Gumbel et lognormale s'ajustent à la majeure partie de (SMA) et un peu (SDP).

- **Boukhelifa et al (2011)**, réalisant un travail s'inscrit dans la problématique de la modélisation de la transformation pluie-débit en milieu urbain, la ville de Tipaza a été retenue comme champ d'application de cette étude. La modélisation hydrologique du ruissellement pluvial urbain retenue ayant deux composantes : (i) la pluie (ii) sa transformation en débit à travers le milieu urbain, le premier induisant le second. Une approche basée sur les séries de durées partielles (SDP) est retenue pour l'établissement des courbes IDF. La relation des courbes IDF est établie via un modèle semi-paramétrique, c'est-à-dire que les paramètres dynamiques (caractérisant la région et la durée d'agrégation) sont obtenus par une formulation empirique et les paramètres caractérisant la valeur de l'intensité découlent explicitement de la fonction de probabilité sous-jacente, là où classiquement la formulation de la relation IDF est totalement empirique (Montana, Talbot). La méthode des L-moments est retenue pour le calcul des paramètres des séries.

Khalfi et al (2013), ont testé différentes méthodes pour la construction des courbes IDF, Il s'agit de la méthode classique, du modèle global de Koutsoyiannis et de la méthode marginale. Les deux premières méthodes sont appliquées sur deux types des séries : séries des maxima annuels(SMA) et séries en dessus d'un seuil (SDP) et la troisième est appliquée sur tout l'enregistrement disponible. Elle consiste à estimer la distribution de l'intensité maximale à partir de la distribution moyenne de l'intensité. Pour les SDP, les séries ont été construites en fixant un seuil par un choix mathématique avec une étude de l'indépendance établie.

A cet égard, trois étages bioclimatiques ont été choisis comme champ d'application de cette étude comparative : le premier étage « climat sub-humide à hiver tempéré » représenté par la ville de Gouraya, le deuxième étage « climat semi-aride à hiver tempéré » représenté par la zone de la pleine du Moyen Cheliff (Chlef), et le troisième « climat semi-aride à hiver frais » représenté par la zone montagneuse (Ouzera).

Le choix de la méthode pour l'établissement des courbes IDF de chacune des zones étudiées a été fait comme suit : La méthode classique appliquée sur les séries (SMA) représente les deux zones (Chlef et Ouzera) et qui ont respectivement, un climat semi-aride à hiver tempéré et un climat semi-aride à hiver frais et Le model global de Koutsoyiannis appliqué sur les séries (SDP) représente la zone de (Gouraya), qui a un climat sub-humide à hiver tempéré.

8 Modélisation hydrologique et modèles Pluie-Débit

La modélisation hydrologique (pluie-débit) est un outil de simulation des débits à l'exutoire d'un bassin versant à partir de variables météorologiques. Le modélisateur introduit généralement les facteurs qui lui semblent pertinents pour minimiser l'inexactitude liée aux hypothèses simplificatrices de la modélisation. On distingue quatre types de variables (Fig I.6) qui existent en totalité ou en partie dans chaque modèle (Boudahraa, 2007) :

- **Variables d'entrées** : Le modèle fait appel à ces variables qui dépendent du temps et/ou de l'espace (pluie, ETP, caractéristiques et hydrodynamiques du milieu, ...).
- **Variables de sorties** : Le modèle répond par un ensemble de variables (débits, flux ou concentration en polluants, ...).
- **Variables d'état** : Elles permettent de caractériser l'état du système modélisé et peuvent évoluer en fonction du temps (niveau de remplissage des réservoirs d'eau d'un bassin versant, taux de saturation des sols, profondeurs des sols, pentes, ...).
- **calage** : Le calage d'un modèle consiste à déterminer le jeu de paramètres du modèle permettant de reproduire le plus fidèlement possible les débits observés à l'exutoire.

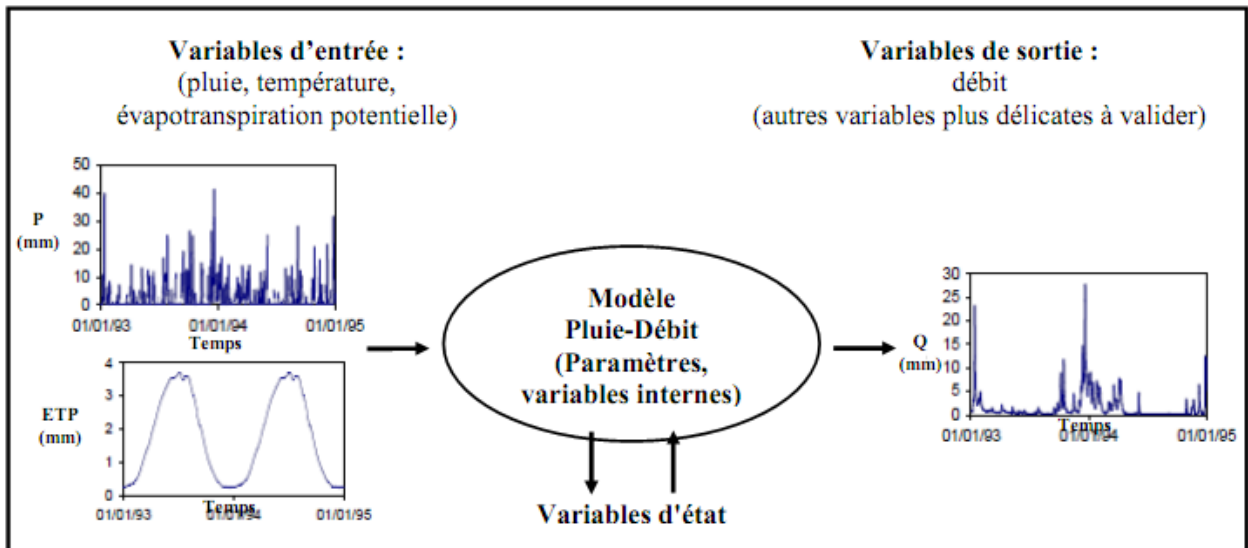


Figure I.6 : Représentation schématique d'un modèle hydrologique (Perrin et *al.*, 2009).

Les variables citées ci-dessus interviennent dans la modélisation hydrologique par l'intermédiaire de deux fonctions : une fonction de production et une fonction de transfert (Fig I.7):

- **Fonction de production** : c'est une représentation simple mais réaliste, des différentes voies que suivra l'eau de pluie, entre le moment où elle rejoint le cours d'eau (Morin, 1991 in Boudahraa, 2007). Elle exprime la transformation de la pluie brute en pluie nette, définit la fraction de la pluie brute qui contribue effectivement au ruissellement. En d'autres termes, elle permet de calculer la quantité d'eau qui va s'écouler à l'exutoire d'un bassin ou sous bassin versant.

- **Fonction de transfert** : c'est la fonction qui permet de transférer, comme son nom l'indique, la quantité d'eau déterminée par la fonction de production, vers le cours d'eau. Elle permet la transformation de la pluie nette en un hydrogramme à l'exutoire du bassin versant, donc, de donner une forme à la crue dont le volume a été déterminé par la fonction de production, en simulant l'hydrogramme de crue à l'exutoire.

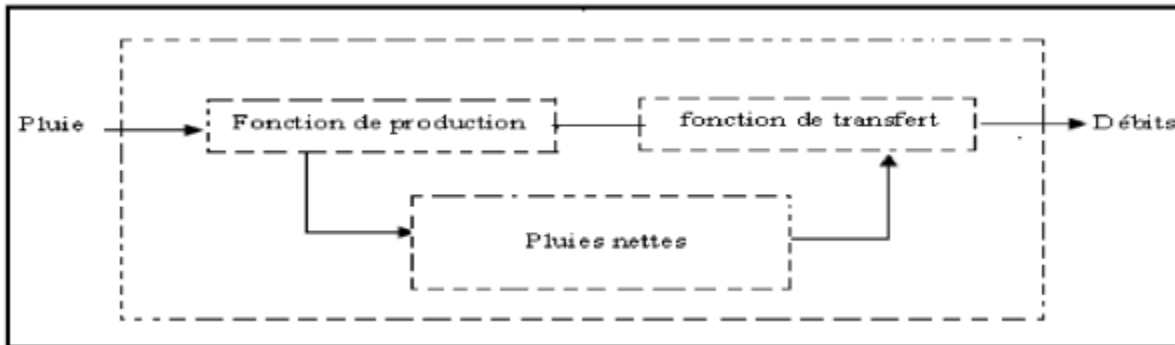


Figure I.7 : Schéma d'un modèle hydrologique.

8.1 Objectifs de la modélisation pluie-débit

La modélisation de la transformation pluie-débit intègre dans son contexte les différents éléments du cycle hydrologique. Certains types de modèles nécessitent le passage par la modélisation de chaque élément avant de construire le modèle finale pluie-débit. L'unité de l'étude est généralement le bassin versant limité topographiquement, sauf dans le cas où des formations géologiques drainent des surfaces situées hors limites topographiques du bassin.

La modélisation pluie-débit peut donner la réponse aux nombreuses questions, relatives à l'eau, axée sur la gestion des ressources et de risque. Parmi ces questions (Perrin,2000). (Fig 1.8) :

- La reconstitution des séries de débit par le comblement de lacunes dans les séries historiques afin de permettre les traitements statistiques utilisés notamment dans les études de faisabilité des ouvrages et de détermination des valeurs de projet;
- Prévision des fréquences avec lesquelles les débits extrêmes (crue et étiage) peuvent se produire ;
- Prédétermination de la réponse hydrologique d'un bassin versant avec un pas de temps, afin de permettre l'élaboration d'un système de prévention et d'alarme ;
- L'étude de l'impact des différents aménagements sur la réponse hydrologique.

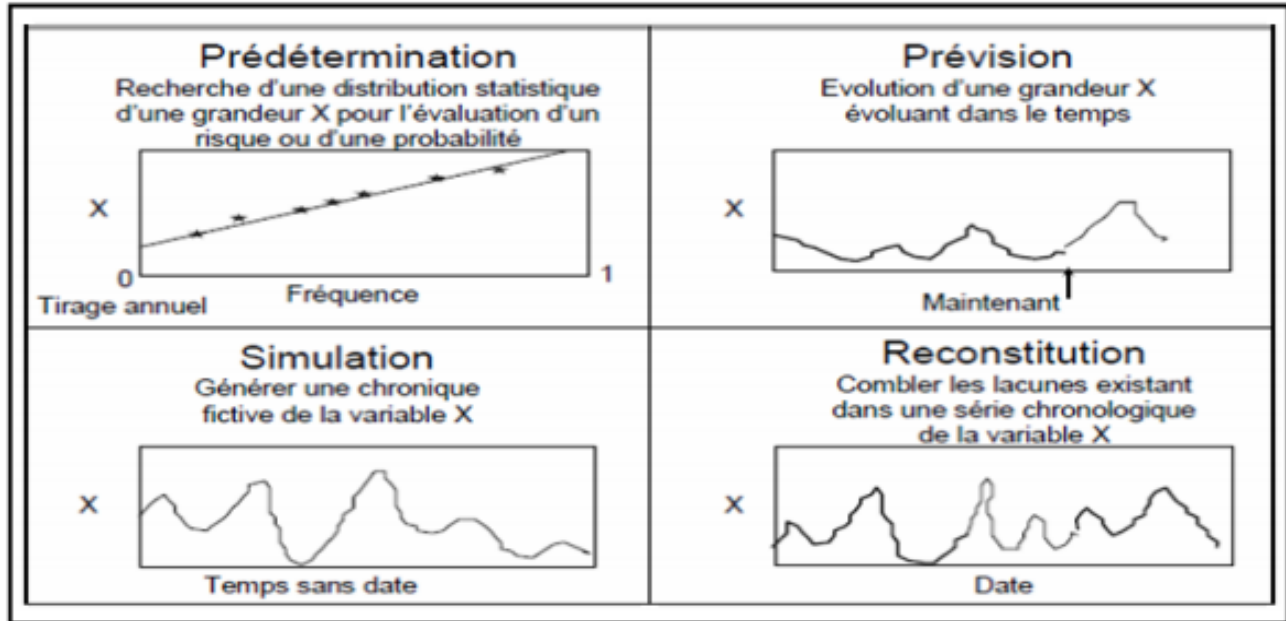


Figure I.8 : Etapes de la modélisation.

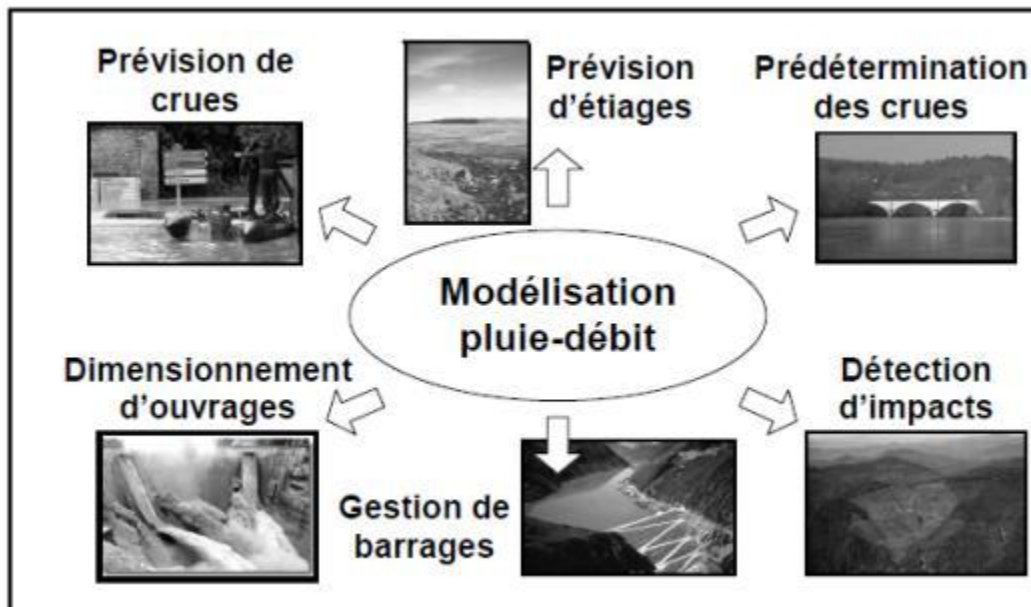


Figure I.9 : Différentes applications de la modélisation pluie-débit (Perrin, 2000).

8.2 Choix d'un modèle

Le choix d'un modèle hydrologique se fait en fonction des éléments suivants :

- Objectif de l'étude hydrologique : Les objectifs de l'étude hydrologique sont multiples selon lesquels on peut négliger ou simplifier certains paramètres dans la modélisation ;
- Disponibilité de données : Les incertitudes que présentent des modèles par rapport à d'autres, le manque de données nous contraint à les utiliser ;

➤ Nature de modèle, la puissance et la simplicité de modèle influencent le choix en particulier dans le cas où le temps où le coût présentent une contrainte.

8.3 Etapes d'élaboration d'un modèle

L'élaboration d'un modèle hydrologique comporte certaines étapes essentielles (Boudahraa, 2007)

- **Définir** le modèle et ses objectifs en termes de précision (Ambroise, 1998). Cette définition permettra de déterminer les choix à faire par la suite et donc de préciser les chemins à suivre dans l'élaboration des étapes suivantes.
- **Identifier** le modèle, pour pouvoir définir et caractériser le système, ses frontières et sa structure ; définir l'événement, les variables et les paramètres ; et émettre les hypothèses et le choix des échelles de temps et d'espace caractéristiques des processus de base.
- **Elaborer** l'algorithme à incorporer dans un outil informatique capable de procéder aux instructions. Cet algorithme doit être suivi de la vérification du logiciel lui-même (Ambroise, 1998).
- **Caler** le modèle, par estimation des paramètres du modèle, non mesurables, selon des critères déductifs ou des observations des entrées et des sorties. Le calage peut être manuel ou automatique.
- **Evaluer** le modèle, en comparant la réponse simulée par le modèle à une sollicitation expérimentale et la réponse réelle, à partir de données différentes de celle utilisées pour le calage.
- **Définir** le domaine de validité du modèle élaboré (Ambroise, 1998). La formulation mathématique du modèle est basée sur des équations simplifiées, selon certaines hypothèses concernant les conditions initiales et aux limites.

8.4 Typologie de modèles hydrologiques

L'ambiguïté des interactions entre les différents éléments du bilan hydrologique et la complexité des systèmes étudiés ont permis l'émergence d'un nombre indénombrable de modèles " il y a presque d'autant de modèles que d'hydrologues", "on ne trouve pas dans la littérature des catégories de modèles nettement distincts" (Ambroise, 1998).

Beaucoup d'auteurs ont abordé le sujet de la classification des modèles. Rappelons à titre d'exemple les références suivantes : Singh (1995), Clarke (1973), Beven (1989), Ambroise (1998) pour ne citer qu'eux. D'après Refsgaard (1997), les modèles hydrologiques peuvent être classés selon la description des processus physiques en tant que conceptuels ou physiques et selon la description spatiale des processus au niveau du bassin versant en tant que globaux ou distribués.

Selon Singh, 1995 (Fig.I.10), un modèle est caractérisé par 5 éléments constitutifs : la géométrie du système (bassin versant), les entrées dans le système, les lois de formalisations des processus, l'état initial et les conditions aux limites du système et enfin les sorties. Singh (1995) a proposé trois critères pour classer les modèles hydrologiques qui sont : la description des processus, l'échelle spatio-temporelle et la méthode utilisée pour résoudre les équations.

Selon la description des processus, on peut avoir plusieurs niveaux de classifications : modèle global ou distribué (Fig1.11) déterministe ou stochastique. La méthode de résolution employée peut également différencier les modèles en empirique ou conceptuel.

Les approches habituellement utilisées dans la modélisation pluie-débit apparaissent dans la (Fig I.12).

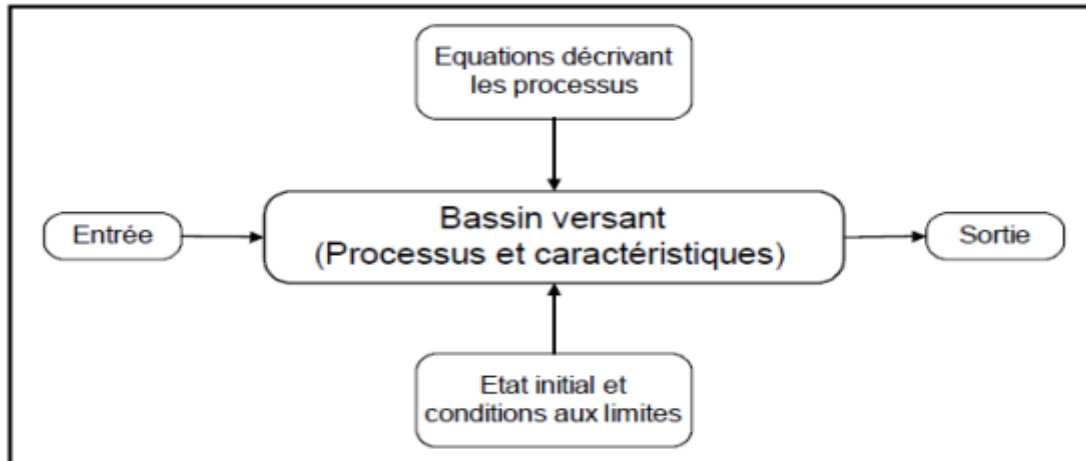


Figure I.10 : Composants d'un modèle (Singh, 1995).

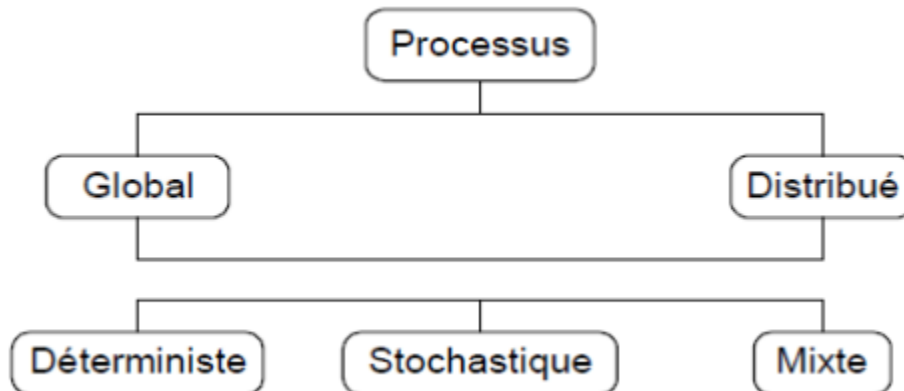


Figure I.11 : Classification des modèles proposée.

8.4.1 Selon le degré d'abstraction

La classification selon le degré d'abstraction regroupe les modèles en deux :

Modèles physiques : Dont les équations ont été déduites à partir des principes de base de la physique (conservation de masse, quantité de mouvement, quantité d'énergie, ...), et dont la forme finale simplifiée contient des paramètres qui ont un sens physique. Ils représentent le système à une échelle réduite. Il existe plusieurs modèles à bases physiques comme le modèle KINEROS, LISEM, ABC,...

Modèles mathématiques : Ils décrivent le processus hydrologique à l'aide des équations mathématiques qui relient les variables d'entrée et de sortie.

8.4.2 Selon la nature des variables

La classification selon la nature des variables regroupe les modèles en deux :

Modèles déterministes : Dans lesquels, la relation entre variables d'entrée et de sortie est phénoménologique et ne considère pas le caractère aléatoire de variable, la même entrée produit toujours la même sortie.

Modèles stochastiques (probabilistes) : Le terme stochastique est lié à la statistique et traduit le caractère aléatoire du modèle. Il permet de générer, aléatoirement, des données par des lois de distributions particulières.

8.4.3 Selon la discrétisation spatiale

La classification Selon la discrétisation spatiale regroupe les modèles en deux :

Modèles globaux : D'après Maison (2000), le modèle global s'applique globalement sur l'ensemble d'un bassin versant (approche par bilan) qui est considéré comme entité homogène. On utilise dans ce type de modèles des valeurs représentatives moyennes.

Un exemple de ce type de modèle est le modèle GR (IRSTEA) que nous allons utiliser dans notre étude. C'est un modèle à réservoir, il fonctionne pour différents pas de temps annuel GR1A, mensuel GR2M et journalier GR4J.

Modèles spatialisés (distribués) : Ils tiennent en compte la variabilité spatiale de processus et de variables d'entrée, ils sont plus avantageux que les modèles globaux. Dans le cas où les composants du système ne sont pas complètement spatialisés, on parle de modèles semi spatialisés.

8.4.4 Selon la description des sous processus

Le processus hydrologique de transformation pluie-débit est composé d'autres sous-processus : précipitations, interception, infiltration, ... etc. Les modèles hydrologiques peuvent se classer selon la manière de décrire ces processus :

Modèles conceptuels : D'après Ambroise (1991), le modèle conceptuel considère le bassin versant comme un assemblage de réservoirs d'humidité, interconnectés et qui sont censés de représenter plusieurs niveaux de stockages, suivant une dimension verticale. Ce modèle est basé sur la connaissance des phénomènes physiques qui agissent sur les entrées pour obtenir les sorties.

Modèles empiriques : Ils sont utilisés pour reproduire le comportement global du système sans décrire les processus élémentaires. Ils sont généralement de type boîte noire sous la forme débit = f (pluie) où f est déterminée par une régression effectuée sur les chroniques pluies-débites (Ambroise, 1991).

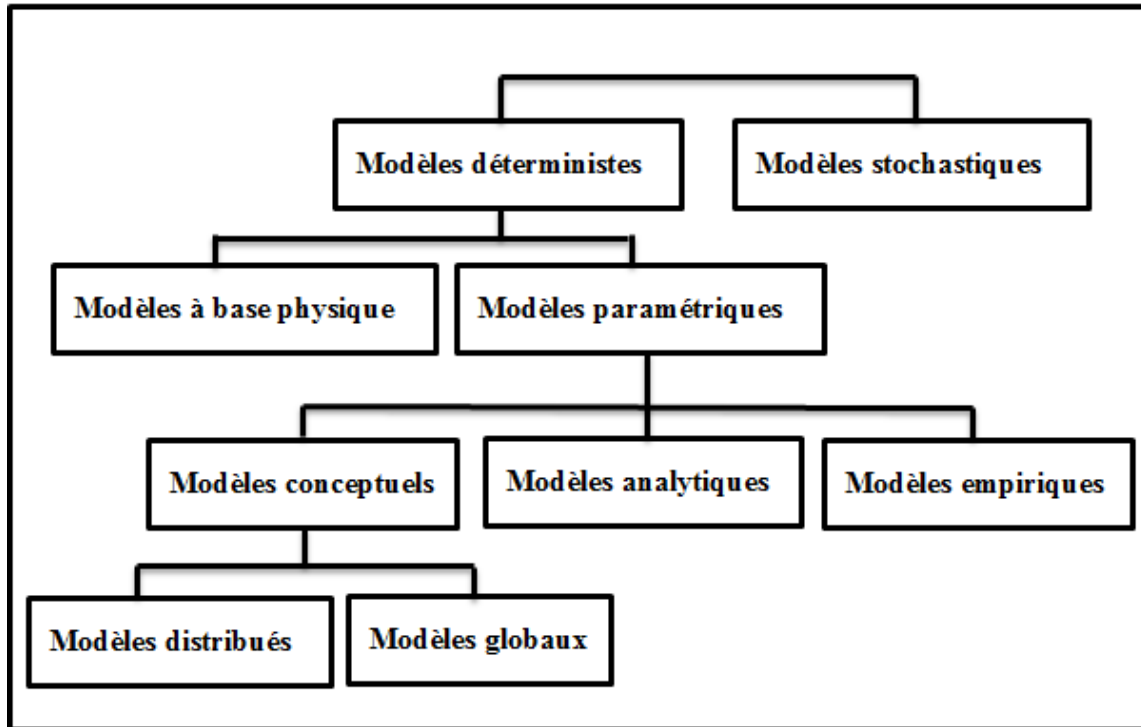


Figure I.12 : Différentes approches de modélisation (Gaume, 2002).

II TRAVAUX REALISES SUR LA MODELISATION PLUIE-DEBIT EN ZONES SEMI-ARIDES

Dans la littérature, il existe plusieurs modèles hydrologiques de bassin versants ayant chacun leurs spécificités et leur domaine d'application. Rappelons à titre d'exemple ;

Dans le monde

Abushandi et al. (2011) ont appliqué les modèles pluie-ruissellement HEC-HMS et IHACRES pour simuler un événement survenu en 30-31.01.2008 dans le bassin versant Wadi Dhuliel / Nord-est de la Jordanie. Les deux modèles sont jugés acceptables pour des conditions arides.

Fadil et al. (2011) ont utilisés le Modèle HEC-HMS, avec le Modèle SWAT, dans le bassin versant de Bouregreg au Maroc pour étudier le régime hydrologique de ce dernier. Ce modèle a donné de bons résultats.

Desconnets et al. (1998) ont utilisés le modèle CEQUEAU pour la modélisation des écoulements au niveau de bassin versant du Nakambé (35 000 km²) à Burkina Faso. L'application du modèle a été présentée sur la partie Nord du bassin versant du Nakambé, à la station de Wayen (20 800 km). Le modèle offre la possibilité de quantifier avec une précision suffisante.

Chaponniere et al. (2005) ont testé l'application d'un modèle conceptuel physique qu'il s'agit du SWAT sur un bassin versant montagneux semi-aride, Cas du bassin versant du Rehraya (Haut Atlas marocain). Le travail a permis de montrer -à partir de longues séries temporelles de données hydrométéorologiques- que le bassin du Rehraya est une zone fragile vis-à-vis de la ressource en eau. Par ailleurs, il a été montré que le fonctionnement hydrologique du bassin du Rehraya est caractérisé par : un temps de transfert du ruissellement de sub-surface de l'ordre de la semaine, un réservoir profond qui contribue au débit de manière très stable dans l'année et correspond au débit d'étiage et un réservoir neige qui permet de « retarder » l'étiage d'un mois.

Yves Trambly et al. (2012) ont réalisé une étude dont le but de développer un modèle utilisable pour la prévision quantitative des crues entrantes au barrage Makhazine. Pour ce fait, ils appliqués le HEC-HMS sur le bassin du barrage makhazine, Maroc. Les approches retenues s'appuient à la fois sur des outils utilisés dans de nombreux pays, et des méthodes de modélisation adaptées au contexte géographique et climatique du nord du Maroc. Le modèle événementiel qui a été développé permet de reproduire, avec un nombre réduit de paramètres les crues dans le sous-bassin de Mdouar (650km²) et les hydrogrammes entrants au barrage Makhazine.

En Algérie

Amiar et al. (2014) ont fait une étude sur le bassin versant d'Oued Touil, qui est le principal cours d'eau dans le bassin versant Amont de Boughzoul sur la modélisation hydrologique pluie – débit qui a permis de réaliser le calage et la validation des modèles hydrologiques au pas annuel, mensuel et journalier, par les deux formules de l'évapotranspiration (ETP) Turc, Thornthwaite et Oudin pour le GR4J. Les résultats de simulation obtenus par l'application des modèles (GR1A, GR2M et GR4J) sur le bassin versant d'Oued Touil sont satisfaisants.

Merabet et al. (2008) ont déterminé les débits des crues dans le bassin versant de l'oued MEKERRA (Wilaya de Sidi Bel Abbas) par le modèle HEC-HMS pour mieux modéliser les débits des crues extrêmes, ce modèle a donné des résultats satisfaisants en zones arides.

Benaouadj et al. (2011) ont fait un travail dans le but de développer des modèles pluie-débit efficaces pour l'estimation des débits des crues de fréquences rares, applicables dans le bassin versant de l'Oued M'Zab (Wilaya de Ghardaïa). Le choix a porté sur l'application d'un Modèle semi-distribué HEC-HMS. Les résultats obtenus montrent que le modèle arrive à estimer d'une manière rapide les débits des crues de fréquences rares et les autres caractéristiques de la crue et à aboutir au tracé de l'hydrogramme type de la crue. Une simulation hydrodynamique d'un tronçon de l'Oued M'Zab a été faite par le modèle HEC-RAS en utilisant comme donnée de base le débit centennal obtenu par le modèle HEC-HMS.

Belagoune et al. (2012) ont proposé une méthodologie de détermination de la crue en absence de données de mesure dans la zone semi-aride et aride du Sud Est de l'Algérie. L'objectif de l'étude est de proposer pour ces zones une méthodologie de calcul des crues pour les cours d'eau non jaugés.

Conclusion

Compte tenu des modèles analysés et dans l'état actuel des données disponibles, notre choix porté sur un modèle hydrologique qui traite la modélisation des écoulements dans les régions arides et semi-arides. Il s'agit du modèle hydrologique HEC-HMS

La méthode de l'hydrogramme synthétique appelée aussi méthode des isochrones a été prise pour pouvoir comparer les résultats et atteindre le but par le chemin le plus correcte. Notre choix de simuler le comportement du bassin avec ces méthodes est justifié pour les raisons suivantes :

Pour le HEC-HMS :

- Le modèle HEC-HMS est modèle complet, donc adapté à n'importe quel type de climat et notamment à celui des zones arides ; en plus ce modèle a la capacité de simuler aussi bien les pertes ,l'écoulement de surface, l'écoulement souterrain et l'écoulement fluvial ;
- La fiabilité des résultats obtenus lors de son application ;
- Le modèle est largement utilisé dans le monde.
- Le modèle ne nécessite pas de calage.

Pour la méthode de l'hydrogramme synthétique :

- La méthode est utilisable pour les bassins non jaugés
- C'est une méthode simple et facile à appliquer;
- Elle utilise les caractéristiques spécifiques de la région ;
- Elle nécessite uniquement la connaissance des précipitations maximales journalières, l'exposant climatique et le déficit d'écoulement.

Chapitre II

L'objet de ce chapitre consiste en la présentation des caractéristiques du bassin versant de l'oued Deffa tel que le climat, la morphologie, l'hydrologie et la géologie, ainsi qu'un aperçu sur les crues qui ont été enregistrées au niveau de la zone d'étude afin de quantifier le débit des eaux en vue d'une modélisation pluie-débit.

1 Localisation géographique de la wilaya d'El Bayadh

Localisée dans la partie nord de l'Atlas Saharien, El Bayadh est une agglomération de création coloniale ; A cette époque, elle se nommait GERYVILLE. Elle se compose de 22 communes

El Bayadh est située à :

- 200km de Saida
- 250km d'Ain Sefra,
- 500 km de Bechar,
- 400 km d'Oran
- plus de 600 km d'Alger.

Elle a des relations aussi privilégiées avec les grandes villes situées dans sa partie orientale (Aflou, Ghardaïa, Tiaret...), (fig.II.1).mer méditerranéenne

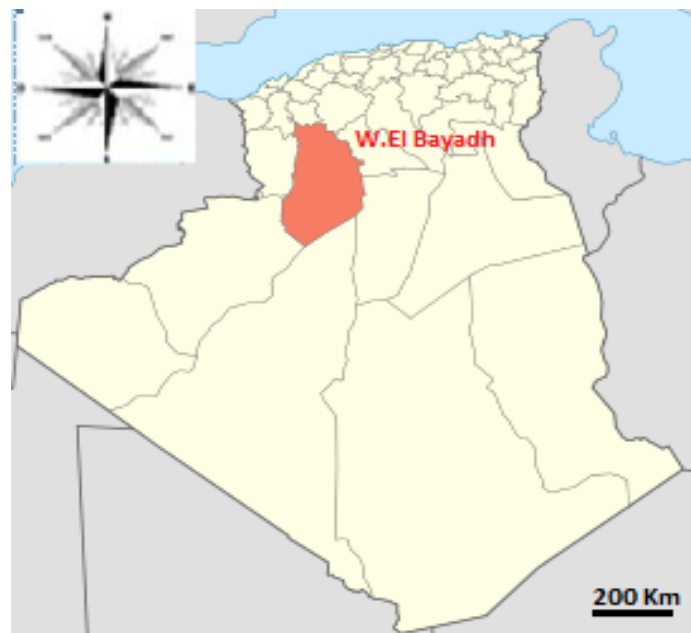


Figure II.1: Localisation géographique de la wilaya d'El Bayadh.

Le tableau II.1 illustre les superficies et populations des communes de la Wilaya d'El Bayadh.

Tableau II.1: Superficies et populations des communes de la Wilaya d'El Bayadh.

Daïra	Superficies (km ²)	Population (hab)
BAYADH	463,68	76 221
BOUGTOUB	3 919 ,74	27 172
BOUALEM	3 973,37	19 719
EL BIODH SIDI CHIKH	37 518,43	31 664
ROGASSA	4 856,62	14 481
BREZINA	17 116,93	18 316
BOUSSEMGHOUN	585,82	2 928
CHELLALA	3 287,26	6 840

2 Présentation du bassin versant d'Oued Deffa

2.1 Situation du bassin par rapport au grand bassin de Chott Chergui (08)

Le bassin versant appartient à l'ensemble de l'Oranie –Chott Chergui. Il fait partie aussi du synclinal d'EL Bayadh qui se situe au niveau de l'Atlas Saharien. Limité par Chott Chergui (hautes plaines Oranaïses) au nord et par le domaine Pré-Atlasique au sud, le synclinal d'EL Bayadh forme une cuvette de direction générale Nord-Est/Sud-Ouest et s'étend sur une largeur de 10 Km et d'une longueur de 80 Km dont ses schémas structuraux typiquement atlasiques sont bien représentés par une succession de synclinaux et d'anticlinaux étirés (fig.II.2).

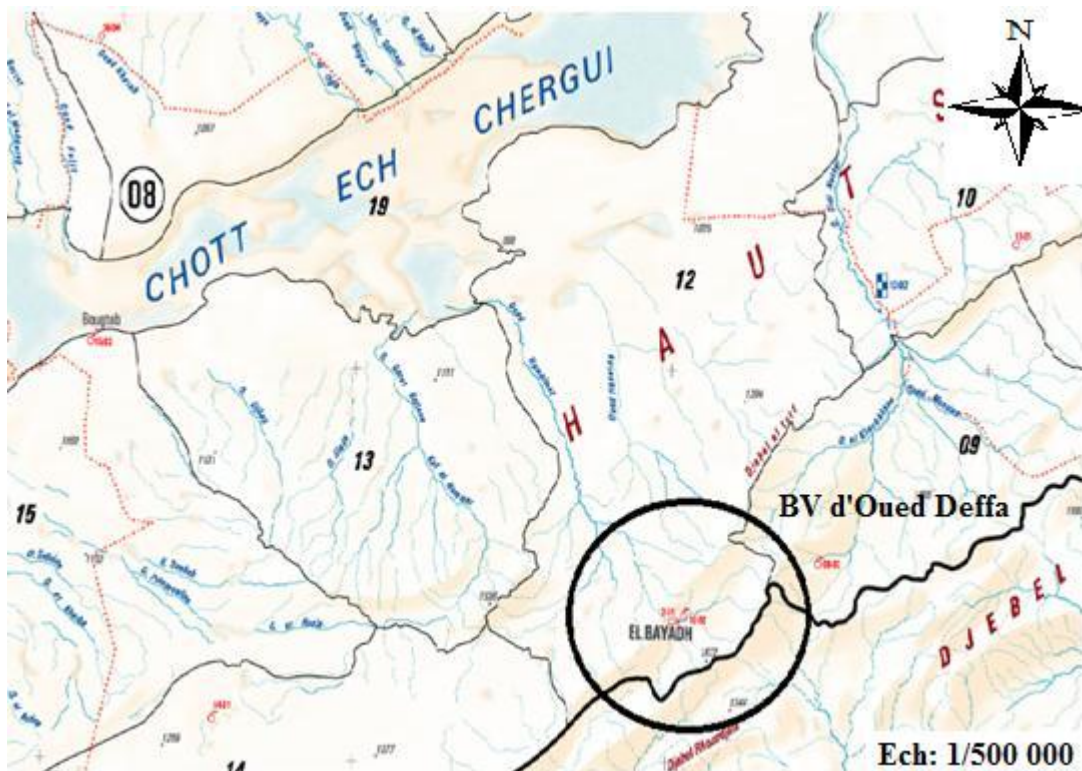


Figure II.2 : Situation du bassin versant (extrait de la carte du réseau hydroclimatologique) (ANRH).

2.2 Situation du bassin versant par rapport à la ville d'El Bayadh

Le bassin versant de l'oued Deffa est situé dans la région Est de la ville d'El Bayadh. Il est limité au nord par djebel El-Tarf, à l'ouest par les djebels Mekter(1428m) et Zouireg(1509m), à l'est par le Djebel ksel(1950m) et au sud par les Djebels Bouderga(1872m) et El-Wastani(1921m).

Du point de vue morphologie, ce bassin versant est situé dans une zone montagneuse, son altitude maximale culmine à près de 1950 m, localisée sur les crêtes du mont Ksel et son exutoire est à 1270 m d'altitude. La superficie du bassin est de 134 km² et son périmètre est de 50,6 km. L'indice de forme (compacité) caractérisant les dimensions du bassin, donne une forme assez compacte, ce qui explique en quelque sorte le caractère très violent des crues.

L'oued Deffa traverse la ville d'El bayadh en la divisant pratiquement en deux zones urbaines. Son exutoire est localisé au point de coordonnées Lambert X = 315.69 Km, Y= 344.16 Km, Z = 1270 m, repéré sur la carte d'El-Bayadh (Fig II.3).

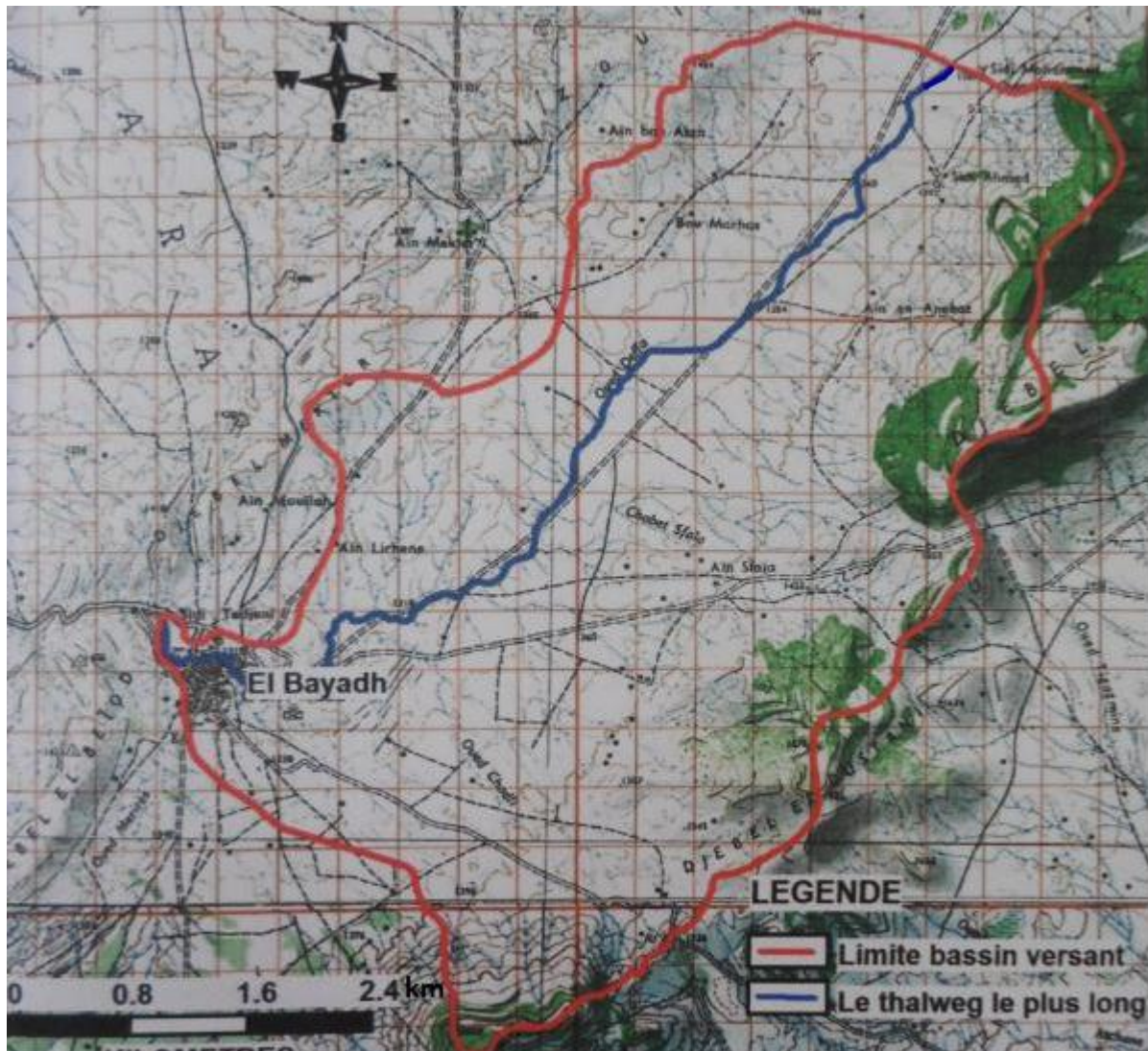


Figure II.3 : Limites du bassin versant de l'oued Deffa.

3 Aperçu climatologique

Sur le plan climatologique, la wilaya est caractérisée par deux périodes principales qui expriment le contraste important durant l'année à savoir :

- Un hiver rigoureux avec de fréquentes chutes de neige.
- Un été chaud et très sec.

3.1 Température

La température est l'un des principaux facteurs conditionnant le partage des eaux météoriques. Elle conditionne l'enneigement, le gel, la fonte des neiges et la condensation. Aussi, elle influe sur l'évaporation ainsi que sur la vapeur d'eau atmosphérique qui alimente les précipitations.

La température mensuelle maximale à lieu au mois de juillet, elle est de l'ordre 34,4°C et la température mensuelle minimale à lieu au mois janvier, elle est de l'ordre -0,7°C pour l'année 2014.

Le tableau II.2 donne les résultats des stations représentatives de la zone d'étude :

Tableau II.2:Répartition de la température pour l'année 2014.

Mois	Sept	Oct	Nov	Dec	Jan	Fév.	Mar	Avr.	Mai	Juin	Juill.	Août
T _{max} (°C)	30,7	19,6	13,2	9,6	10,3	12,2	13,8	21,4	23,0	28,2	34,4	34,0
T _{min} (°C)	17,1	9,1	5,2	3,5	-0,7	1,7	3,7	10,1	12,1	15,5	20,6	20,9
T _{moy} (°C)	23,9	14,35	9,2	6,55	4,8	6,95	8,75	15,75	17,55	21,85	27,5	27,45

Source : Centre climatologique d'El Bayadh.

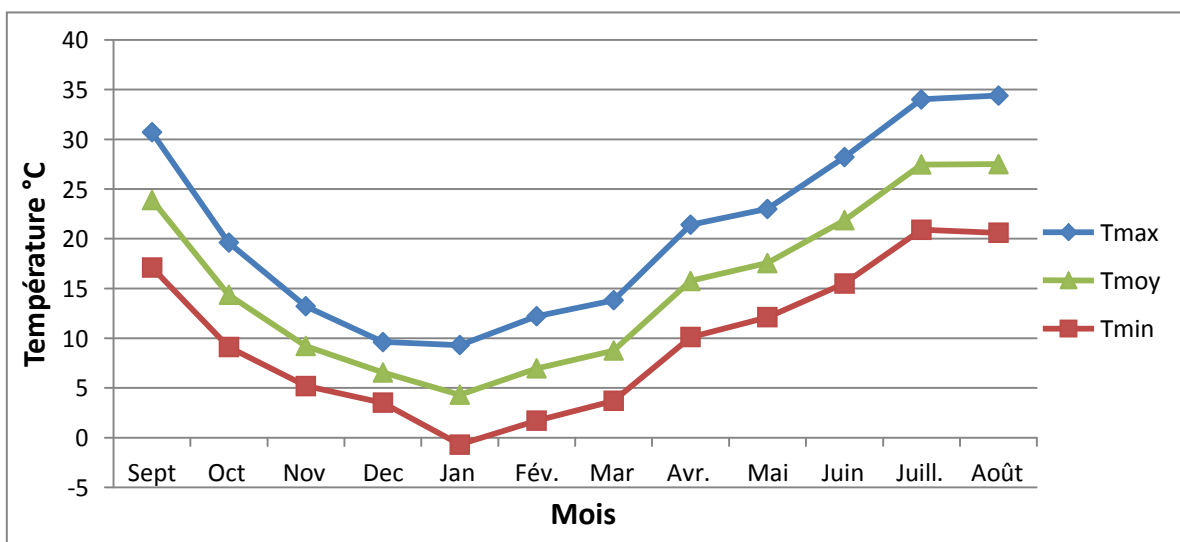


Figure II.4:Variation mensuelle de la température.

3.2 Le vent

Les vents locaux ont parfois plus d'importances que les vents généraux. Les vents d'altitude sont modifiés dans leurs directions et intensités du fait du relief, de la rugosité et des effets thermiques.

Les vents généraux sont variables suivant les saisons.

La vitesse des vents n'est pas mesurée mais estimée d'après une échelle graphique dont les degrés sont les suivants (ONM) :

- 0 → calme ;
- 1-2 → vent faible ;
- 3-4 → vent modéré ;
- 5-6 → vent assez fort ;
- 7-8 → vent fort ;
- 9 → violent.

Le tableau II.3 illustre les vitesses de vents pendant l'année.

Tableau II.3: répartition mensuelle de la force moyenne des vents (station d'El Bayadh 1995-2014)

Mois	Sept	Oct	Nov	Déc	Jan	Fév	Mars	Avril	Mai	Juin	Juil	Aout
Vitesse m/s	3,3	2,9	3,1	3,0	3,4	3,0	3,5	3,9	3,8	3,5	3,7	3,4

Source : Centre climatologique d'El Bayadh

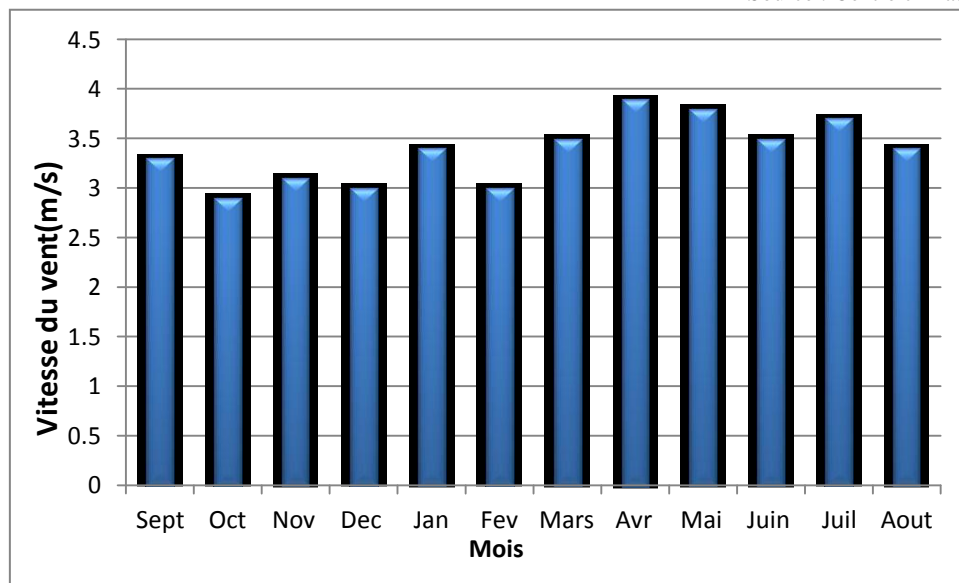


Figure II.5: Répartition mensuelle de la force des vents.

3.3 Pluviométrie

Sous le terme «précipitation», on englobe toutes les eaux météoriques qui tombent à la surface d'un bassin versant (pluies, neiges, gel, ...). Les précipitations constituent l'élément le plus important du bilan hydrique.

Le réseau pluviométrique de ce bassin dispose uniquement d'une seule station, située à El Bayadh (Tableau II.4). Quant au réseau hydrométrique, il est quasi inexistant, pour cela l'éventualité d'installer une station hydrométrique au niveau de ce bassin versant est à étudier très sérieusement vu le caractère hydrographique très névralgique de cette zone.

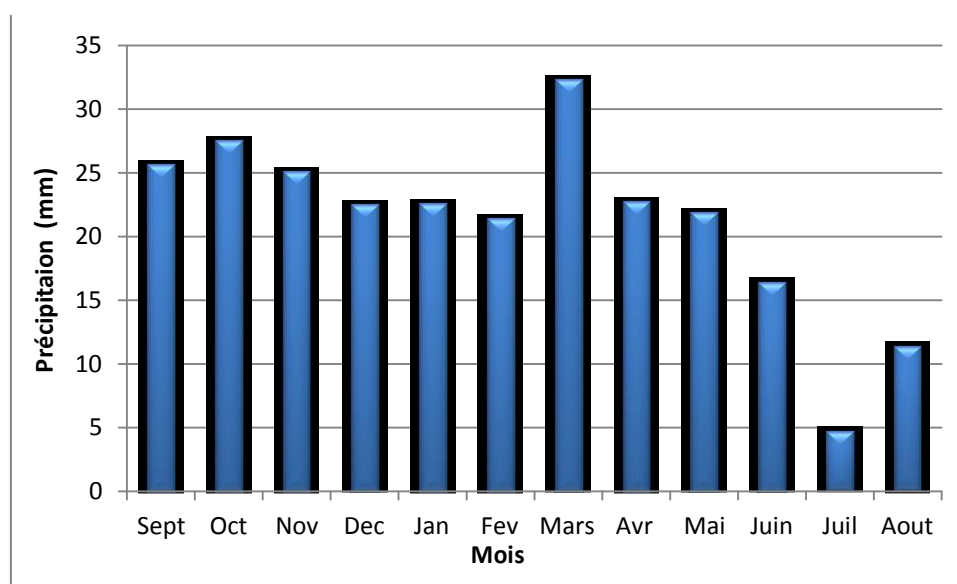
Tableau II.4: Identification de la station pluviométrique.

La station d'ElBayadh	Code	X (Km)	Y (Km)	Z(m)	Période d'observation
	81202	342,2	59,1	1321	1977- 2014

Les valeurs traitées sont celles de la station d'El-Bayadh qui sont représentatives de notre zone d'étude couvrant la période allant de 1977 à 2014. La répartition moyenne des pluies donne un maximum caractéristique de la région au mois de mars 32.3mm, accentué par les effets orageux de saison. Les valeurs, plus ou moins homogènes sur toute l'année, sont indiquées dans le tableau II.5 ;

Tableau II.5: Précipitation moyenne mensuelle de la région d'étude sur la période 1977-2014 (station d'El Bayadh).

MOIS	Sept	Oct	Nov	Dec	Jan	Fev	Mars	Avr	Mai	Juin	Juil	Aout
P.Moy (mm)	25,6	27,5	25,1	22,5	22,6	21,4	32,3	22,8	21,9	16,4	4,7	11,4

**Figure II.6:** Précipitations mensuelles moyennes sur la période 1977-2014.

3.4 Evaporation

On remarque que la valeur moyenne mensuelle maximale de l'évaporation est de 512,5 mm ; tandis que la valeur moyenne mensuelle minimale de l'évaporation est de 77,5 mm (Tableau II.6).

Tableau II.6: Valeurs moyennes mensuelles de l'évaporation.

Mois	Jan	Fev	Mar	Avr	Mai	Jui	Juill	Août	Sep	Oct	Nov	Dec
Evaporation (mm)	77,5	100,7	184,1	223,6	374,7	408,1	512,5	479,7	295,3	216,6	135,8	83,1

4 Végétation

Fortement liée au sol et climat, la végétation dans cette zone présente des caractéristiques similaires à celles du milieu physique. La végétation prédominante est celles de la steppe, les forêts ne sont présentées que sur les sommets des montagnes de l'atlas Saharien.

Dans de l'atlas Saharien, les parcours sont variés et sont compris entre les isohyètes de 300 mm et 400 mm, il s'agit des zones steppiques les plus favorisées.

5 Situation topographique

La zone d'étude se situe dans la partie Atlas centre dont le relief se caractérise par la présence de plusieurs Djebels généralement d'orientation Nord, sud, sud-Ouest, les plus importants Djebels sont : le Ksel, Oustani, Bouderga, Roundjaia et Arif avec des altitudes variant entre 1428m et 1950m.

6 Contexte géologique et structural

6.1 Géologie

La région d'El Bayadh couvre une partie des plus typiques de l'atlas saharien entre la région occidentale des grands affleurements jurassiques et celle plus orientale où dominent les terrains crétacés.

L'une de ses diagonales touche aux hauts plateaux vers le Nord-Ouest et effleure le Sahara vers le Sud-Est, coupant toute la série des plis Sud-Ouest et Nord-Est qui constituent les chaînes atlasiques du Sud.

Abstraction faite de quelques pointements de Trias diapyr et des atterrissements continentaux tertiaires et quaternaires, les terrains qui affleurent vont du callovien inférieure au Turonien. Les principaux traits de la morphologie sont constitués par des anticlinaux formés de deux séries gréseuses : l'une d'âge Lusitanien s.l. (du callovien inférieur), l'autre correspondant sensiblement au sommet de Jurassique et à la base du crétacé, auxquels il convient d'ajouter quelques synclinaux perchés céno-mano-turonien. Les reliefs moins accentués et les dépressions correspondent aux affleurements crétacés inférieurs marins ou continentaux.

La figure II.8 montre les formations géologiques du bassin d'oued Deffa qui se trouve au niveau de la diagonale qui touche les hauts plateaux vers le Nord-Ouest de l'Atlas Saharien.

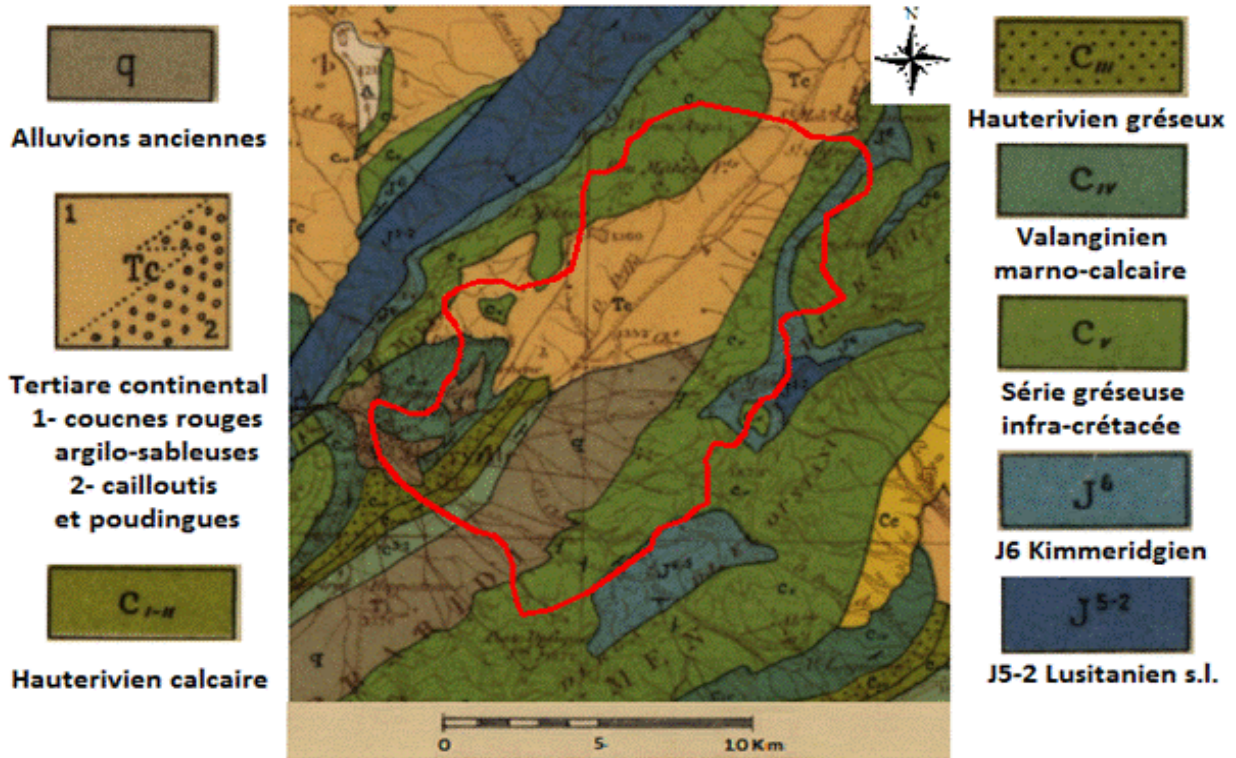


Figure II.7 : Carte géologique de la région (extrait de la carte géologique de l'Algérie) (ANRH).

Lusitanien s.l. une puissante série gréseuse pouvant atteindre et même dépasser 1000 m s'étend sans discontinuité du Callovien à Macrocephalidés au Kimmeridgien.

Elle comprend des grès bien lités, en bancs de 1 à 2 m, se débitant en blocs parallélépipédiques de teinte sombre avec, fréquemment, des lits psammitiques durs, verts-foncée. Des bancs de calcaire jaune et de dolomie gris-bleuâtre, cristalline, à patine rousse, permettent de la distinguer des autres séries gréseuses ; mais il existe souvent, vers le haut, plusieurs centaines de mètres de grès rose en gros bancs, sans intercalation calcaréo-dolomitique qui ne se différencient en rien de la série gréseuse infra-crétacée. Les bancs calcaires contiennent des bivalves en mauvais état de conservation et de rares Trigonies. La série se termine parfois par un niveau à plantes. Lorsque le Callovien inférieur existe la série est bien limitée vers le bas, mais, en certains points, la puissance de la formation dépasse 1000 m sans que l'on aperçoive la base. Il est possible alors que le faciès gréseux se poursuive vers le bas et que la série comprenne une partie du Dogger.

Kimmeridgien. Cet étage est constitué par les calcaire bleu-foncé de puissance très variable. Au Nord-ouest d'El Bayadh, où il est particulièrement développé, il a fourni une faune assez abondante, comprenant entre autre : *Mytilusjurensis*, *Ceromyaexcentrica*, *Terebraturasubsella* et de nombreux oursins. Sa puissance dépasse là, une cinquantaine de mètres ; elle est plus forte encore au S E de la feuille (Dj. Debissa), mais elle est en général bien inférieure et ce réduit jusqu'à disparition complète vers l'Ouest.

Notons la présence fréquente de bois silicifiés (en particulier dans le Dj. Debissa où des troncs de plusieurs mètres apparaissent dans les bancs calcaires) et de niveaux à plantes (*Phlebopteris* et *Weichselia*).

Série gréseuse infre-crétacée. 500 à 600 m de grès sont compris entre les calcaires kimmeridgien et les premiers bancs marneux attribués au Néocomien. Rien ne permet de dater avec plus de précision cette série de passage du Jurassique au Crétacé. Lorsqu'ils affleurent largement, ces grès peuvent être distingués du Barrémo-albien : ils sont plus durs, plus régulièrement stratifiés, fortement patinés de noir, et constituent les reliefs les plus énégiques de la région d'El Bayadh. La présence fréquente de ripple-mark, la rareté des stratifications entre-croisées font penser qu'il s'agit d'un dépôt marin.

Tertiaire continental. Le «Terrain des Gours» (Mio-Pliocène) revêt deux faciès souvent superposés mais parfois synchroniques.

Couches rouges argilo-sableuses : la plus grosse épaisseur des atterrissements tertiaires et formée d'un sable argileux rouge, parfois aggloméré en grès tendre, d'autre fois très friable. Vers le haut, des concrétions annoncent fréquemment la carapace calcaire superposée.

Cailloutis et poudingues : à la base et au contact des massifs jurassiques et crétacés, sur toute épaisseur, ce sont des poudingues plus ou moins cimentés et des cailloutis mal roulés et calibrés. Ces formations de base présentent parfois un pendage notable qui peut être le plus souvent original mais qui témoigne d'autres fois de mouvements tectoniques contemporains du remplissage tertiaire.

Hauterivien calcaire. Comprend 50 à 200 m d'argile à gypse surmontées de 70 à 80 m de calcaires jaunes et gris à lumachelles avec Térébratules, etc... Les argiles à gypse se terminent en biseau vers le Sud-ouest. Les calcaires jaunes diminuent sensiblement de puissance vers l'Ouest ; dans la plaine d'El Bayadh ils n'ont que quelques dizaines de mètres d'épaisseur.

Hauterivien gréseux. Une assise gréseuse de 150 m de puissance est très constante au-dessous des argiles et calcaires à térébratules et petites huîtres de l'Hauterivien ; son faciès est identique à celui de la série continentale barrémo-albienne qu'elle rejoint vers le Sud lorsque les calcaires hauteriviens disparaissent.

Valanginien marno-calcaire. Dans les environs d'El Bayadh ou elle est bien développée, cette formation comprend, de bas en haut :

200 m environ de marnes gris-bleuâtre avec deux dalles de lumachelle à petites huîtres et mauvais bivalves ; 200 m environ d'argile versicolores à gypse ; 150 m environ de calcaire gris ou jaune, scoriacé, vacuolaire, à aspect de cargneule.

Vers le Nord-Est les niveaux calcaires se développent et la puissance de la formation augmente ; vers le Sud-Est les bancs calcaires disparaissent au profil des argiles et d'intercalations gréseuses ou grésos-argileuses, tandis que la puissance totale de l'ensemble diminue de moitié.

Alluvions anciennes : Elles constituent le remplissage de certaines grandes dépressions (Plaines d'El Bayadh). Leur teinte est pourtant, en générale, d'un brun plus sombre que les couches rouges tertiaires et leurs éléments plus grossiers.

En conclusion, la présence des terrains imperméables tell que les Alluvions et les terrains Tertiaires continentaux peut influencer sur la genèse des crues au niveau du bassin versant.

6.2 Cadre structural

Le synclinal d'El Bayadh a subi des poussées latérales et obliques avec surélévation de la partie Sud-Est. Par la suite, deux poussées profondes verticales, au Sud-Ouest et au Nord-Est de la ville se sont manifestées essentiellement sous la partie Nord-Ouest, en position base. Ces deux poussées ont pu provoquer les bombements du Kimméridgien avec étirement et diminution de puissance. Ces deux poussées pourraient être la cause de la formation de plusieurs compartiments gréseux décalés verticalement et latéralement par le jeu des failles transversales.

Les formations placées au-dessus du Kimméridgien gréseux ont suivi le mouvement pour être plus tard soumises aux phénomènes d'érosion d'âge tertiaire et quaternaire.

Tout le long de sa formation, cette partie a subi une série de mouvement tectonique souples et cassantes. Ces événements ont commencé au cours du Mésozoïque par une tectonique cassante à l'échelle régionale. Elle est représentée par un système de failles de grande envergure dont l'orientation générale est Sud-Ouest Nord-Est.

Il semblerait que les mouvements les plus importants et constituant la phase majeure, se soient déroulées pendant l'Eocène. Les conséquences de ces mouvements sont une intense tectonique plissée qui a donné des structures de types synclinaux et anticlinaux, allongés en forme de gouttière et de direction Sud-Ouest Nord-Est.

Les synclinaux à fond plat et en forme de " coffrets " séparés par les anticlinaux, dont les crêtes forment les Djebels actuels.

Au Nord, la limite septentrionale avec les hautes plaines se fait par un ensemble d'accidents complexes, peut-être de type décrochant avec rejet ; tandis qu'au Sud la limite méridionale est caractérisée par un système de " sillons " en bordure de la flexure Sud Atlasique, sillons qui sont dus probablement à la surélévation de l'Atlas Saharien et aux mouvements transversaux qui y ont aidé.

7 Situation Hydrogéologique

Tous les aquifères sont drainés successivement par plusieurs sources qui aboutissent dans l'oued Mérides et dans l'oued El Biodh.

Les principaux aquifères vont successivement du bord du synclinal vers le centre :

- Le kimméridgien moyen gréseux sus-jacent aux A.L.V (capté par le forage F.II).
- Le kimméridgien supérieur gréseux (naissance de l'Ain Mérides inférieure)
- Les terrains sédimentaires ; tertiaire a continental (T.C) et quaternaire (Q).
- Les autres formations comme le kimméridgien moyen marneux à gypse peuvent contenir des horizons aquifères de très faible puissance.

8 Hydrographie

Sachant qu'aucun d'eux ne coule d'une façon permanente, plusieurs cours d'eau traversent le territoire de la commune. Il s'agit de torrents intermittents qui grossissent avec les crues et qui disparaissent pendant la période sèche. Les principaux Oueds se distinguent comme suit :

-Oued EL Biodh : il prend sa source dans le Djebel Ksel et se jette dans le chott et qui traverse l'agglomération chef-lieu dans sa partie(Graba).

-Oued Zouireg et Oued Deffa ainsi que d'autres torrents sans noms forment une seule rivière au GhedirMelaga. Ce courant disparaît aux environs de Rogassa avec l'oued Medroussa. Ces rivières prennent leur source au Djebel Mekter et Zouirga.

9 Crues dans le bassin d'Oued Deffa

9.1 Historique des crues

Nous avons essayé de retrouver un historique des crues, malheureusement, nous avons récupéré qu'un document établi par la DRE d'El Bayadh plus quelques informations depuis le centre de la protection civile.

Le tableau II.7 récapitule des inondations allant de 1990 à 2011. Il faut souligner que selon les informations recueillies, des inondations d'une grande violence ont eu lieu en 2008 et particulièrement le 1^{er} au 2 octobre 2011.

Tableau II.7: Inventaire des crues.

DAIRA	DATE	LIEU	DEGÄTS			CAUSES ET TYPES D'INONDA TIONS	LES PLUIES (en mm)
			HUMAINS	SINISTRÉS	MATER ERLS		
EL-BAYADH	03-04/01/1990	Oued Deffa centre-ville	/	06 sinistrés	/	Neige	16,8mm
EL-BAYADH	13-14-15/03/1991	Oued Deffa	/	214 sinistrés	/	Pluies	45mm
EL-BAYADH	18/10/1991	Oued Deffa	12 blessés	09 sinistrés	/	Pluies	22mm
EL-BAYADH	01/06/1993	Oued Deffa	03 morts	20 sinistrés	/	Pluies	43mm
EL-BAYADH	22-23/09/1994	Oued Deffa	/	04 sinistrés	/	Pluies abondantes	23mm
EL-BAYADH	27/02/1995	Oued Deffa	/	12 sinistrés	/	Chute de neige	15mm
EL-BAYADH	09/04/1997	Oued Deffa	01 mort	/	/	Pluies	18mm
EL-BAYADH	23/10/2000	Oued Deffa	03 morts	/	/	Pluies abondantes	29mm
EL-BAYADH	29/03/2004	Oued Deffa	02 morts	/	04 Véhicul es	Pluies abondantes	35mm
EL-BAYADH	22/04/2004	Oued Deffa	/	25 sinistrés	02 camions	Pluies abondantes	15mm
EL-BAYADH	29/04/2004	Oued Deffa	01 blessé	39 sinistrés	01 Véhicul e	Pluies	11mm
EL-BAYADH	23/05/2004	Oued Deffa	/	20 sinistrés	/	Pluies	23mm
EL-BAYADH	01-02/10/2011	Oued Deffa	14 morts	400 sinistrés	8 Véhicul es	Pluies	33,4mm

9.2 Inondations du 1^{er} au 2 octobre 2011

Depuis l'annonce du bulletin météorologique spécial (BMS) le jeudi 29 septembre 2011, signalant l'arrivée d'une importante activité pluvio-orageuse, un temps orageux accompagné d'une baisse sensible de température a envahi la région des hauts plateaux. Une situation atmosphérique critique a été observée, l'après-midi du 01 octobre, où une masse nuageuse a couvert une grande partie du ciel accentuant très fortement sa nébulosité, générant brutalement des orages de forte intensité.

Selon des sources de la DRE d'El Bayadh, le niveau d'eau serait monté d'une hauteur d'eau avoisinant les 8-9 mètres. Ceci montre que les inondations ont été d'une extrême violence.

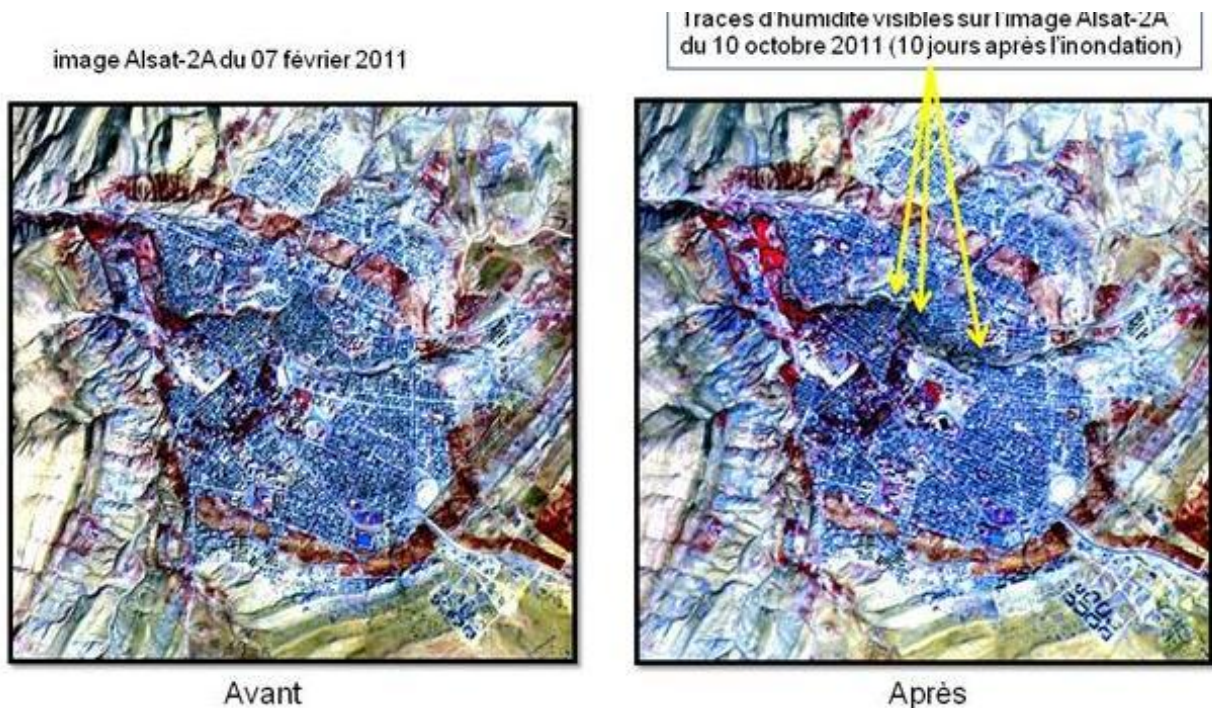


Figure II.8: Détection de la zone inondée par l'identification de traces d'humidité de l'oued Deffa, grâce à une analyse diachronique des images Alsat-2A, prises avant les inondations (image de gauche) et après (image de droite) (ASAL).

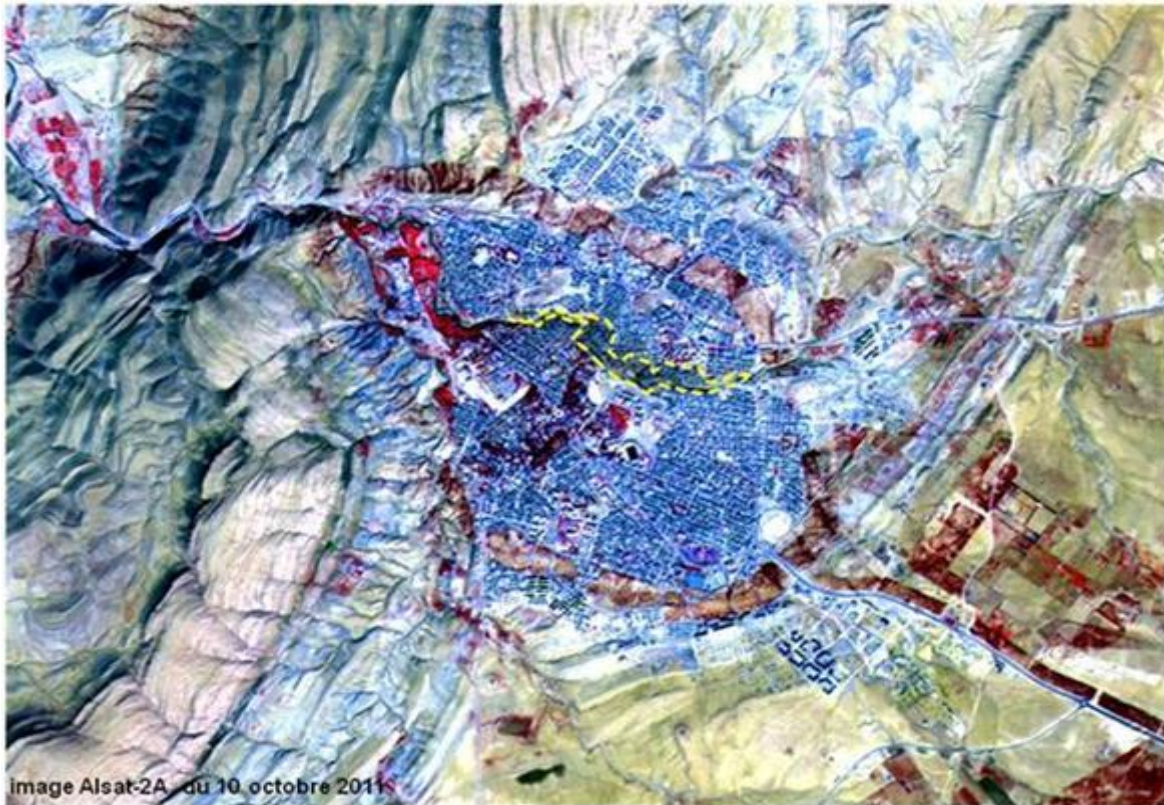


Figure II.9 : Vue globale de la zone inondée(en jaune) détectée sur les images d'ASAL.

9.3 Dégâts causés par les inondations du 1^{er} octobre 2011

La zone urbaine de cette ville a été frappée par un épisode pluvieux plus ou moins exceptionnel quant à l'ampleur des dégâts occasionnés dans cette ville jamais enregistré depuis plus d'un siècle selon le témoignage de la population riveraine. L'oued Deffa qui traverse la ville a été envahi par une crue très significative en terme de violence du ruissellement, enregistrant de nombreuses victimes au sein de la population. Ainsi, il a été dénombré un bilan très lourd faisant état d'au moins quatorze (14) morts et occasionnant des dégâts matériels considérables après que l'oued ait débordé pour s'infiltrer brutalement dans toutes les habitations à proximité de l'oued à 300 mètres de part et d'autre de son lit naturel.

De ce fait des centaines d'habitations situées de part et d'autre du cours d'eau ont été envahies par une crue violente atteignant une hauteur estimée à près de 5 à 6 mètres, ce qui a provoqué l'effondrement de certaines habitations. L'accès urbain est difficile étant donné que les rues étaient couvertes de coulées boueuses. Plusieurs ponts (moyens et grands ouvrages) ont été effondrés par la violence et la rapidité de la crue.

D'une manière générale, cet événement hydrologique représente un caractère remarquable très localisé sur la ville d'El-Bayadh, généré par une perturbation météorologique d'origine atlantique. La période de retour de ce phénomène est estimée statistiquement, tenant compte de la pluviométrie journalière, à une période de retour de l'ordre de cent ans.

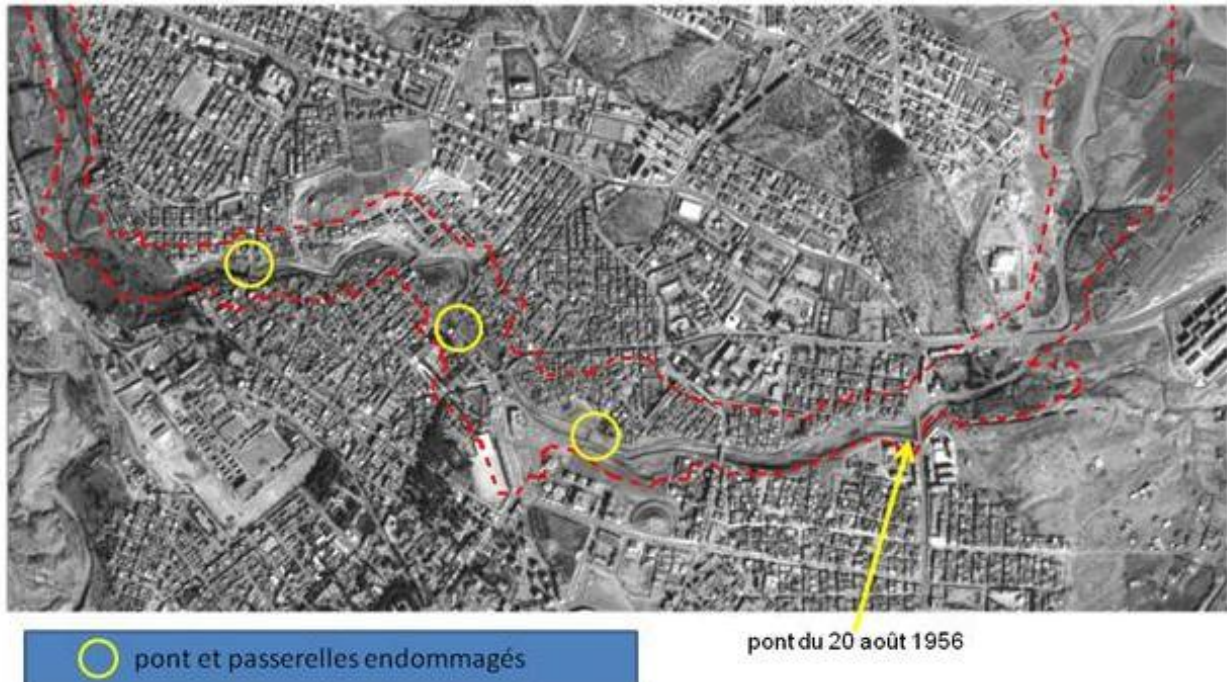


Figure II.10: Impact des inondations sur les ponts de la ville d'El Bayadh.



Figure II.11: Impact de l'inondation visible sur les images du satellite au niveau du pont « Mahboula » reliant les deux rives, dont une partie a été emportée par les eaux.



Figure II.12: Délimitation (ligne rouge en pointillé) de la zone inondée réalisée à partir des images du satellite montre que les eaux de la crue du 1 octobre 2011, ont débordé sur la rive droite en amont de la ville.

10 Caractéristiques hydromorphométriques du bassin versant

La détermination des caractéristiques du bassin versant consiste à calculer, ou évaluer, les paramètres explicatifs, indispensables à l'évaluation des débits de crues.

10.1 Morphométrie

Les différents paramètres sont calculés à partir de carte topographique à l'échelle 1/100000.

Ces paramètres sont résumés dans le tableau II.12.

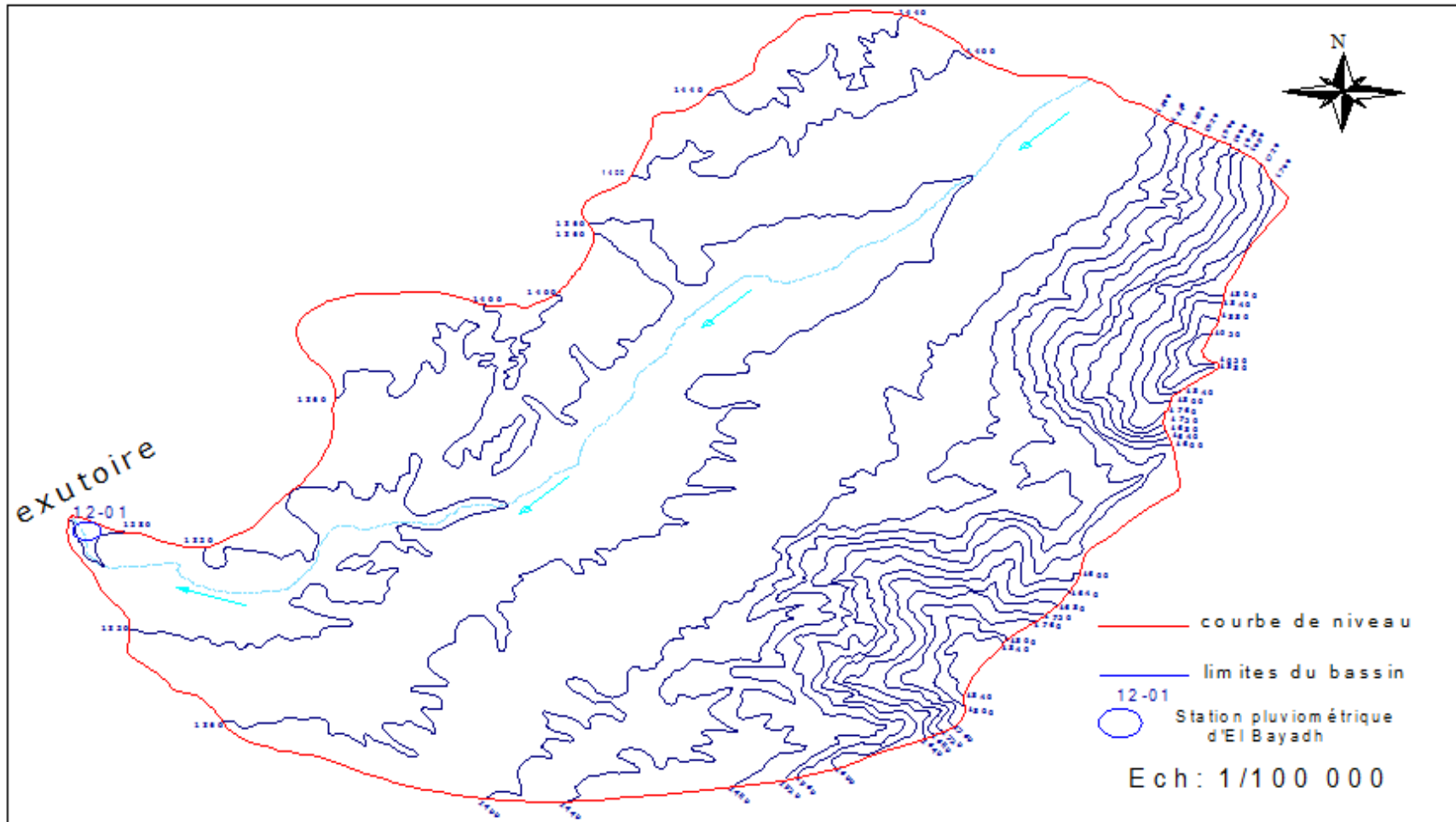


Figure II.13: Limite du Bassin Versant.

10.2 Caractéristiques de forme

Les caractéristiques de la forme se calculent aisément à partir de cartes topographiques.

La forme d'un bassin versant a un impact direct sur la façon dont le ruissellement s'accumule à l'exutoire c'est-à-dire l'écoulement global de ce bassin. Il existe différents indices morphologiques permettant de caractériser les écoulements, mais aussi de comparer les bassins versants entre eux.

10.2.1 L'indice de compacité de Gravelius « K_G »

L'idée la plus simple est de comparer le bassin étudié à un bassin de forme standard. C'est ainsi que Gravelius (1861-1938), a proposé en 1914 le coefficient de compacité ("compactness coefficient") défini comme le rapport du périmètre du bassin à celui d'un cercle de même surface (Benjoudi, H & Hubert, P. décembre 2002).

Si le périmètre du bassin versant est noté P et sa surface S , le coefficient de compacité s'exprime par :

$$K_G = \frac{P}{2\sqrt{\pi \cdot S}} \approx 0,28 \cdot \frac{P}{\sqrt{S}} \quad (\text{II.1})$$

P : Périmètre du bassin versant (50,6 km) ;

S : Surface du bassin versant (134 km²).

$$K_G = 1,22.$$

Cet indice se détermine à partir d'une carte topographique en mesurant le périmètre et la surface du bassin. Il est proche de 1 pour un bassin versant de forme quasiment circulaire et supérieur à 1 lorsque le bassin est de forme allongée, tel qu'illustré par la figure II.14 :

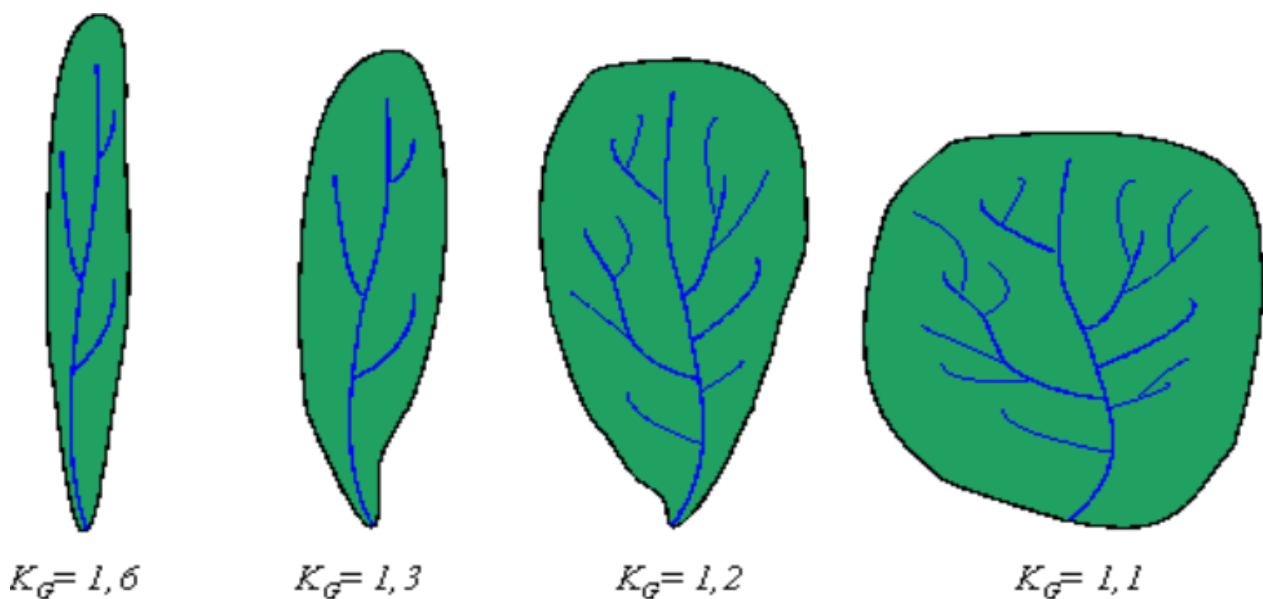


Figure II.14: Différentes formes de bassin versant et indices de compacité de Gravelius correspondants.

La valeur de K_G indique que notre bassin est semi allongé.

10.2.2 Relief

L'influence du relief sur l'écoulement est encore plus évidente, car de nombreux paramètres hydrométéorologiques varient avec l'altitude (précipitations, températures, etc.) et la morphologie du bassin. En outre, une pente plus forte correspond à une durée plus faible de concentration des eaux de ruissellement dans les affluents et le cours d'eau principal.

10.2.2.1 Répartition et courbe hypsométrique

La courbe hypsométrique d'un bassin versant est la courbe représentative de l'altitude en fonction de la superficie du bassin. Cette courbe donne en abscisse la surface A (en km² ou en % de la surface totale), les altitudes sont supérieures à une cote H donné en ordonnée. Cette courbe fournit une vue synthétique de la pente du bassin, donc du relief.

Les courbes hypsométriques restent un outil pratique pour comparer plusieurs bassins entre eux ou les diverses sections d'un seul bassin.

Tableau II.8: Surfaces partielles du bassin versant par tranche d'altitude.

Altitude	Surfaces partielles	Surface partielles	Surfaces cumulées
m	Km ²	%	%
1950 à 1920	1	0.75	0.75
1920 à 1840	1.5	1.12	1.87
1840 à 1760	1.6	1.19	3.06
1760 à 1680	4.09	3.05	6.11
1680 à 1600	4.9	3.66	9.77
1600 à 1520	7.73	5.77	15.54
1520 à 1440	15.43	11.51	27.05
1440 à 1360	60	44.78	71.83
1360 à 1280	37.55	28.02	99.85
1280 à 1270	0.2	0.15	100

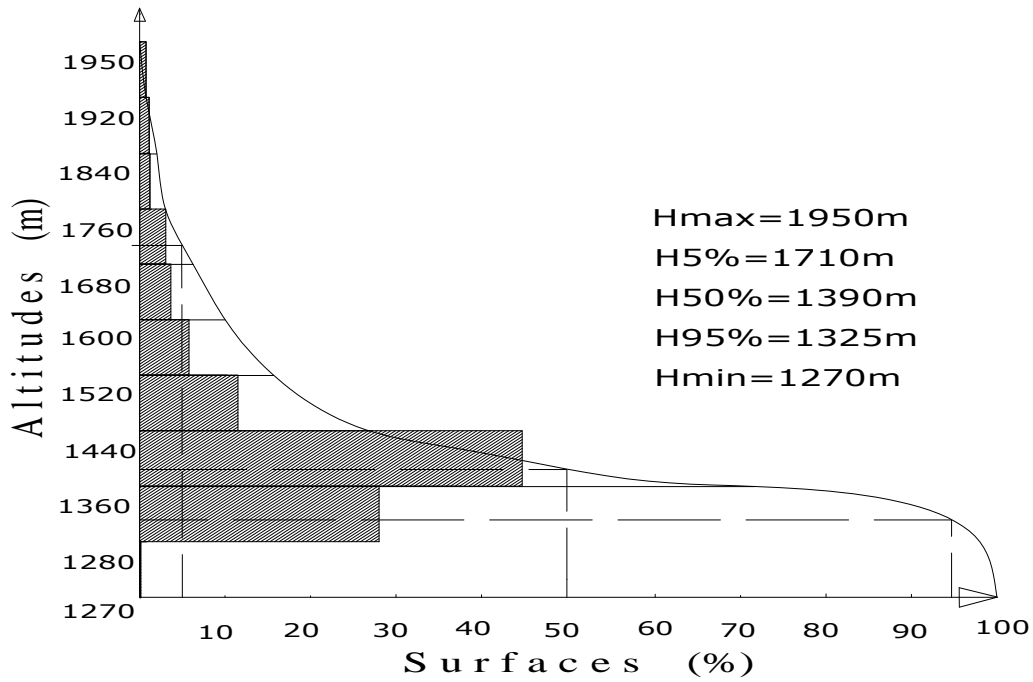


Figure II.15: Répartition et Courbe hypsométrique.

10.2.2.2 Altitudes caractéristiques

Elles sont obtenues directement à partir de cartes topographiques. L'altitude maximale représente le point le plus élevé du bassin tandis que l'altitude minimale considère le point le plus bas.

$$H_{\max} = 1950 \text{ m NGA} \quad H_{\min} = 1270 \text{ m NGA}$$

L'altitude médiane ou H_{50%} est déterminée sur la courbe hypsométrique.

$$H_{\text{méd}} = 1390 \text{ m NG}$$

L'altitude moyenne H_{moy} est calculée par la formule suivante :

$$H_{\text{moy}} = \frac{\sum_{i=1}^n S_i \cdot H_i}{S} \tag{II.6}$$

$$\text{Avec : } H_i = \frac{H_{i+n} + H_n}{2} \tag{II.7}$$

Tableau II.9: Détermination des altitudes moyennes et des surfaces.

Altitude (m)	Hi (m)	Si.Hi (Km2.m)
1950 à 1920	1935	1935
1920 à 1840	1880	2820
1840 à 1760	1800	2880
1760 à 1680	1720	7034.8
1680 à 1600	1640	8036
1600 à 1520	1560	12058.8
1520 à 1440	1480	22836.4
1440 à 1360	1400	84000
1360 à 1280	1320	49566
1280 à 1200	1240	248

$$H_{\text{moy}} = \frac{191415}{134} = 1428,5\text{m.NGA}$$

10.2.2.3 Indice de pente globale (I_g)

Il est définit comme étant le rapport entre l'altitude comprise entre 5% et 95% de la surface du bassin et la longueur du rectangle équivalant .on prend deux points S₁, S₂ sur l'axe des abscisses tels que 90% de la surface du bassin versant soit comprise entre ces deux valeurs et que 5% de la surface totale du bassin versant soit inférieure à S₁ et 5% soit supérieure à S₂

Les altitudes correspondantes sont lues à partir de la courbe hypsométrique .Il et donné par :

$$I_g = \frac{D}{L} = \frac{H_{5\%} - H_{95\%}}{L} \tag{II.8}$$

H_{5%} et H_{95%} : sont respectivement Les altitudes correspondantes à S_{5%} et S_{95%}

H_{5%} = 1710m ;

H_{95%} = 1325 m.

$$I_g = \frac{1710-1325}{17,3.10^3}.100\% = 2,23\% .$$

10.2.2.4 Pente moyenne des bassins versants (I_m)

La pente moyenne est une caractéristique importante qui renseigne sur la topographie du bassin.

Elle est considérée comme une variable indépendante. Elle donne une bonne indication sur le temps de parcours du ruissellement direct (donc sur le temps de concentration T_c) et influence directement le débit de pointe lors d'une averse.

Elles donnée par :

$$I_m = \frac{\Delta H (0.5l_1 + l_2 + l_3 + \dots + 0.5l_n)}{S} \quad (\text{II.9})$$

$$i_m = 9 \%$$

10.2.3 Réseau d'écoulement

Le réseau hydrographique est une des caractéristiques les plus importantes du bassin, il se définit comme l'ensemble des cours d'eau naturels ou artificiels, permanents ou temporaires, qui participent à l'écoulement.

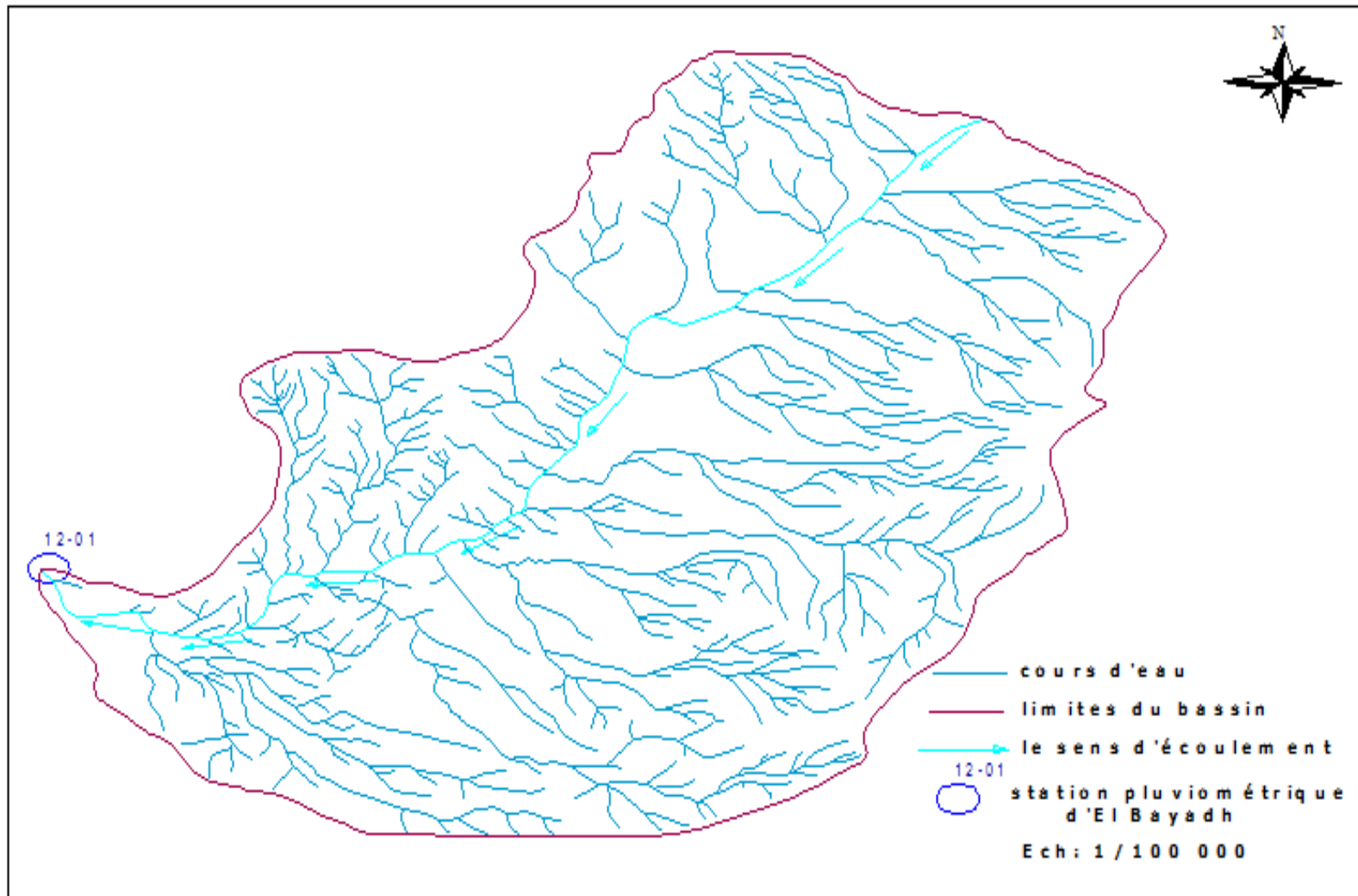


Figure II.16: Réseau hydrographique de l'oued DEFFA.

10.2.3.1 Densité de drainage

Elle se définit par le rapport de la longueur totale des cours d'eau à la surface du bassin versant ;

$$D_d = \frac{\sum L_i}{S} \text{ (II.10)}$$

$\sum L_i$: longueur totale des cours d'eau dans le bassin ;
 S : superficie du bassin versant (km²).

$$D_d = \frac{296,8}{134} = 2,21 \text{ km/km}^2$$

10.2.3.2 Pente moyenne du cours d'eau principal

La pente moyenne du cours d'eau détermine la vitesse avec laquelle l'eau se rend à l'exutoire du bassin donc le temps de concentration. Cette variable influence donc sur le débit maximal observé. Une pente abrupte favorise et accélère l'écoulement superficiel tandis qu'une pente douce ou nulle donne à l'eau le temps de s'infiltrer. Entièrement ou en partie dans le sol.

Le calcul des pentes moyennes et partielles de cours d'eau s'effectue à partir du profil longitudinal du cours d'eau principal et de ses affluents. La méthode la plus fréquemment utilisée pour calculer la pente longitudinale du cours d'eau consiste à diviser la différence d'altitude entre les points extrêmes du profil par la longueur totale du cours d'eau.

$$P_{\text{moy}} = \frac{\Delta h}{\Delta L} \text{ (II.11)}$$

Δh : dénivellation maximale ;
 L : longueur du cours d'eau principal.

$$P_{\text{moy}} = \frac{1950-1270}{19000} * 100 = 3,58\%$$

10.2.3.3 Profil en long

Il s'agit de représenter graphiquement la variation altimétrique du fond du cours d'eau en fonction de la distance. Le profil est établi en portant en abscisse les longueurs développées et en ordonnées les côtes du cours d'eau.

Tableau II.10: Profil en long du cours d'eau principal.

Altitudes (m)	Distances partielles (m)	Distances Cumulées(m)	Altitudes (m)
	0	0	1390
1390-1360	1,46	1,46	1360
1360-1320	3,54	5	1320
1320-1280	11,1	16,1	1280
1280-1270	2,9	19	1270

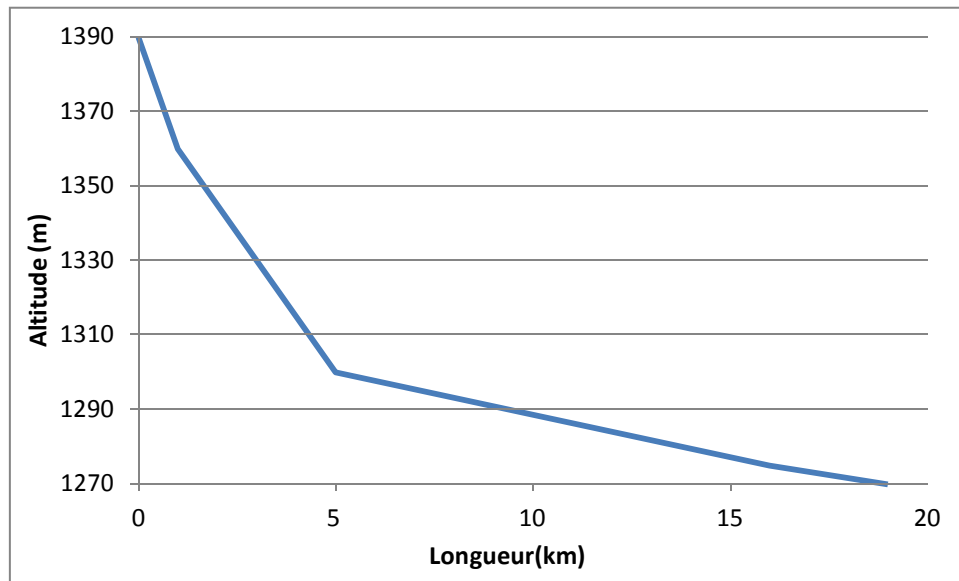


Figure II.17: Profil en long du cours d'eau principal.

10.3 Temps de concentration

Le temps de concentration intervient dans la détermination du débit projet. Il est défini comme étant le maximum de durée nécessaire à une goutte d'eau pour parcourir le chemin hydrologique entre le point le plus éloigné du bassin versant et l'exutoire de ce dernier. Théoriquement, on estime que le temps de concentration est la durée comprise entre la fin de la pluie nette et la fin du ruissellement. Mais pratiquement, il peut être déduit de mesures sur le terrain ou s'estimer à l'aide de formules le plus souvent empiriques.

Le temps de concentration est influencé par diverses caractéristiques morphologiques dont principalement :

- La surface ;
- La forme (surface et longueur) ;
- Le relief du bassin (longueur et pente).

10.3.1 Formule SCS (Soil Conservation Service) (BEMG, 2012)

Cette formule prend en considération la longueur du cours d'eau et la dénivelée :

$$T_c = \left[\frac{0,87 * L^3}{H_{\max} - H_{\min}} \right]^{0,385}$$

10.3.2 Formule de GIANDOTTI:(RAHAI, A. 2007)

$$T_c = \frac{4 \cdot \sqrt{S} + 1.5 \cdot L_p}{0.8 \cdot \sqrt{H_{\text{moy}} - H_{\text{min}}}} \tag{II.13}$$

Avec, **S**: surface du bassin versant (km) ;

L_p : longueur du talweg principal (19 km);

H_{moy} : hauteur moyenne du bassin (1428,5m).

H_{min} : hauteur minimale du bassin (1270m).

$T_c=7,42$ h.

11.3.3 Formule de Turraza

$$T_c = 0,10813 * \sqrt[3]{\frac{S * L}{\sqrt{I}}} \quad (\text{II.14})$$

$T_c= 1$ h.

10.3.6 Formule de VENTURA

La formule de Ventura lie le temps de concentration à la superficie et la pente moyenne du bassin versant :

$$T_c = 0,1272 \sqrt{\frac{S}{i_{\text{moy}}}} \quad (\text{II.15})$$

S : superficie du bassin versant (km²) ;

I : pente moyenne du bassin versant (m/m).

$T_c=4,9$ h.

Les résultats de différentes méthodes sont présentés dans le tableau II.11.

Tableau II.11: Temps de concentration.

Formule	T_c (heure)
Formule SCS (Soil Conservation Service)	2,5
GIANDOTTI	6,42
Turraza	1
VENTURA	4,9

Une valeur de 2,5 h a été prise pour le temps de concentration car elle est proche de la moyenne, ainsi que la durée de la crue du 1^{er} Octobre 2011, elle est de 3 heures.

→ $T_c=2,5$ h.

10.4 Vitesse moyenne de ruissellement

Cette vitesse est donnée par la formule :

$$V_R = \frac{L}{T_c} \quad (\text{II.16})$$

$$V_R = \frac{19}{2,5} = 7,6 \text{ km/h} .$$

Le tableau II.12 regroupe toutes les caractéristiques de notre bassin:

Tableau II.12: caractéristiques hydromorphométriques du bassin versant.

caractéristiques	Valeurs
Surface (km ²)	134
Périmètre du bassin(m)	50,6
Altitude maximale(m)	1950
Altitude minimale(m)	1270
Altitude moyenne(m)	1428,5
Altitude médiane(m)	1390
Indice de pente globale	2,23
Pente moyenne du bassin versant (%)	9
Densité de drainage km /km ²	2,21
Pente moyenne du cours d'eau (%)	3,58
Longueur du cours d'eau principal (km)	19
Indice de compacité de Gravelius	1,22
Temps de concentration (h)	2,5
Vitesse moyenne de ruissellement (km /h)	7,6

Conclusion

La région d'El Bayadh est soumise à chaque événement pluvial à des inondations, dont la crue la plus dangereuse c'est celle du premier octobre 2011, engendrant des dégâts matériels et des pertes humaines importantes. A cet effet, une estimation des débits des crues doit être nécessaire pour palier à ce phénomène.

Chapitre III

Introduction

La conception de tout ouvrage hydraulique nécessite que ce soit précisé le niveau de performance souhaité. Ce niveau de performance est souvent déterminé en fonction des dommages potentiels et de la sévérité des aléas météorologiques susceptibles d'entraîner une rupture, un dysfonctionnement ou un dépassement de capacité de l'ouvrage en question.

Ainsi, dans le cas des infrastructures de gestion des eaux pluviales, la dimension des différentes composantes du système (conduites, bassins de rétention, etc.) est établie en fonction de la période de retour des événements de pluies intenses (Bourrier, 1981).

Cette information est souvent exprimée sous la forme de courbes Intensité-Durée-Fréquence (IDF) obtenues à partir d'une étude statistique des événements extrêmes enregistrés sur un territoire donné.

1 Présentation et traitement des données disponibles

Le passage par la collecte de données est le chemin le plus difficile pour chaque début d'études, surtout au niveau des régions qui disposent très peu d'informations ; et c'est le cas de notre région.

Les événements pluvieux extrêmes sont analysés en considérant seulement les séries provenant des enregistrements pluviographiques. La série des données pluviométriques sera seulement utilisée comme série de référence pour vérifier la fiabilité de la série pluviographique.

Les données pluviométriques sont disponibles sur la période de 1978/79 jusqu'au 2013/14. Les séries pluviographiques couvrent les périodes allant du 24 Décembre 2002 au 30 Juin 2014.

Le dépouillement a été fait pour les différentes durées d'agrégation (15, 30, 60, 120, 180 et 360min.) pour l'ensemble des épisodes pluvieux enregistrés soit 340 averses.

Tableau III.1 : Répartition des averses par année et par mois pour la station d'El Bayadh.

Mois Année	S	O	N	D	J	F	M	A	M	J	J	A	Nb d'avers/an
2001/2002				2	0	1	0	8	0	0	0	4	15
2002/2003	1	2	0	0	0	0	0	2	0	1	0	1	7
2003/2004	1	9	0	8	0	6	1	1	9	2	2	5	44
2004/2005	2	0	4	5	0	0	0	0	0	2	6	2	21
2005/2006	/	/	/	/	/	/	/	/	/	/	/	/	0
2006/2007	/	/	/	/	/	/	/	/	/	/	/	/	0
2007/2008	/	/	/	/	/	/	/	/	/	5	0	1	6
2008/2009	7	19	1	6	7	4	4	7	1	2	1	2	61
2009/2010	15	1	2	6	0	0	0	0	6	0	0	0	30
2010/2011	4	4	4	1	4	2	3	10	6	5	3	3	49
2011/2012	7	6	4	3	3	3	3	3	0	2	2	2	38
2012/2013	0	0	5	4	3	1	3	2	0	0	2	0	20
2013/2014	2	4	2	8	5	6	12	3	5	2	/	/	49
Nb d'avers/mois	39	45	22	43	22	23	26	36	27	21	16	20	340

Le plus grand nombre d'averses enregistrées est : 61 averses, pendant l'année hydrologique 2008/2009 avec un pourcentage de 17,94% du totale des épisodes pluvieux ; et le mois d'Octobre c'est le mois qui contient le nombre le plus important des averses avec une valeur de 45 averses.

La plus forte averse enregistrée au niveau de la station est : 175mm de pluie tombée en 10 heures, le 17 Mai 2014.

L'analyse des durées des 340 épisodes pluvieux enregistrés à la station d'El Bayadh montre que plus de 50% des averses ont une durée inférieure à 3 heures (180min).

Pour les épisodes pluvieux ayant une durée moins de 6 heures plus de 86% de ces épisodes sont tombés pendant les 3 premières heures avec des intensités plus fortes sur de courtes durées puis d'intensités moindres et uniformes sur des longues durées.

Il est à noter que les intensités les plus variables et les plus fortes qui peuvent engendrer des crues ayant des durées inférieures ou égales à 3 heures pour cette raison les courbes IDF seront construites pour des durées d'agrégations de 15, 30, 60, 120 et 180min.

La constitution de série statistique est un processus long, et au cours duquel de nombreuses erreurs, de nature fort différentes, sont susceptibles d'être commises.

Des erreurs peuvent en effet être perpétrées lors de l'une ou l'autre des quatre phases du déroulement classique des opérations, soit :

- la mesure ;
- la transmission de l'information ;
- le stockage de l'information ;
- le traitement de l'information (prétraitement et analyse).

Il est donc légitime, avant d'utiliser des séries de données, de se préoccuper de leur qualité.

1.1 Contrôle de la qualité des séries des enregistrements pluviométriques

Les séries pluviométriques journalières retenues comptent des déficiences, à savoir; 1,48% de lacunes ce qui correspond généralement à l'absence de mesures pour les mois Juin/Juillet et Août. Cette anomalie ne constitue en aucun cas une contrainte car sur toute la période de fonctionnement de la station les pluies mensuelles sont nulles. Beaucoup d'études des pluies se sont faites en absence des données, (Muller, 2006) dans l'étude du comportement asymptotique de la distribution des pluies extrêmes pour la ville de Marseille (France), disposait de longues séries de mesures avec moins de 10% de lacunes. De même, Roudier et al (2010) dans une étude des pluies maximales journalières annuelles au Sud du Mali, ont considéré 51 stations de mesures pluviométriques avec 10% de lacunes.

La vérification de l'homogénéité des séries pluviométriques est considérée après la mise en œuvre d'un test non paramétrique (test de Mood ou de la médiane). Soit la variable aléatoire X , représentant la série des pluies annuelles des stations considérées, et N étant la taille de chaque série. L'application de ce test consiste en la détermination de la médiane de cet échantillon unique et à classer ses valeurs par ordre croissant, ensuite un dénombrement des éléments situés de part et d'autre de la médiane en affectant un «+» aux valeurs supérieures à la médiane et un «-» aux valeurs qui lui sont inférieures. Le nombre de valeurs inférieures et supérieures à la médiane est égal et représente la quantité notée N_s . La quantité T_s est égale à la taille de la plus grande suite de « + » ou de «-» dans la série chronologique.

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

$$N_s > \frac{1}{2} \left(N + 1 - u_{1-\frac{\alpha}{2}} \sqrt{N + 1} \right) \quad (\text{III.1})$$

$$T_s < 3,3(\log_{10} N + 1) \quad (\text{III.2})$$

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

La taille de la série étant $N = 38$, donc $N_s = 19$ et $T_s = 7$.soit $N_s > 13,38$ et $T_s < 8,51$,

Il ressort que le test de la médiane est vérifié ; cela signifie que la série pluviométrique disponible est homogène et de bonne qualité, et peut être utilisée à la validation de la série d'enregistrements pluviographiques.

1.2 Contrôle de la qualité des séries des enregistrements pluviographiques

Vue l'absence des fichiers sous format numérique que ce soit au niveau de l'Agence Nationale de Ressources Hydriques (ANRH d'Alger) ou bien au niveau de l'Agence régionale des Ressources Hydriques (ANRH d'Oran), les enregistrements pluviographiques ont été élaborés manuellement d'après les pluviogrammes présentés au niveau de l'ANRH D'Oran . Après, un dépouillement est effectué, un par un, des pluviogrammes de chacun des épisodes pluvieux enregistrés. Ce dernier permet de déterminer, pour chaque événement pluvieux, les averses (hauteur de la pluie ou intensité) correspondant chacune à des durées bien déterminées (5min, 15min, 30 min, 60min, 120min, 180min, 360min, 720min et 1440min). Ainsi, des séries de différentes durées d'agrégation sont formées.

La validation de ces séries pluviographiques se fait par la comparaison entre les maxima journaliers de la série horaire (pluviographique) avec les maxima journaliers annuels de la série journalière (pluviométrique) qui sert de référence.

L'obtention de série des maxima journalier annuel pluviographique se fait par la sélection du maximum annuel de chaque année à partir de la série de durée 1440min provenant de la série de durée complète (SDC). Si les mesures sont exactes, les maxima annuels des deux séries (pluviographique et pluviométrique) devraient être égaux, mais il se peut que les maxima des deux séries soient différents en raison des erreurs de mesures et des valeurs manquantes et en particulier lors des forts événements. Il arrive parfois que l'erreur entre les deux maxima annuels (pluviographique et pluviométrique) est élevée, ou quelques valeurs fortes, présentes dans la série pluviométrique, n'ont pas été mesurées dans la série pluviographique, dans ce cas il faut comparer le deuxième maximum annuel de la même année (série pluviométrique) avec le maximum de la série pluviographique. Muller, (2006) pour valider la série pluviographique de la ville de Marseille (France), a fixé le seuil de rejet à 19mm, ce qui correspond à une différence relative inférieure à 6% entre maxima annuels horaires et maxima annuels journaliers. A travers cette procédure (Muller, 2006) a pu valider 45 années de données horaires sur 65. Un seuil de 4mm a été retenu pour la validation de la série pluviographique.

Une comparaison entre les valeurs maximales annuelles des deux séries pluviométrique et pluviographique montre que les épisodes pluvieux extrêmes de l'année 2005/06 et l'année 2006/07 sont des valeurs manquantes dans la série horaire (Tableau III.2).

Le seuil retenu a permis de rejeter seulement 2 années et valider 11 ans de la série pluviographique, les années rejetées sont celles dont les maxima annuelles sont manquants (Fig III.1 & Fig III.2).

Tableau III.2 : Comparaison entre le max P_v et max P_G (Station de El Bayadh)

Année	Max pluviomètre	Date	Max pluviographe	$P_{jmax} - \text{Max}P_G$ (mm)
2001/2002	9,2	23/08/2002	10	0,8
2002/2003	11,2	02/10/2002	10,5	0,7
2003/2004	17,4	22/10/2003	17	0,4
2004/2005	14,2	08/12/2002	15,5	1,3
2005/2006	11,1	-	-	-
2006/2007	9,6	-	-	-
2007/2008	5	10/06/2008	6	1
2008/2009	23,4	24/10/2008	26,5	3,1
2009/2010	12,3	14/09/2009	14,5	2,2
2010/2011	14,5	26/09/2010	12,5	2
2011/2012	25,1	24/11/2011	21,5	3,6
2012/2013	42,1	24/04/2013	39,5	2,6
2013/2014	26,5	09/10/2013	22,5	4

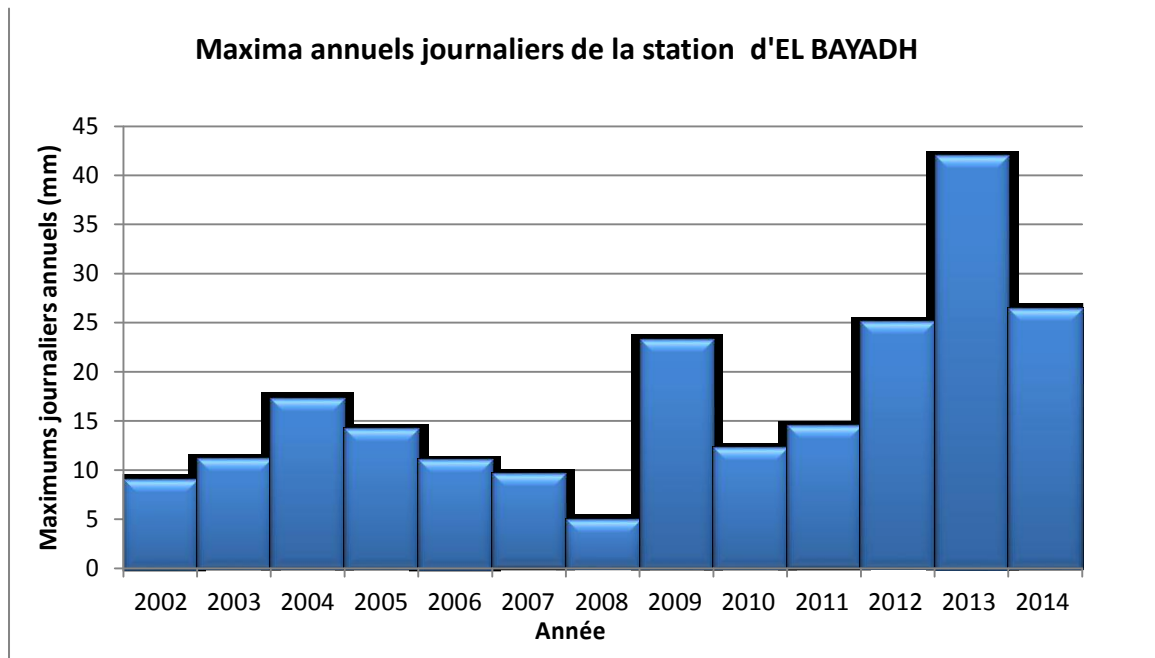


Figure III.1 : Pluie maximale journalière issue de la station pluviométrique d'El Bayadh.

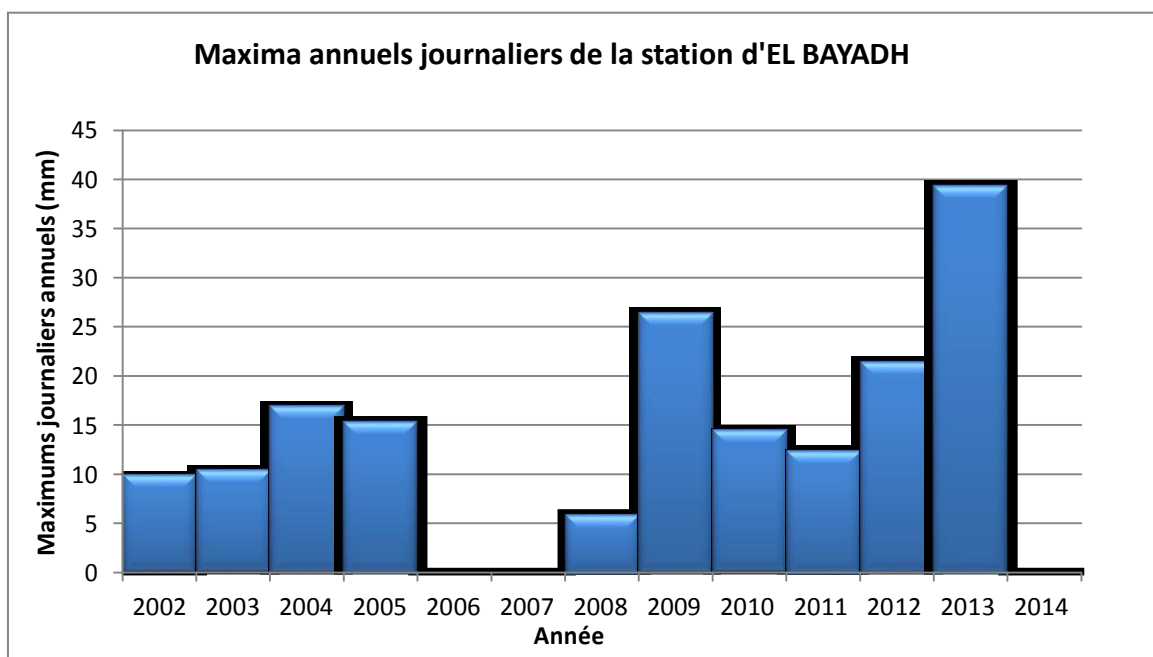


Figure III.2 : Pluie maximale journalière issue de la station pluviographique d'El Bayadh.

2 Constitution des séries des données

L'analyse fréquentielle est une méthode statistique consistant à étudier les événements passés, caractéristiques d'un processus donné (hydrologie ou autre), afin de définir les probabilités d'apparition future (Meylan et al, 1999).

Pour effectuer une analyse fréquentielle, il convient, à partir des données disponibles, de constituer une série de valeurs formant un échantillon. A partir de la série complète une extraction de trois séries peut être faite (Meylan & Musy.1999)

- La série du maximum annuel (SMA).
- La série des durées partielles (SDP).
- La série des k des plus grandes valeurs annuelles.

2.1 Série complète

La série des évènements constitués est appelée série complète (sous-entendu : série complète des valeurs caractéristiques des événements indépendants(SDC)). Dans cet exemple, il s'agit d'une série de lames d'eau précipitées instantanées.

L'indépendance des événements successifs retenus peut être vérifiée par divers tests statistiques, tels que :

- Test de la nullité du coefficient d'autocorrelation ;
- Test des séquences.

La série complète des événements extrêmes peut comporter un nombre imposant de valeurs. Son exploitation sera donc parfois délicate, surtout en absence de moyens Informatiques (Meylan et al.1999).

2.2 Série des maxima annuels

A partir de la série complète, il est possible de constituer une série de valeurs annuelles caractéristiques (maximum, minimum, moyenne etc.) comme la série des maxima annuels.

La pratique de l'analyse fréquentielle a permis de montrer que pour des séries chronologiques dépassant la trentaine d'années, il est légitime de se limiter à n'étudier que les valeurs extrêmes annuelles. Cette façon de procéder est généralement recommandée.

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

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

L'avantage de cette méthode est sa simplicité de mise en œuvre, en revanche elle présente l'inconvénient de ne retenir qu'une seule valeur par année. L'information riche des années de tempête n'est pas valorisée alors que les valeurs faibles des années calmes sont sélectionnées pour l'ajustement (Implit, 2007).

2.3 Série des durées partielles

Une série de durée partielle est obtenue en sélectionnant dans la série complète des événements indépendants extrêmes dépassant un seuil x_0 . En France, notamment ce type d'analyse est connu sous le nom de la méthode du renouvellement, elle est aussi connue sous la dénomination Peak Over Threshold serie (POT). Pour le choix du seuil, Miquel (1984) propose une technique itérative consistant à répéter l'ensemble du calcul pour différents seuils, afin de s'assurer d'une certaine stabilité du résultat. Lang et al. (1999) ont étudié le problème de la sélection du seuil et ont recommandé l'utilisation d'un jeu de tests comparatifs. Premièrement, un intervalle pour des seuils acceptables doit être trouvé en testant : (i) la stabilité des paramètres de la distribution, (ii) la vérification des occurrences suivant un processus Poissonnier. Deuxièmement, à l'intérieur de l'intervalle ainsi identifié, le seuil sélectionné doit être suffisamment élevé pour correspondre, à au moins, un nombre moyen de dépassements annuels de 2 ou 3. Rosbjerg et al, (2004), ont recommandé de vérifier les hypothèses fondamentales des SDP en utilisant différents tests statistiques : Test de l'indice de dispersion, tests de stationnarité et de saisonnalité.

Cunnane, (1973), in Ben-zvi. (2009). Rosbjerg et al. (2004), démontre la supériorité des SDP par rapport aux SMA, en considérant un nombre moyen de dépassement (λ) annuel supérieur à 1,65 suivant une distribution Poissonienne.

Taesombat et al, (1978) ont abordé dans le même sens en prenant $\lambda=1,65$. Alors que l'expérience montre que pour assurer une qualité de l'estimation égale ou supérieure à celle obtenue par les séries des maxima annuels, il faut disposer d'un nombre d'événement moyen $\geq 1,65$, soit plus de 1,65 événement par année. Pratiquement, une série dont le nombre moyen d'événements par année λ est de l'ordre de 5 à 6 sera utilisée, tout en veillant au critère d'indépendance entre événements successifs. Guillot, (1994) propose de considérer des plus grandes valeurs pour l'ajustement de la queue supérieure de la distribution des pluies extrêmes.

Koutsoyiannis et al. (2004) recommandent de prendre un seuil tel que le nombre de valeurs retenues par dépassement du seuil, pour chaque durée d'agrégation, soit égal au nombre d'années d'enregistrement soit $\lambda=1$. Chow, (1964) a sélectionné la même approche.

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

De même, un seuil trop bas engendrerait une auto-corrélation des valeurs de la (SDP). Encore que, un choix sensé du seuil couplé à un critère de retenue de deux valeurs successives permet de garantir aux (SDP) des estimations de qualité, avec un degré d'imprécision acceptable. Tandis que la seule façon de garantir des estimations de grande qualité basées sur des SMA serait d'avoir des SMA de grande taille (i.e. de très longues périodes d'observations).

Cette méthode conduit habituellement à de meilleurs ajustements que la méthode par maxima annuels car elle prend en compte l'ensemble de l'information disponible (IMPLIT, 2007). Deux principales raisons expliquent la moins grande popularité de l'approche des (SDP):

- 1- la difficulté de sélectionner un seuil ;
- 2- la nécessité de s'assurer que les données extraites sont statistiquement indépendantes et suit une distribution de Poisson et identiquement distribuées.

Lang et al, (1999) ont essayé de produire un guide opérationnel pour la modélisation au-delà d'un seuil, incluant un grand nombre de développements concernant l'approche SDP. Ils ont fourni une large gamme de tests permettant de sélectionner un seuil et de vérifier les hypothèses sur lesquelles sont basées les SDP. Néanmoins, il n'existe pas de règle commune pour la préparation de SDP et leur utilisation requiert une préparation spécifique à chaque cas d'étude (Ben-zvi, 2009).

L'avantage de cette approche par rapport à celle des (SMA) est que, en incluant un nombre plus important de données, elle permet, en principe, d'intégrer certains événements extrêmes qui n'auraient pas été considérés autrement dans le cadre d'une approche de type (SMA) (Kingumbia et al, 2008).

En plus, l'approche de type SDP présente l'avantage d'être plus satisfaisante que la SMA, au niveau de la théorie statistique (Meylan et al, 1999).

2.4 Série des k plus grandes valeurs annuelles

Lorsque la série de maxima annuels est trop courte, la méthode consiste à retenir, pour chaque année, les k plus grandes valeurs de la série complète. Il s'agit alors de série des k plus grandes valeurs annuelles.

La légitimité sur le plan de la statistique de l'utilisation de ce type de série est toutefois discutée (Michel, 1985). Il semble donc préférable, dans la mesure du possible, de s'en tenir aux SDP (Meylan et al, 1999).

3 Choix d'un modèle fréquentiel

Le choix d'un modèle repose sur des considérations statistiques, la plus courante étant l'examen visuel d'un graphique et l'utilisation d'un test statistique.

3.1 Distribution de Gumbel

Gumbel postule que la loi double exponentiel, ou loi de Gumbel est la forme limite de la distribution de la valeur maximale d'un échantillon de n valeurs. D'autres (Koutsoyiannis et al., 1998 ; Amin et al., 2008) ont retenu la distribution de probabilité de Gumbel dans l'analyse des événements extrême dont le but de construire des courbes IDF.

Koutsoyiannis et al., 2000 ;Chaouche et al.,2001,ont critiqué cette distribution par dire qu'elle sous-estime les valeurs des grandes périodes de retour.

3.2 Distribution Log normale

La Loi log normale est préconisée par CHOW qui la justifie en argumentant que l'apparition d'un événement hydrologique résulte de l'action combinée d'un grand nombre de facteurs qui se multiplient. Aussi appelée loi de Galton, Gibrat ou Galton-Gibrat, CHOW affirme encore : « cette loi a été adoptée par beaucoup d'auteurs dans de nombreux domaines très différents, tels que l'astronomie, les sciences agronomiques, la biologie, l'économie statistique, les sciences médicales, l'économie politique, la psychologie et l'ingénierie. Dans le domaine de l'ingénierie, l'application de la loi log normale a été jugée très utile en mécanique, travaux miniers, mécanique des structures, hydraulique et, en particulier, en hydrologie».

Touaibia et al., 2004 ont retenu la loi Log-normale, argument qu'elle s'ajustait mieux que la distribution de Gumbel.

3.3 Distribution exponentielle

Pour l'évaluation des débits extrêmes, Guillot (1980) préconise la modélisation des séries tronquées de pluies par la loi exponentielle, il constate que les séries tronquées de pluies obéissent à une loi exponentielle.

3.4 Distribution des extrêmes généralisée (GEV)

Plusieurs auteurs recommandent l'utilisation de la loi GEV (General Extreme Value) pour l'analyse de fréquence régionale des événements pluviométriques extrêmes (Schaeffer, 1990;Naghavi et Yu, 1995; Sveinsson et al., 2002). Alila (1999) a utilisé cette distribution pour l'ajustement des événements pluviométriques extrêmes observés sur l'ensemble du Canada alors que Naghavi et al. (2002) l'ont utilisée pour l'analyse de fréquence régionale des événements extrêmes du Québec.

3.5 Distribution de Pareto Généralisée(GPD)

Dans le but de modéliser les courbes IDF en Israël, Ben-zvi a constaté que la distribution de Pareto Généralisée (GPD) s'ajuste mieux pour les série des durées partielles(SDP) par rapport aux autres.

4 Modélisation des courbes Intensité-Durée-Fréquence

L'établissement des courbes IDF et leurs modélisations sont faites pour les séries (SMA et SDP) ;

4.1 Étude des (SMA)

La fonction de distribution adoptée pour le calcul des quantiles de la série SMA est la distribution selon les lois : Normale, Log Normale, GEV, loi exponentielle et Gumbel. Les quantiles sont calculés pour les périodes de retour : 10,50, 100 ans. Ainsi, l'adéquation de ces lois a été vérifiée par le test de Pearson (χ^2) pour un seuil de signification de 95%. Le meilleur ajustement a été donné par la loi Normale.

Les résultats obtenus à partir de l'ajustement ont servi au calcul des intensités moyennes maximales $\bar{i}_{t,p\%}$ pour les périodes de retour (10, 50, 100), ces résultats sont récapitulés dans les tableaux III.3, III.4, III.5.

Tableau III. 3 : Intensités moyennes maximales pour T=10ans (SMA)

Durée D'agrégation (min)	$P_{Max}(mm)$	Intervalle de confiance (mm)	$\bar{i}_{t,p\%} (mm/h)$
15	12	8.08÷18.7	48
30	14	9.09÷19	28
60	16	10.7÷22.8	16
120	19	13÷25.4	9.5
180	21	13.5÷27.1	7

Tableau III.4 : Intensités moyennes maximales pour T=50ans (SMA)

Durée D'agrégation (min)	P_{Max} (mm)	Intervalle de confiance (mm)	$\bar{i}_{t,p\%}$ (mm/h)
15	18	11.4÷25.5	71
30	20	12.2÷25.25	41
60	24	17.5÷33.4	24
120	28	18.84÷35.2	14
180	30	21.78÷39.6	10

Tableau III.5 : Intensités moyennes maximales pour T=100 ans (SMA)

Durée D'agrégation (min)	P_{Max} (mm)	Intervalle de confiance (mm)	$\bar{i}_{t,p\%}$ (mm/h)
15	20	12.5÷27.9	80
30	23	16.2÷30.5	46
60	27	18.7÷36.2	27
120	31	22.1÷40.1	15.5
180	34	24.2÷43.7	11.33

Les courbes IDF établies pour la station sont illustrées en figure III.3.

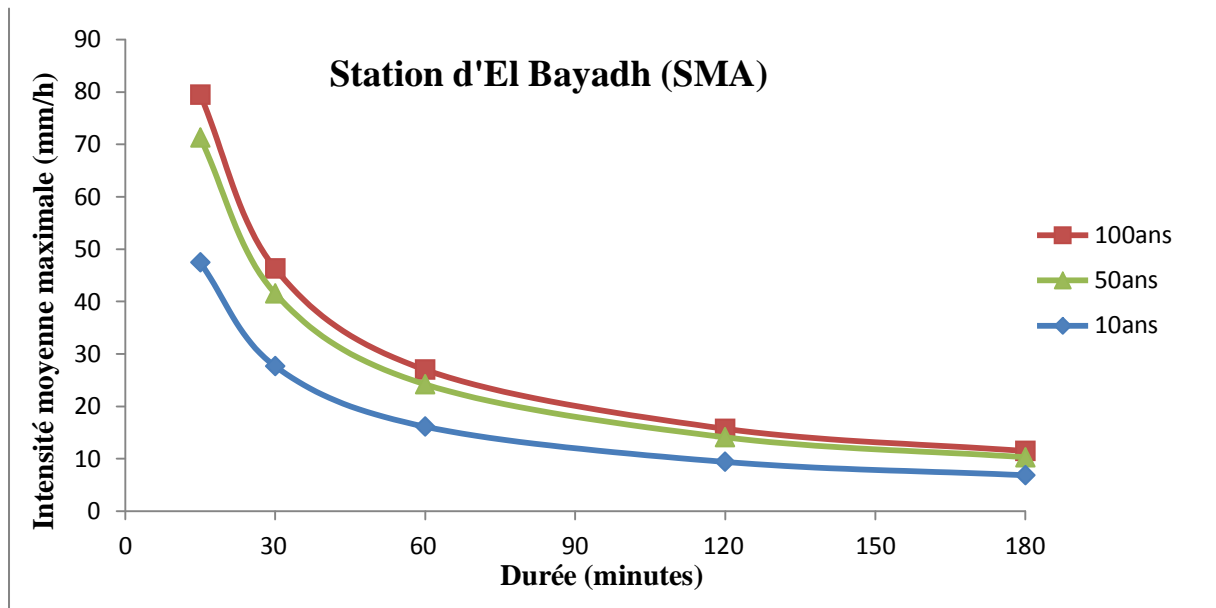


Figure III.3 : Courbes Intensité- Durée- Fréquence.

4.2 Étude des (SDP)

4.2.1 Choix du seuil

Il reste cependant difficile de définir, de façon rigoureuse, le seuil à utiliser pour les modèles SDP. Cette difficulté demeure un frein opérationnel majeur à la mise en place de ce type d'approche. Même si conceptuellement, il semble avantageux de considérer une approche SDP (ajouts éventuels d'événements majeurs autrement non pris en compte dans les séries des maximums annuels), deux approches peuvent être adoptées pour la sélection d'un seuil.

La première est basée sur un critère physique et la deuxième est basée sur des examens purement mathématiques et statistiques (Lang, 1999). Le seuil choisi à une SDP peut affecter ses propriétés ainsi il doit être retenu tel que les estimations issues de SDP soient de qualité, ni trop bas pour ne pas engendrer une auto-corrélation de la série, ni trop élevé pour maximiser l'utilisation des données.

La sélection d'un seuil basée sur un critère physique est la plus souvent rencontrée dans les études de crues ; mais dans certain cas, une détermination physique directe du seuil de dépassement n'est pas possible, particulièrement pour les pluies. Généralement, pour les précipitations, le choix du seuil et le nombre de dépassement annuel (λ) est basé sur des considérations mathématiques et statistiques. Cunnane (1973, in : Meylan et Musy, 1999) a démontré la supériorité des SDP par rapport aux SMA, en considérant un nombre moyen de dépassement annuel supérieur à 1,65 suivant une distribution Poissonienne, Taesombat et al (1978, in Benzvi, 2009) ont abondé dans le même sens en prenant $\lambda=1,65$. L'expérience montre que dès que λ dépasse 1,65, la technique des SDP est aussi performante que celle basée sur SMA.

Tavares et Da Silva (1983) ont montré que, pour qu'un modèle de SDP ait une variance inférieure à celle d'un modèle de SMA, il fallait que λ soit supérieur ou égal à 2. Par ailleurs, Madsen *et al.* (1997b) ont montré que ce paramètre devait être supérieur à 2.8. Trefry *et al.*, (2005), quant à eux, ont considéré une valeur $\lambda = 2$ pour dériver les courbes IDF de l'état du Michigan. Madsen *et al.* (1994) ont proposé un seuil régional dans le sud du Québec (Canada) semble à un nombre de dépassement annuel de 3,2.

Pour cette étude, il est retenu plusieurs nombre moyens de dépassements annuels supérieur ou égale à 1,65, commençant par $\lambda=1,65$ (Cunnane 1973, in : Meylan et Musy, 1999), ainsi $\lambda=2$. Trefry *et al.*, (2005). D'autres nombres de dépassements annuels seront considérés, $\lambda=3,5$ (Svenson *et al.*, 2007), et $\lambda=6$ (Meylan *et al.*,1999) ;

Un autre seuil a été retenu se basant sur l'intensité moyenne I_{moy} de la série d'observation des différentes averses sur toutes les durées d'agrégation. Le seuil a été fixé à 5 mm/h.

De ce fait 5 SDP ont été constituées. Le choix définitif de la SDP sera en fonction de son indépendance. La SDP sélectionnée doit la plus adéquate de la fonction de distribution de probabilité sous -jacente.

4.2.2 Etude de l'indépendance des (SDP)

L'indépendance d'une série de durée partielle, signifie que les valeurs de la série des précipitations pour chaque durée d'agrégation ne doivent pas être auto-corrélées, c'est-à-dire que dans un ordre chronologique la valeur X_{i+1} ne doit pas dépendre de X_i .

La façon la plus simple et la plus immédiate d'évaluer l'indépendance d'une série, adoptée dans de nombreux ouvrages d'hydrologie statistique, consiste à vérifier la fonction d'autocorrélation, pour cette étude. Le test non paramétrique de Spearman a été retenu ;

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

$$\rho = 1 - \frac{6}{n(n^2 - 1)} \sum_{i=1}^n d_i^2 \quad (\text{III.3})$$

Où d_i est la différence entre les rangs des valeurs de la série chronologique et de la série classée (classement croissant), et n est la taille de la série (groupe). La fonction d'auto-corrélation de Spearman est calculée pour les 5 SDP, sur les 5 durées d'agrégation, les résultats sont illustrés dans les tableaux III.6, III.7, III.8, III.9, III.10.

Le ρ obtenu peut prendre des valeurs comprises entre -1 et +1, la valeur théorique est prise dans la table du ρ de Spearman (ρ en fonction de n , voir annexe B), si le ρ calculé est supérieur ou égal au ρ de la table, il est conclu à l'existence de liaison significative, si le ρ calculé est inférieur à celui de la table il n'y a pas de dépendance.

Tableau III.6 : Indépendance de la SDP ($\lambda =1,65$) pour toutes les durées d'agrégation.

SDP \ ρ		ρ calculé	ρ théorique	Test
$\lambda =1,65$	15 min	0.2123	0.4605	Vérifié
	30min	0.2439	0.4605	Vérifié
	60min	0.2158	0.4605	Vérifié
	120min	-0.0439	0.4605	Vérifié
	180min	-0.4193	0.4605	Vérifié

Tableau III.7 : Indépendance de la SDP ($\lambda =2$) pour toutes les durées d'agrégation.

SDP \ ρ		ρ calculé	ρ théorique	Test
$\lambda =2$	15 min	0.2682	0.4249	Vérifié
	30min	0.3676	0.4249	Vérifié
	60min	0.2095	0.4249	Vérifié
	120min	-0.2682	0.4249	Vérifié
	180min	-0.3134	0.4249	Vérifié

Tableau III.8 : Indépendance de la SDP ($\lambda =3,5$) pour toutes les durées d'agrégation.

SDP \ ρ		ρ calculé	ρ théorique	Test
$\lambda =3,5$	15 min	0.1563	0.3172	Vérifié
	30min	0.1356	0.3172	Vérifié
	60min	0.1763	0.3172	Vérifié
	120min	0.2494	0.3172	Vérifié
	180min	0.0688	0.3172	Vérifié

Tableau III.9 : Indépendance de la SDP ($\lambda =6$) pour toutes les durées d'agrégation.

SDP \ ρ		ρ calculé	ρ théorique	Test
$\lambda =6$	15 min	0.2653	0.2433	Non Vérifié
	30min	0.3127	0.2433	Non Vérifié
	60min	0.4916	0.2433	Non Vérifié
	120min	0.3788	0.2433	Non Vérifié
	180min	0.2901	0.2433	Non Vérifié

Tableau III.10 : Indépendance des SDP (avec un seuil $\geq 5\text{mm}$) pour toutes les durées d'agrégation.

SDP \ ρ		ρ calculé	ρ théorique	Test
	15 min	0.1562	0.3172	Vérifié
	30min	0.1562	0.3305	Vérifié
	60min	0.3581	0.4722	Vérifié
	120min	-0.2747	0.5377	Vérifié
	180min	-0.7486	0.7382	Non Vérifié

Il ressort des tableaux III.6, III.7, III.8, III.9, III.10 que le test (ρ calculé $>$ ρ théorique) est vérifié pour les SDP ($\lambda = 1.65$, $\lambda = 2$ et $\lambda = 3.5$), cela veut dire que les série sont indépendantes au niveau de signification de 95%, donc elles sont suffisantes pour mettre en œuvre une analyse des évènements extrêmes, basée sur une SDP ; D'autre part le test a montré que les SDP ($\lambda = 6$ et les SDP avec un seuil $\geq 5\text{mm}$) sont dépendantes (le test n'est pas vérifié).

Après avoir vérifié l'indépendance des 3 SDP ayant les nombres de dépassement annuel ($\lambda = 1.65$, $\lambda = 2$ et $\lambda = 3.5$), la SDP retenue doit être celle qui va mieux s'ajuster à la fonction de distribution de probabilité (pour toutes les durées d'agrégation).

Les fonctions de distributions cumulatives (FDC) adoptées pour le calcul des quantiles qui correspondent aux périodes de retour : 10, 50, 100 ans sont: Normale, Log Normale, GEV, loi exponentielle et Gumbel.

En appliquant le test de Pearson (χ^2), il ressort que la loi Log normale ajuste mieux les 3 SDP à l'exception pour la SDP ($\lambda = 1.65$) pour la durée d'agrégation de 60 min et la SDP ($\lambda = 2$) pour la durée d'agrégation de 180 min, cela veut dire que l'ajustement des SDP ($\lambda = 1.65$ et $\lambda = 2$) à la loi Log normale a été rejeté ; sachant que la SDP ($\lambda = 3.5$) s'ajustent bien à cette loi vu que le test de Pearson (χ^2) est vérifié pour un seuil de signification de 95% pour toutes les durées d'agrégation.

En conclusion nous pouvons dire que la série de durée partielle qui convient à la construction des courbes IDF pour la station d'El Bayadh est celle du ($\lambda = 3.5$) ;

Les résultats de l'ajustement sont résumés dans les tableaux III.11, III.12, III.13.

Tableau III.11 : Intensités moyenne maximale pour T= 10 ans (SDP)

Durée D'agrégation (min)	P_{Max} (mm)	Intervalle de confiance (mm)	$\bar{i}_{t,p\%}$ (mm/h)
15	6	4.05÷7.19	24
30	8	6.00÷9.84	16
60	11	8.51÷14.8	11
120	16	11.7÷20.5	8
180	19	12.9÷22.5	6.33

Tableau III.12 : Intensités moyennes maximales pour T= 50 ans (SDP)

Durée D'agrégation (min)	P_{Max} (mm)	Intervalle de confiance (mm)	$\bar{i}_{t,p\%}$ (mm/h)
15	9.25	5.9÷12.7	37
30	13	8.4÷16.2	26
60	18	12.3÷25.9	18
120	26	16.96÷35.8	13
180	30	18.63÷39.6	10

Tableau III.13 : Intensités moyennes maximales pour T= 100 ans (SDP)

Durée D'agrégation (min)	P_{Max} (mm)	Intervalle de confiance (mm)	$\bar{i}_{t,p\%}$ (mm/h)
15	11	6.69÷15.6	44
30	15	9.37÷19.3	30
60	21	13.9÷31.6	21
120	30	19.1÷43.6	15
180	36	21.1÷48.2	12

Le calcul des quantiles pour les différentes périodes de retour servi à l'établissement des courbes IDF des stations considérées, intensité moyenne maximale de la pluie (mm/h) en fonction du temps (minutes), la figure III.4 illustre ce résultat.

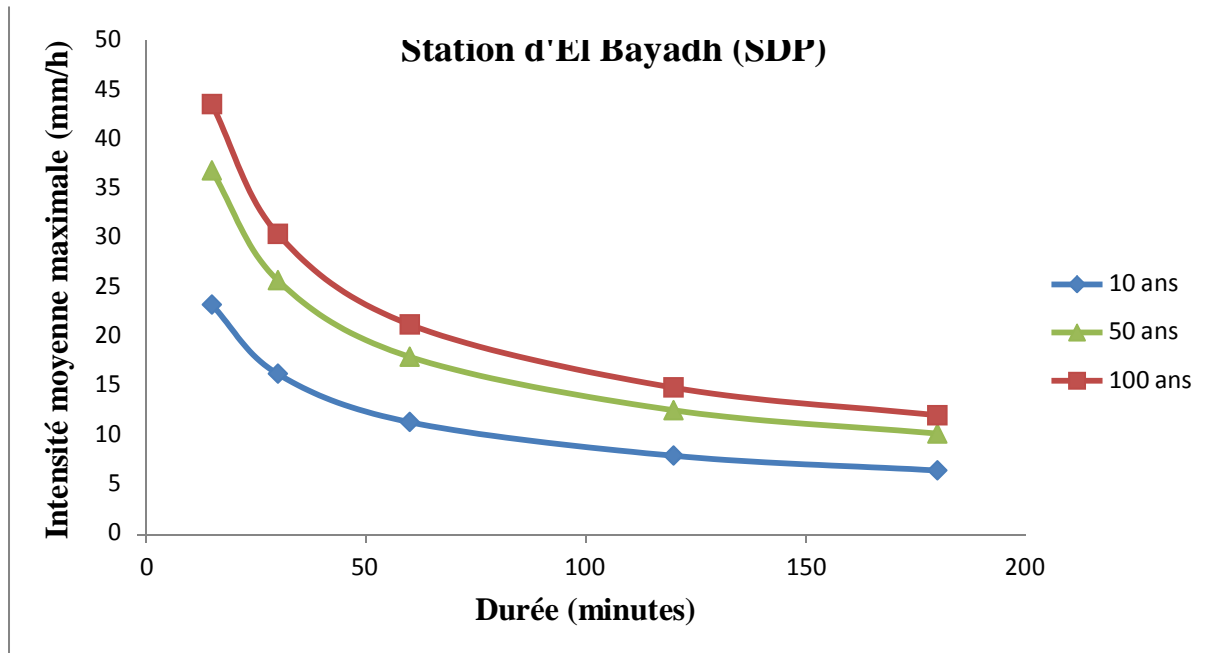


Figure III.4: Courbes Intensité- Durée- Fréquence.

La modélisation mathématique de la courbe IDF a permis de déterminer l'exposant climatique de cette station, par la recherche d'un modèle régressif entre l'intensité moyenne maximale \bar{i}_t et la durée de l'intervalle de référence Δt (heures). Les résultats obtenus sont récapitulés dans le tableau III.14.

Tableau III.14 : Modèles IDF pour des différentes périodes de retour.

Taille N=39, R ² =0.98	
Période de retour (ans)	Modèle $\bar{i}_t = a t^{-b}$ t(min), \bar{i}_t (mm/h)
10	$94.8 t^{-0.52}$
50	$150.47t^{-0.52}$
100	$178.01 t^{-0.52}$

Il ressort du tableau III.14 que le modèle "puissance" a donné la meilleure relation au vu du coefficient de détermination R² qui est plus de 0,98, le coefficient de corrélation et de l'ordre de 0,9899, d'après la table de Fisher (Annexe C) la valeur de "t" est de 1,96 alors que la valeur calculé est de l'ordre de 42,57 donc en peut dire qu'il y a pas de corrélation.

Ainsi l'exposant climatique (b) est déterminé directement des modèles obtenus. Ce paramètre ne change pas (caractéristique propre à la station), l'exposant retenu pour notre station est de 0.52.

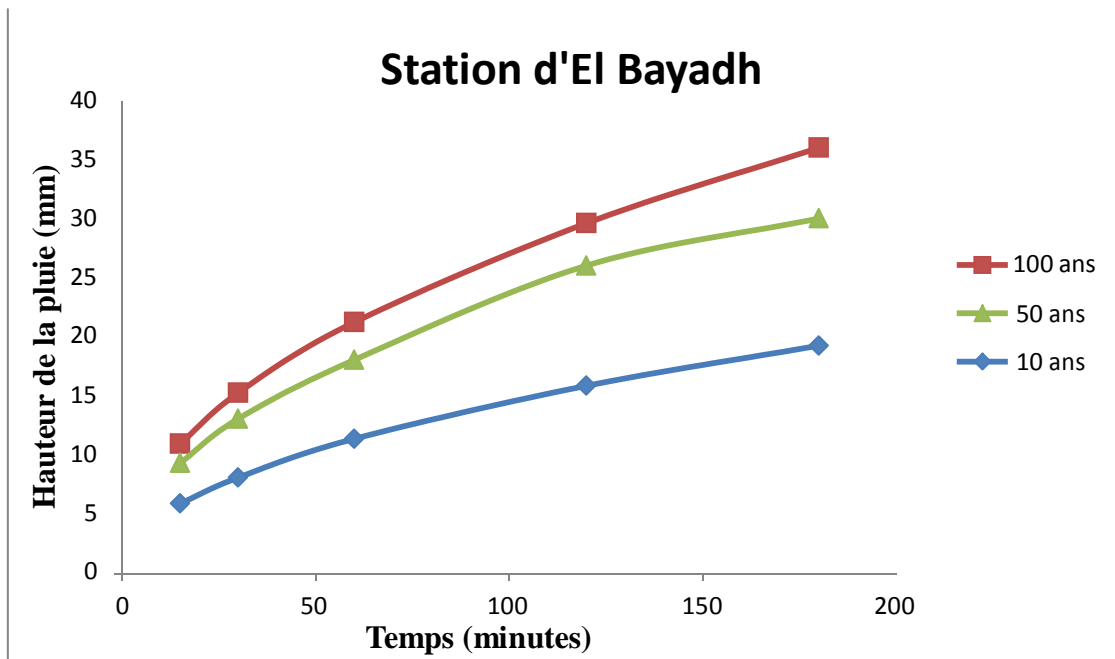


Figure III.5: Courbes Hauteur-durée-fréquence.

Conclusion

Le but principal du chapitre était de présenter des courbes intensité–durée–fréquence (IDF) des précipitations pour la station d'El Bayadh ayant une série d'observations pluviographiques de 11 ans, soit 340 averses enregistrées.

Chapitre IV

Introduction

La résolution des problèmes liés à la gestion des bassins versants notamment la prévision des conséquences des inondations nécessite une parfaite connaissance de leurs crues. Dans cette optique, l'utilisation d'un modèle de calcul des débits et d'estimation des eaux à l'échelle d'un bassin versant devient nécessaire.

L'intérêt d'un modèle réside dans sa capacité à apporter une réponse satisfaisante aux questions que l'on se pose à propos de l'objet modélisé, ce qui nous renvoie à la construction du modèle.

Le chapitre présente les modèles utilisés et leurs applications au niveau du bassin de l'Oued Deffa ainsi que la discussions des résultats.

1 MODELISATION PLUIE-DEBIT PAR LE MODELE HEC-HMS

1.1 Généralité

Le modèle hydrologique déterministe et conceptuel HEC-HMS (*Hydrologic Modeling System*) a été pendant longtemps un modèle essentiellement appliqué à la simulation d'un événement donné. Les versions récentes permettent de simuler en continu sur une longue période grâce à l'intégration de modules de calculs des différents processus d'évapotranspiration, d'humidité du sol et d'accumulation/fonte de neige.

HEC-HMS est un modèle distribué qui permet de subdiviser un bassin versant en plusieurs sous-bassins, qui sont considérés comme ayant chacune des caractéristiques homogènes. Il est particulièrement bien adapté pour simuler le comportement hydrologique de bassins versants non urbanisés. HEC-HMS permet également de simuler et d'incorporer des réservoirs et des dérivations.

Le modèle hydrologique HEC-HMS comprend une interface graphique conviviale, des capacités pour la manipulation des données, résultats et graphiques, un système spécifique de gestion et de stockage de données (DSS View), ainsi que des possibilités d'affichage et d'impression de résultats, et des outils de gestion.

Ce logiciel permet de calculer des hydrogrammes de crues pour plusieurs objectifs à savoir les études de drainage urbain, la prévision des crues, la conception des réservoirs et la réduction des effets des inondations.

Les modules modèles développés sous HEC-HMS permettent la prise en charge des quatre processus hydrologiques essentiels : Modèles pour le calcul des précipitations, du volume de ruissellement, du ruissellement direct et des écoulements souterrains.

Le modèle hydrologique HEC-HMS a été développé par le Hydrologic Engineering Center (HEC) de l'U.S. Army Corps of Engineers (USACE).

Le logiciel HEC-HMS permet de traiter ou de simuler à la fois des 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.

Ces différents paramètres seront ensuite modélisés mathématiquement par un ensemble de modèles intégrés dans HEC-HMS et qui permettront d'obtenir la réponse du système hydrologique global suite à un changement de conditions hydrométéorologiques (Henine, 2004).

1.2 Modélisation du bassin versant

Ce module représente le cadre qui permet de situer le bassin versant géographiquement et de connaître la disposition des différents éléments du bassin ainsi que la définition de leurs caractéristiques. Un module de gestion du modèle de bassin, peut comporter plusieurs modèles de bassin représentant différentes configurations du bassin

1.2.1 Schématisation du bassin versant

Avec le HEC-HMS, le bassin versant est découpé en plusieurs sous-bassins délimités par les lignes de partage des eaux. Chacun est représenté par un élément appelé « subbassin ». 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 » et des « écoulements ». De même que les sous bassins, les cours d'eau sont aussi modélisés et représentés par des éléments hydrologiques appelés « reach ». L'ensemble de ces éléments doit être relié pour former un réseau en incluant des jonctions, des bifurcations, des sources et des puits.

1.2.2 Modélisation des pertes (Fonction de production)

HEC-HMS calcule les volumes d'écoulement 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 HEC comme étant des « pertes ».

1.2.2.1 Concepts 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 CurveNumber (CN) ;
 - Modèle de Green et Ampt.

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

1.2.2.2 Le modèle de pertes initiales et à taux constant

Ce modèle considère que le potentiel du taux de pertes maximum, noté f_c , est constant, et inclut le taux de pertes initiales I_a qui représente l'interception et le stockage dans les dépressions de surfaces. L'interception est une conséquence de l'absorption de la pluie par le couvert végétal et le stockage de surface est la conséquence de la topographie du bassin versant : l'eau stockée dans les dépressions de surface sera soit évaporée soit infiltrée. Tant que (I_a) n'est pas atteint, il n'y aura pas de ruissellement.

Ceci est traduit par le schéma suivant :

$$\text{Si } \sum P_i \leq I_a \Rightarrow P_{et} = 0 \quad (\text{IV.1})$$

$$\text{Si } \sum P_i \geq I_a \text{ et } P_t \geq f_c \Rightarrow P_{et} = P_t - f_c \quad (\text{IV.2})$$

$$\text{Si } \sum P_i \geq I_a \text{ et } P_t \leq f_c \Rightarrow P_{et} = 0 \quad (\text{IV.3})$$

Où : P_t est la moyenne surfacique des précipitations au temps t

P_{et} le ruissellement au temps t donné par :

$$P_{et} = \begin{cases} P_t - f_c & \text{si } P_t > f_c \\ 0 & \text{ailleurs} \end{cases}$$

N.B : en général on ne déterminera pas directement les pertes initiales et le taux de pertes mais on procèdera plutôt à un calage du modèle à partir de données réelles.

1.2.2.3 Le modèle de Curve Number (CN)

Ce modèle estime l'excès de précipitations comme une fonction des précipitations cumulées, de la couverture et de l'humidité initiale du sol.

$$P_e = \frac{(P - I_a)^2}{P - I_a + S} \quad (\text{IV.4})$$

Où, P_e : Excès de précipitation ;

P : est le total des précipitations accumulées au temps t ;

I_a : Pertes initiales ;

S : Potentiel maximum de rétention.

On a par ailleurs la relation empirique ci-dessous, qui a été développée à partir d'une analyse menée sur un ensemble de petits bassins versants expérimentaux qui donne I_a en fonction de S :

$$(\text{IV.5})$$

On obtient donc :

$$P_e = \frac{(p - 0.2S)^2}{p + 0.8S} \quad (\text{IV.6})$$

Le potentiel de rétention maximum, S , et les caractéristiques du bassin versant sont reliées par l'intermédiaire du numéro de courbe CN (Curve Number) par :

$$S = \frac{25400 - 254CN}{CN} \quad (\text{IV.7})$$

CN peut être estimé comme une fonction du type du sol, d'occupation du sol et des conditions hydriques précédentes du bassin.

1.2.2.4 La méthode CN en grille

Une autre alternative de la méthode de CN qui peut être utilisée par le HEC-HMS est celle de CN en grille, avec cette option, chaque cellule doit inclure : sa localisation, sa distance de l'exutoire, ses dimensions et son CN (qui est donné en fonction du type de sol). Ainsi, HEC calcule l'excès des précipitations pour chaque cellule indépendamment en utilisant l'équation (IV.14), ensuite, il calcule l'excès total au niveau de l'exutoire en utilisant la méthode de ModClark (présentée ultérieurement). Ce qui veut dire que la méthode de CN en grille n'est compatible qu'avec cette méthode de calcul.

1.2.2.5 Le modèle de Green & Ampt

Il est l'un des plus utilisés, c'est un modèle conceptuel d'infiltration et de précipitation. Sa fonction de production est basée sur la loi de Darcy généralisée aux milieux non saturés combinée avec le principe de conservation de la masse.

1.2.2.6 Le modèle continu SMA (Sol-Moisture Accounting)

(Prise en compte de l'humidité du sol)

Le modèle SMA représente le bassin versant avec une série de couches de stockage interconnectées entre elles. La figure IV.1 représente la façon dont les couches de stockages sont connectées. Chacune est représentée par le taux d'apport, de sortie et de sa capacité de stockage qui commande la quantité d'eau perdue ou supplémentaire.

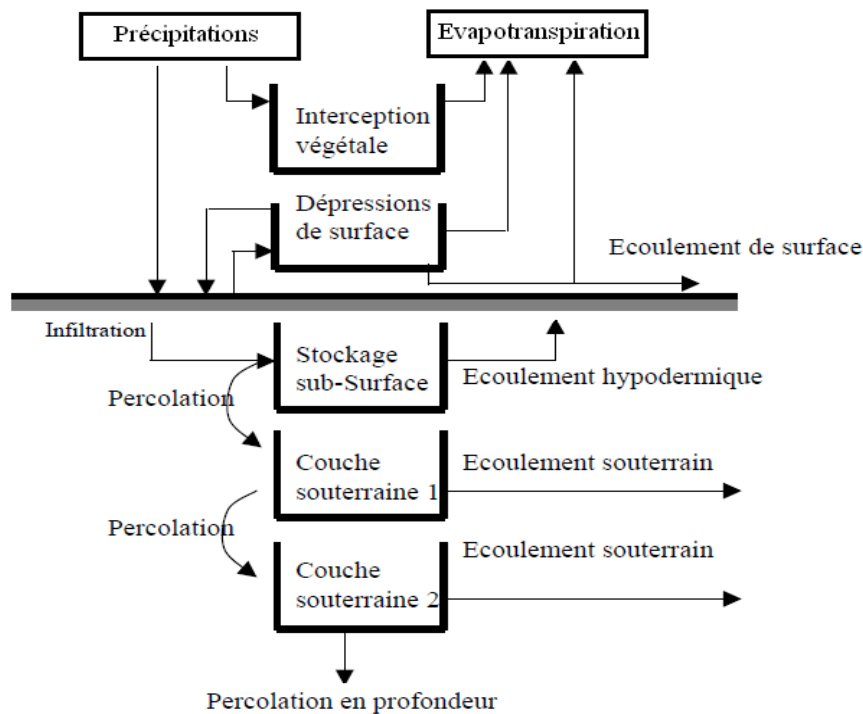


Figure IV.1 : Schéma conceptuel de l'algorithme du modèle SMA

Le modèle SMA calcule l'écoulement à l'entrée et à la sortie de chaque couche de stockage.

1.2.3 Modélisation du ruissellement direct(Fonction de transfère)

Dans cette partie, on présente les 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 précipitation pour chacun des sous bassins en un écoulement à son exutoire.

1.2.3.1 Les modèles liés à la méthode de l'hydrogramme unitaire (HU)

Ces modèles donnent une relation empirique entre l'excès de précipitations et le ruissellement direct. La méthode de l'hydrogramme unitaire vise à déterminer l'hydrogramme de ruissellement direct à l'exutoire d'un bassin versant à partir des hyétogrammes de l'averse correspondante reçue par ce même bassin.

L'hydrogramme unitaire donne le débit de ruissellement par unité de hauteur d'eau tombée sur le bassin versant. Cette méthode repose donc principalement sur l'hypothèse de linéarité entre l'excès de précipitations et le ruissellement. On a donc l'équation de convolution suivante :

$$Q_n = \sum_{m=1}^{n \leq m} P_m U_{n-m+1} \tag{IV.8}$$

où, Q_n est le débit de ruissellement au temps $n \Delta t$,
 P_m est l'excès de précipitation entre $m \Delta t$ et $(m+1) \Delta t$ (en hauteur d'eau),
 U_{n-m+1} est la valeur de l'hydrogramme unité au temps $(n-m+1) \Delta t$.

1.2.3.2 Modèles d'hydrogrammes unitaires synthétiques

✓ Le modèle de SNYDER

Ce modèle permet d'estimer l'hydrogramme unitaire à partir des caractéristiques du bassin versant. Il est basé sur trois paramètres : l'amplitude du pic, la base du temps total et le décalage entre le maximum de l'hydrogramme de la pluie excédentaire et le pic de l'hydrogramme. Ce modèle est fondé par ailleurs sur un événement standard tel que le décalage temporel (t_p) qui est déterminé par la relation suivante :

$$t_p = 5.5 t_r \quad (\text{IV.9})$$

où : t_r est la durée de l'évènement.

Si le décalage temporel est remarquablement différent du temps calculé par la relation précédente, on utilise la relation suivante :

$$t_{pR} = t_p - \frac{t_r - t_R}{4} \quad (\text{IV.10})$$

où, t_R : Le décalage temporel de l'hydrographe désiré (introduit par l'utilisateur) ;

t_{pR} : Le décalage temporel de l'hydrogramme unitaire (introduit par l'utilisateur).

Pour ce type d'évènement, Snyder a établi une relation entre le décalage temporel et le pic de l'hydrogramme unitaire.

$$\frac{U_p}{A_d} = C \frac{C_p}{t} \quad (\text{IV.11})$$

où, U_p : Le pic de l'hydrogramme unitaire,

A_d : La surface drainée,

C_p : Coefficient du pic de l'hydrogramme unitaire,

C : Constante de conversion = 2.08 pour le Système international d'unités (SI),

t : Le temps de décalage. Il est égal à t_p pour des événements standards et à t_{pR} pour d'autres durées.

✓ Le modèle du SCS (Soil Conservation Service)

Ce modèle repose sur l'hydrogramme unitaire normalisé (qui est la moyenne de nombreux hydrogrammes unitaires calculés pour différents bassins versant). Cet hydrogramme normalisé représente le débit d'écoulement, U_t , comme une fraction du débit maximal, U_p , et, T_p , l'instant du pic. On a par ailleurs les relations empiriques suivantes :

$$U_p = 2.08 \frac{A_d}{T_p} \quad (\text{IV.12})$$

$$T_p = \frac{\Delta t}{2} + 0.6T_c \quad (\text{IV.13})$$

où, Δt : La durée de l'excès de précipitation ; T_c : le temps de concentration du bassin. Ainsi, il suffit de connaître le temps de concentration pour remonter à T_p et U_p et d'obtenir ainsi l'hydrogramme unitaire désiré par simple multiplication de l'hydrographe unitaire normalisé.

✓ Le modèle de CLARK (ModClark)

Il s'agit d'un modèle quasi-conceptuel puisqu'il prend en compte les deux processus intervenant dans la transformation d'un excès de précipitation en ruissellement, à savoir le mouvement de l'eau de son origine jusqu'à l'exutoire du bassin versant et l'atténuation de cette quantité d'eau par stockage lors de son parcours. Le modèle de Clark modifié, fait intervenir un maillage du bassin versant qui permet de mieux modéliser les temps de parcours.

Une fois que l'excès de précipitation est déterminé pour chaque grille du maillage du bassin versant, le temps de transfert de l'excès de précipitation de la grille à l'exutoire est calculé par la relation suivante :

$$U_p = 2.08 \frac{A_d}{T_p} \quad (\text{IV.14})$$

$$T_p = \frac{\Delta t}{2} + 0.6T_c \quad (\text{IV.15})$$

où, t_{cell} : Temps de transfert de l'excès de précipitations de la grille ;

t_c : Temps de concentration du bassin versant ;

d_{cell} : Distance entre la grille et l'exutoire du bassin versant ;

d_{max} : Le plus long parcours du bassin versant.

✓ 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 non stationnaires 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 (fig.IV.2). Le modèle de l'onde cinématique représente les écoulements de surface sur ces plans.

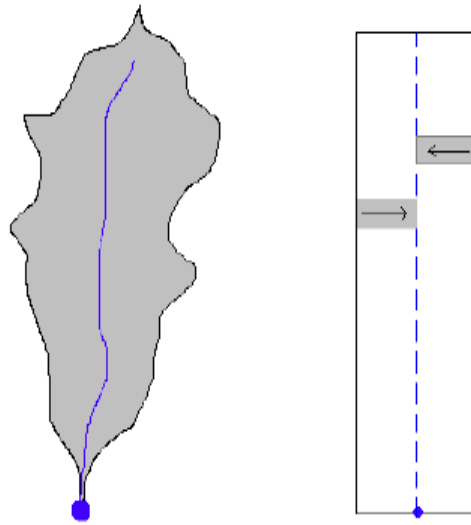


Figure IV.2 : Modélisation d'un modèle de bassin pour le modèle d'onde cinématique
 Sans rentrer dans la théorie complète, et sous quelques hypothèses simplificatrices, l'équation de mouvement et celle de continuité donnent :

$$\frac{\partial A_T}{\partial t} + \alpha^{m-1} \frac{\partial A_T}{\partial x} = q \quad (\text{IV.16})$$

Avec

$$\alpha = 1.486 \frac{S^{0.5}}{N} \quad (\text{IV.17})$$

$$m = \frac{5}{3N} \quad (\text{IV.18})$$

Où , A_T : Section transversale ;

S : Pente,

N : Coefficient de rugosité tabulé;

q : Débit d'apport latéral par unité de longueur du canal.

HEC-HMS représente les écoulements de surface sur un canal rectangulaire de largeur unité. 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.

1.3 Modélisation des précipitations

1.3.1 Précipitations moyennes

A partir des mesures pluviométriques effectuées sur le bassin versant, on obtient la moyenne surfacique des précipitations (P_{moy}). Elle est calculée à partir de la moyenne arithmétique après avoir attribué un coefficient de pondération pour chaque station pluviométrique:

$$P_{moy} = \frac{\sum_i \left(w_i \sum_T p_i(t) \right)}{\sum_i w_i} \quad (IV.19)$$

Où, w_i : Coefficient de pondération affecté au pluviomètre i ;

$P_i(t)$: hauteur des précipitations mesurée au pluviomètre i au temps t .

Le poids affecté à un pluviomètre est fonction de la surface qu'il couvre. Les méthodes utilisées pour calculer le coefficient de pondération sont :

Moyenne arithmétique

Cette méthode permet de calculer un coefficient égal à l'inverse du nombre de stations. C'est le même coefficient qui sera appliqué à l'ensemble des stations de mesure se trouvant sur le bassin versant ou à ses alentours.

$$w_i = \frac{1}{N} \quad (IV.20)$$

Avec, N : Nombre de stations pluviométriques.

Polygones de Thiessen

Cette méthode permet de déterminer le coefficient de pondération en utilisant les polygones de Thiessen (Fig.IV.3). Le coefficient de pondération est calculé par la formule ci-dessous :

$$w_i = \frac{a_{ij}}{A_j} \quad (IV.21)$$

avec, a_{ij} : Surface d'intersection du " polygone j " et du " sous bassin i "
 A_j : Surface totale du sous bassin j .

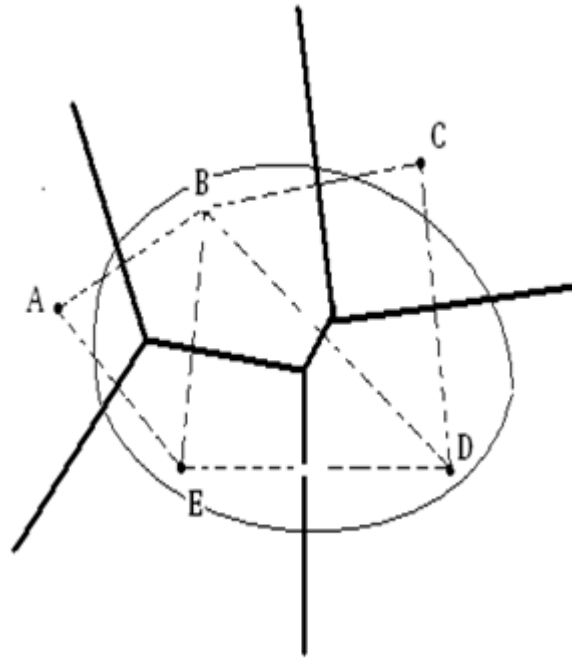


Figure IV.3 : Polygones de Thiessen

Les isohyètes

Une isohyète est une ligne dont la pluviosité est la même sur tous ses points. Dans ce cas les coefficients de pondération peuvent être calculés de la manière suivante :

$$w_j = \frac{b_{ij}}{A_i} \quad (\text{IV.22})$$

Avec, b_{ij} : Surface délimitée par le sous-bassin i et les deux isohyètes j et $j+1$;

A_i : Surface totale du sous-bassin i .

La pluie moyenne sur le sous-bassin i est calculée par la suite en utilisant la formule suivante :

$$P_{moy} = \sum_{j=1}^K w_j P_j \quad (\text{IV.23})$$

Avec

$$P_j = \frac{h_j + h_{j+1}}{2} \quad (\text{IV.24})$$

Avec, P_j : Précipitation moyenne entre deux isohyètes j et $j+1$;

K : nombre total d'isohyètes.

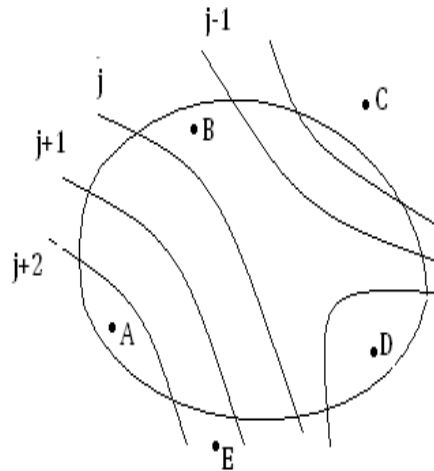


Figure IV.4. Exemple de courbes isohyètes

1.3.2 Répartition temporelle

Après avoir calculé la moyenne totale des précipitations, il faut ensuite trouver la répartition temporelle des précipitations à partir de la répartition typique de l'évènement pluvieux notée $P_{typ}(t)$:

$$P_{moy} = \left[\frac{\sum_t P_{typ}(t)}{\sum_t P_{typ}(t)} \right] P_{moy} \quad (IV.25)$$

$$P_{typ}(t) = \frac{\sum_j (w_j P_j(t))}{\sum_j w_j} \quad (IV.26)$$

où :

Avec w_j : coefficients de pondération affectés au pluviomètre j.

1.3.3 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'hétérogramme 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. HEC-HMS définit alors la répartition temporelle des pluies en un nœud par pondération des données pluviométriques donnée par la relation suivante :

$$P_{node}(t) = \sum_i^k w_i P_i \quad (IV.27)$$

Où : w_i : le coefficient de pondération affecté à la station i ;
 K : nombre de stations.

Pour calculer les coefficients de pondération, HEC-HMS construit un repère orthogonal basé sur un nœud (figure IV.3), puis il détermine pour chaque quadrangle délimité par deux axes une station (la plus proche du nœud). Le facteur de pondération est calculé par la relation suivante :

$$w_j = \frac{1/d_i^2}{\sum 1/d_j^2} \tag{IV.28}$$

Où, $1 / d_j^2$: Inverse du carré de la distance de la station j au « nœud P ».

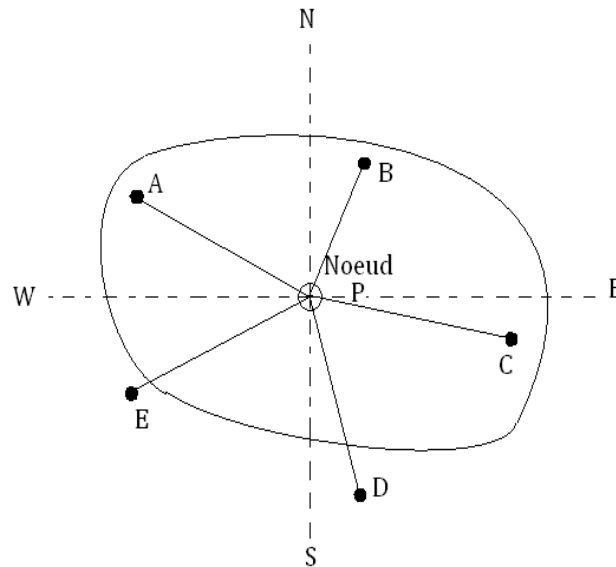


Figure IV.5 : Illustration de la méthode

Une fois la série $P_{node}(t)$ est établie pour tous les nœuds, la moyenne temporelle des précipitations est calculée par la relation suivante :

$$P_{loy}(t) = \frac{\sum_{node} (w_{node}(t) P_{node}(t))}{\sum_{node} w} \tag{IV.29}$$

Où : w_{node} est le poids affecté pour chaque nœud. Si un seul nœud est utilisé dans le bassin versant, w_{node} sera égal à 1.

1.3.4 Evénements pluvieux hypothétiques

On peut créer avec le logiciel HEC-HMS des évènements pluvieux 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.

1.3.4.1 Pluie hypothétique basée sur la fréquence

L'objectif de cette méthode est de définir un événement pour lequel la hauteur et la durée des précipitations sont déterminées pour une probabilité de dépassement donnée. Pour définir cet événement avec HEC-HMS l'utilisateur doit spécifier la hauteur de précipitation en chaque pas de temps pour une probabilité de dépassement choisi. Les hauteurs des précipitations peuvent être déduites à partir des courbes HDF (Hauteur-Durée-Fréquence). HEC-HMS applique un coefficient de correction de surface aux hauteurs données par les courbes HDF. Généralement, la distribution de l'intensité des précipitations est non uniforme sur le bassin versant, la hauteur moyenne sur la surface du bassin est inférieure à la hauteur donnée par les courbes HDF. Pour remédier à ce problème, le U.S. Weather Bureau, a défini des facteurs qui permettent d'ajuster les hauteurs données par les courbes HDF à la hauteur moyenne. Ces facteurs, exprimés en pourcentage, sont fonction de la surface du bassin et de la durée de la pluie (figure IV.6).

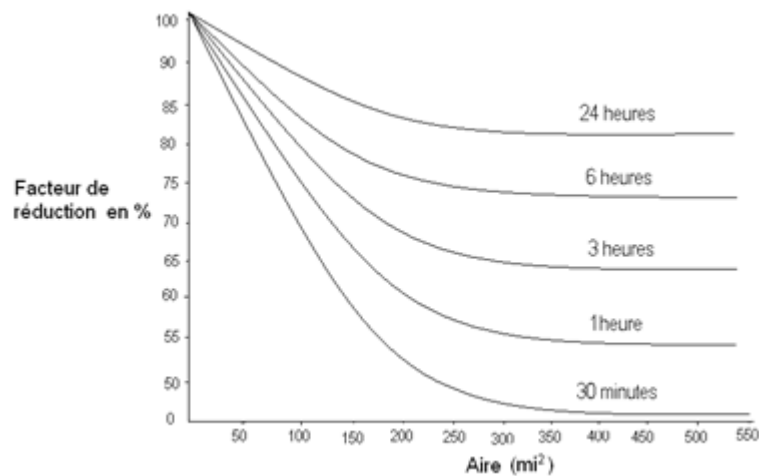


Figure IV.6 : Facteurs de réduction des hauteurs déduits à partir des courbes HDF.

HEC-HMS fait une interpolation linéaire pour calculer les hauteurs d'eau en pas de temps régulier. Ensuite, il détermine un histogramme à partir des valeurs incrémentales des hauteurs de précipitations par la méthode dite en « Bloc ». Cette méthode positionne la hauteur maximale en milieu de l'hétéogramme. Les blocs restants sont arrangés alors dans l'ordre décroissant, alternativement avant et après le bloc central. Cette méthode est illustrée sur la figure IV.7.

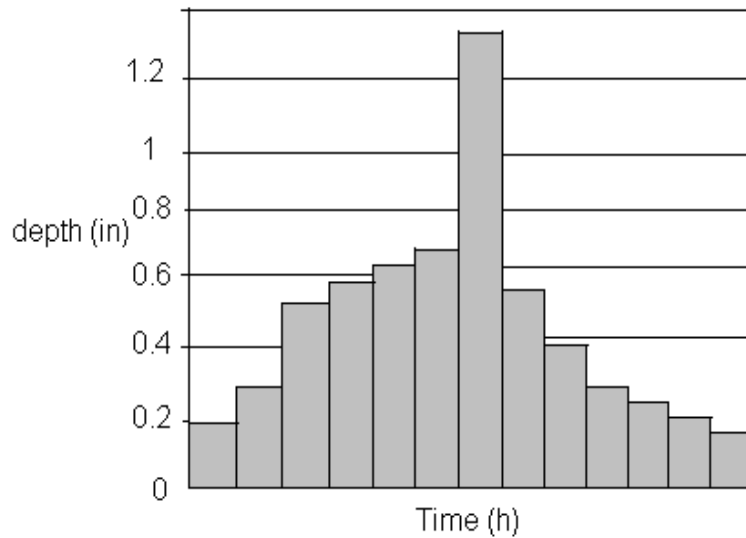


Figure IV.7 : Exemple de la distribution de la Pluie basée sur la fréquence

1.3.4.2 Pluie hypothétique dont la distribution est définie par l'utilisateur

Cette option donne à l'utilisateur la possibilité de définir la hauteur et la distribution de la pluie hypothétique. On peut aussi donner la quantité totale d'eau tombée sur le bassin versant et la fraction de cette quantité à chaque instant. Parmi les pluies hypothétiques les plus utilisées dans les simulations, figurent les pluies SCS. La figure IV.6 illustre le cas d'une pluie SCS de type I.

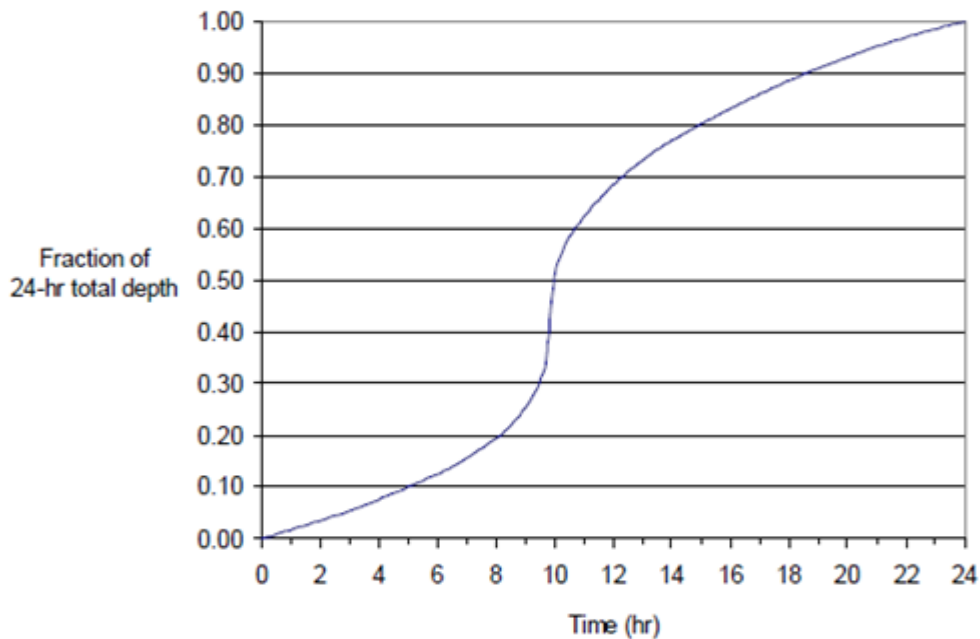


Figure IV.8 : Averse hypothétique SCS de type I

1.4 Etapes d'une simulation avec HEC-HMS

Pour effectuer une première simulation, il est nécessaire de créer une base de données pour caractériser le bassin versant et déterminer les averses qui seront employées comme données d'entrée du modèle. Les principales étapes de la simulation sont :

- Démarrage d'un nouveau projet
- Définition du modèle de bassin versant
- Entrée des données météorologiques
- Définition du modèle de précipitation
- Définition des paramètres de contrôle de la simulation
- Création et exécution d'une simulation
- Visualisation des résultats

1.5 Application du modèle HEC-HMS :

Le modèle HEC HMS comprend deux modules : La modélisation du bassin versant et la modélisation des précipitations

Notons que les données nécessaires requises pour HEC-HMS sont :

- La configuration des éléments physiques du bassin (sous-bassin, canaux, réservoirs, jonctions, diversions, sources et exutoire) et leurs caractéristiques ;
- Les précipitations : ces données peuvent correspondre à des relevés pluviométriques réels d'événement pluvieux ordinaires ou exceptionnelle mais aussi à des événements théoriques basés sur une étude statistique ;
- Paramètres de contrôle de la simulation.

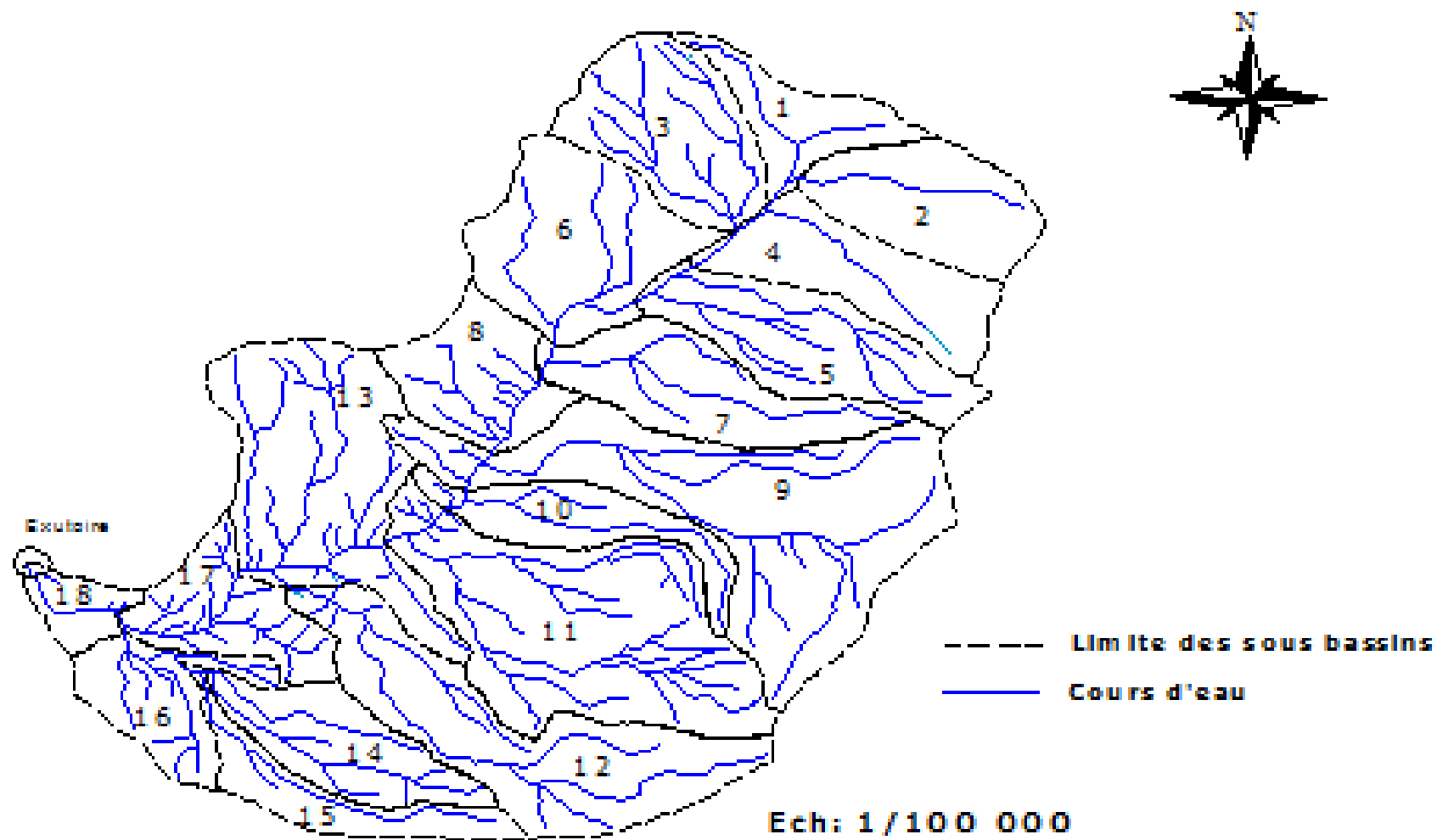
Chacun des trois modules, composant HEC-HMS nécessite un certain nombre de données à saisir et un certain nombre de fonctionnalités. Cette configuration permet de faciliter le travail et autorise la réalisation d'un nombre multiple de scénarios dans une optique de confrontations des résultats de ces scénarios.

1.5.1 Modélisation du bassin versant

La modélisation d'un bassin versant consiste, en premier lieu une schématisation du ce bassin ;

➤ Découpage du bassin versant

Se basant sur les cours d'eau principal, le bassin versant est découpé en 18 sous-bassins (Fig IV.9).



FigureIV.9: Découpage du bassin versant en sous-bassins.

Tableau IV.1 : Surface des sous-bassins.

Sous-bassins	S (Km ²)
1	6,2
2	3,8
3	7,3
4	6,5
5	7,5
6	8,7
7	6,9
8	5,2
9	17,9
10	4,4
11	15,7
12	12,3
13	11,9
14	5,3
15	3,7
16	4,3
17	4,7
18	1,7
Total	134

Le schéma du modèle de bassin: Le schéma du modèle de bassin est la représentation du modèle hydrologique du bassin et de ses éléments (sous bassin, jonction,...) et leurs connectivités (Fig IV.10).

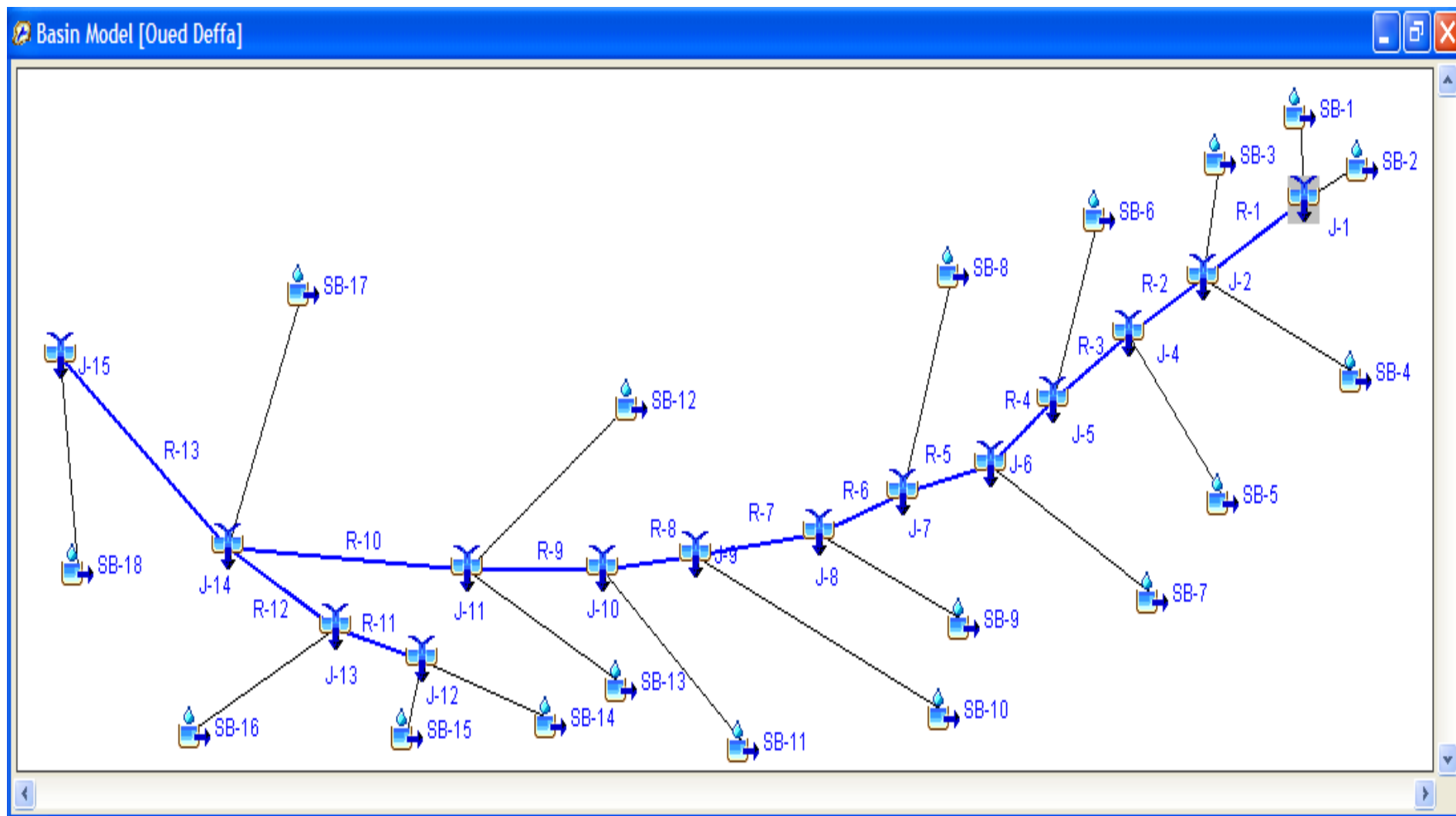


Figure IV.10 : Schéma du modèle de bassin par HEC-HMS.

➤ **Modélisation des pertes par le modèle SCS Curve Number (CN) (Fonction de production)**

Le modèle SCS Curve Number (CN) estime l'excès de précipitations comme une fonction des précipitations cumulées, de la couverture et de l'humidité initiale du sol à partir de l'équation suivante (HEC-HMS, 2000):

Le CN est estimé en fonction du type du sol (groupe de sol) et en fonction du pourcentage des surfaces construites par rapport à la surface totale du site à étudier (Impervious) (Tableau.IV.2) (SCS, 1986)

Tableau IV.2: CN en fonction de groupe de sol et pourcentage des surfaces construites

Pourcentage des surfaces construites (Impervious)	Groupe de sol		
	A	B	C
65%	77	85	90
38%	61	75	83
25%	54	70	80
20%	51	68	79

Source:SCS, 1986

La méthode SCS définit ces groupes de sol comme suit (SCS, 1986)

Groupe A: Ce groupe est caractérisé par des sols qui ont un faible potentiel de ruissellement. Il comprend des sols sableux contenant une faible fraction de limon et d'argile. La vitesse d'infiltration varie de 7,5 à 12 mm/h.

Groupe B: Ce groupe est caractérisé par des sols ayant un potentiel de ruissellement relativement faible. Il comprend les sols sablo-limoneux de texture moyennement grossière à moyennement fine (donc moins bien structurés que le groupe A). La vitesse d'infiltration de base est modérée (de 4 à 7,5 mm/h).

Groupe C: Les sols de ce groupe sont caractérisés par un potentiel de ruissellement assez élevé. La vitesse d'infiltration de base est relativement faible (de 1 à 4 mm/h), il s'agit des sols argileux.

Pour un bassin versant composé de différents types de sols, on peut établir un CN moyen par la relation IV.30:

$$CN_{moy} = \frac{\sum_i a_i CN_i}{\sum_i A_i} \quad (IV.30)$$

Où, j : L'indice associé à la subdivision du bassin de type de sol uniforme; a_{ij} : l'aire de la subdivision j dans le sous-bassin i et A_i : l'aire du sous-bassin i .

Le pourcentage des surfaces non construites plus les surfaces qui contiennent des argiles est estimé à 40%.

Les sols du groupe C couvrent 45 % de la surface totale du bassin versant. Les sols de type B couvrent 30% de la surface. Le reste de la surface (25%) est couverte par des sols du groupe A. Le Curve Number moyen obtenu est égal à 74.

Les pertes initiales (Initial abstraction) sont calculées par la formule (IV.5).

Les pertes initiales, le curve number et le pourcentage des surfaces construites sont introduites dans le logiciel HEC-HMS (Tableau .IV.3).

Tableau IV.3: Paramètres introduits dans le logiciel HEC-HMS pour la fonction de production SCS Curve Number.

Subbasin	Initial Abstraction (MM)	Curve Number	Impervious (%)
Subbasin-2	16,93	75	40
Subbasin-1	16,93	75	40
Subbasin-3	16,93	75	40
Subbasin-4	16,93	75	40
Subbasin-5	16,93	75	40
Subbasin-6	16,93	75	40
Subbasin-7	16,93	75	40
Subbasin-8	16,93	75	40
Subbasin-9	16,93	75	40
Subbasin-10	16,93	75	40
Subbasin-11	16,93	75	40
Subbasin-13	16,93	75	40
Subbasin-12	16,93	75	40
Subbasin-14	16,93	75	40
Subbasin-15	16,93	75	40
Subbasin-16	16,93	75	40
Subbasin-17	16,93	75	40
Subbasin-18	16,93	75	40

Avantages et inconvénients du modèle SCS Curve Number (CN)

Avantages

- La méthode est simple, prévisible et stable.
- Compte seulement sur un paramètre, qui change en fonction du type de sol, de l'occupation et l'utilisation de la terre.
- Méthode bien établie, largement admise pour l'usage aux USA et à l'étranger (Henine, 2004).

Inconvénients

- La méthode ne tient pas compte de la théorie des écoulements non saturés.
 - L'abstraction initiale par défaut (0.2S) ne dépend pas des caractéristiques de la pluie, donc si elle est utilisée, elle sera la même pour des averses à des périodes de retour différentes.
 - La méthode ne tient pas compte de l'intensité des précipitations (Henine, 2004)
- **Modélisation de ruissèlement (Fonction de transfert)**

La méthode de transformation choisie pour la simulation dans le logiciel HEC-HMS est celle de l'hydrogramme unitaire synthétique de **SCS (Soil Conservation Service)** et de CLARK.

Tableau IV.4 : Paramètres introduits dans le logiciel HEC-HMS pour le modèle de ruissèlement de **SCS (Soil Conservation Service)**.

Subbasin	Lag Time (MIN)
Subbasin-2	14,6
Subbasin-1	32,1
Subbasin-3	13,4
Subbasin-4	21,4
Subbasin-5	22,9
Subbasin-6	29,1
Subbasin-7	26
Subbasin-8	34,2
Subbasin-9	45,5
Subbasin-10	26,8
Subbasin-11	33,3
Subbasin-13	43,2
Subbasin-12	45,2
Subbasin-14	34,8
Subbasin-15	43,7
Subbasin-16	29,4
Subbasin-17	63,3
Subbasin-18	19,3

Tableau IV.5: Paramètres introduits dans le logiciel HEC-HMS pour le modèle de ruissellement de Clark.

Subbasin	Time of Concentration (HR)	Storage Coefficient (HR)
Subbasin-2	0,4	0,2
Subbasin-1	0,89	0,44
Subbasin-3	0,87	0,435
Subbasin-4	0,595	0,297
Subbasin-5	0,636	0,318
Subbasin-6	0,8	0,4
Subbasin-7	0,72	0,36
Subbasin-8	0,95	0,475
Subbasin-9	1,26	0,63
Subbasin-10	0,745	0,3725
Subbasin-11	0,93	0,46
Subbasin-13	1,2	0,6
Subbasin-12	1,255	0,627
Subbasin-14	0,965	0,48
Subbasin-15	1,2	0,6
Subbasin-16	0,82	0,41
Subbasin-17	1,76	0,88
Subbasin-18	0,54	0,27

Les valeurs minimales et maximales des paramètres du modèle de CLARK acceptées par le logiciel HEC-HMS(Tab.IV.6).

Tableau IV.6: Valeurs minimales et maximales des paramètres du modèle de CLARK acceptées par le logiciel HEC-HMS.

Modèle	Paramètre	Minimum	Maximum
Hydrogramme unitaire de CLARK	Temps de Concentration	1 h	500 h
	Coefficient de stockage	0,5 h	150 h

Source: HEC-HMS, 2000

1.5.2 Modélisation des précipitations

La méthode pluie hypothétique basée sur la fréquence est choisi pour la modélisation des précipitations.

1.5.3 Simulation hydrologique et visualisation des résultats

L'intégration des données dans le modèle HEC-HMS, permet d'exécuter la simulation. Parmi les résultats engendrés par l'utilisateur, notre intérêt se porte sur les hydrogrammes des crues. Les résultats peuvent être visualisés En utilisant l'écran du modèle de bassin en chaque élément de bassin (les jonctions et les sous-bassins) sous forme:

- De graphe (graph);
- De tableau récapitulatif des résultats (Summary table);
- De tableau relatif aux résultats calculés à chaque pas de temps (Time Series Table).

Les résultats ont été visualisés surtout sous forme de graphes.

Une attention particulière a été accordée à la jonction « j14 » située en bas du bassin « SB17 » qui contient la ville d'el Bayadh.

L'hydrogramme de crue produit par le bassin versant au niveau de la jonction « j14 » pour les deux modèles est représenté en (Fig.IV.11) et (Fig.IV.12).

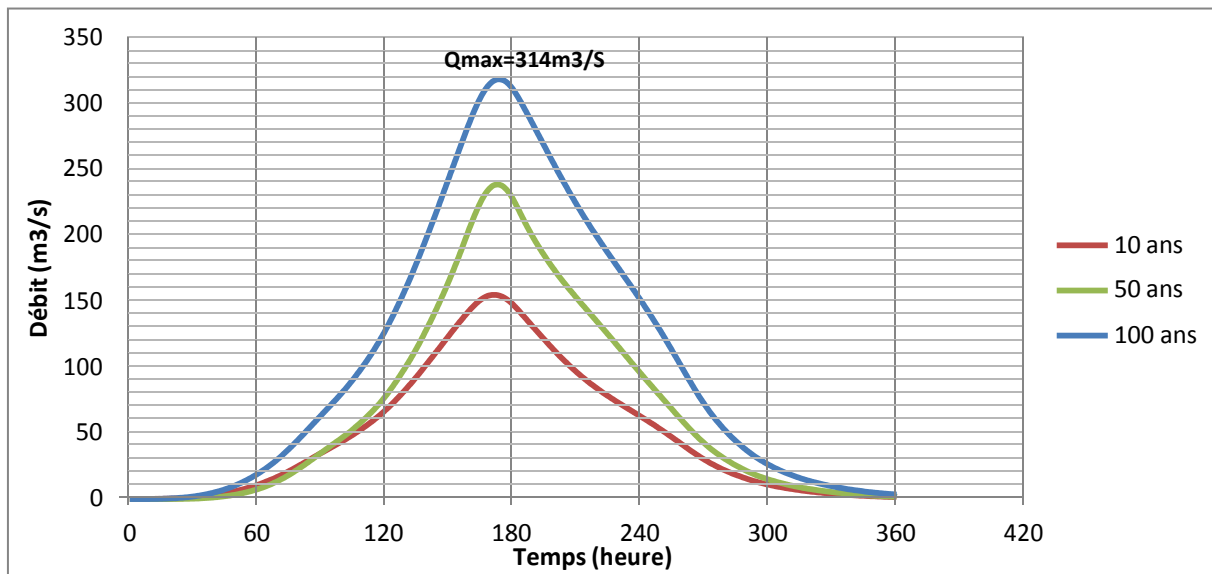


Figure IV.11: Hydrogramme Synthétique de CLARCK au niveau de jonction « j14 » pour les différentes périodes de retour.

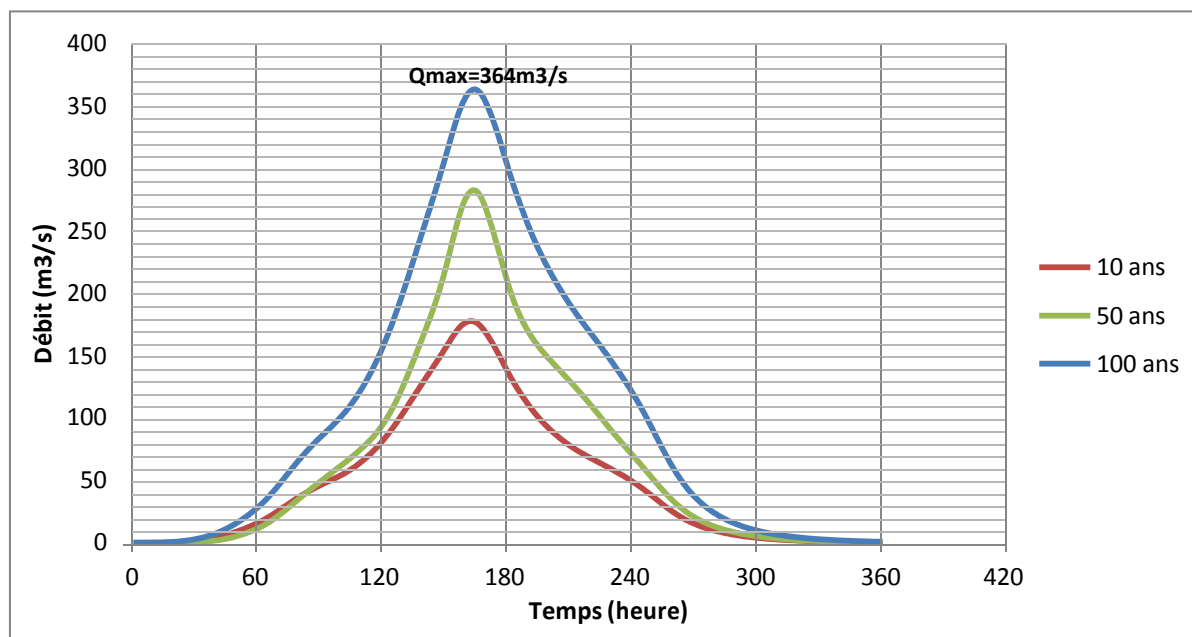


Figure IV.12: Hydrogramme Synthétique de SCS au niveau de la jonction « j14 » pour les différentes périodes de retour.

2 Méthode de l'hydrogramme synthétique (méthode des isochrones)

La méthode de l'hydrogramme synthétique appelée aussi méthode des isochrones approche le phénomène en transformant les pluies en débit et permet la construction des hydrogrammes de crues à différentes fréquences. Son application nécessite trois paramètres importants : l'exposant climatique issu d'une étude des pluies de courtes durées, la précipitation maximale journalière et le déficit d'écoulement.

Cette méthode développée par Laurrieu est basée sur la concentration des eaux du bassin versant et le tracé des isochrones.

Certaines hypothèses sont admises quant à son application :

- répartition uniforme de l'averse génératrice de la crue sur le bassin versant.
- vitesse de transfert des eaux est constante de l'amont à l'aval.
- Pluie efficace est calculée à partir d'une réduction des pertes (Touaibia, 2004)

➤ **Construction d'un réseau d'isochrones**

L'isochrone est une ligne, un lieu géométrique de points tels que le temps de parcours d'une Goutte d'eau depuis chacun de ces points jusqu'à l'embouchure est le même.

L'isochrone la plus éloignée représente le temps de concentration du bassin, c'est-à-dire que le temps mis pour que toute la surface du bassin contribue à l'écoulement dans l'exutoire après une averse supposée homogène. Le tracé du réseau consiste:

- Diviser le réseau d'écoulement en segments de longueur constante à partir de l'embouchure jusqu'à la partie amont des plus petits talwegs tributaires.

- Après numérotation, chacun des points est caractérisé par 3 paramètres :

- La distance à l'embouchure.
- L'élévation relative.
- Le temps de parcours de l'eau ; c'est ce paramètre qui apparaît sur la carte topographique du bassin versant.

Le temps de parcours de l'eau du point i , jusqu'à l'exutoire est :

$$t_i = \frac{d_i}{V_m} \quad (\text{IV.31})$$

Avec : d_i : distance mesurée suivant le trajet de l'eau.

V_m : vitesse moyenne de ruissellement.

-tracé de façon aléatoire un certain nombre de points éparpillés sur le bassin et à partir de chacun, on dessine le parcours probable de l'eau (c'est -à-dire une ligne de pente maximale) jusqu'à la rencontre du cours d'eau ou de l'un des talwegs.

Une fois que tous les points sont identifiés par le temps de parcours, le tracé du réseau d'isochrones est déterminé par interpolation (**Fig.IV.13**).

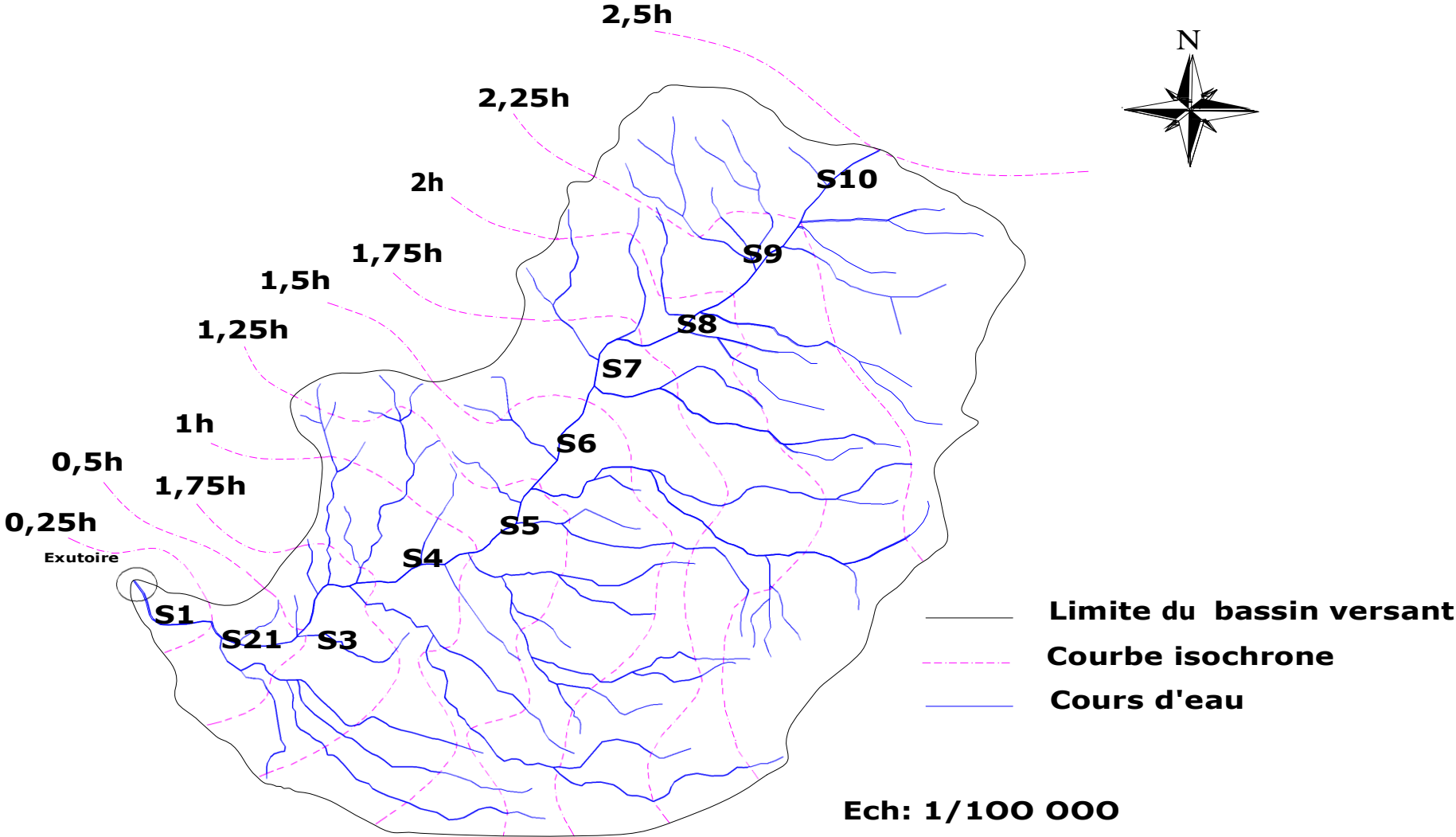


Figure IV.13 : Tracé d'un réseau d'isochrones.

▪ Calcul de débit maximum :

Le débit est donné par la formule IV.32 :

$$Q_{\max} = \frac{S_{\max} I_{\text{eff}}}{3,6} \quad (\text{IV.32})$$

avec : S_{\max} : surface maximum débitante (km^2).

I_{eff} : intensité efficace (mm/h).

$$I_{\text{eff}} = \frac{P_{\text{eff}}}{t_{\text{eff}}} \quad (\text{IV.33})$$

Avec : P_{eff} : pluie efficace en mm

t_{eff} : temps efficace en heure.

Les isochrones sont tracées sur le bassin versant après avoir calculé la vitesse de transfert des eaux V_t , définit comme étant le rapport entre la longueur du cours d'eau principal et le temps de concentration des eaux.

Elle est exprimée en général en Km/h.

Les surfaces débitantes S_i sont déterminées par planimétrie. Ces surfaces sont déterminées pour chaque pas de temps (Tableau.IV.7).

Tableau IV.7 : Surfaces débitantes (Km²)

$S_i(\text{Km}^2)$ T(h)	S ₁	S ₂	S ₃	S ₄	S ₅	S ₆	S ₇	S ₈	S ₉	S ₁₀	S _{Max}
0,25	1,26	3,82	7,57	11,4	13,34	17,39	15,97	17,06	22,83	23,36	1,26
0,5		5,08	11,39	18,97	24,74	30,73	33,36	33,03	39,89	46,19	5,08
0,75			12,65	22,79	32,31	42,13	46,7	50,42	55,86	63,25	12,65
1				24,05	36,13	49,7	58,1	63,76	73,25	79,22	24,05
1,25					37,39	53,52	65,67	75,16	86,59	96,61	37,39
1,5						54,78	69,49	82,73	97,99	109,95	54,78
1,75							70,75	86,55	105,56	121,35	70,75
2								87,81	109,38	128,92	87,81
2,25									110,64	132,74	110,64
2,5										134	134

Pour connaître le débit maximum, il faut avoir l'intensité efficace (Tab.IV.8)

$$P_{net} = P_{max,t,p\%} \tag{IV.34}$$

La pluie maximale journalière probable : $P_{max,t,p\%}$, est extraite selon la loi de distribution théorique.

Tableau IV.8 : Détermination du débit maximum probable $Q_{max,1\%}$.

S_{max} débitante Km ²	Durée averse t(h)	Pluie nette P_{net} (mm)	Déficit d'écoulement D (mm)	Pluie efficace P_{eff} (mm)	Intensité efficace I_{eff} (mm/h)	Q_{max} (m ³ /s)
1,26	0,25	11	14	0	0	0
5,08	0,5	16	13	3	6	8
12,65	0,75	19	12	7	9	21
24,05	1	22	11	11	11	73
37,39	1,25	24	10	14	11	114
54,78	1,5	26	9	17	11	167
70,75	1,75	28	8	20	11	216
87,81	2	30	7	23	12	293
110,64	2,25	32	6	26	12	369
134	2,5	34	5	29	12	447

$$P_{eff} = P_{net} - D \tag{IV.35}$$

$$I_{eff} = P_{eff} / t_{eff} \tag{IV.36}$$

$$Q_{max} = S * I_{eff} / 3,6 \tag{IV.37}$$

D: Déficit d'écoulement.

Le déficit d'écoulement est calculé d'après la carte d'écoulement et la carte de précipitation, il est estimé à 40% de la précipitation tombé ; il a été pris comme hypothèse que le déficit se diminue de 0,5 mm chaque 15 minute.

Calcul des ordonnées de l'hydrogramme synthétique :

Les ordonnées de l'hydrogramme de crue probable sont calculées par la formule IV.38 :

$$Q_{\max, p\chi} = \frac{I_{\text{eff}, \max} \sum_{i=1}^n S_i}{3,6} = a \sum_{i=1}^n S_i \quad (\text{IV.38})$$

$I_{\text{eff}, \max}$: Elle correspond au débit de pointe ou t_m (temps de montée) .

La somme des S_i reste à définir, pour la détermination du temps de base de la crue.

Le temps de base de la crue est de 5 h dans notre cas.

Tableau IV.9 : Ordonnées de l'hydrogramme de crue (T=100 ans).

Durée de la crue t (h)	$\sum S_i \text{ km}^2$	$Q_{\max i} (\text{m}^3/\text{s})$
0,25	1.26	4
0,5	5.08	17
0,75	12.65	42
1	24.05	80
1,25	37.39	125
1,5	54.78	183
1,75	70.75	236
2	87.81	293
2,25	110,64	369
2,5	134	447
2,75	132.74	442
3	128.92	430
3,25	121.35	405
3,5	109.95	367
3,75	96.61	322
4	79.22	264
4,25	63.25	211
4,5	46.19	154
4,75	23.36	78
5	0	0

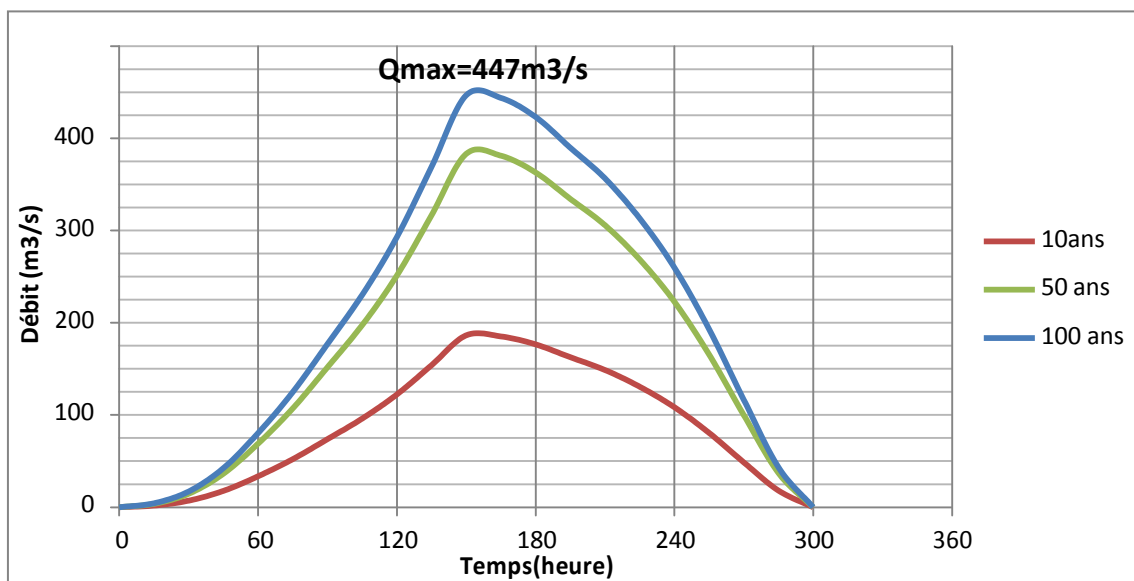


Figure IV.14: hydrogramme de crue obtenu par la méthode des isochrones pour le bassin de oued Deffa pour les différentes périodes de retour.

Tableau IV.10: Résumé des résultats obtenus :

Modèle	Période de retour	Temps de montée (h)	Temps de base (h)	Débit max (m ³ /s)	Volume de crue (Mm ³)
SCS	10 ans	2,75	6	177	1,9
	50 ans	2,75	6	282	3
	100 ans	2,75	6	364	3,9
CLARK	10 ans	3	6	155	1,7
	50 ans	3	6	238	2,6
	100 ans	3	6	319	3,4
Méthode des isochrones	10 ans	2,25	4,75	186	3,1
	50 ans	2,25	4,75	383	3,3
	100 ans	2,25	4,75	447	7,6

Conclusion

L'absence des données hydrométriques conduit à chercher des modèles ne nécessitant pas de calage, pouvant donner des résultats satisfaisants. Les modèles utilisés sont les HEC-HMS pour les deux méthodes : SCS (**Soil Conservation Service**) et CLARK ainsi que la méthode des isochrones.

Les résultats montrent que les deux modèles de HEC-HMS et la méthode des isochrones donnent des résultats satisfaisants et proches, les débits des crues centennales sont respectivement pour le SCS, CLARK et la méthode des isochrones : 364, 319 et 442 m³/s.

Les crues assez marquées enregistrées durant l'événement survenu le 1 octobre 2011, ont généré des débits de pointe plus importante environ de 450 m³/s ; le débit de cette crue est proche de résultat obtenu par la méthode des isochrones.

CONCLUSION GENERALE

CONCLUSION GENERALE

Pour des raisons socio-économiques, la gestion des ressources et des risques naturels devient un enjeu important de la société moderne. Sur le plan hydrologique, il est alors important d'approfondir les connaissances aussi bien au niveau des crues que sur la quantité d'eau mobilisable, et notamment suite aux impacts anthropiques sur la surface (urbanisation, changement du couvert végétal) ou sur les entrées météorologiques (variations climatiques). Or la plupart des bassins versants, même dans des pays développés, ne sont pas ou très faiblement instrumentés, ce qui rend les travaux d'estimation ou de prévision très incertains.

L'estimation des débits de crue souffre de nombreuses indéterminations. Le manque de données explique en partie cette méconnaissance. Les enjeux humains et matériels justifient qu'on s'intéresse aux crues soudaines et violentes avec les dommages dus aux inondations sont en constante augmentation

L'objectif général de ce travail était de parvenir à proposer une approche méthodologique pour la détermination des débits de crue des bassins versants non jaugés.

Compte tenu des différents problèmes existants dans la modélisation hydrologique et des données disponibles sur notre bassin (absence d'observations hydrométriques), le but souhaitable est donc non pas d'aboutir infinie à un modèle qui reproduit correctement les débits à l'exutoire du bassin versant mais plutôt un modèle qui reproduit ces débits en tenant compte des processus hydrologiques pouvant y avoir lieu et ne nécessitant pas de calage.

Nous avons proposés une méthodologie de modélisation pour la détermination de débit de crue.

Développer la connaissance du risque inondation ; le phénomène naturel générateur de ce risque, ses causes, ses modalités de survenance et de déroulement ainsi que les enjeux et leur vulnérabilité.

Citer les causes et types d'inondations catastrophiques en Algérie et donner un inventaire descriptif des inondations les plus catastrophiques survenues au pays.

Définir la modélisation hydrologique et modèles Pluie-Débit et présenter quelques travaux réalisés sur la modélisation pluie-débit en zones semi-arides.

Présenter notre bassin versant en situant ces différentes caractéristiques : géomorphologie, topographie, climat et réseau hydrographique. Cela peut montrer que la topographie, la nature du sol et les conditions climatiques sont les facteurs qui réagissent le plus sur l'écoulement superficiel.

CONCLUSION GENERALE

Faire un historique des crues qui ont été enregistrées au niveau de la zone d'étude en détaillant l'événement marquant le 1^{er} Octobre 2011, en passant par les dégâts causés lors de cet événement.

Présentation et traitement des données disponibles. Il s'agit des enregistrements pluviométriques et pluviographiques. La qualité des données pluviométriques quant à leur homogénéité est vérifiée par un test non paramétrique (test de la médiane). Celle-ci a servi à la validation des séries de l'enregistrement pluviographiques. Le seuil retenu a permis de rejeter seulement 2 années et valider 11 ans de la série pluviographique, les années rejetées sont celles dont les maxima annuelles sont manquants.

Une modélisation des courbes IDF par la méthode classique basée sur les séries en dessous d'un seuil (SDP), les séries des maxima annuels (SMA) ont été prises à titre de comparaison. L'indépendance d'une série doit être assurée quelque soit l'approche sélectionnée (SMA ou SDP). Pour cette étude, l'indépendance des séries SMA n'est pas abordée, vu le choix d'un maximum pour chaque année des observations, donc l'indépendance de ces observations est garantie. En revanche, l'indépendance des séries SDP a été étudiée par le test non paramétrique du Spearman.

La méthode consiste à trouver les quantiles à partir d'un ajustement d'une loi de distribution théorique, où l'adéquation a été vérifiée par le test de Pearson (χ^2) pour un seuil de signification de 95%. Les résultats montrent que la série (SMA) s'ajuste à la loi normale et la série SDP s'ajuste à la loi log normale, et que les séries SDP s'adaptent mieux aux zones arides.

Après avoir fait une étude bibliographique et traité les données nécessaires, le choix est porté sur l'utilisation de deux méthodes: le Modèle semi-distribué HEC-HMS, un modèle simple reposant sur un fonctionnement de type SCS, et la méthode de l'hydrogramme synthétique appelée aussi méthode des isochrones. Le choix de ces méthodes est justifié par plusieurs critères.

L'une des difficultés de la modélisation hydrologique avec HEC-HMS est la préparation de données, tels que le modèle du bassin et le modèle météorologique.

La mise en œuvre de ces méthodes a pris comme champs d'application le bassin versant d'Oued Deffa. Les résultats obtenus par les deux méthodes ne sont pas trop loin l'un de l'autre. Ils permettent d'aboutir au tracé de l'hydrogramme type de la crue. La simulation de la crue centennale relative notre zone d'étude, a permis de comparer les résultats obtenus avec les réalités historiques enregistrées (crue du 1^{er} Octobre 2011), ce qui peut valider les résultats obtenus par la méthode des isochrones.

CONCLUSION GENERALE

Le présent travail conduit à penser de mettre en œuvre d'autres études sur le bassin versant: par l'application d'autres modèles et la comparaison des résultats obtenus par ces modèles avec celle obtenus par HEC-HMS et La méthode de l'hydrogramme synthétique d'une part, et d'autre : par la régionalisation du bassin versant, il peut aussi ouvrir des pistes de recherches sur les IDF.

Finalement, le présent document peut servir les décideurs à gérer la situation vis-à-vis le risque violent d'inondation au niveau de notre zones d'étude par l'application de la méthode des isochrones.

REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES

- Abushandi, E. et Merkel, B. (2011a)** Application of IHACRES rainfall-runoff model into the Wadi Dhuliel arid catchment (in-press). *Journal of Water and Climate Change* 141 p.
- Ambroise, B. (1991)** Hydrologie des petits bassins versants ruraux en milieu tempéré, processus et modèles. Séminaire du Conseil Scientifique du département « Science du sol » de l'Institut National de Recherches Agronomiques de Dijon.
- Ambroise, B. (1998)** La dynamique du cycle de l'eau dans un bassin versant. Processus, Facteur, Modèles. Ed. H.G.A, Bucarest. Hongrie, 200 p.
- Amiar, S. et al. (2014)** Modélisation Pluie-Débit : Outil De Prévision Des Crues Le Mieux Adapté Par Le Modèle Hydrologique GR .Thèse de magister. Université Abou BEKR BELKAID .Tlemcen.172p.
- ANRH (Agence Nationale des Ressources Hydriques) (2014)** données pluviométriques, pluviographiques .Document interne. Direction régionale de l'ANRH. Oran. Algérie.
- ASAL.** Agence Spatiale Algérienne : Inondations d'El Bayadh, Octobre 2011. [Consulté le 6 octobre 2014]. Disponible à l'adresse : www.asal.dz/inondations-el-bayadh.php.
- BEHG. (2012)** Bassin versant oued Ouchaih note de calcul d'estimation des débits de crue. 9 p.
- Belagoune, F. et al. (2012)** Etude et modélisation des crues des cours d'eaux en milieu semi-aride « Cas des grands bassins versants 05, 06 et 07 ». Thèse de magister .Université KASDI MERBAH. Ouargla.156 p.
- Ben-zvi, A, (2009)** Rainfall intensity-duration-frequency relationships derived from large partial duration series. *Journal of Hydrology* 367,104-114.
- Benaouadj, A. et al. (2011)** Contribution à l'étude des inondations dans la vallée du M'Zab (Wilaya de Ghardaïa).Thèse de magister. ENSH. Blida.147p.
- Benjoudi, H et Hubert, P. (2002)** Le coefficient de compacité de Gravelius : analyse critique d'un indice de forme des bassins versants". *Hydrological Sciences-Journal-des Sciences Hydrologiques*. Page 922.
- Beven, K.J. (1989)** Changing ideas in hydrology, the case of physically-based models. *Journal of hydrology*, n° 105, pp. 157-172.

REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES

- Blin, P. (2001)** Développement d'une nouvelle méthode de cartographie du risque unitaire d'inondation (crue) pour des résidences. Thèse de Grande de Maître. Université du Québec. 126p.
- Boudahraa, H. (2007)** Modélisation pluie - débit à base géomorphologique en milieu semi-aride rural Tunisien : Association d'approches directe et inverse. Thèse de Doctorat. Univ. 7 novembre Carthage (Tunisie). 205p.
- Boukhelifa, M, (2011)** Contribution à la modélisation de la relation « pluie débit » en absence de données hydrométriques : cas d'une zone urbaine (ville de Tipaza). Thèse de magister. ENSH Blida. 167p.
- Chaouche, K. (2001)** Approche multifractale de la modélisation stochastique en hydrologie. Thèse de doctorat, Université Paris VI et Ecole Nationale du Génie Rural. Paris, France. 178p.
- Chaponnière , A. (2005)** Fonctionnement hydrologique d'un bassin versant montagneux semi-aride. Cas du bassin versant du Rehraya (Haut Atlas marocain).
- Charifi, S. (2006)** Application du modèle hydrologique GR2M sur les bassins versants de la Soummam et de l'Isser. Mémoire de Magister. ENP Algérie. 120p.
- Clarke, R.T. (1973)** A review of some mathematical models used in hydrology with observations on their calibration and use, Journal of hydrology, vol.19, p.1-20.
- CERTU** (Centre d'études sur les Réseaux, les Transports, l'Urbanisme et les constructions publiques) (2003) la ville et son assainissement. Principes et outils pour une Meilleure intégration dans le cycle de l'eau. CERTU, Lyon, France. 503p.
- Cortes, A. (2006)** L'appropriation active du risque inondation : intérêts et limites de la réglementation. Etude de cas entre Seyssel et Bregnier Cordon (Haut Rhône. Rapport de stage Ingénieur Maître-Institut de la Montagne.
- Defrance, B. (2009)** Plan de prévention des risques naturels d'inondation (PPRNi) Brévenne – Turdine. Compte-Rendu de la 1^{ère} réunion publique le 1^{er} octobre 2009 à Tarare. Chef du Service Environnement Risques et Développement durable (SERDD) pp 16.
- Desconnets, J.C., Diallo, A., Traore, O., Chene J.M., Morin, G. (1998)** Exemple d'application du modèle CEQUEAU : évaluation de l'impact des aménagements sur les écoulements de la rivière Nakambé -Burkina Faso. Water Resources Variability in Africa during the XXth Century (Proceedings of the Abidjan'98 Conference held at Abidjan, Côte d'Ivoire, November 1998). IAHS Publ. no. 252, 1998.

REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES

- Fadil, A., Rhinane, H., Kaoukaya, A., Kharchaf, Y., 2011.** Modélisation Hydrologique Du Bassin Versant De Bouregreg A Travers Des Modèles Différents : HEC-HMS Et SWAT. Proceedings Colloque International sur les Ressources en Eau et le Développement Durable, 22 et 23 Février ,2011.Alger, p.100-104.
- Gaume, E. (2002)** Un parcours dans l'étude des phénomènes extrêmes en hydrologies. Mémoire. H.D.R. Ecole National des Ponts et Chaussées. Paris, France.133p.
- Guillot, P. (1980)** Débit et pluies extrêmes, La méthodologie, VI^{ème} série, NO.20-21,19-24.
- HEC-HMS (Hydrologic Engineering Center- Hydrologic Modelling System).**
(2000).Technical Reference Manual.318p.
- Henine, H. (2004)** Interfaçage entre un modèle hydrologique / modèle hydrodynamique au sein d'un système d'information intégré sous web incluent les SIG. Mémoire de Magister. ENP Algérie.114p.
- IMPLIT, (2007).** Impact des évènements extrêmes (tempêtes et surcotes) liés au Changement Climatique sur les hydro-systèmes du littoral méditerranéen français, 2007. Rapport intermédiaire (juillet 2007), GICC intermédiaire 2.
- Koutsoyiannis, D., Kozonis, D. et Manetas, A. (1998)** A mathematical framework for studying rainfall intensity-duration- frequency relationships. Journal of hydrology. 206, 118-135.
- Koutsoyiannis , D. et Baloutsos, G. (2000)** Analysis of a long record of annual maximum rainfall in Athens, Greece, and design rainfall inferences. Natural Hazards, 22(1), 31-51.
- Koutsoyiannis, D. (2004)** Statistics of extremes and estimation of extreme rainfall: II. Empirical investigation of long rainfall records. Hydrological Sciences Journal, 49(4), 591- 610.
- Kingumbia, A. et Mailhot, A. (2008)** Courbes Intensité-Durée-fréquence (IDF): comparaison des estimateurs des durées partielles et des maximums annuels Québec, Canada. Hydrological Sciences Journal 55(2), 162-176.
- Laborde, J.P. (2000)** Eléments d'hydrologie De Surface. L'Université de Nice-Sophia Antipolis, Edition Centre National de la Recherche Scientifique (C.N.R.S), pp 8-137.
- Lang et al. (1999)** Towards operational guidelines for over-threshold modeling. Journal of hydrology 225, 103–117.
- Lang, M., Ouarda, T.B.M.J., Bobée, B.(1999)** Towards operational guidelines for over-threshold modeling. J.hydrol.225, 103-117.

REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES

- Madsen, H., Rasmussen, P. F. et Rosbjerg, D. (1997a)** Comparison of annual maximum series and partial duration series method for modelling extreme hydrologic events: 1. at site modelling. *Water Resour. Res.* **33**(4), 747–757.
- Madsen, H., Pearson, C. P. et Rosbjerg, D. (1997b)** Comparison of annual maximum series and partial duration series method for modelling extreme hydrologic events: 2. regional modelling. *Water Resour. Res.* **33**(4), 759–769.
- Maison, P. (2000)** Un modèle hydrologique de suivi de la pollution diffuse en bassin versant. Approche mécaniste simplifiée de la zone non saturée. Thèse de Doctorat. L'institut National Polytechnique de Toulouse en Science de la terre et environnement. 188p.
- MEDD (Ministère de l'écologie et du développement durable) « France », direction de la Prévention des pollutions et des risques, sous-direction de la Prévention des risques majeurs., 2004.** Risques naturels majeurs : Les inondations, Août 2004, 20 p. [Consulté le janvier 2014]. Disponible sur les sites :
<http://www.ecologie.gouv.fr>
<http://www.prim.net>
- Merabet, A. (2006)** Etude de la protection de la ville de Sidi Bel Abbés contre les inondations. Mémoire de Magister. Univ. de Sidi Bel Abbés Algérie. 156p.
- Meylan, P. et Musy, A. (1999)** Hydrologie fréquentielle. Editions HGA, Bucarest. Hongrie. 414p.
- Miquel. (1984)** Guide pratique d'estimation des probabilités de crues. Eyrolles, Paris. 98p.
- Muller, A. (2006)** Comportement asymptotique de la distribution des pluies extrêmes en France. Thèse de doctorat. Université de Montpellier II. Montpellier, France. 245p.
- Naghavi, B. et Yu, F.X. (1995)** Regional frequency analysis of extreme precipitation in Louisiana. *J. Hydraul. Engng ASCE* **121**(11), 818–827.
- Oufella, O. et Touiabia, B. (2005)** Contribution à la cartographie des zones vulnérables aux inondations Application de la méthode inondabilité : Cas de la ville de Sidi Bel Abbes. Thèse de magister. ENSH Blida. 131p.
- Perrin, C. (2000)** Vers une amélioration d'un modèle pluie-débit au travers d'une approche comparative. Thèse de Doctorat, INP Grenoble, 530p.
- Perrin, C., Samie, R., et Hendrick. X.F. (2009)** Les outils du projet : modélisation hydrologique et représentation des usages. Journée de restitution du projet, EDF (Toulouse) / Cemagref. 27 p.

REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES

- Rahai, A. (2007)** Délimitation des zones inondables -application à l'oued allalah- bassin versant de ténès. Mémoire de magistère de l'école nationale polytechnique d'alger.145p.
- Refsgaard, J. (1997)** Parametrisation, calibration and validation of distributed hydrological models. *Journal of Hydrology* 198, p. 69-97.
- Rosbjerg, D. et Madsen, H. (2004)** Advanced approaches in PDS/POT modelling of extreme hydrological events, (Denmark). British Hydrological society international conference on "Hydrology: Science & practice for the 21st century"(Pro.Imperial college London symp. Volume I, july 2004).217-220.
- Roudier, P. et Mahé ,G .(2010)** Calcul des débits classés sur le bassin du Bani (Mali) :une approche de la vulnérabilité des ouvrages et de la population depuis la sécheresse. *J. Sci. Hydro.* 55(3), 351-363.
- Salomon, J-N. (1997)** L'homme face aux crues et aux inondations .Presses Universitaire de Bordeaux. Université Michel de Montaigne - Bordeaux.
- SCS (Soil Conservation Service). (1986)** Technical Release 55: Urban Hydrology for Small Watersheds. USDA (U.S. Department of Agriculture). June 1986.
- Shaefer, M.G. (1990)** Regional analysis of precipitation annual maxima in Washington State. *Water Resour. Res.* 26(1), 119–131.
- Singh,V.P. (1995)** Accuracy of kinematic and diffusion wave approximations for space independent flows on infiltrating surfaces. *Hydrological Processes*, Vol. 9, pp. 1-18.
- Svensson, C., Clarke,R.T. et Jones, D.A (2007)** An experimental comaraison of methods for estimating rainfull intensity-duration-frequency relations from fragmentary records. *J. hydrol.* 341,79-89.
- Tavares, L. V. et Da Silva, J. E. (1983)** Partial duration series revisited. *J.Hydrol.*64, 1–14.
- Touaibia, B. (2004)** Manuel pratique d'hydrologie. Edition Madani frères. Blida. Algérie, 166p.
- Trefry, C. M., Watkins, D. W. & Johnson, D. (2005)** Regional rainfall frequency analysis for the State of Michigan. *J. Hydrol. Engng* 10(6), 437–449.
- Willems, P. (2000)** Compound intensity/duration/frequency-relationships of extreme precipitation for two seasons and two storm types. *Journal of Hydrology* 233 (2000), 189-205.
- Yves Trambly .(2012)** Modélisation des crues dans le bassin du barrage makhazine, Maroc. Institut de Recherche pour le Développement Hydro sciences-Montpellier. France.153p.

Tableau A INVENTAIRES DES INONDATIONS EN ALGERIE

Date	Localisation	Evénement	Victimes et dégâts
Mars 1974	Alger et Tizi -Ouzou	En trois jours, plus de 1 milliard de mètres cubes d'eau s'est déversé sur les bassins côtiers algérois.	52 morts, 4570 habitations détruites, 18 000 sinistrés et la destruction de 13 ponts et de nombreuses routes
01 /09/1980	El Eulma	Des pluies orageuses violentes localisées sur la ville d' El Eulma provoquèrent des crues catastrophiques de l'oued Djehadi	44 morts, 50 blessés et 365 familles sinistrées.
11 /11/1982	Annaba	une pluie d'intensité (35mm en 40mn)engendrant de fortes crues des oueds de Bouhbib, Forcha, Zied,et Aneb	Beaucoup de dégâts matériels
03/02/1984	Skikda	- Inondations causées par les crues des oueds Saf Saf et Zeramna : inondations ayant ont touché la plupart des cités de la zone basse de Skikda.	8000 habitations envahies par les eaux
29 /12/ 1984 au 01 /01/ 1985	Constantine, Jijel, Skikda, Guelma, Annaba et Al taf	Pluies exceptionnelles (plus de 250mm en 4 jours seulement et 195 mm en une journée).	
Octobre 1989	Ain Defla	15 mn de pluies met en evidence le danger des crues des oueds : Cheliff et Taghit	Toute la ville est déclarée sinistrée
19/10/1993	Chlef	Inondation à Oued Rhiou	20 morts, 14 blessés, 182 familles sinistrées
23-24 /09 / 1994	Bordj Bou Arreridj	L'oued Bordj Bou-Arréridj a, frappé dans la nuit du 23 au 24 Septembre 1994, entre 17h et 3h du matin	- 17 morts et 1000 sinistrés, dont 370 commerçants ruinés. Les pertes ont été évaluées à 25 milliards de centimes.
06/02/1996	El Khemis	81 mm de pluies en moins de 18h (station d'El Khemis), provoque des inondations	
10 /11/ 2001	Alger	Des précipitations ont atteint un cumul de 204 mm en 24 heures et généré des crues de plusieurs centaines de mètres cubes/seconde	Le quartier de Bab El Oued a été le plus touché et les pertes humaines se sont élevées à 800 morts et 100 disparus. Tous les quartiers bas de la zone ont été dévastés par des torrents de boue et d'eau du versant de Oued Koreiche situé en amont

Tableau A (suite 1) INVENTAIRES DES INONDATIONS EN ALGERIE

Date	Localisation	Evénement	Victimes et dégâts
14/04/2004	Adrar	Inondations	Plus de 5.000 familles sinistrées et 7.000 habitations totalement ou partiellement effondrées
21/04/2007	Sidi Bel Abbès	Intempéries à Moulay Slissen, débordement de l'oued Mekerra. La crue a atteint 08 mètres de hauteur	06 morts plus de 110 familles sinistrées
18-19 /10/ 2007	Naama (Ain Sefra)	Fortes pluies qui se sont abattues sur le pays , qui ont atteint 190mm dans la commune de Aïn Sefra, ont provoqué les crues des oueds El Beridj et Mouileh qui traversent le centre de la ville de Aïn Sefra	- Neuf familles ont été emportées par les eaux des oueds en crue. - La plupart des artères et cités de la ville de Aïn Sefra, à l'instar de Moulay El Hachemi, Belaqura et Sidi Bounkhal, se sont transformées en de véritables ruisseaux. - La rupture de la RN6 reliant les communes de Djenane Bourezg et Moghrar ;
2007	Tizi Ouzou (Draâ Ben Khedda, Ouadhias, Draâ El Mizan, Bouzeguène, Boghni, Tigzirt et Azeffoun)	Intempéries	4 morts, des dizaines de familles sinistrées et d'importants dégâts matériels.
01/09/2008	Ghardaïa	Inondations	43 décès plus 3.000 habitations détruites ou endommagées

Tableau A (suite 2) INVENTAIRES DES INONDATIONS EN ALGERIE

Date	Localisation	Evénement	Victimes et dégâts
02/10/2008	Ghardaïa	Inondation Débordement de l'oued M'zab	- 31 morts et 50 blessés - 50 blessés - Des centaines de maisons ont été détruites, des routes coupées
08/10/2008	Bechar	Inondations	13 décès 4.300 habitations détruites ou endommagées
29/10/2008	Béchar, Tiaret, Aïn Defla, Mascara, Sidi Bel Abbes, Saïda et El-Bayadh, Naâma, Adrar	Inondation	44 morts - Béchar, 13 communes inondées, - 07 à Tiaret, - 03 à Ain Defla, - 03 à Naâma, - 03 à Adrar
19 /08/ 2010	Djelfa, M'sila Saïda	D'importantes pluies sont tombées durant les dernières 48 heures La région de Aïn-Oussera a été touchée par les inondations	- A Djelfa décès d'un jeune homme de 24 ans, emporté par les eaux et sauvetage de cinq personnes qui se trouvaient à bord d'un véhicule emporté par les eaux de l'oued Guegaâ, au niveau du CW4 - A Aïn-Hadjjar (Saida), une dizaine d'habitations ont été touchées par les inondations.
08 /11/2010	Blida	Inondation dans la commune de Ben Khellil suite aux pluies diluviennes, ces inondations ont été provoquées par les crues de l'oued benchabane dont les eaux ont immergé les habitations riveraines des berges de l'oued.	Une soixantaine d'habitations du centre de Benchabane ont été inondées dans la commune de Ben Khellil
19-20 /05/ 2011	Naama (Ain Sefra)	De fortes pluies se sont abattues sur plusieurs régions de la wilaya ont été estimées par les services météorologiques à 48 mm à Aïn Sefra, 38 mm à Mécheria et 8 mm à Naâma.	Deux personnes ont trouvé la mort, Une des victimes, 31 ans, se trouvait à bord d'un autobus de transport de voyageurs assurant la liaison Naâma-Béchar,

Tableau A (suite 3) INVENTAIRES DES INONDATIONS EN ALGERIE

Date	Localisation	Evénement	Victimes et dégâts
01-02/10/2011	El beyedh Laghouat	Inondation	- 12 morts (el beyedh), plus de 30 personnes sont portées disparues. - 400 familles sinistrées (El Beyedh) - 01 mort (Laghouat) emporté par une crue de l'oued El-Mâadher. l'effondrement d'un pont à l'entrée de la commune de Ain-Madhi
02/10/2011	M'Sila	Pluies diluviennes qui ont atteint les 58 mm durant une seule journée	300 foyers inondés
30 /08 au 01/09/2012	- Tébessa - Tlemcen - M'sila	des fortes averses se sont abattues.	- 3 morts (Malbiodh) - 3 décès (Remchi) - 3 morts (Boussaâda)
14/11/2012	Oran Mostaganem Mascara Tlemcen Chlef Relizane (Zemmoura,Am mi Moussa, Mazouna et Oued Rhiou) El-Bayadh	Inondation Le niveau d'eau a atteint 1,5 mètre dans certains endroits à Oran Ténès, un glissement de terrain et des éboulements Labiodh Sidi Cheikh, débordement des deux oueds : El-Gharbi et El-Charki	Oran: plusieurs habitations endommagées l'effondrement partiel de deux habitations,05 blessés Mostaganem: inondation de plusieurs habitations dans diverses localités de la région. Mascara, les pluies se sont infiltrées à l'intérieur de 12 habitations à Sig, Maoussa et Bouhanifia Chlef, les localités Ténès, Béni Houa, Sidi Akkacha et El- Marsa, ont été les plus touchées El- Bayadh, deux ponts effondrés
11/09/2013	Mascara	Inondations	308 maisons inondées
13-14 /11/ 2013	Skikda	Forte pluies cause inondation	700 logements ont été submergées par les eaux plus de 1,5 m de hauteur, enregistrée ; 71 Familles à boukeroua et 39 à Merj-Eddib et 60 ouvriers chinois ont été secourus, une fille de 10 Ans a été emportée par les eaux

Tableau B Table de valeurs critiques du rhô de Spearman

p.	0,2	0,1	0,05	0,02	0,01	0,001	0,0001	0,00001
n								
4	1,0000	1,0000	-	-	-	-	-	-
5	0,8005	0,8898	1,0000	1,0000	-	-	-	-
6	0,6573	0,8294	0,8864	0,9432	1,0000	-	-	-
7	0,5709	0,7145	0,7858	0,8934	0,9294	1,0000	-	-
8	0,5243	0,6432	0,7382	0,8326	0,8807	0,9762	-	-
9	0,4828	0,5697	0,7001	0,7831	0,8332	0,9328	-	-
10	0,4554	0,5643	0,6483	0,7455	0,7836	0,9035	-	-
11	0,4268	0,5361	0,6179	0,7092	0,7548	0,8729	-	-
12	0,4065	0,5028	0,5874	0,6709	0,7271	0,8599	-	-
13	0,3849	0,4645	0,5602	0,6485	0,7035	0,8352	-	-
14	0,3688	0,4637	0,5377	0,6224	0,6747	0,8112	-	-
15	0,3542	0,4432	0,5214	0,6038	0,6539	0,7856	1,0000	-
16	0,3415	0,4292	0,5035	0,5823	0,6346	0,7665	0,9973	-
17	0,3277	0,4136	0,4848	0,5665	0,6154	0,7477	0,9727	-
18	0,3175	0,4008	0,4722	0,5501	0,6002	0,7281	0,9436	-
19	0,3089	0,3913	0,4605	0,5354	0,5839	0,7120	0,9170	1,0000
20	0,2994	0,3802	0,4474	0,5204	0,5696	0,6958	0,8926	0,9992
21	0,2918	0,3687	0,4346	0,5076	0,5558	0,6807	0,8700	0,9878
22	0,2844	0,3615	0,4249	0,4958	0,5443	0,6668	0,8490	0,9639
23	0,2776	0,3531	0,4153	0,4863	0,5325	0,6543	0,8295	0,9418
24	0,2711	0,3438	0,4062	0,4757	0,5206	0,6425	0,8113	0,9211
25	0,2653	0,3368	0,3980	0,4659	0,5114	0,6304	0,7942	0,9017
26	0,2587	0,3307	0,3903	0,4573	0,5012	0,6187	0,7781	0,8835
27	0,2553	0,3238	0,3816	0,4481	0,4909	0,6084	0,7630	0,8663
28	0,2548	0,3174	0,3748	0,4402	0,4833	0,5978	0,7488	0,8501
29	0,2454	0,3117	0,3677	0,4335	0,4748	0,5892	0,7353	0,8348
30	0,2398	0,3062	0,3624	0,4254	0,4669	0,5802	0,7225	0,8203
31	0,2366	0,3009	0,3562	0,4183	0,4587	0,5706	0,7103	0,8065
32	0,2318	0,2961	0,3501	0,4125	0,4518	0,5631	0,6988	0,7934
33	0,2296	0,2910	0,3447	0,4048	0,4461	0,5539	0,6878	0,7809
34	0,2248	0,2873	0,3403	0,3991	0,4388	0,5475	0,6773	0,7690
35	0,2224	0,2828	0,3348	0,3937	0,4335	0,5388	0,6672	0,7576
36	0,2187	0,2788	0,3305	0,3882	0,4267	0,5332	0,6576	0,7467
37	0,2165	0,2753	0,3249	0,3829	0,4214	0,5258	0,6484	0,7362
38	0,2124	0,2714	0,3214	0,3779	0,4153	0,5189	0,6396	0,7262
39	0,2089	0,2673	0,3172	0,3733	0,4097	0,5134	0,6312	0,7166
40	0,2068	0,2638	0,3135	0,3679	0,4052	0,5074	0,6230	0,7073
50	0,1845	0,2366	0,2787	0,3291	0,3628	0,4563	0,5558	0,6311
60	0,1677	0,2136	0,2554	0,2998	0,3315	0,4179	0,5065	0,5751
70	0,1553	0,1983	0,2352	0,2776	0,3074	0,3884	0,4684	0,5318
80	0,1442	0,1851	0,2205	0,2617	0,2898	0,3702	0,4377	0,4970
90	0,1358	0,1744	0,2078	0,2466	0,2730	0,3488	0,4124	0,4682
100	0,1288	0,1653	0,1970	0,2338	0,2589	0,3307	0,3910	0,4440
200	0,0908	0,1166	0,1389	0,1649	0,1826	0,2333	0,2758	0,3131
300	0,0741	0,0951	0,1133	0,1345	0,1490	0,1903	0,2250	0,2555
400	0,0642	0,0823	0,0981	0,1165	0,1290	0,1647	0,1948	0,2211
500	0,0574	0,0736	0,0877	0,1041	0,1153	0,1473	0,1742	0,1977

Tableau C Table de Fisher

ddl	0,01	0,02	0,05	0,1
1	63,657	31,821	12,706	6,314
2	9,925	6,965	4,303	2,920
3	5,841	4,541	3,182	2,353
4	4,604	3,747	2,776	2,132
5	4,032	3,365	2,571	2,015
6	3,707	3,143	2,447	1,943
7	3,499	2,998	2,365	1,895
8	3,355	2,896	2,306	1,860
9	3,250	2,821	2,262	1,833
10	3,169	2,764	2,228	1,812
11	3,106	2,718	2,201	1,796
12	3,055	2,681	2,179	1,782
13	3,012	2,650	2,160	1,771
14	2,977	2,624	2,145	1,761
15	2,947	2,602	2,131	1,753
16	2,921	2,583	2,120	1,746
17	2,898	2,567	2,110	1,740
18	2,878	2,552	2,101	1,734
19	2,861	2,539	2,093	1,729
20	2,845	2,528	2,086	1,725
21	2,831	2,518	2,080	1,721
22	2,819	2,508	2,074	1,717
23	2,807	2,500	2,069	1,714
24	2,797	2,492	2,064	1,711
25	2,787	2,485	2,060	1,708
26	2,779	2,479	2,056	1,706
27	2,771	2,473	2,052	1,703
28	2,763	2,467	2,048	1,701
29	2,756	2,462	2,045	1,699
30	2,750	2,457	2,042	1,697
Infini	2,576	2,326	1,960	1,684