

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE
SCIENTIFIQUE

UNIVERSITE HASSIBA BEN BOUALI. CHLEF

FACULTE DES SCIENCES ET DES SCIENCES DE L'INGENIEUR
DEPARTEMENT D'HYDRAULIQUE

THESE

Présentée par : **M. AISSAT DJILALI**

En vue de l'obtention du diplôme de **MAGISTER** en Hydraulique
Option : **Aménagement et mise en valeur**

Thème

Crues et sécheresses en Algérie, impact sur l'environnement
Cas du Moyen Cheliff

Soutenue publiquement le : 10-07-06

Devant le jury composé de Messieurs :

Dr LOUKARFI LARBI.	professeur UHB.Chlef	Président
Dr SAAD HAMMOUDIA.	professeur UHB.Chlef	Directeur de thèse
Dr REMINI BOUALEM.	professeur USD.Blida	Examineur
Dr MEDDI MOHAMED.	professeur CU.K.Miliana	Examineur
M. REMAOUN MOHAMED.	chargé de cours. UHB.Chlef	Co-Promoteur

Dédicaces

Je dédie ce modeste travail :

A la mémoire de mon père ; Que Dieu lui soit clément et miséricordieux.

A ma mère ; que Dieu lui accorde la santé et le bonheur.

A mes frères et soeurs.

Et spécialement à ma femme pour son soutien moral le long de la préparation de cette thèse.

AISSAT Djilali

Remerciements

Je remercie Dieu tout puissant de m'avoir donné tant de patience et de courage pour accomplir ce travail.

Mes vifs remerciements vont à :

Mon directeur de thèse, Monsieur SAAD.H.A. professeur au département d'hydraulique (UHBC).

Mon co-promoteur Monsieur REMAOUN.M. Chargé de cours(UHBC).

Monsieur LOUKARFI.L.professeur à (UHBC) de m'avoir fait l'honneur de présider le jury.

Messieurs : REMINI.B.professeur à (USDB) et MEDDI.M professeur à (CUKM) pour avoir acceptés d'examiner ce travail.

Mes remerciements vont également à :

Monsieur RAHMANI.D. Ingénieur à la DTP de Chlef.

Dédicaces

Je dédie ce modeste travail :

A la mémoire de mon père ; Que Dieu lui soit clément et miséricordieux.

A ma mère ; que Dieu lui accorde la santé et le bonheur.

A mes frères et soeurs.

Et spécialement à ma femme pour son soutien moral le long de la préparation de cette thèse.

AISSAT Djilali

Remerciements

Je remercie Dieu tout puissant de m'avoir donné tant de patience et de courage pour accomplir ce travail.

Mes vifs remerciements vont à :

Mon directeur de thèse, Monsieur SAAD.H.A. professeur au département d'hydraulique (UHBC).

Mon co-promoteur Monsieur REMAOUN.M. Chargé de cours(UHBC).

Monsieur LOUKARFI.L.professeur à (UHBC) de m'avoir fait l'honneur de présider le jury.

Messieurs : REMINI.B.professeur à (USDB) et MEDDI.M professeur à (CUKM) pour avoir accepté d'examiner ce travail.

Mes remerciements vont également à :

Monsieur RAHMANI.D. Ingénieur à la DTP de Chlef.

Liste des tableaux

Tab 2-1.	Synthèse des caractéristiques morphologiques des sous bassins	17
Tab 2-2.	Pourcentage des roches et leurs perméabilités dans les cinq sous bassins	20
Tab 2-3.	Perméabilité des bassins en % de surfaces	21
Tab 2-4.	Répartitions mensuelles des températures extrêmes absolues dans le bassin du Moyen Cheliff	24
Tab 2-5.	Température moyenne mensuelle et annuelle en °C	25
Tab 2-6.	Vitesse moyenne mensuelle du vent (P.Zeltzer)	26
Tab 2-7.	Vitesse moyenne mensuelle du vent (ONM)	26
Tab 2-8.	Moyenne mensuelle de l'humidité sur le bassin du Cheliff en %	27
Tab 2-9.	Evaporation mesurée en mm à la station Chlef ANRH	27
Tab 2-10.	Evapotranspiration potentielle moyenne mensuelle en mm	27
Tab 2-11.	Les stations pluviométriques et leurs coordonnées	31
Tab 3-1.	Pluies annuelles à différentes probabilités des 25 postes	34
Tab 3-2.	Précipitation moyenne inter-annuelles au niveau de chaque sous bassin	35
Tab 3-3.	Pluies moyennes mensuelles inter-annuelles en mm	37
Tab 3-4.	Echantillons des pluies journalières max.	39
Tab 3-5.	Apports annuels en Hm ³ /an	44
Tab 3-6.	Les apports moyens inter-annuels observés et calculés par les formules empiriques en (Hm ³ /an)	47
Tab 3-7.	Echantillon des débits maximaux	52
Tab 3-8.	Débits max journaliers et leurs périodes de retours	53
Tab 3-9.	Débits max instantanés et leurs périodes de retours	54
Tab 3-10.	Temps de concentration estimé par différentes formules empiriques	61
Tab 3-11.	Ordonnées de l'hydrogramme unitaire en (mm)	63
Tab 3-12.	Corrélation entre la pluviométrie et le débit à la station S.Akkacha	65
Tab 3-13.	Débits journaliers max calculés de différentes périodes de retours	70
Tab 3-14.	Débits instantanés max	74
Tab 3-15.	Ordonnées de l'hydrogramme adopté	75
Tab 3-16.	Temps de concentration calculé par la formule de Passini	75
Tab 3-17.	Débits instantanés max. des bassins de O.Sly et O.Fodda	76
Tab 3-18.	Débits instantanés max .Bassin de O.Ras	76
Tab 3-19.	Correspondance entre la période de retour T et la variable réduite de Gauss	81
Tab 3-20.	Coefficients caractéristiques des courbes de tarissement	84
Tab 4-1.	Dépôts annuels et dégradation spécifique de quelques bassins	87
Tab 4-2.	Etats de quelques barrages en Algérie	87
Tab 4-3.	Relations débit solide-débit liquide à la station Pontéba	93
Tab 4-4.	Erosion spécifique-apport annuel-débit journalier max	94
Tab 4-5.	Evolution des coefficients Cr et Cb	104
Tab 4-6.	Volumes lâchés et superficie irriguée	109
Tab 4-7.	Nombre d'intervention de la protection civile	112
Tab 4-8.	Dégâts causés dans différentes communes durant les deux dernières décennies	113

Liste des figures

Figure	1.	L'Oued Cheliff à la ville Chlef dans les années cinquante	1
Figure	2.	Le lit du court d'eau actuel du Cheliff à la ville de Chlef	2
Figure	1-1.	Variation du débit de Oued Allala à la station S.Akkacha	4
Figure	1-2.	Différents processus d'écoulement dans un bassin hydrologique	7
Figure	2-1.	Carte de situation de la région d'étude	10
Figure	2-2.	Carte des limites de la région d'étude	11
Figure	2-3.	Représentation en 3D des rectangles équivalents des sous	13
Figure	2-4.	Courbe hypsométrique du sous bassin de Oued Allala	14
Figure	2-5.	Profil en long de Oued Ouahrane	16
Figure	2-6.	Réseau hydrographique	17
Figure	2-7.	Carte géologique de la région	19
Figure	2-8.	Exemple d'un hydrogramme de crue après déforestation	21
Figure	2-9.	Carte des forets de la Wilaya de Chlef	22
Figure	2-10.	Carte d'occupation du sol	23
Figure	2-11.	Courbe de tarage. Exemple de la station Sidi.Akkacha	28
Figure	2-12.	Régression simple entre les apport du mois de février (S.Akkacha –L.O.Farés)	29
Figure	2-13.	Double cumuls entre les stations Bennairia et L.O.Farés	30
Figure	2-14.	Stations hydro-pluviométriques de la région d'étude	32
Figure	3-1.	Ajustement à une loi log-normale des pluies annuelles(St Chlef)	33
Figure	3-2a.	Pluie moyenne inter-annuelles de la région par la méthode du Krigage	35
Figure	3-2b.	Carte de pluviométrie moyenne annuelle (ABH)	36
Figure	3-3.	Répartition de la pluviométrie mensuelle inter-ann à la station Chlef ANRH	39
Figure	3-4.	Ajustement des pluies journalières maximales à la loi de	40
Figure	3-5.	Ajustement des pluies journalières max à la loi log-normale	41
Figure	3-6.	Histogramme des apports annuels à la station S.Akkacha	45
Figure	3-7a.	Ajustement à une loi de Gumbel des apports (St Pontéba)	45
Figure	3-7b.	Ajustement à une loi de Gumbel des apports (St.S.Akkacha)	45
Figure	3-7c.	Ajustement à une loi de Galtion des apports (St L.O.Farés)	46
Figure	3-8a.	Répartition des variations saisonniers des apports mensuelles (St Pontéba)	48
Figure	3-8b.	Répartition des variations saisonniers des apports mensuelles (St S.Akkacha)	48
Figure	3-8c.	Répartition des variations saisonniers des apports mensuelles (St.L.O.Farés)	48
Figure	3-9.	Situation des débits journaliers mesurés le 22 juin 2005 aux	49
Figure	3-10.	Dégâts causés par la crue de Bab El Oued (2001)	50
Figure	3-11.	Echantillonnage de la valeur max du débit journalier st Pontéba	51
Figure	3-12a.	Ajustement des débits journaliers max de la station Pontéba	52
Figure	3-12b.	Ajustement des débits journaliers max de la station S.Akkacha	53
Figure	3-12c.	Ajustement des débits journaliers max de la station L.O.Farés	53
Figure	3-13a.	Ajustement des débits max inst de la station Pontéba	54
Figure	3-13b.	Ajustement des débits max inst de la station S.Akkacha	54

Figure 3-13c.	Ajustement des débits max inst de la station L.O.Farés	54
Figure 3-14.	Hydrogramme de crue à pas de temps journalier	62
Figure 3-15.	Hydrogramme unitaire au droit de la station S.Akkacha	63
Figure 3-16.	Hydrogramme unitaire au droit de la station	64
Figure 3-17.	Hydrogramme unitaire proposé par S.C.S	65
Figure 3-18.	Régression entre la pluv sur le bassin et la pluv à la st. Bennairia	66
Figure 3-19.	Régression linéaire simple entre k_r et Q_j à la station. S.Akkacha	67
Figure 3-20.	Régression linéaire simple entre k_r et Q_j à la station. L.O.Farés	67
Figure 3-21a.	Courbe enveloppe supérieur des points $k_r - P(j-1)$ st.S.Akkacha	68
Figure 3-21b.	Courbe enveloppe supérieur des points $k_r - P(j-1)$ st.L.O.Farés	68
Figure 3-22a.	Comparaison des débits calculés et des débits observés st.S.Akkacha	69
Figure 3-22b.	Comparaison des débits calculés et des débits observés St .L.O.Farés	70
Figure 3-23.	Hydrogramme de crue de Sokolovsky	71
Figure 3-24.	Scéma de passage du débit inst au débit moy journalier	72
Figure 3-25a.	Relation entre débit inst et débit journalier st.S.Akkacha	72
Figure 3-25b.	Relation entre débit inst et débit journalier st.L.O.Farés	73
Figure 3-26.	Hydrogramme type opté pour les quatre bassins	75
Figure 3-27.	Lit du cours d'eau de Oued Ras à l'exutoire	77
Figure 3-28.	Répartition des débits minimum par la méthode des quantiles	78
Figure 3-29.	Variable caractéristique d'étiage	79
Figure 3-30.	Comparaison des distributions des apports mensuels moyen minimaux	80
Figure 3-31.	Courbe de décrue st .Pontéba	82
Figure 3-32.	Courbe de décrue st.S.Akkacha	83
Figure 3-33.	Courbe de décrue st. L.O.Farés	83
Figure 4-1.	Evolution des apports annuels au droit de la station Pontéba	86
Figure 4-2.	Evolution de la pluviométrie annuelle à la station Chlef ANRH	86
Figure 4-3.	Courbes caractéristiques du cycle d'érosion d'après Strahler	89
Figure 4-4.	Courbes caractéristiques du cycle d'érosion des cinq bassins	90
Figure 4-5a.	Relation débit solide-débit liquide station Pontéba	91
Figure 4-5b.	Relation débit solide-débit liquide station S.Akkacha	91
Figure 4-5c.	Relation débit solide-débit liquide station L.O.Farés	92
Figure 4-6a.	Relation débit solide-débit liquide station S.Akkacha	92
Figure 4-6b.	Relation débit solide-débit liquide station L.O.Farés	92
Figure 4-6c.	Relation débit solide-débit liquide station Pontéba	93
Figure 4-7.	Débit solide observé et calculé avec le débit liquide à la station S.Akkacha	94
Figure 4-8.	Distribution selon la loi log-normale de l'érosion spécifique	95
Figure 4-9.	Variation de l'érosion spécifique avec l'apport ann et le débit max	95
Figure 4-10a.	Relation simple entre l'érosion spécifique et l'apport annuel	96
Figure 4-10b.	Relation simple entre l'érosion spécifique et le débit journalier max annuel	96
Figure 4-11.	Phénomène de l'érosion au niveau du bassin de Oued Allala	97

Figure 4-12.	Débit journalier des années hydrologiques 83/84 et 98/99 st.Pontéba	100
Figure 4-13.	Débit journalier des années hydrologiques 83/84 et 98/99 st.S.Akkacha	101
Figure 4-14.	Schéma simple des écoulements dans un bassin versant	101
Figure 4-15.	Séparation des écoulements d'un hydrogramme	102
Figure 4-16.	Séparation des écoulements à l'échelle d'une séquence annuelle	103
Figure 4-17.	Concept de la relation oued-nappe	103
Figure 4-18.	Evolution des coefficients Cr et Cb au cours des années	105
Figure 4-19.	Evolution du niveau piézométrique du forage (W082-136)	105
Figure 4-20.	Périmètre irrigué du Moyen Cheliff	107
Figure 4-21.	Envasement de la station de pompage de Boulefred sur L.Oued Sly	109
Figure 4-22.	Evolution du volume lâché et de la superficie irriguée	110
Figure 4-23.	Régression linéaire entre le volume lâché e la superficie irriguée	110
Figure 4-24.	Zone de la Wilaya de Chlef exposées aux risques d'inondation	111
Figure 4-25.	Zone vulnérable à l'embouchure de O.Allala ville de Ténès	114
Figure 4-26.	Pollution de l'Oued Cheliff à la ville de Chlef	115

Sommaire

Introduction générale	1
Chapitre 1	
Définition des concepts de crues et de sécheresses.	4
1. Notion de régime hydrologique	4
1.2. Régimes et échelles temporelles	5
1.2.1. Les débits extrêmes	5
1.3. Processus d'écoulement	6
1.3.1. Les principaux processus de circulation de l'eau	8
1.4. Propriété hydrique du sol	8
1.5. La topographie	9
1.6. Les échanges nappes-rivières	9
1.7. Le couvert végétal	9
Chapitre 2	
Les bassins versants. Caractéristiques morphologiques et étude des paramètres en relation avec le sujet.	10
1. Présentation générale de la zone d'étude	10
1.1. Situation géographique et limites	10
2. Caractéristiques morphologiques des sous bassins	11
2.2. Caractéristiques géométriques	12
2.2.1. Indice de compacité	12
2.2.2. Le rectangle équivalent	12
2.3. Paramètres du relief	13
2.3.1. La courbe hypsométrique	13
2.3.2. Les altitudes.	14
2.3.3. Les indices de pentes	14
2.4. Paramètres hydrographiques	16
2.4.1. Densité de drainage (Dd)	16
2.4.2. Le profil en long	16
3. Aspect Géologique	18
4. Le couvert végétal	21
5. La climatologie	24
5.1. La température	24

5.2.Les vents	26
5.3.L'humidité relative	26
5.4.L'évaporation	27
5.5.L'évapotranspiration	27
6.Les données hydro-pluviométriques	28
6.1.Données hydrométriques	28
6.2.Données pluviométriques	30
6.2.2.Homogénéisation des données pluviométriques	30
Chapitre 3	
Etude des précipitations et des écoulements	33
1. La pluviométrie	33
1.1. Analyse statistique des précipitations	33
1.1.1.Pluies annuelles	33
1.1.1.1.Création des cartes isohyètes	34
1.1.1.2.Calcul de la pluie moyenne sur les sous bassins	35
1.1.2 Pluies mensuelles	37
1.1.3.Pluies maximales journalières	38
2.Les écoulements	43
2.1.L'information de base : la chronique de débit	43
2.2.Les apports annuels	44
2.3.Variations inter-annuelles des apports mensuels	47
2.4.Variations inter-annuelles des débits journaliers	49
2.5.Etude des crues	50
2.5.1.Echantillonnage des valeurs maximales	50
3. Prédétermination des crues par la méthode de l'Hydrogramme unitaire	56
3.1.Principe de l'hydrogramme unitaire	56
3.1.1.Les modèles pluie-débit	57
3.1.2. La méthode de l'hydrogramme unitaire	59
3.1.3.Détermination des hydrogrammes unitaires	60
3.2.Calage du modèle	67
3.3.Validation du modèle	69
3.4.Relation entre débit journalier max. et instantané max	71
3.5.Etude des autres sous bassins par analogie	74
4.Débit de basses eaux	78
4.1.Echantillonnage de la variable d'étiage	79
4.2.Loi d'ajustement	80

4.3.Courbes caractéristiques d'étéages	81
4.4.Capacité d'emménagement du bassin versant	84
4.5.Prévision des étéages	84
Chapitre 4	
Effets des crues et des sécheresses sur l'environnement	85
1. Impact sur l'érosion	86
1.1.Approche descriptive et théorique de l'érosion	88
1.2.Causes de l'érosion	88
1.3.Relation entre débit solide et morphologie du bassin	89
1.4.Relation entre l'érosion et l'écoulement	91
1.5.Estimation de l'érosion spécifique	93
1.6.Conséquences de l'érosion	97
2.Impact sur l'aquifère	100
2.1.Relation entre l'aquifère et l'écoulement de base	101
2.1.1.Séparation des écoulements	102
2.1.2.Indice d'écoulement de base	104
3.Impact sur l'agriculture	107
3.1.Relation entre les superficie irriguées et les apport annuels	109
4.Impact sur le milieu urbain	111
4.1.Aléas et vulnérabilités	111
4.2.Besoins en eau potable	114
4.3.Pollution de l'oued Cheliff	115
Conclusion générale	116
Bibliographie	
Annexes	

INTRODUCTION

Une eau douce, un sol fertile, sont des éléments indispensables à la survie et l'évolution de l'humanité.

Les grandes civilisations de l'antiquité se sont développées sur les berges des fleuves et des rivières, L'indus, L'Euphrate, le Tigre, le Nil où l'eau douce était en abondance et facilement accessible. Cette habitude reste de nos jours une particularité de l'homme qui s'est toujours intéressé vivement à l'eau et s'est volontiers installé soit à proximité des rivages marins, soit à proximité des sources, des cours d'eau, des étangs ou des lacs, et il est curieux de constater que si on établit une carte d'un pays sur laquelle on indique simplement les agglomérations de différentes tailles, on retrace un peu de chose près le réseau hydrographique de ce pays.

Cela veut dire que pour l'homme l'eau a toujours eu un rôle extrêmement important. Au fil des siècles et pour ses besoins quotidiens, il a appris à maîtriser les flots, en les canalisant, en stockant temporairement derrière des ouvrages, l'eau perçue comme ressource en la transférant d'un bassin à un autre pour adapter disponibilité et usage, en revanche il a été exposé à des risques imputables causés par des inondations soudaines et souvent dévastatrices générées par des pluies de fréquences rares.

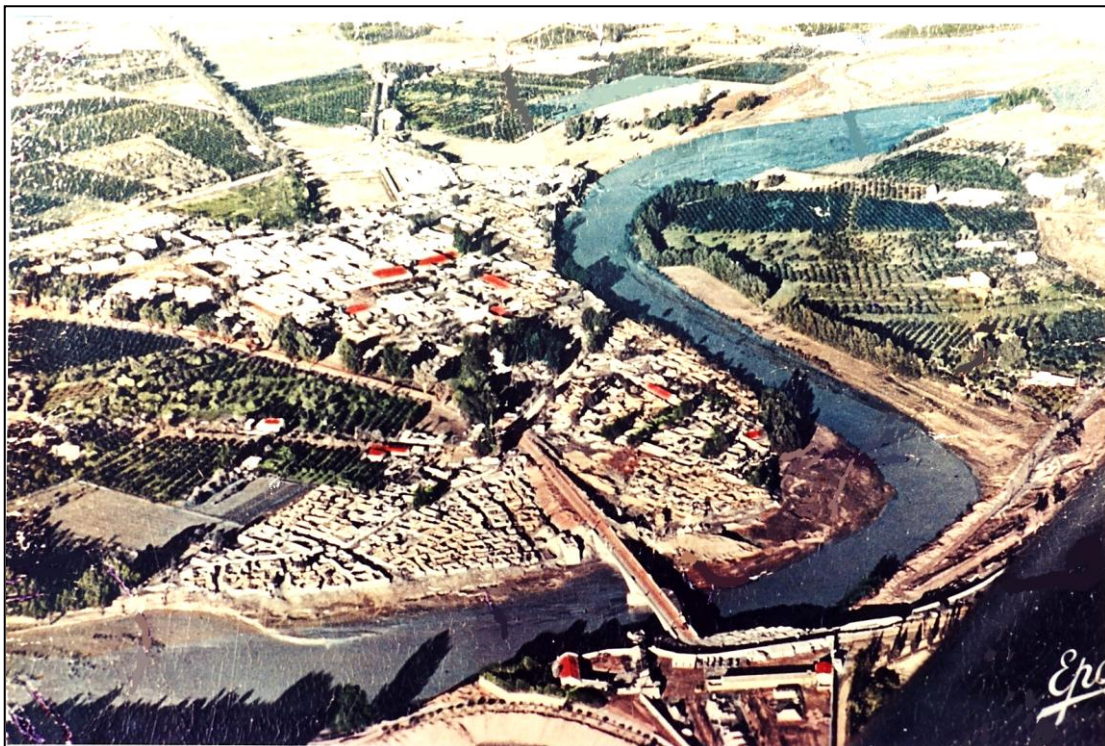


Figure 1 : L'Oued Cheliff à la ville de Chlef dans les années cinquante.

La ville de Chlef ou plus précisément la population de Chlef, s'est implantée sur les rives de l'Oued Cheliff et de ces affluents, qui autrefois coulait le long de l'année même en période estivale avec un débit remarquable et une clarté d'une eau potable, la quantité d'eau disponible suffisait largement les besoins en irrigation, en eau potable et industrielle, la quantité en excès coulait le long de l'oued, alimentait les nappes et diluait les eaux usées rejetées le long des berges, les poissons se reproduisaient, les riverains pratiquaient la pêche et même se baignaient. C'est le témoignage de tous les gens âgés de la région. En périodes de hautes eaux et d'après M. Yacono les crues sur l'Oued Cheliff étaient considérables de l'ordre de $2000 \text{ m}^3/\text{s}$ à Chlef et il a atteint $4192 \text{ m}^3/\text{s}$ à Boukadir à 14 km vers l'ouest de Chlef le 21 décembre 1930.

De nos jours la situation est totalement différente, le régime d'écoulement a changé, des crues subites avec une grande concentration de débit solide en période de hautes eaux durant les mois de décembre, janvier et février et un débit d'étiage presque nul durant tout les autres mois de l'année, entraînant l'envasement des barrages, un déficit d'alimentation en eau potable dans toute la région, rétrécissement du périmètre irrigué, un abaissement des niveaux des nappes et la stagnation des eaux usées le long des oueds.



Figure 2 : Le lit du cours d'eau actuel du Cheliff à la ville de Chlef

Cette situation est la conséquence d'une période de sécheresse persistante qui frappe la région depuis une vingtaine d'années. Historiquement ses périodes de sécheresses se répètent à des cycles encore indéterminés, ils sont à l'aval de plusieurs phénomènes complexes d'origines naturelles et humaines.

Cependant notre pays connaît un développement socio-économique global entraîné par la mondialisation du vingt et unième siècle, enveloppé de moyens médiatiques et informatiques ouvert sur les autres sociétés, il est contraint par les exigences d'une population en croissance continue et une ressource en eau de plus en plus rare et coûteuse.

Dans la wilaya de Chlef, les autorités sont obligées à répondre aux besoins d'une population de près d'un million d'habitants, qui ne cesse de s'accroître surtout avec l'exode rural durant les dix dernières années, en eau potable, industrielle et une quantité suffisante pour l'irrigation d'une grande superficie de terres agricoles, comblant ainsi le manque de produits alimentaires et absorbant plus de chômage.

Ajoutant à cela, la spécificité du régime d'écoulement caractérisé par une période d'étiage très sévère qui coïncide avec la saison où les besoins sont maximaux et une période de hautes eaux souvent origine de crues ravageuses.

Nous essayons dans notre thèse de donner une approche, à la fois analytique et synthétique des variabilités du régime d'écoulement à différentes échelles durant les deux dernières décennies dans la région couvrant la Wilaya de Chlef et des effets de ces variabilités sur les différents vecteurs de développements ruraux et urbains.

Chapitre 1

Définition des concepts de crues et de sécheresses

1. Notion de régime hydrologique

L'étude des fluctuations du débit d'un cours d'eau en fonction du temps ne semblait pas avoir une grande importance jusqu'au début du siècle dernier où les premières définitions concernant le régime d'écoulement d'un cours d'eau étaient consacrées à l'étude des variations saisonnières des débits mensuels qui ne représentent qu'une partie de l'écoulement.

Mais depuis longtemps, par besoin ou par curiosité, la recherche en hydrologie est allée plus loin dans les détails des processus de l'écoulement, malgré sa complexité et les difficultés de l'observation, la compréhension et l'analyse des différents facteurs qui interviennent d'une part dans les causes qui sont à l'origine de l'écoulement et d'une autre part à leurs interactions dans le temps et dans l'espace, ont aboutit à l'élaboration de plusieurs définitions et concepts du régime d'écoulement, qui diffèrent d'un auteur à un autre, suivant le cadre et le but de la recherche. Quoique cette diversité est toujours justifiée, elle donne la preuve de la complexité du processus.

Le fait de représenter sur un graphique l'évolution du débit d'un cours d'eau en fonction du temps, plusieurs points et intervalles remarquables apparaissent comme des habitudes qui se répètent à des rythmes et des amplitudes relativement constantes, constituant ainsi les différents caractères identifiant le régime d'écoulement d'un cours d'eau.

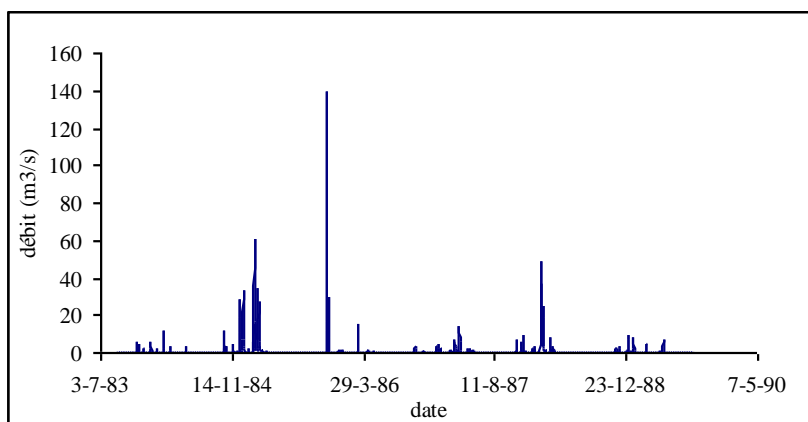


Figure 1-1 : Variation du débit de Oued Allala à la station S. Akkcha
Séquence du 01/09/83 au 31/08/89

1.2. Régimes et échelles temporelles

A l'origine des variations des écoulements, se trouvent les phénomènes physiques qui les provoquent. Il s'agit des précipitations, de l'évapotranspiration des phénomènes de stockage et de transfert dans les réservoirs superficiels et souterrains.

La durée sur lesquelles chacun de ces rythmes est observable, varie considérablement d'un phénomène physique à un autre. Ainsi selon les cas, ces durées peuvent être de l'ordre :

- De quelques heures à quelques jours : pour des variations brutales du débit, lors des crues provoquées par de fortes pluies sur des petits bassins.
- Du mois : pour des crues lentes provoquées par des précipitations sur des grands bassins ou bien dues à la fonte nivale.
- De la saison : pour les variations liées aux évapotranspirations qui agissent sur les niveaux des nappes et indirectement sur les écoulements en rivière (réservoir sol...).
- De l'année ou d'avantage, s'il s'agit d'évolutions d'origine anthropique ou liées à des variations climatiques.

Par conséquent, la caractérisation du régime hydrologique passe nécessairement par une synthèse de la variabilité observée. Cette synthèse doit se faire en fonction de l'échelle temporelle des événements que l'on cherche à caractériser. On ne procède pas de la même façon si l'on désire étudier le régime des crues, des étiages ou encore celui de variations saisonnières du débit.

1.2.1. Les débits extrêmes

Les deux valeurs extrêmes qu'atteint le débit d'un cours d'eau continuellement et périodiquement voir (fig. 1.1), on les appelle souvent débits de hautes eaux et débits de basses eaux, ce sont les deux caractéristiques du régime d'écoulement à qui nous nous intéressons le plus et qui ont toujours été les préoccupations des hydrologues du fait de l'ampleur de leurs agressivités et de leurs conséquences non souhaités sur la vie quotidienne des riverains et les diverses acquisitions de la société.

Les deux phénomènes sont bien visibles sur le graphique, ce sont des périodes de hautes eaux caractérisées par une succession de crues de différentes amplitudes séparées par des périodes où le débit atteint des valeurs très basses et souvent nulles.

Les débits des crues

La crue d'un cours d'eau est une augmentation du débit liquide dans son lit, qui provoque une montée significative du niveau et éventuellement, suivant l'importance de la crue et la géométrie du lit, des débordements. Cet afflux d'eau peut se produire plus ou moins brutalement, affecter toute ou partie du réseau hydrographique et se propage selon divers modalités de l'amont vers l'aval, sur le graphe de la figure(1.1), la crue apparaît comme une augmentation brusque de la valeurs du débit.

L'origine de l'afflux d'eau est d'abord climatique : il est du aux pluies, dans certains cas à la fonte des neiges, par fois à la conjoncture des deux. La crue traduit la réponse non seulement du cours d'eau, mais aussi du bassin versant à ce « forçage externe » du système.

La propagation de l'onde de crue de l'amont jusqu'à l'aval laisse des traces plus ou moins apparentes selon son amplitude sur le milieu naturel et les agglomérations, certes on n'empêchera pas la pluie de tomber, cependant les efforts peuvent porter sur la quantification des amplitudes des crue et de leurs fréquences d'apparitions afin de gérer au mieux la situation et réduire les risques.

Les débits d'étiages

D'une manière analogue, mais de l'autre coté extrême, le débit d'étiage d'un cours d'eau est la diminution du débit jusqu'à des valeurs très basses, caractérisant ainsi le régime d'écoulement pendant la saison sèche ou l'alimentation est garantie seulement par la vidange des nappes souterraines suite à un manque de précipitations. La persistance de ce phénomène peut induire de lourde pertes aux différents secteurs d'utilisation et de consommation.

Ce sont ces deux écoulements extrêmes qui ont eux le plus d'intérêt de la part des hydrologues. Un certain nombre de facteurs et de processus qui déterminent ces phénomènes, leurs descriptions est l'objet de ce chapitre.

1.3. processus d'écoulement

Les processus qui affectent la distribution de l'eau précipitée, son stockage éventuel et son transfert vers les cours d'eau ont leur siège dans un bassin versant. Celui ci et un système complexe à trois dimensions, bien différent d'un simple implevium topographique, il est décomposable en plusieurs domaines, depuis la partie aérienne occupée généralement par la végétation ou les zones urbanisées jusqu'au substrat géologique (sol et sous-sol) et plusieurs unités fonctionnelles des versants jusqu'au lit majeur.

Certains processus conditionnent l'arrivée de l'eau au sol ; d'autres assurent le transfert en surface (ruissellement) ou en profondeur, dans le sol les formations superficielles et les substrats rocheux (infiltration, écoulement hypodermique, drainage vers les zones saturées, les nappes et les cours d'eau).

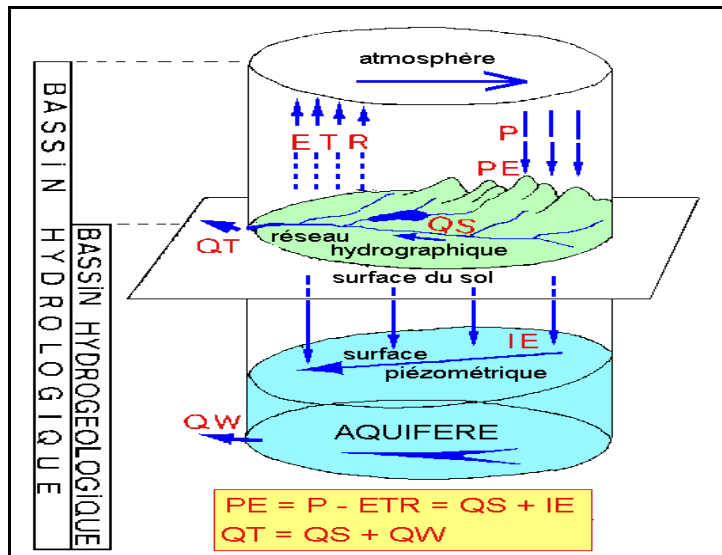


Figure 1-2 : Différents processus d'écoulement dans un bassin hydrologique (CASTANY 1982)

Les crues et les étiages sont ainsi fortement dépendantes des processus intervenant au niveau des échanges avec l'atmosphère, à l'interface végétation-sol formation-superficielle et entre nappes et rivière. Ce sont ces processus que l'on va détailler dans ce qui suit.

Les précipitations

Les précipitations sont la cause première des crues. Il est donc essentiel d'en connaître le mieux possible le volume, les intensités et la distribution spatiale. Les précipitations présentent en effet une hétérogénéité marquée à l'échelle de grandes régions. Cette hétérogénéité est en grande partie liée aux différents mécanismes générateurs de la pluie.

L'évapotranspiration

Le terme évapotranspiration inclut l'évaporation de l'eau intercepté par les couverts végétaux, l'évaporation du sol et la transpiration de la matière vivante dans un bassin. Elle conditionne les états initiaux entre les événements pluvieux, c'est effectivement l'évapotranspiration qui influence la redistribution de l'eau dans les sols.

Cette évapotranspiration est évidemment fonction des disponibilités en eau, de l'albédo et des apports d'énergie (radiative ou adventive, c'est à dire provenant du rayonnement solaire ou liée aux caractéristiques des masses d'air en mouvement).

L'interface sols-formations superficielles

L'essentiel de l'eau des cours d'eau acheminé sur ou dans les versants, leurs sols et formations superficielles, avant de rejoindre le réseau hydrographique. Cela justifie l'importance qu'il faut accorder à la morphologie du bassin et au fonctionnement hydrographique de l'interface sols-formations superficiels pour comprendre la redistribution de l'eau et les vitesses de circulations.

1.3.1. Les principaux processus de circulation de l'eau

Le ruissellement par dépassement de la capacité d'infiltration, dit « ruissellement hortonien » et celui qui se produit lorsque l'intensité des pluies dépasse la capacité d'infiltration du sol et que l'excès d'eau ainsi formé en surface se met en mouvement du fait de la pente.

Le ruissellement par saturation du profil est celui qui se produit lorsque le réservoir que constitue le sol et les formations superficielles est totalement remplis, de sorte que tout apport supplémentaire sur ces zones saturées, quelque soit son intensité même faible, ne pourra que ruisseler sous l'effet de la pente.

L'écoulement hypodermique ou écoulement sub-superficiel est celui qui se produit à travers le sol et les formations superficielles, dans un milieu non saturé en eau et rejoint l'écoulement superficiel par l'exutoire après un temps relativement long.

L'écoulement souterrain est celui qui s'effectue en milieu saturé, au-dessus d'un substratum avec des vitesses très lentes de 10^{-3} m/s à 10^{-5} m/s vers différentes directions selon la texture des formations profondes.

1.4. Propriété hydrique du sol

Lors d'un évènement pluvieux, l'état hydrique initial des sols va déterminer la part des pluies qui générera une crue. En effet la même hauteur de précipitation provoquera une crue plus forte lorsque l'état hydrique du sol est élevée.

De plus la même quantité de pluie et des conditions initiales de l'état hydrique du sol identiques ne provoque la même crue selon que l'état de surface du sol soit nue, tassée ou couverte de végétation et poreuse.

Ces propriétés du sol subissent des variations temporelles à court et long terme pour des raisons naturelles ou à influences humaines (variation saisonnières du couvert végétal, opération culturale, compactage ...).

1.5. La topographie

La topographie d'un bassin a un impact majeur sur la composante gravitaire, principal moteur des écoulements, sur la répartition des apports atmosphériques, sur l'organisation spatiale des sols et formations superficielles et ainsi sur la répartition des différents types d'écoulements. De ce fait elle est un facteur important dans la genèse des débits et relativement stable à l'échelle de temps hydrologiques.

1.6. Les échanges nappes-rivières

Ces échanges sont importants à prendre en compte car ils peuvent modifier la réponse du bassin à un apport pluvieux et notamment l'ampleur de l'onde de crue le long d'un réseau hydrographique ou l'alimentation continue du débit de basses eaux en période d'étiage.

L'évolution de la position de la nappe phréatique au cours du temps va déterminer les possibilités d'exfiltration et d'infiltration dans le lit du cours d'eau lui-même, pour peu que la perméabilité du périmètre mouillé le permette, diminuant l'écoulement ou au contraire amplifiant son débit par drainage de la nappe.

1.7. Le couvert végétal

La présence ou l'absence du couvert végétal constitue une caractéristique majeure de l'interface entre l'atmosphère et le sol du fait de l'interception des pluies par la canopée et par l'action du système racinaire sur le bilan hydrique.

On reconnaît aux couverts forestiers un rôle hydrologique majeur qui fait et continue de faire l'objet de nombreuses recherches. La littérature concernant les effets de la suppression des couverts forestiers sur les débits est abondante. Plusieurs études faites sur des bassins similaires ont montrés que la déforestation fait augmenter le volume des crues et dans les mêmes conditions les valeurs des débits de pointes des crues peuvent doubler ou tripler.

En plus les cultures annuelles et certaines cultures pérennes s'accompagnent de changements saisonniers importants de la couverture végétale et de la structure des horizons des sols travaillés. Ces changements s'accompagnent donc de variations notables des propriétés hydriques des sols, ce qui influencent fortement les différents types d'écoulements.

La notion de régime d'écoulement peut sembler simple mais les différents processus qui entrent en jeu et leurs complexités nous donnent la conviction qu'une analyse approfondie du phénomène nécessite la collaboration de plusieurs spécialistes (météorologue, hydrologue, hydrogéologue, informaticien...).

Chapitre 2

Les bassins versants. Caractéristiques morphologiques et étude des paramètres en relation avec le sujet.

1. Présentation générale de la zone d'étude

1.1. Situation géographique et limites

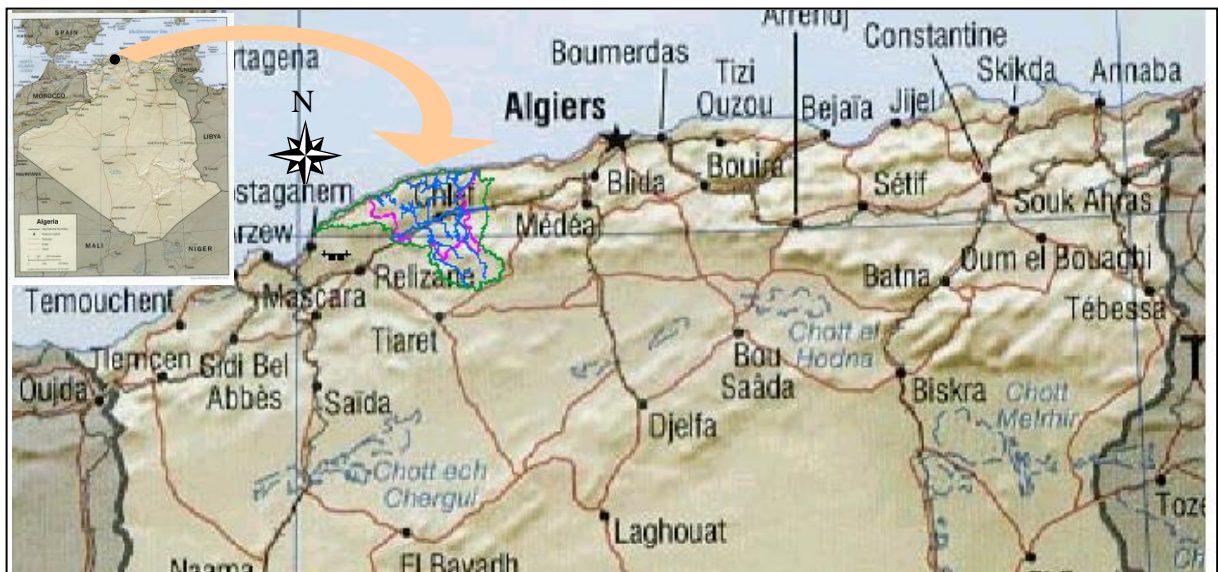


Figure 2-1 : Carte de situation de la région d'étude.

Située à l'Ouest centre du Nord de l'Algérie, entre les latitudes 35°-36°.3' nord et les longitudes 1°-2° est. Limitée au Nord par la mer méditerranée, au Sud par les monts de l'Ouarsenis, à l'Ouest par le bas Cheliff et à l'Est le haut Cheliff.

La région du Moyen Cheliff appartient au grand bassin du Cheliff qui demeure une zone riche en sols fertiles, en infrastructures de base nécessaire à un développement socio-économique.

Composée de cinq grands sous bassins qui constituent le lieu de la ressource en eaux de surface et souterraine nécessaires à l'alimentation en eau potable de la population de la wilaya de Chlef et en eau d'irrigation du périmètre du Moyen Cheliff.

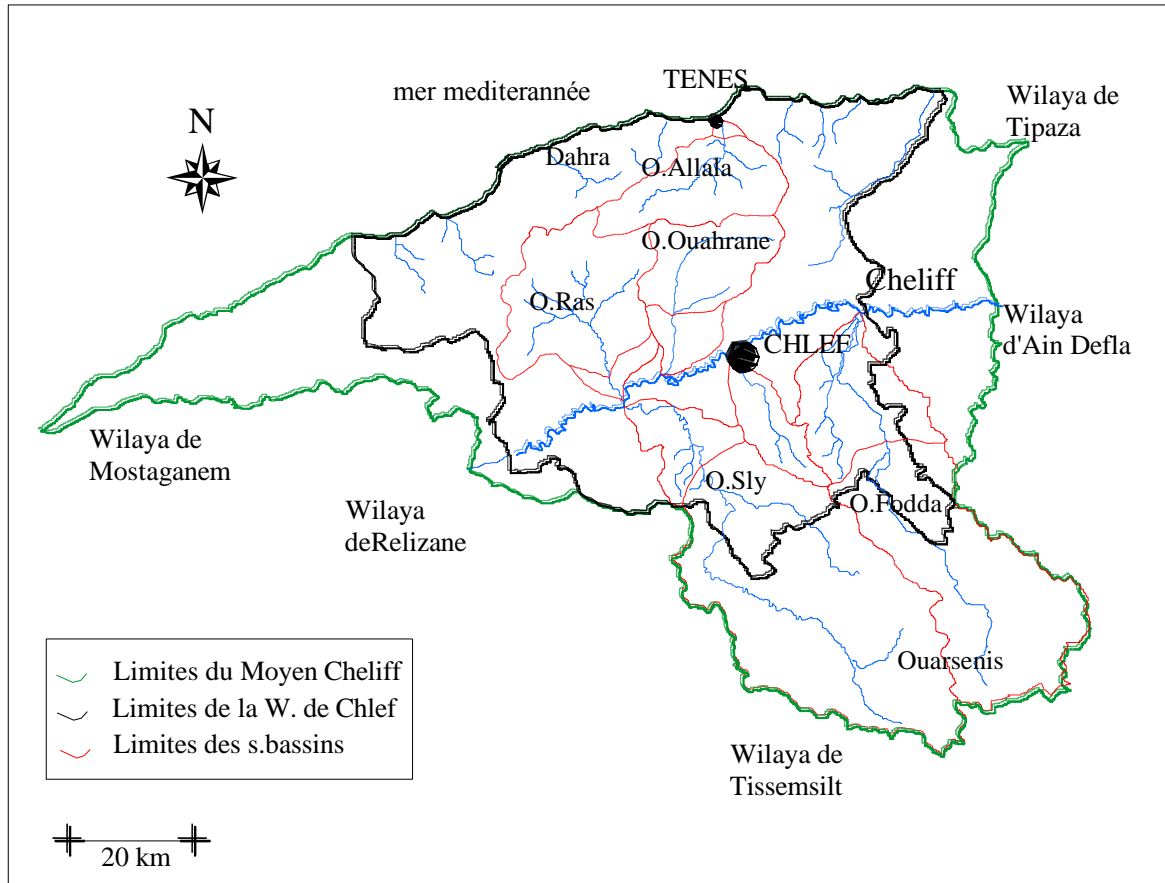


Figure 2-2 : Carte des limites de la région d'étude.

2. Caractéristiques morphologiques des sous bassins

Les caractéristiques morphologiques d'une région ou plus précisément d'un bassin versant, unité fondamentale dans une étude hydrologique, jouent un rôle primordiale dans la détermination des différents comportements du régime hydrologique.

Ainsi deux bassins voisins avec les mêmes conditions climatiques, géologiques et des caractéristiques morphologiques différentes, réagissent différemment du point de vue régime d'écoulement.

L'outil informatique dont l'utilisation est plus fréquente de nos jours est un moyen très puissant en ce qui concerne la vitesse d'exécution et la précision des calculs, l'élaboration des cartes vectorisées à partir des cartes d'états majors au 1/50000, nous donnent la possibilité d'effectuer les opérations de détermination des différentes caractéristiques morphologiques du terrain.

2.2. Caractéristiques géométriques

2.2.1 Indice de compacité

Selon M.GRAVILIUS (Loaborde 2000), la forme du bassin a une influence directe sur le comportement de l'écoulement superficiel. Ainsi on caractérise cette forme par un paramètre appelé : Indice de compacité (K_c), qui n'est autre que le rapport entre le périmètre p en (km) du bassin et le périmètre d'un cercle de même superficie A (km^2).

- $K_c=1$ → bassin circulaire
- $1.12 < K_c < 1.4$ → bassin compact
- $K_c > 1.4$ → bassin allongé

$$K_c = \frac{p}{2\sqrt{\pi A}} = 0.28 \frac{p}{\sqrt{A}} \quad (2.1)$$

2.2.2. Le rectangle équivalent

Afin de comparer le comportement hydrologique de deux bassins. On utilise aussi la notion du rectangle équivalent ou rectangle de Gravilius. Il s'agit d'une transformation purement géométrique en vertu de laquelle on assimile le bassin à un rectangle ayant le même périmètre et la même superficie. De cette façon, les courbes de niveau seront des droites parallèles au petit côté. Soit L_r et l , respectivement la longueur et la largeur du rectangle, de superficie A et de périmètre p .

$$p=2(L_r+l)=\frac{K_c\sqrt{A}}{0.28}$$

Avec $L_r.l=A$

La solution du système est :

$$L_r,l = \frac{K_c\sqrt{A}}{1.12} \left[1 \pm \sqrt{1 - \left(\frac{1.12}{K_c}\right)^2} \right] \quad (2.2)$$

Pour que cette représentation soit possible, il faut que : $K_c \geq 1.12$

Les rectangles équivalents combinés à la répartition des surfaces en fonction de leurs altitudes relatives, nous donnent une meilleure représentation graphique des sous-bassins.

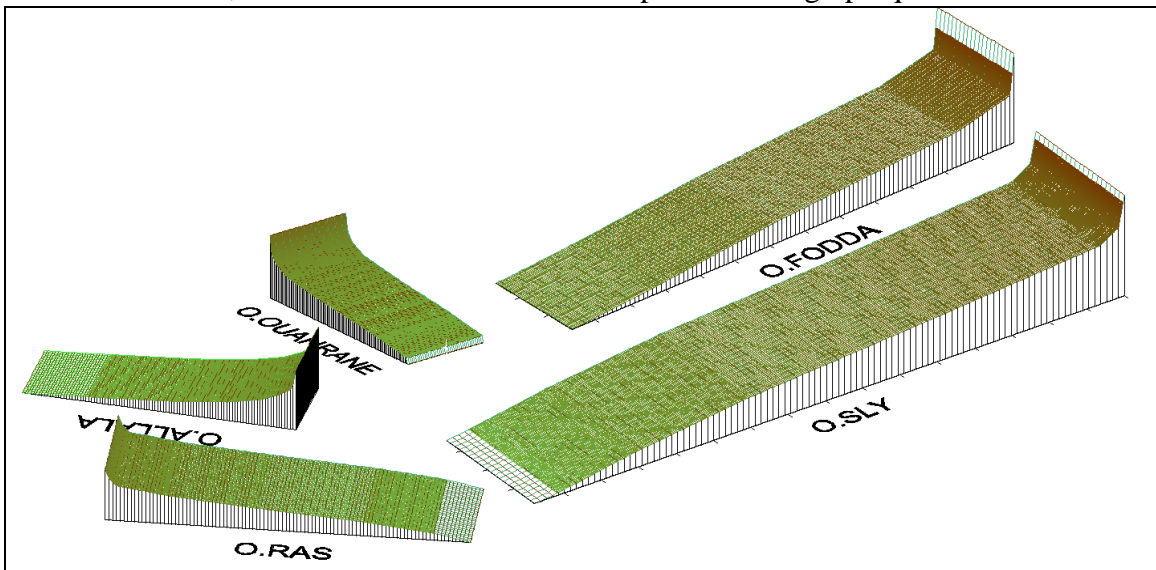


Figure 2-3 : Représentation en 3D des rectangles équivalents des sous-bassins.

2.3. Paramètres du relief

Le relief du terrain joue aussi un rôle capital dans la forme de l'écoulement, il peut favoriser l'écoulement superficiel à un certain degré sur l'écoulement souterrain.

2.3.1. La courbe hypsométrique

Les variations de l'élévation à l'intérieur d'un bassin ainsi que l'altitude moyenne sont des données essentielles du relief. Le portrait le plus précis de l'élévation d'un bassin est donné par sa courbe hypsométrique, cette courbe exprime le pourcentage de superficie du bassin au-delà d'une certaine élévation. On donne l'exemple du sous bassin de Oued Allala, les autres seront présentés en annexe.

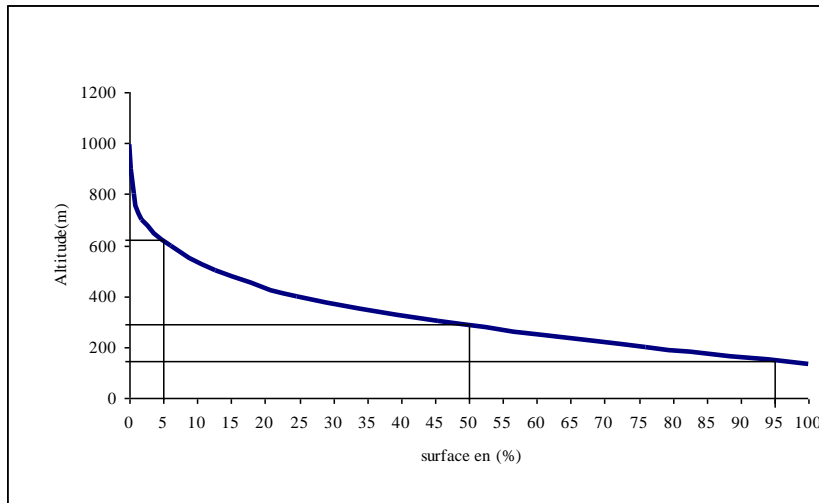


Figure 2-4 : Courbe hypsométrique du sous bassin de Oued Allala.

2.3.2. Les altitudes.

La représentation de la courbe hypsométrique nous permet de déterminer les paramètres suivants :

1. L'altitude moyenne (H_{moy}) : c'est le rapport entre la somme des produits des surfaces élémentaires par l'altitude moyenne correspondante et la surface totale du bassin (A)

$$H_{moy} = \sum \frac{a_i \cdot h_i}{A} \quad (2.3)$$

Avec

- h_i : l'altitude moyenne entre deux courbes de niveau en (m).
- a_i : surface élémentaire comprise entre deux courbes de niveau en (Km^2).
- A : surface totale du bassin étudié en (Km^2).

2. L'altitude maximale (H_{max}) : désignée par le point le plus haut du bassin.
3. L'altitude médiane (H_{med}) : correspond à 50% de la surface du bassin.
4. L'altitude minimale (H_{min}) : correspond au point le plus bas du bassin.

2.3.3. Les indices de pentes

L'objet de ces indices est de caractériser les pentes d'un bassin et de permettre des comparaisons et des classifications. On les utilise aussi dans l'estimation des vitesses d'écoulements superficiels.

- **Indice de pente de Roche (Ip)**

Ip est la moyenne de la racine carrée des pentes mesurées sur le rectangle équivalent pondérée par les surfaces.

$$I_p = \frac{\sum a_i \cdot \sqrt{n_i}}{A} \quad (2.4)$$

ni est la pente d'une tranche de surface ai comprise entre deux courbes de niveau.

- **Indice de pente globale (Ig)**

Sur la courbe hypsométrique on prend la dénivelée D entre les altitudes H_{5%} – H_{95%}.

$$I_g = \frac{D}{L_r} \quad (2.5)$$

On remarque bien que Ig varie avec la longueur du rectangle équivalent donc avec la surface. La comparaison entre deux bassins de superficies différentes n'est pas claire. Pour cela on introduit :

- **Dénivelé spécifique Ds** (afin de remédier à l'effet de surface).

$$D_s = I_g \cdot \sqrt{A} = \frac{D}{L_r} \cdot \sqrt{A} = D \cdot \sqrt{\frac{l}{L_r}} \quad (2.6)$$

La dénivelé spécifique n'est donc fonction que de la différence H_{5%} - H_{95%} et de la forme du bassin.

Elle donne lieu à une classification de l'ORSTOM.

-Ds < 10m	classe R1	-relief très faible.
-10 < Ds < 25	classe R2	-relief faible.
-25 < Ds < 50	classe R3	-relief assez faible.
-50 < Ds < 100	classe R4	-relief modéré.
-100 < Ds < 250	classe R5	-relief assez fort.
-250 < Ds < 500	classe R6	-relief fort.
-Ds > 500	classe R7	-relief très fort.

2.4. Paramètres hydrographiques

Le réseau hydrographique d'un bassin peut être caractérisé par les paramètres suivants

2.4.1. Densité de drainage (Dd)

La densité de drainage d'un bassin est définie comme la longueur totale du réseau hydrographique rapportée à la superficie totale du bassin.

$$Dd = \frac{\sum l_i}{A} \quad (2.7)$$

La densité de drainage représente deux formes différentes de drainage.

- Densité de drainage permanente (Ddp) : représente les talwegs qui coulent en permanence.
- Densité de drainage temporaire (Ddt) représente les talwegs qui coulent temporairement.

* Dans notre cas, ces définitions ne sont pas tout à fait correspondantes, car l'écoulement dans les oueds ou des talwegs d'ordres supérieurs n'est pas permanent et est à sec durant une longue période de l'année.

2.4.2. Le profil en long

Le profil en long d'un cours d'eau nous permet d'estimer sa pente moyenne. Cette pente est nécessaire dans l'estimation du temps de concentration du bassin.

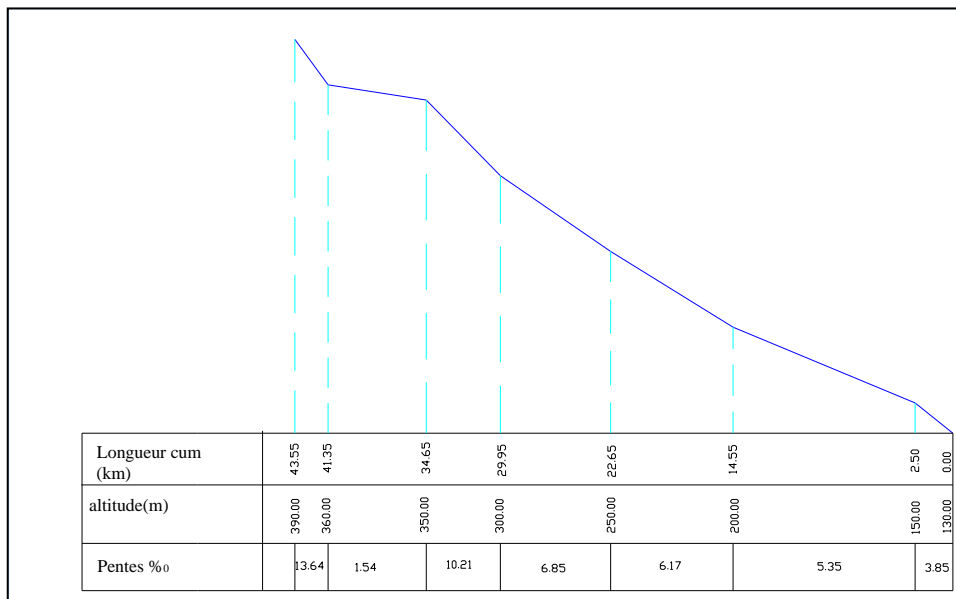


Figure 2-5 : Profil en long de Oued Ouahrane

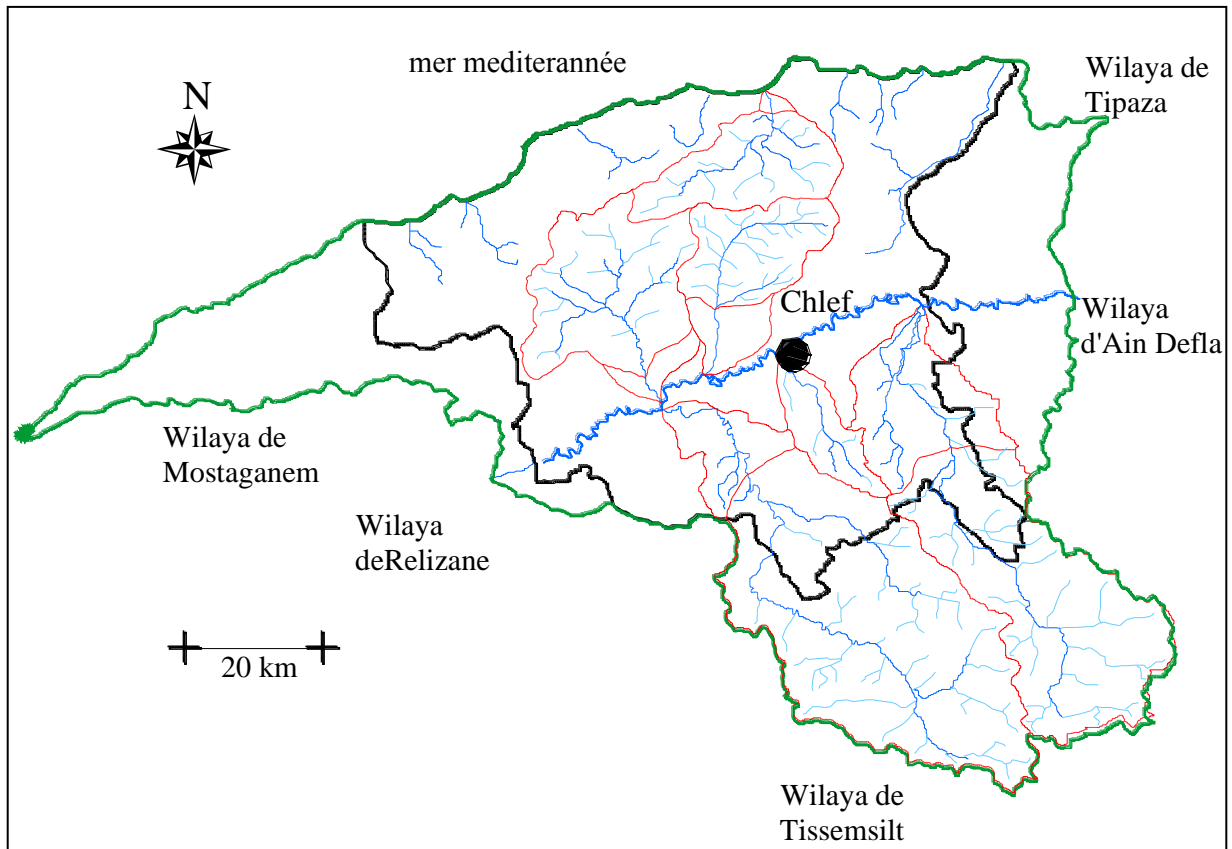


Figure 2-6 : Réseau hydrographique

Les résultats obtenus dans ce chapitre sont reportés sur le (tableau 2-1), ce qui nous permet une comparaison globale des sous bassins.

Basins versants	symbole	Ouahran	Ras	Allala	Sly	Fodda
Superficies(Km ²)	A	258.5	474.6	296.7	1275	823.8
Périmètre(Km)	P	70.6	104.8	81.8	170.7	152.7
ind. de compacité	Kc	1.23	1.35	1.33	1.34	1.5
Alt max. (m)	Hmax	954	996	954	1600	1778
Alt moy (m)	Hmoy	383	375	321	663	829
Alt min(m)	Hmin	115	100	130	160	500
Deniv spécifique	Ds	236	224	322	415	267
ind. pente globale	Ig	10.75	13.21	14.21	9.81	10.45
Id pte de ROCHE	Ip	0.96	0.60	0.84	0.48	0.44
Dte drainage tle	Ddt	4.95	5.49	5.57	4.2	2.93
Long rect. equiv	Lr	24.52	40.39	31.05	65.33	63.33
Classe de relief	R	Assez fort	Assez fort	fort	fort	Assez fort

Tableau 2-1 : Synthèse des caractéristiques morphologiques des sous bassins.

3. Aspect Géologique

Les formations supérieures et inférieures du sol ont un rôle capital dans le processus de l'écoulement. Ils constituent le domaine spatial des échanges entre la surface du sol et le débit à l'exutoire d'un bassin versant.

La connaissance des constituants de ce domaine reste une étape importante dans toute étude hydrologique dans le but d'une meilleure identification des différentes interactions des composantes du processus d'écoulement et les facteurs qui le déterminent à petite et grande échelle.

Les deux aspects du sol qui ont une relation directe avec le processus de l'écoulement sont :

- Son aptitude à l'infiltration selon la nature de la roche et son âge géologique.
- L'espace qu'occupe chaque type de sol dans le domaine du bassin.

La connaissance de ces deux variables permet aux hydrologues et aux hydrogéologues l'estimation plus ou moins exacte des fractions des volumes d'eau qui s'infiltrent vers les profondeurs, leurs vitesses, leurs directions de circulations et leurs stockages dans les aquifères. Evidemment l'étude géologique d'un territoire et beaucoup plus complexe que ça (stratigraphie, tectonique...) mais à grande échelle elles convergent vers les deux aspects cités ci-dessus.

A la base d'une carte géologique et différentes études lithologiques faites sur la région, nous avons établi pour chaque sous-bassin les différentes formations, leurs superficies et leurs aptitudes à la perméabilité.

Les résultats sont résumés dans le tableau 2-2.

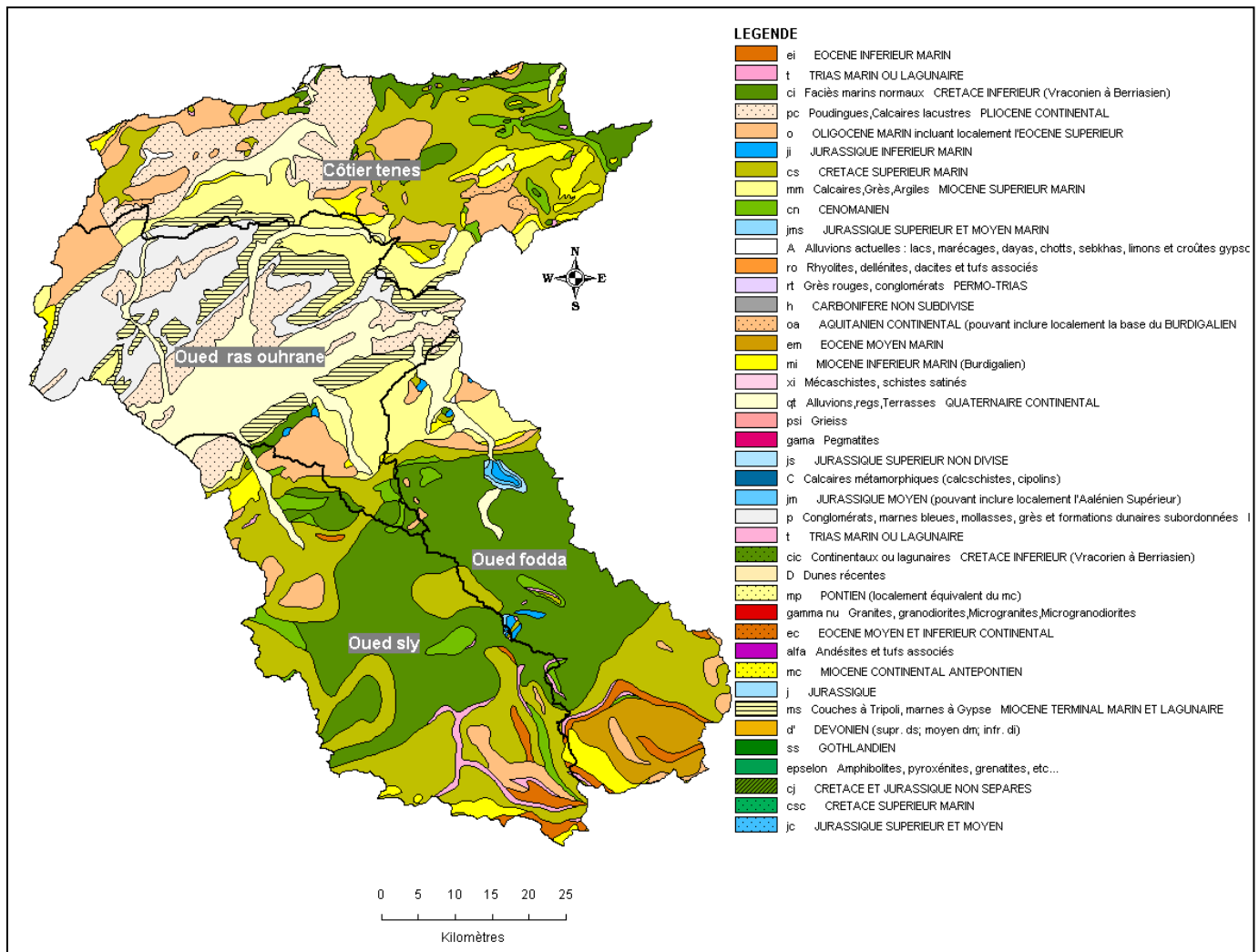


Figure 2-7 : Carte géologique de la région (ABH).

bassin	Ouahrane		Allala		Ras		Sly		Fodda		Perméa- -bilité
	Surf (km ²)	%	Surf (km ²)	%	Surf (km ²)	%	Surf (km ²)	%	Surf (km ²)	%	
Alluvions	39.2	15.1	31.65	10.7	25.42	5.4	100	7.8	25.5	3.1	moyenne
Marnes	102.5	39.6	68.56	23.1	187.2	39.4	204.2	16	170.4	20.7	nulle
Cong et sable rouge	48.8	18.9	4.57	1.5	12.9	2.7	-----	-----	-----	-----	moyenne
Gypse	0.85	0.3	0.33	0.1	8.53	1.8	-----	-----	-----	-----	forte
Grés	11.73	4.5	46.2	15.6	130.2	27.4	54.2	4.3	61.3	17.4	moyenne
Calcaire	4.25	1.6	40.8	13.8	8.61	1.8	25.5	2	40.5	4.9	forte
Grés et cartenien	6.9	2.7	17.7	5.9	3.62	0.8	100.8	7.9	79.5	9.9	moyenne
Flysch	-----	-----	-----	-----	-----	-----	22.2	1.7	25.4	3.1	nulle
Calschiste	-----	-----	-----	-----	-----	-----	78.8	6.1	51.9	6.3	nulle
Marne à banc de calc	-----	-----	-----	-----	1.3	0.3	154.4	12.1	122.6	14.9	nulle
Sable à banc de grés	-----	-----	-----	-----	30.81	6.5	-----	-----	-----	-----	moyenne
Argile et grés	2.32	.9	4.36	1.5	-----	-----	122.6	9.6	76.4	9.3	faible
Marne schisteuse	-----	-----	-----	-----	-----	-----	285.2	22.4	91.7	11.3	nulle
Calschiste et marnes	-----	-----	-----	-----	-----	-----	76.8	6	36.4	4.4	nulle
argile	41.95	16.2	82.98	30	15.66	3.3	50.3	3.9	42.2	5.2	nulle
limons	-----	-----	-----	-----	50.25	10.6	-----	-----	-----	-----	nulle

Tableau 2-2 : Pourcentage des roches et leurs perméabilités dans les cinq s. bassins.

bassin perméabilité	Ouahrane	Allala	Ras	Sly	Fodda
forte	1.9	13.9	3.6	2.0	4.9
moyenne	41.2	31.5	42.8	32.3	19.6
nulle	56.7	54.6	53.6	65.7	75.2

Tableau 2-3 : Perméabilité des bassins en % de surface.

D'après le pourcentage des roches de différentes perméabilités on peut dire que tous les sous bassins présentent une perméabilité faible à moyenne.

4. Le couvert végétal

Comme on la cité au chapitre 1, la végétation constitue un espace très influant sur les échanges entre le sol et l'atmosphère, la quantification de la superficie du couvert végétal est de même une étape décisive dans l'étude du régime d'écoulement d'un bassin versant.

On distingue deux types de couvert végétal : les foret et les prairie d'une part, les cultures d'autre part.

Il joue deux rôles importants :

Influe sur la quantité d'eau disponible pour l'écoulement de surface. En effet l'évapotranspiration par les végétaux est très importante et varie selon la nature des végétaux.

En période de crue, la végétation est un facteur atténuateur ; l'interception des pluies par la canopée favorise un écoulement moins brutale, l'hydrogramme de crue est aplatis avec un débit de pointe moins important et un temps de base plus long. Ce phénomène a été mis en évidence par plusieurs expérience (COSANDEY 1995 dans influence humaine dans l'origine des crues)

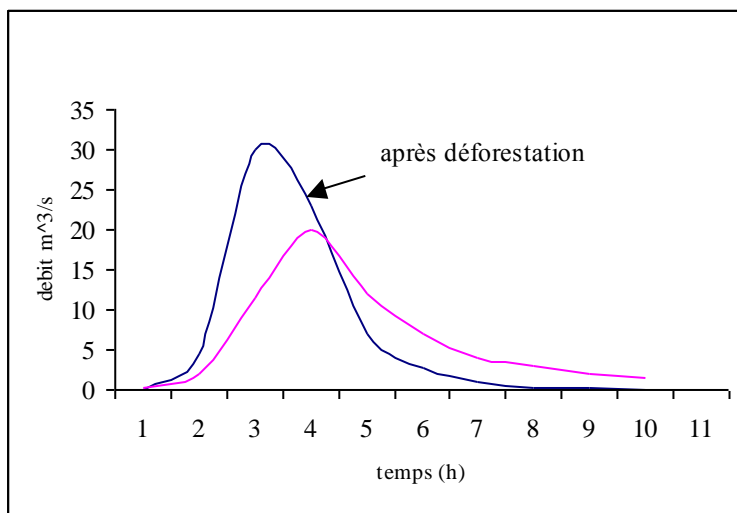


Figure 2-8 : Exemple d'un hydrogramme de crue après déforestation d'après Cosanday.

La végétation dans notre région d'étude est moins importante, les forêts couvrent une faible proportion du territoire dans les extrêmes altitudes de l'Ouarsenis et du Dahra, occupant des reliefs accidentés, les plateaux sont partiellement cultivés (céréales) et sont nus durant une longue période de l'année, les plaines sont soumises à une arboriculture fruitière et des cultures saisonnières (maraîchère).

La présente carte faite par le service des forêts et le seul document concernant la répartition des forêts dans la région.

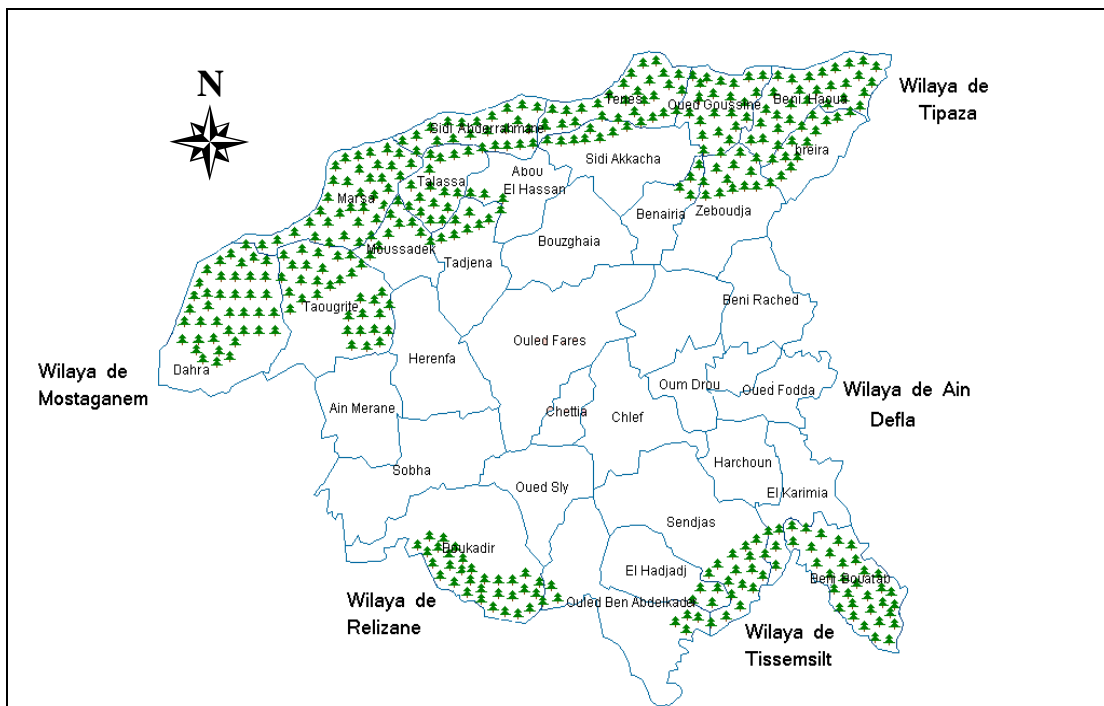


Figure 2-9 : Carte des forêts de la Wilaya de Chlef (service des forêts).

La disponibilité des photos de l'occupation du sol du globe terrestre à partir des satellites nous offre une meilleure constatation de la distribution du couvert végétal et qui est en accord avec la carte disponible.



Figure 2-10 : Carte d'occupation du sol (image satellite)

Dans cette photo il est très aisé de remarquer ou de situer les zones couvertes par la végétation ou les forêts. Le bassin de Oued Sly est le plus couvert avec plus de 80% alors que le bassin adjacent de Oued Fodda présente une couverture végétale dégradée du sud vers le nord. Les autres bassins sont presque totalement nus sauf quelques régions au nord visiblement dégradées.

5. La climatologie

Le climat est l'ensemble des conditions atmosphériques caractérisé par les états et les évolutions de plusieurs facteurs physiques (température, pression, humidité relative, vitesse du vent etc...) d'un domaine spatial déterminé.

La quantification des composantes du climat demeure toujours une étape indispensable dans toute étude que se soit hydrologique ou en relation avec toute opération d'évaluation des potentialités d'une région donnée.

Sources de données

Les données climatologiques sont fournies par différents secteurs spécialisés dans la mesure, le traitement et le stockage des données. Les stations météorologiques qui contrôlent tout le bassin du Moyen Cheliff concernant les températures et les vents se situent : L'une à Chlef ville, l'autre à Mouafkia à 5 km au Nord de la ville de Chlef.

L'évapotranspiration est fournies par l'ANRH de SOUMAA et celle de Chlef.

La pluviométrie fournie aussi par l'ANRH, elle sera analysée avec l'écoulement.

5.1. La température

Tout comme les autres facteurs, la température a un rôle très important dans le phénomène de l'évapotranspiration et de l'établissement du bilan hydrique, ainsi que dans la détermination des critères climatiques d'une région.

Le tableau ci dessous nous donne la température moyenne mensuelle et la moyenne annuelle au niveau de la station O.N.M de Mouafkia.

mois	M	m	(M+m)/2	A
Janvier	15.5	5.2	10.35	10.3
Février	17.5	6.4	11.80	10.8
Mars	19.6	7.1	13.35	12.5
Avril	22.2	9.4	15.80	12.8
Mai	26.6	13.0	19.80	13.6
Juin	32.5	17.5	25.00	15.0
Juillet	41.0	20.7	29.00	16.6
Août	36.7	21.0	28.85	15.7
Septembre	33.2	18.6	25.90	14.6
Octobre	26.5	14.2	20.35	12.3
Novembre	20.2	9.4	14.80	10.8
décembre	16.6	6.7	11.65	9.9

Tableau 2-4 : Répartitions mensuelles des températures extrêmes absolues, dans le bassin. du Moyen Cheliff (O.N.M. Mouafkia)

M : température maximale moyenne.

m : température minimale moyenne.

$(M+m)/2$: température moyenne

A : amplitude

Le minimum des minima moyens est enregistré en janvier avec 5.2°C alors que le maximum lui est enregistré en août avec 21°C.

Le minimum des maxima moyens est lui aussi enregistré en janvier avec 15°C alors que le maxima est enregistré au mois de juillet avec 41°C.

Quant à l'amplitude, elle va en augmentant de décembre ou elle est a son minimum avec 9.9°C pour atteindre son maximum au mois de juillet avec 20.3°C.

Des données récentes fournies par l'agence du bassin hydrographique de Cheliff-Zahrez (A.B.H) sur les températures moyennes mensuelles aux niveaux de la station Chlef et de Chlef ONM sont présentées dans le tableau suivant.

mois	Chlef ANRH	Chlef ONM
Janvier	9.6	9.4
Février	10.9	10.7
Mars	13.4	12.9
Avril	16.4	15.4
Mai	20.8	20.1
Juin	25.6	24.0
Juillet	29.6	28.9
Août	29.8	29.4
Septembre	25.3	25.4
Octobre	19.4	19.8
Novembre	13.9	13.8
décembre	10.1	10.1
Moy annuelle	18.7	18.3

Tableau 2-5 : Température moyennes mensuelles et annuelles en°C (ABH 2004).

Un rapide examen des moyennes mensuelles montre qu'il existe un écart considérable entre le mois de janvier et les mois de juillet et août, la différence atteint presque 20° C cela indique une continentalité très nette malgré la proximité de la mer. La moyenne annuelle est de 18.5 °C. Les hivers sont tièdes, les étés quant à eux sont froids à torrides.

5.2. Les vents

Nous pouvons admettre les données de P.SELTZER(Remaoun 1996) effectuées en 1938 à la station de Chlef. Ces résultats donnent la moyenne mensuelle de la vitesse de vent relevée en trois heures différentes de la journée (en km/h).

Vents km/h	Jan	Fév	Mars	Avr	Mai	Juin	Juill.	Août	Sep	Oct	Nov	Déc	Moy
7h	41	29	31	34	30	38	35	26	23	28	36	40	33.3
13h	37	35	35	38	32	31	34	30	28	36	32	37	34
18h	30	29	26	31	25	22	18	18	20	27	27	29	25

Tableau 2-6 : Vitesse moyenne mensuelle du vent. Bassin du Chéelif. (P.SELTZER)

Les vents prédominant dans la région du Moyen Cheliff sont du nord-ouest en période hivernale.

Le sirocco : vent sec venant du sud se fait sentir assez souvent en période de l'été.

La moyenne mensuelle de la vitesse du vent en (m/s) au niveau de la station O.N.M.de Mouafkia pour la période (1974/1990) mesurée à 10 m au-dessus du sol est représentée dans le tableau suivant.

Jan	Fév	Mars	Avr	Mai	Juin	Juill.	Août	Sep	Oct	Nov	Déc
1.84	2.30	2.28	2.67	2.82	2.84	2.79	2.56	2.27	2.16	2.06	2.12

Tableau 2-7 : Moyenne mensuelle de la vitesse du vent (m/s) (O.N.M. mouafkia).

5.3.L'humidité relative

C'est le rapport entre la quantité de vapeur d'eau contenue dans un certain volume d'air et la quantité que peut contenir ce même volume à l'état de saturation. Elle est représentée par l'humidité relative considérée comme l'un des éléments essentiels du cycle hydrologique. Source de toute les précipitations, elle contrôle pour une large part les taux d'évaporation de la couverture végétale.

Elle se caractérise par une décroissance régulière du nord du bassin vers le sud. On voit nettement la sécheresse de l'air qui sévit aux mois de juin, juillet et août et cela malgré la proximité de la mer.

L'humidité relative moyenne du bassin est de 63.5%.

Les données d'humidité relative sur 25 ans ont données les résultats suivants.

station	Jan	Fév	Mars	Avr	Mai	Juin	Juill.	Août	Sep	Oct	Nov	Déc	Moy
Chlef	83	75	68	61	55	49	45	47	56	66	75	82	63.50

Tableau 2-8 : Moyennes mensuelles de l'humidité sur le bassin du Moyen Cheliff en (%) (ONM.Mouafkia).

5.4. L'Évaporation

L'évaporation est une des composantes fondamentales du cycle hydrologique, son étude est essentielle pour connaître le potentiel hydrique d'une région ou d'un bassin versant. Pendant la saison sèche l'évaporation est plus intense que pour la saison froide. Dans l'ensemble, des analyses approfondies d'évaporation devront être faites pour les études de bilan et de gestion hydrique et principalement dans la quantification des pertes aux niveaux des plans d'eau (barrages, lacs). Cependant ces analyses sont beaucoup moins nécessaires pour les études hydrologiques des projets de génie où l'eau est plutôt considérée sous l'aspect d'un agent dynamique.

Jan	Fév	Mars	Avr	Mai	Juin	Juill.	Août	Sep	Oct	Nov	Déc	ann
47.1	57.5	90.8	114.0	160.3	221.3	279.2	239.2	181.6	111.6	78.3	67.1	1645

Tableau 2-9 : Evaporation mesurée en mm à la station Chlef ANRH(ANRH Chlef)

5.5. L'évapotranspiration

Les données de l'évapotranspiration disponibles sont celles publiées par l'ABH aux niveaux des stations de Chlef et de Chlef ONM, elles ont été relevées à partir des cartes de l'évapotranspiration potentielle moyenne mensuelle et annuelle éditées par les services de L'ANRH.

Station \ mois	Jan	Fév.	Mars	Avr	Mai	Juin	Juill.	Août	Sep	Oct	Nov	Déc	ann
Chlef ANRH	43	58	99	139	181	214	245	222	154	97	53	37	1542
Chlef ONM	42	57	95	130	174	207	237	217	153	98	52	37	1499

Tableau 2-10 : Evapotranspiration potentielle moyenne mensuelle en mm (ABH.2004)

L'évaporation et l'évapotranspiration mensuelles aux niveaux des deux stations varient de la même manière que la température. En saison froide elles décroissent progressivement jusqu'à atteindre une valeur faible puis elles accroissent pour atteindre des valeurs très fortes en saison chaude.

6. Les données hydro-pluviométriques

Les données hydro-pluviométriques disponibles nécessaires à l'étude du régime d'écoulement sont des chroniques de débits moyens journaliers et leurs maximums instantanés mensuels, des hauteurs de pluies journalières fournies par l'ANRH de Chlef et de Soumaa sur support informatique.

6.1 .Données hydrométriques

La chronique de débit

La chronique de débit constitue l'information de base pour caractériser les variations des écoulements. Il convient donc avant toute chose de bien définir ce que représentent ces débits. Les mesures quotidiennes des débits d'un cours d'eau par exploration des champs de vitesses est une opération délicate et coûteuse, pour cela le recourt à une méthode plus simple et automatique est souvent préférée. La méthode la plus utilisée consiste à une mesure de la hauteur du tirant d'eau à l'aide d'une échelle limnimétrique, la chronique de hauteur ainsi enregistrée sera ensuite convertie en débit grâce à ce qu'on appelle une courbe de tarage.

La courbe de tarage

Au niveau de la station de jaugeage le débit écoulé est fonction de la vitesse et de la section mouillée transversale, à son tour la section est fonction de la hauteur du tirant d'eau ce qui nous donne la possibilité d'exprimer le débit Q en (m^3/s) en fonction de la hauteur h en (cm).

La méthode consiste à la mesure de plusieurs valeurs du débit par exploration du champ de vitesse et les porter sur un graphe en fonction des hauteurs qui leur correspondent.

La courbe ainsi obtenue est appelée courbe de tarage, elle nous donne la possibilité de ramener la mesure du débit à celle de la hauteur.

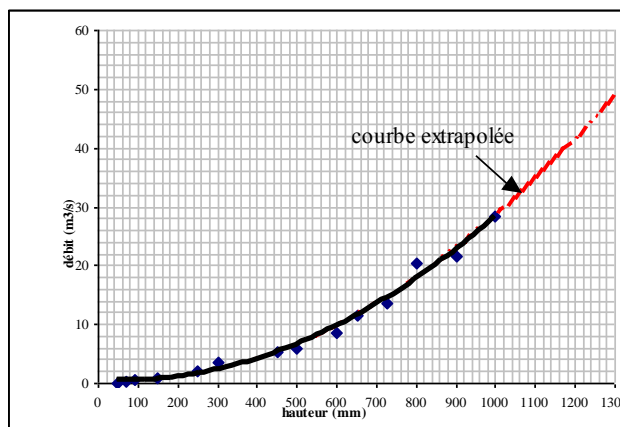


Figure 2-11 : Courbe de tarage. Exemple de la station Sidi Akkacha.

Il faut rester prudent dans l'utilisation de cette courbe car la déformation de la section lors des passages des grandes crues peut fausser la relation débit-hauteur d'où la nécessité de refaire le tarage de la station régulièrement. En plus il faut tenir compte des incertitude lors de l'extrapolation de la courbe pour les débits des crues importantes.

Les données hydrométriques disponibles sont donc des chroniques de débits en (m^3/s) obtenues à partir des chroniques de hauteurs mesurées quotidiennement et converties à l'aide de la courbe de tarage. Se sont des débits moyens journaliers avec les valeurs instantanées des pointes de crues maximales mensuelles.

Les deux station : Sidi Akkacha(020205) et Larabat Ouled Fares(012201) sur la période 83/84-2000-2001 avec quelques lacunes ou il était nécessaire de ne combler que les apports mensuels en se basant sur une corrélation simple entre les deux stations.

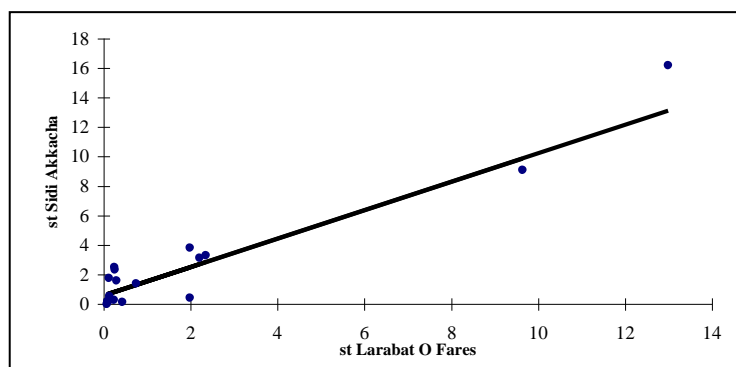


Figure 2-12 : Régression simple entre les apports du mois de février (S.Akkacha – L.O.Fares)

La station de Sobha (012204) sur l'Oued Ras est en arrêt depuis plusieurs années ou il n'existe aucune trace des séries anciennes même sur fichiers manuels.

La station de Oued Sly (012311) ne fonctionne que depuis 1986 est influencé par les lâchées du barrage de Sidi Yaacoub.

La station d'El – Karimia(012102) sur L'oued Fodda n'existe pas sur fichiers informatique en plus elle est influencée par l'existence du barrage de Oued Fodda depuis l'année 1932.

Pour la station de Pontéba (012203) sur l'Oued Cheliff qui présente une période plus longue de 68/69-2000/2001 où les lacunes mensuelles ont été comblées par une corrélation simple avec la station de Djdiouia qui se trouve à l'aval du Moyen Cheliff.

6.2. Données pluviométriques

Mesure des précipitations

La mesure des précipitations est l'une des plus complexes en météorologie car on observe une forte variation spatiale selon le déplacement de la perturbation, le lieu de l'averse, la topographie et les obstacles géographiques locaux gênant sa captation.

On exprime généralement les précipitations en hauteur ou lame d'eau précipitée par unité de surface horizontale (mm). Si on rapporte cette hauteur d'eau à l'unité de temps, il s'agit d'une intensité (mm/h). Rappelons que :

$$1 \text{ mm} = 1 \text{ l/m}^2 = 10 \text{ m}^3/\text{ha}$$

La précision de la mesure est au mieux de l'ordre de 0,1 mm.

L'enregistrement des pluies en général, et des averses en particulier, se fait au moyen de divers appareils de mesure. Les plus utilisés sont les pluviomètres et les pluviographes, à enregistrement mécano-graphique ou digital.

6.2.2. Homogénéisation des données pluviométriques

La majorité des postes pluviométriques ont une période qui s'étale de 1968 à 2001 mais avec plusieurs lacunes qui dépassent plusieurs mois ou plusieurs années.

Notre sélection est faite sur la même période concomitante avec les séries des débits, ainsi les différentes lacunes mensuelles et annuelles ont été comblées à la base de régressions multiples entre les postes voisins qui présentent des coefficients de corrélations significatives. (Opération faite à l'aide du logiciel STATISTICA)

La méthode du double cumul a été également employée dans le but de vérifier l'homogénéité des séries pluviométriques des différents postes voisins.

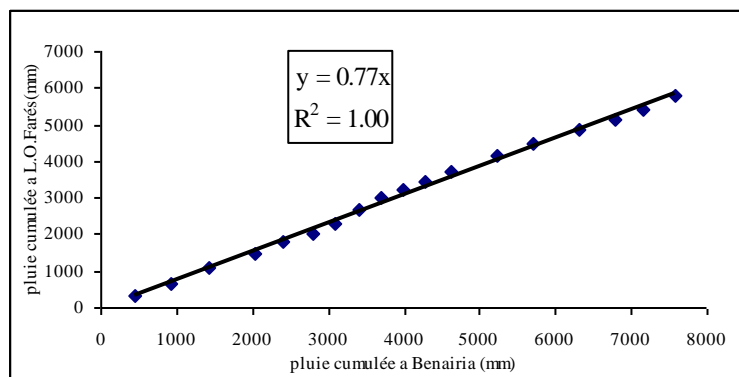


Figure 2-13 : Double cumul entre les stations Bennaria et L.O.Farés

Réseau pluviométrique

Les postes pluviométriques sont relativement nombreux dans la zone d'étude, on compte 24 postes mais ils ne sont pas bien répartis. Ils sont plus denses dans la vallée qu'au niveau des grandes altitudes.

Leurs caractéristiques sont présentées dans le tableau ci-dessous.

station	code	X (km)	Y(km)	altitude (m)
Bouzghaia	012224	368.95	338.7	240
Chettia	012209	372.15	320.4	100
karimia	012110	396.8	313.5	215
Fodda bge	012108	401.95	305.9	500
Oued Sly	012309	365.2	312.7	95
Tikazel	012004	414.3	321.15	220
Chlef ANRH	012219	378.65	320.5	110
Bj Bounaama	012306	402.6	284.1	1050
Oum Drou	012225	383.55	325.6	138
Ténes	020205	376.8	359	05
O B AEK	012308	371.7	303.9	160
A El Hassan	020201	366.2	346.5	165
Souk El Had	012304	395.75	272.7	550
O Farés	012201	368.1	326.65	115
El Abadia	012001	407.9	327.4	153
Sidi Akkacha	020211	373.55	351.2	130
Benaria	012205	381.3	340.1	390
Ain Lellou	012307	397.4	293.6	900
Ponteba Bge	012203	393.9	327.4	130
Medjadja	012221	382.7	328.85	190
Taougrite	020115	340.95	329.05	680
Sendjas	012222	383.35	308.45	360
Bir Safsaf	012007	399.6	322.4	175
Tacheta	020231	400.75	341.3	450

Tableau 2-11 : Les stations pluviométriques et leurs coordonnées.

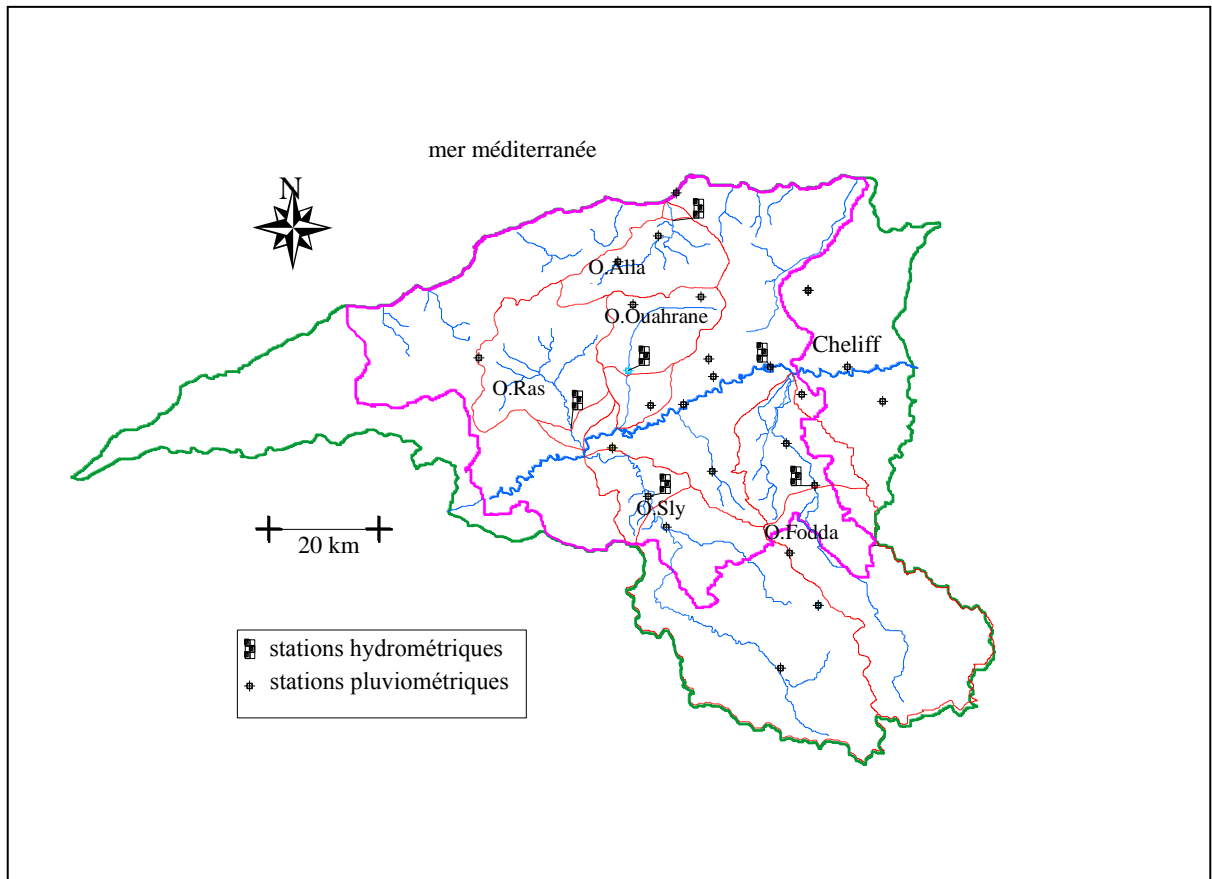


Figure 2-14 : Stations hydro-pluviométriques de la région d'étude.

Chapitre 3

Etude des précipitations et des écoulements

1. La pluviométrie

« La pluviométrie en Algérie a été étudiée jusqu'ici par plusieurs auteurs citons : P.Seltzer (1913-1938), H.Gaussen (1913-1947), Medinger (1913-1953), et enfin Chaumont et C.Paquin (1913-1963), toutes ces données ont été traitées avant 1963, après cette date la plupart des stations pluviométriques et hydrométriques ont connues une période d'arrêt de 1963 à 1971. » (Remaoun 1996)

1.1. Analyse statistique des précipitations

1.1.1. Pluies annuelles

Modèle de distribution

D'après la documentation et les expériences effectuées dans la région du bassin méditerranéen, il a été prouvé que les phénomènes naturels à l'échelle annuelle s'ajustent généralement mieux à la loi racine normale. « Sous des climats plus secs, les pluies annuelles sont distribuées selon des lois à dissymétrie positive » (Laborde 2003). Affirmation qui nous permet d'utiliser cette loi d'ajustement à la distribution des pluies annuelles ponctuelles dans la région du Moyen Cheliff.

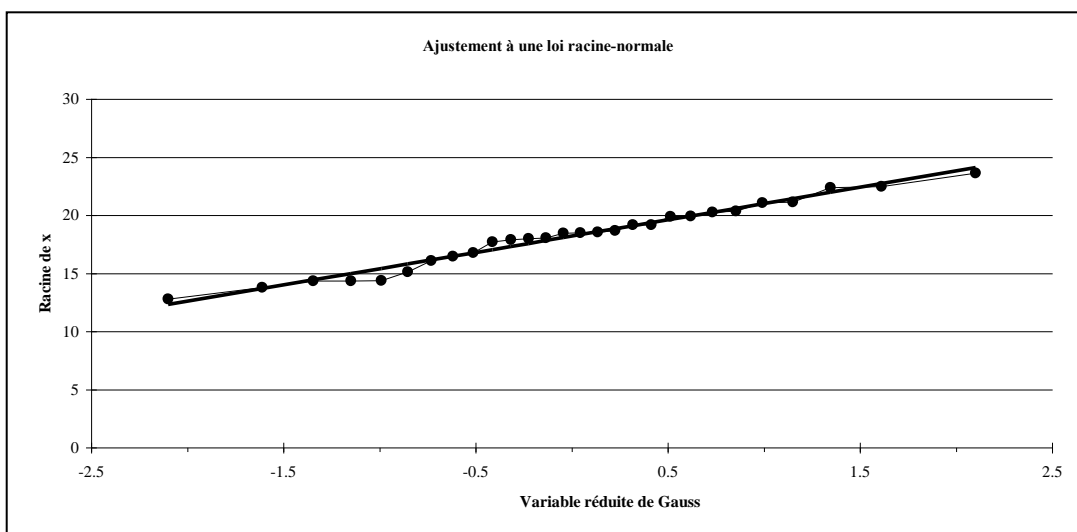


Figure3-1 : Ajustement à une loi racine normale des pluies annuelles (st Chlef ANRH)

L'ajustement à la loi racine normale des hauteurs de pluies annuelles des 24 postes pluviométriques pris en considération sur une période allant de 83/84 à 2000/2001, nous a permis de ressortir les différentes quantiles pour des probabilités correspondantes, les résultats sont représentés dans le tableau suivant.

station	code	X	Y	Pa(0.99)	Pa(0.98)	Pa(0.95)	Pa(0.9)	Pa(0.5)
bouzghaia	012224	368.95	338.70	592.55	557.18	508.03	468.00	350.40
chettia	012209	372.15	320.40	517.80	494.86	461.41	432.66	338.67
karimia	012110	396.80	313.50	738.53	682.38	602.29	535.31	330.61
fodda bge	012108	401.95	305.90	622.40	571.93	547.16	509.23	385.51
oued sly	012309	365.20	312.70	493.40	461.52	415.70	376.98	255.55
tikazel	012004	414.30	321.15	556.40	528.19	484.85	452.24	339.22
chlef anrh	012219	378.65	320.50	611.67	574.48	520.87	475.43	331.73
bj bounaama	012306	402.60	284.10	831.05	782.31	711.95	652.19	462.39
oum drou	012225	383.55	325.60	630.51	578.55	480.48	459.96	302.36
tenes	020205	376.80	359.00	698.68	622.47	579.59	512.42	468.17
o b aek	012308	371.70	303.90	559.87	528.71	483.62	445.24	322.55
a el hassan	020201	366.20	346.50	861.57	811.36	738.85	677.26	481.46
souk el had	012304	395.75	272.70	582.22	552.53	509.43	472.60	353.74
o fares	012201	368.10	326.65	603.84	570.66	522.63	481.71	350.76
el abadia	012001	407.90	327.40	630.01	694.04	542.06	497.85	356.98
sidi akkacha	020211	373.55	351.20	821.60	780.88	721.72	671.10	507.29
benaria	012205	381.30	340.10	867.25	814.56	738.62	674.24	470.65
ain lellou	012307	397.40	293.60	597.01	573.35	538.74	508.89	410.41
ponteba bge	012203	393.90	327.40	630.28	598.31	551.92	512.25	384.19
medjadja	012221	382.70	328.85	511.79	490.32	420.10	436.47	315.11
taougrite	020115	340.95	329.05	869.66	802.16	625.16	415.15	299.52
sendjas	012222	383.35	308.45	561.40	502.69	418.98	367.07	285.48
bir safsaf	012007	399.60	322.40	485.16	428.66	398.12	369.69	297.70
tacheta	020231	400.75	341.30	956.53	898.25	801.15	745.25	588.24

Tableau 3.1 : Pluies annuelles à différentes probabilités des 24 postes.

L'estimation de la pluie moyenne annuelle sur un bassin se fait traditionnellement à l'aide de la méthode de Thiessen ou par le calcul d'une simple moyenne arithmétique mais actuellement le recourt à l'outil informatique nous permet une meilleur estimation.

1.1.1.1. Création des cartes isohyètes

La représentation spatiale de la pluie, à partir des représentations ponctuelles peut se faire par les méthodes d'interpolations classiques (méthode de Thiessen, interpolation linéaire ...). Le développement des méthodes plus sophistiquées en utilisant l'outil informatique sont devenues d'un usage très fréquent, la méthode géostatistique appelée KRIGEAGE nous a semblée adéquate, en plus le logiciel SURFER peut faire l'opération en quelques secondes.

La représentation des précipitations moyennes inter-annuelles est figurée ci-dessous.

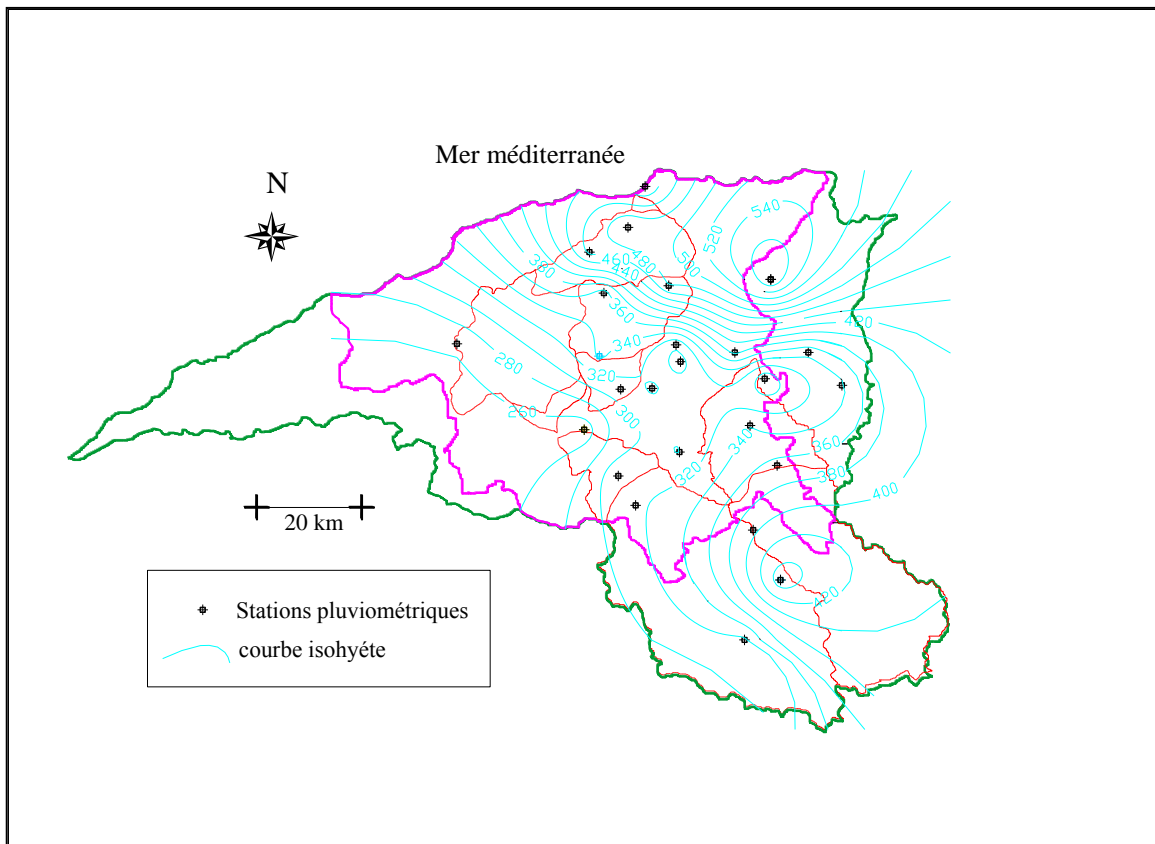


Figure 3-2a : Pluie moyenne inter-annuelle de la région par la méthode du Krigeage.

1.1.1.2. Calcul de la pluie moyenne sur les sous-bassins

L'utilisation de la carte des précipitations moyennes inter-annuelles et en utilisant toujours l'outil informatique (logiciel AUTO CAD) pour la mesure des fractions de surfaces élémentaires entre deux courbes isohyètes. La somme des produits de ces surfaces par la précipitation moyenne entre les deux courbes isohyètes rapportée à la surface totale du bassin nous a permis de faire ressortir les lames d'eaux moyennes inter-annuelles sur les différents bassins.

Bassin	O.Ouahrane	O.ras	O.Allala	O.Sly	O.Fodda
P_a moy(mm)	377	301	455	340	403

Tableau 3-2 : Précipitation moyenne inter-annuelle au niveau de chaque sous bassin.

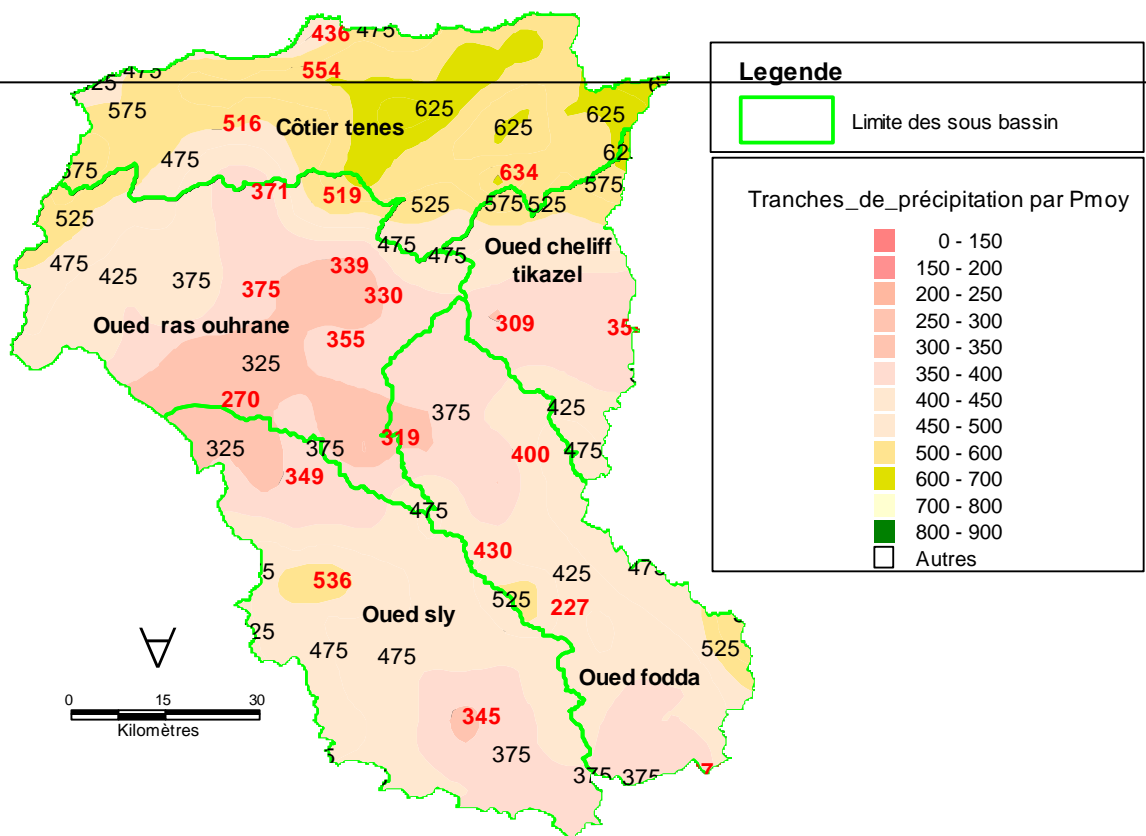


Figure 3-3 : Pluie moyenne annuelle de la région (ABH)

1.1.2. Pluies mensuelles

La répartition de la pluviométrie annuelle sur les douze mois de l'année nous renseigne sur le régime pluviométrique de la région, la méthode consiste à prendre la hauteur de la pluie totale du mois considéré sur la période disponible, cette hauteur est une variable aléatoire, sa distribution peut être représentée par une loi pour en déduire les différents quantiles.

Modèle de distribution

« Les hauteurs des pluies mensuelles se distribuent généralement selon des lois à dissymétrie positive. Si parfois les distributions sont à peu près gaussiennes, le plus souvent c'est la variable $\log P$ ou racine de P qui est distribuée selon une loi de Gauss ». (National Eau et Environnement).

Le choix a été porté sur cinq stations qui cadrent la région dans les deux axes.

- station Chlef ANRH au centre
- station B. Bounaama au Sud
- station Benairia au Nord
- station Oued Sly à l'Ouest
- station Fodda Bge à l'Est

A cause de la grande variabilité des précipitations pendant la période sèche de l'année, en plus plusieurs valeurs mensuelles de cette période sont nulles, on utilise la loi de Galton pour la saison humide, la loi racine normale pour la saison sèche.

Les pluies moyennes mensuelle inter-annuelles des cinq stations prises en compte sont représentées dans le tableau ci-dessous.

station	jan	fév.	mars	avril	mai	juin	juill.	août	sept	oct.	nov.	déc.
Chlef ANRH	33.5	35.25	30.4	30.8	21.46	2.2	0.4	1.6	10.57	30.4	36.7	38
Fodda Bge	40.6	37.8	38.1	36.3	20.3	4.87	1.1	2.2	12.34	26.8	42.7	45.9
Bennairia	54.85	49.1	50.9	39.5	36.8	2.2	0.1	0.8	16.6	28.5	49.6	54.9
BjBounaama	42.6	63.2	28.9	46.8	15.3	5.1	0.2	2.5	11.32	30.2	40.9	52.1
Oued Sly	25.1	26.9	26.2	18.2	9.7	1.5	0.17	1.2	7.18	20.4	30.7	31.7

Tableau 3-3 : Pluies moyennes mensuelles inter-annuelles en (mm).

La répartition des pluies mensuelles moyennes inter-annuelles, décennale humide et décennale sèche de la station Chlef ANRH située au centre de la zone d'étude est représentée sur le graphe suivant.

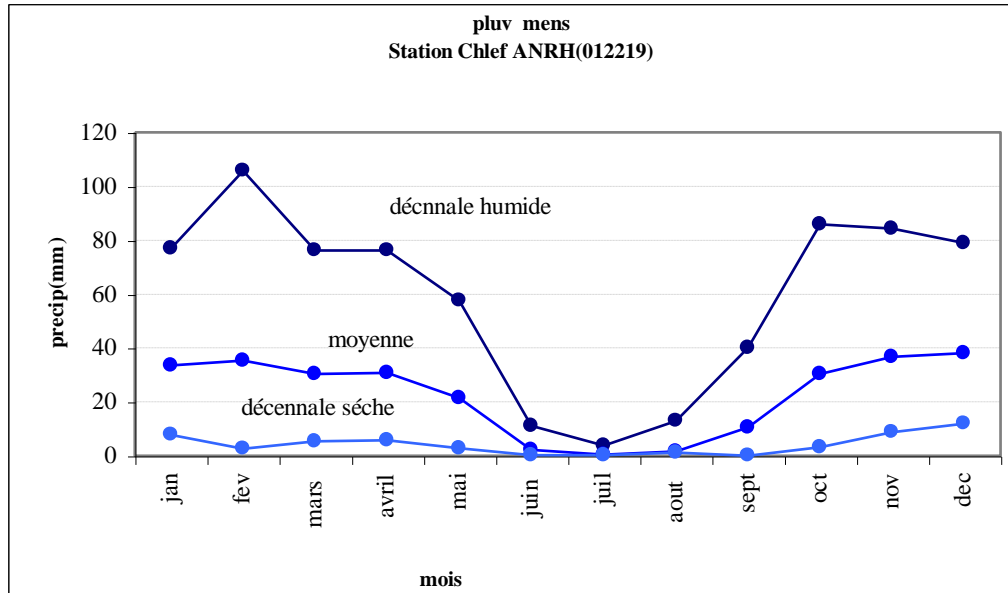


Figure 3.3 : Répartition de la pluviométrie mensuelle inter-ann à la station Chlef ANRH.

1.1.3. Pluies maximales journalières

La protection des ouvrages, des populations et leurs biens contre les dégâts causés par les crues générées par les pluies journalières de grandes intensités, nécessite de s'intéresser aux phénomènes des pluies journalières extrêmes annuelles et de quantifier leurs valeurs pour différentes périodes de retour.

L'estimation des pluies journalières maximales pour différentes périodes de retours qui sont essentiellement exploitées dans l'étude des crues par l'utilisation des formules empiriques, la méthode du Gradex ou des modèles pluie-débit, la nécessité de la prise en compte d'une longue série a pour effet une meilleure estimation des crues. Une période allant de 70/71 à 2000/2001 est disponible pour plusieurs stations.

Les stations étudiées sont les plus représentatives des débits concomitants, le choix est fait à la base de régressions multiples en se basant sur le coefficient de détermination le plus élevé pour les deux sous-bassins ou les débits sont disponibles. Pour les trois autres sous-bassins le choix est porté sur la station qui a une moyenne inter-annuelle proche de celle la moyenne sur le sous-bassin considéré et présente des données sans lacunes durant la période cité ci-dessus.

Lois de distribution

Parmi les lois de distributions qui peuvent rendre compte de la statistique des phénomènes extrêmes, c'est la loi de Gumbel qui s'adapte mieux aux variables pluviométriques. La loi de Galton reste comme même parmi les lois de distribution à dissymétrie positive qui peuvent être utilisées dans les régions semi-arides.

Les stations retenues sont :

1. station Bennairia
2. station L.O.Fares
3. station Souk el Had

Le dépouillement de leurs séries de hauteurs de pluies journalières nous a permis la sélection des échantillons des valeurs des pluies maximales journalières de chaque station.

station année	O.Fares	Bennairia	Souk el Had				
70/71	29	30	20	85/86	19.2	34.4	31.5
71/72	85	86.5	42.2	86/87	38	40.6	26.9
72/73	34.8	43.6	14	87/88	18.6	31.1	26.5
73/74	31	78.8	41	88/89	28.7	21.2	24.3
74/75	55	33.1	32	89/90	21.3	39.3	32.8
75/76	39.2	30	38	90/91	56.2	67	23.2
76/77	50.4	101.5	40	91/92	20.5	22	19.5
77/78	32.8	75.1	19.5	92/93	41.4	30.1	35
78/79	37.1	78.2	51	93/94	27.4	45.6	70.5
79/80	27.2	34.5	62.9	94/95	52.8	65	30.2
80/81	31.4	57.4	45	95/96	49.2	57.7	47.3
81/82	19	30.1	28	96/97	57.3	144.4	46.1
82/83	17.2	29.1	33	97/98	28.8	49.5	16.4
83/84	36.4	35	60.4	98/99	47.4	60	28.2
84/85	39	47.1	67.1	99/2000	80.3	147.7	48.3
				2000/2001	21.7	40.3	47.3

Tableau 3-4 : Echantillons des pluies journalières max.

La mise en graphe selon la loi de Gumbel et la loi de Galton nous donnent les valeurs des pluies maximales pour différentes fréquences représentées par les figures et les tableaux suivants.

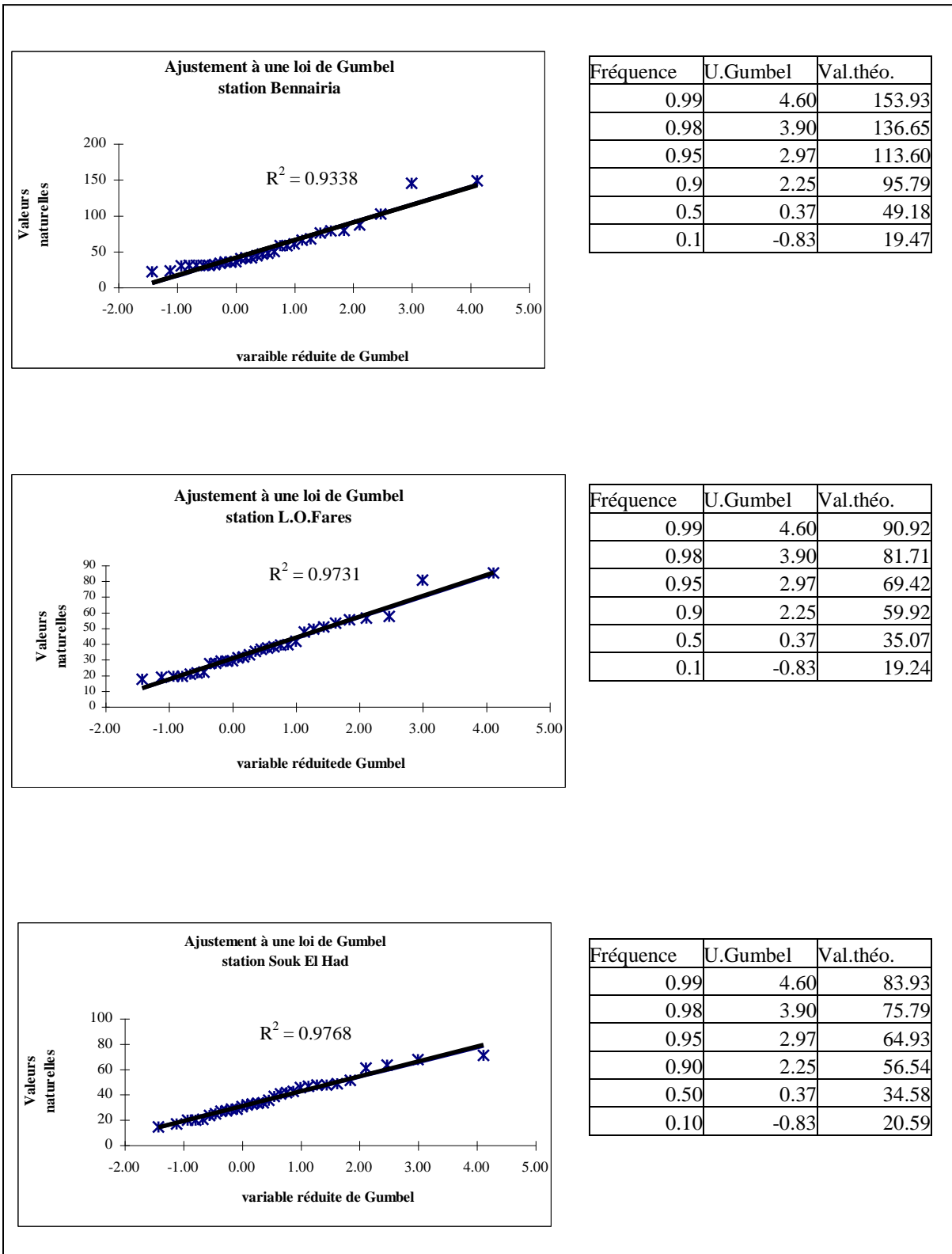


Figure 3-4: Ajustement des pluies journalières maximales à loi de Gumbel.

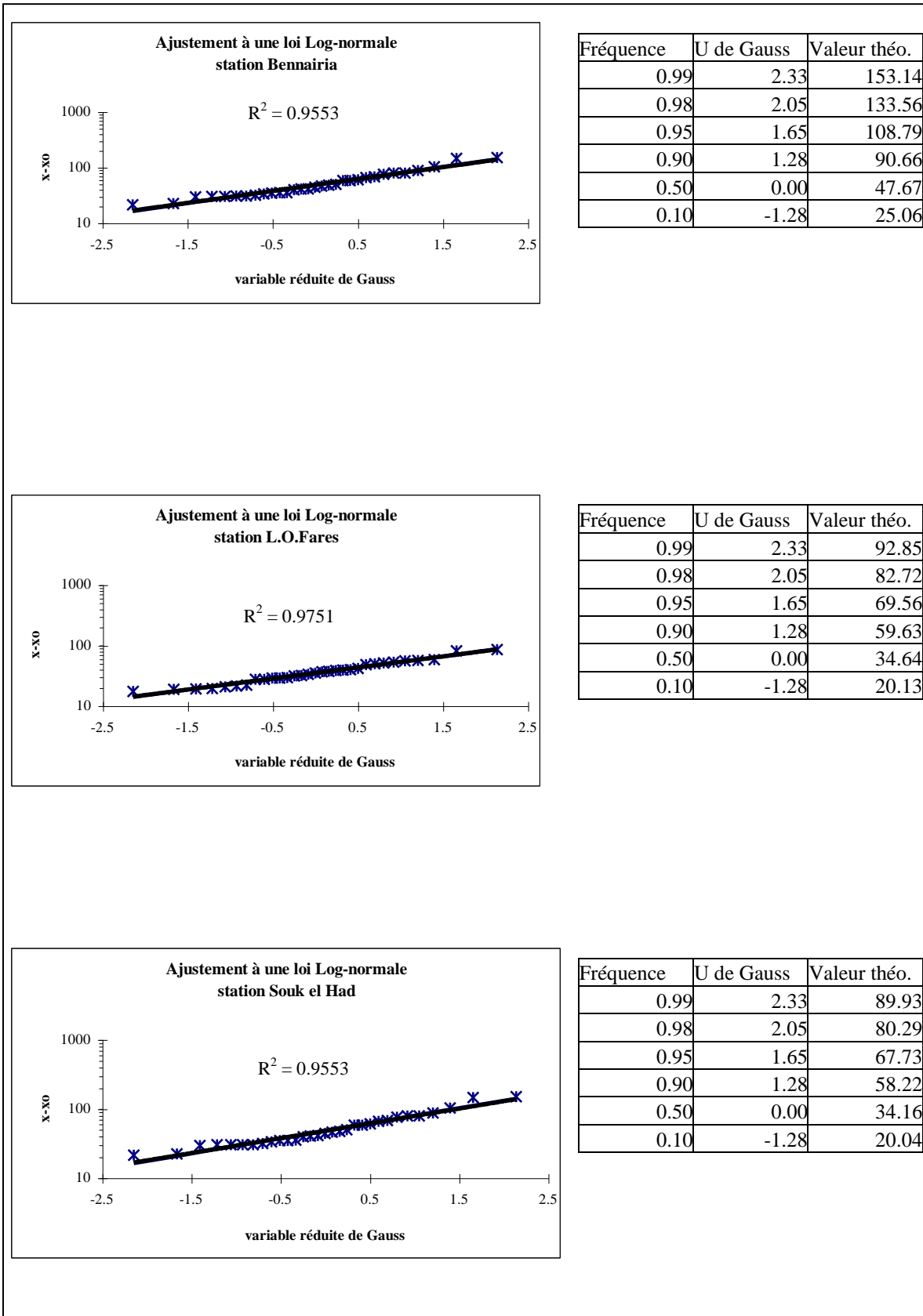


Figure 3-5 : Ajustement des pluies journalières maximales à loi Log-normale.

L'étude statistique de la pluviométrie est d'une importance majeure dans toute étude hydrologique, car une bonne estimation des quantiles que se soit des pluies annuelles, mensuelles ou journalières maximales, aboutit à une meilleure évaluation des ressources naturelles d'une région et permettent aux décideurs de prendre des mesures vis à vis des pluies qui peuvent générer des crues.

Les lois de distributions utilisés que se soit la loi de Galton, racine normale ou la loi de Gumbel donnent des valeurs très proches pour différentes périodes de retours avec des coefficients de détermination supérieur à 0.9.

A l'échelle annuelle la pluviométrie est plus importante dans les grandes altitudes, elle décroît vers la vallée de Chlef. On aperçoit aussi une nette croissance qui va de l'ouest vers l'est.

La répartition mensuelle dans les quatre coins de la région est caractérisée par une abondance relative du mois d'octobre jusqu'au mois d'avril et elle est quasiment nulle durant les autres mois de l'année.

La pluviométrie journalière est caractérisée par une grande intensité dans les hautes altitudes (Station Bennaria et Souk el Had) contrairement à la station L.O.Farés située à basse altitude.

On aura bien aimé compléter ce diagnostic par l'étude des intensité-durée-fréquence, malheureusement les données pluviographiques sont encombrantes et leur déchiffrement constitue une lourde tâche.

2. Les écoulements

L'écoulement d'un cours d'eau représente en réalité la réponse du bassin versant (unité hydrologique) aux sollicitations externes (précipitation, température, humidité etc...). L'analyse de cette réponse à différentes échelles temporelles constitue une étude complète de son régime d'écoulement. En effet comme nous l'avons vu au chapitre 1, le choix du pas de temps dépend de la variable à étudier.

- Annuel : pour les apports annuels qui constituent la ressource en eau de surface disponible.
- Mensuel : pour la distribution de cette ressource durant l'année.
- Journalier et horaire : pour l'étude des crues et en particulier leurs débits de pointe.

2.1. L'information de base : la chronique de débit

La chronique de débit constitue l'information de base pour caractériser le régime et les variations de l'écoulement. Il convient donc avant toute chose de bien définir ce que représentent ces débits.

Ces débits se présentent sous formes de chroniques de débits journaliers ou à pas de temps variable (selon qu'on est en période d'écoulement normale ou en période de crue), stockés sur supports informatiques. Elles sont issues d'une chaîne de traitement qui comporte trois étapes principales : la mesure de la hauteur d'eau, les jaugeages, la conversion des hauteurs en débits par le biais de la courbe de tarage.

Mesure de la hauteur d'eau : station hydrométrique

Une station hydrométrique peut être définie comme l'ensemble des dispositifs utilisés en un point du cours d'eau pour permettre d'en déterminer le débit à tout instant à partir du repérage du niveau d'eau.

Les éléments constitutifs sont une section de contrôle, un limnimètre de référence (échelle) et un dispositif de mesure et d'enregistrement du niveau d'eau h .

Le jaugeage

On compte plusieurs méthodes de mesure de débit, la plus répandue chez nous est la mesure par moulinet à hélice.

Connaissant la relation $Q = V.A$, A étant la section mouillée transversale, la méthode consiste à déterminer la vitesse moyenne V de l'écoulement à travers cette section, l'exploration du champ de vitesse se fait à l'aide d'un saumon muni d'un moulinet à hélice, sa vitesse de rotation nous donne la vitesse de l'écoulement. L'intégration des vitesses sur toute la section rapportée à la section totale nous permet de calculer la vitesse moyenne V .

Notons que dans le cas de faibles débits la mesure se fait à l'aide de déversoir à orifice normalisé. les plus utilisés sont les déversoirs triangulaires dont la relation hauteur-débit théorique est :

$$Q = a h^b \quad (3-1)$$

Courbe de tarage

La courbe de tarage donne pour la section transversale de la station le débit écoulé Q en fonction de la hauteur h lue sur le limnimètre. Elle est obtenue en regroupant sur un même graphe les mesures de débits instantanés effectuées pour différentes hauteurs, voir (Figure 2.11)

2.2. Les apports annuels

L'apport annuel au droit d'une station est le volume total écoulé pendant l'année hydrologique, il est la somme des écoulements superficiels, hypodermiques et souterrains. Ce volume est une variable naturelle qui varie d'une année à l'autre et il est nécessaire de faire une analyse statistique afin d'en déduire les caractéristiques qui seront nécessaires à l'élaboration des plans d'aménagements et de faire les prévisions des ressources.

Notre but de l'étude des apports est de quantifier la ressource annuelle de la région en eau de surface constituée des apports des cinq sous-bassins de la région en plus de la station de Pontéba sur l'Oued Cheliff.

Pour cette étude nous avons pris la période commune de 18 ans (83/84 à 2000/2001), les séries étant comblées et homogénéisées.

station année	Pontéba	L.O.Fares	S.Akkacha
83/84	147.05	4.55	5.6
84/85	264.7	1.99	10.06
85/86	377.45	2.27	26.83
86/87	468.98	24.7	40.1
87/88	58.7	1.3	7.53
88/89	511.15	3.65	7.68
89/90	37.38	2.79	3.51
90/91	136.33	3.46	17.31
91/92	294.34	2.16	8.39
92/93	18.46	1.28	3.96
93/94	25.89	0.69	9.06
94/95	180.5	115.43	15.93
95/96	225.04	6.61	23.91
96/97	39.18	5.51	11.17
97/98	137.87	10.79	13.29
98/99	226.3	7.23	22.42
99/2000	11.07	18.2	26.04
2000/2001	164.39	8.8	13.47

Tableau 3-5 : Apports annuels en Hm^3/an .

Choix de la loi de distributions

Le choix de la lois de distribution des apports annuels est fait à la base d'une visualisation des histogrammes qui présentent une nette dissymétrie positive. Les lois représentatives de cette dissymétrie sont nombreuses et les plus utilisées sont celle de Gumbel, Galton, Pearson III, nous n'utilisons que les deux premières lois.

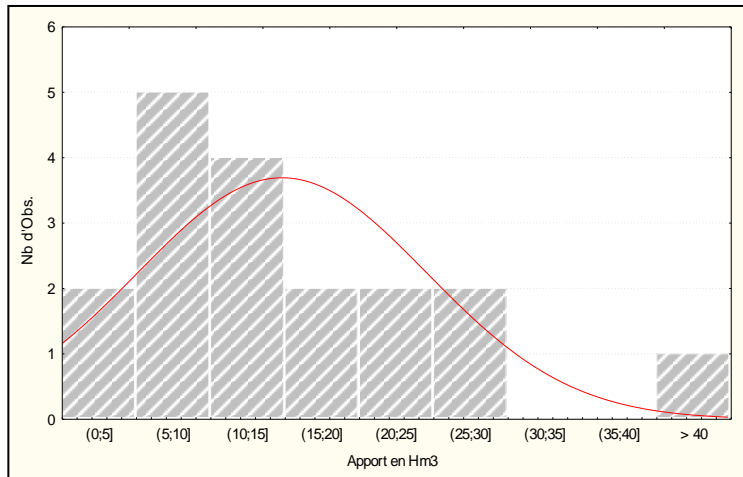


Figure 3-6 : Histogramme des apports annuels de la station S.Akkacha.

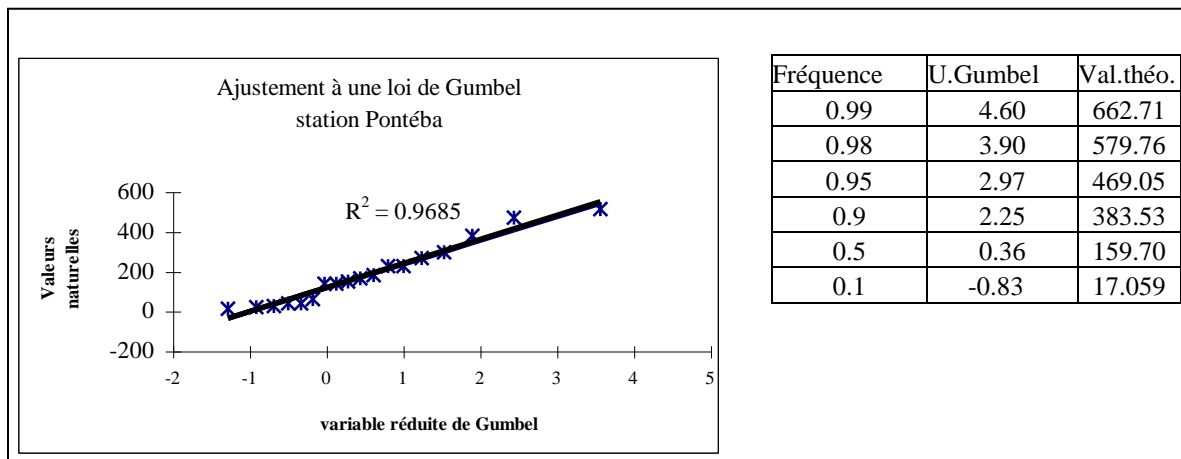


Figure 3-7a : Ajustement à une loi de Gumbel des apports (st Pontéba).

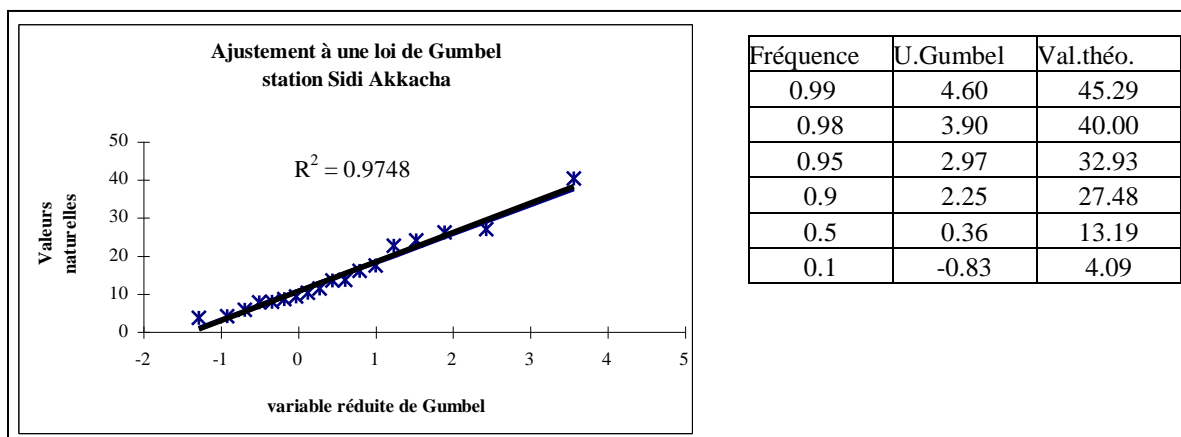


Figure 3-7b : Ajustement à une loi de Gumbel des apports (st S.Akkacha).

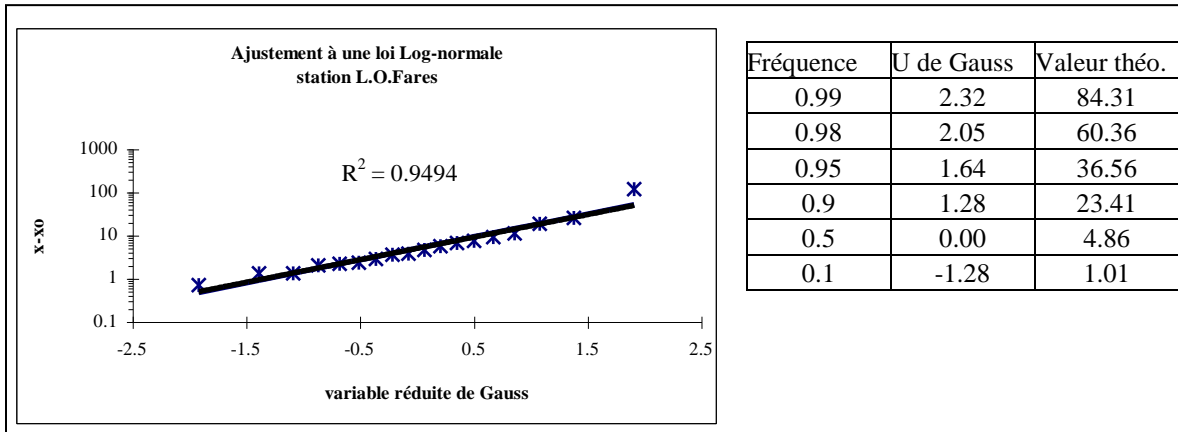


Figure 3-7c : Ajustement à une loi de Galton des apports (st L.O.Farés).

Pour les trois autres stations où il n'existe pas de séries de débit, l'estimation des apports annuels peut être faite à l'aide des formules empiriques utilisées déjà en Algérie.

Les plus connues d'après (Kabouya 1990) sont :

Formule de G.Medinger (1948)

$$Q = 0.75 (P - 400) \quad Q \text{ et } P \text{ en mm/an avec } (410 < P < 630) \quad (3.2)$$

Formule de Coutagne (1949)

$$Q = 1.024 (P - 0.26)^2 \quad Q \text{ et } P \text{ en mètre /an avec } 400 < P < 600 \quad (3.3)$$

Formule de Padoun (1949)

$$Q = K.moy . (0.0236. P - 14.2) \quad Q \text{ en l/s/km}^2 \quad P \text{ en mm avec } 200 < P < 900 \quad (3.4)$$

Ou K moy est un coefficient caractérisant le degré d'influence de l'altitude moyenne du bassin versant sur l'écoulement pour une même valeur des précipitations ; il varie de 1 au niveau de la mer jusqu'à 1.70 à une altitude de 1800 m.

Formule de Deri (1977)

$$Q = 11.8 P^{2.82} \quad Q \text{ en l/s/km}^2 \quad P \text{ en m avec } 386 < P < 1400 \quad (3.5)$$

Formule de Adjel et Ismail (1985)

$$Q = 11.7. \exp(0.00391.P) \quad (3.6)$$

Le calcul des apports moyen par deux formules (Padoun et Deri) et pour les cinq stations nous donnent les résultats au (tableau 3-6). Comparés à ceux obtenus par l'analyse statistique des autres stations nous permet de juger l'adéquation d'une telle formule ou d'une autre à notre région.

Formule Bassin	Precip Moy(mm)	Padoun	Deri	observé
amont Pontéba	-----	-----	-----	159.7
O.Allala	455	4.92	10.58	13.19
O.Ouahrane	371	2.57	5.92	4.86
O.Ras	301	2.13	5.95	-----
O.Sly	340	10.14	22.64	-----
O.Fodda	403	15.02	23.63	-----
Total			229.97	

Tableau 3-6 : Les apports moyens inter-annuels observés et calculés par les formules empiriques en(Hm³/an).

*La formule de Deri donne des valeurs proches de ceux observées.

2.3.Variations inter-annuelles des apports mensuels

Les besoins en eau superficielle d'une région durant l'année nécessite la connaissance de la répartition des apports mensuels des cours d'eau. Fait référence aux régimes définit par Pardé(1955) dans (P.Javelle 2001). Il s'agit de l'étude des variations saisonnières des débits moyens inter-annuels pris au pas de temps mensuels. Cette répartition donne une information sur les variations lentes du débit, qui correspondent à la réponse des bassins hydrogéologiques face au cycle des saisons.

L'étude fréquentielle des débits mensuels sur la même période que les apports au droit des trois stations nous permet de représenter leurs répartitions en fonction des trois périodes de retours, décennale humide, moyen et décennale sèche.

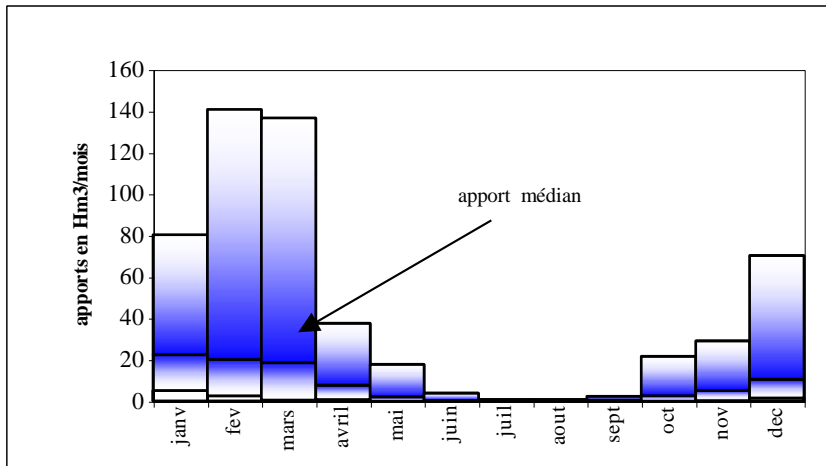


Figure 3-8a : Représentation des variations saisonnières des apports mensuels
Station Pontéba sur Oued Cheliff.

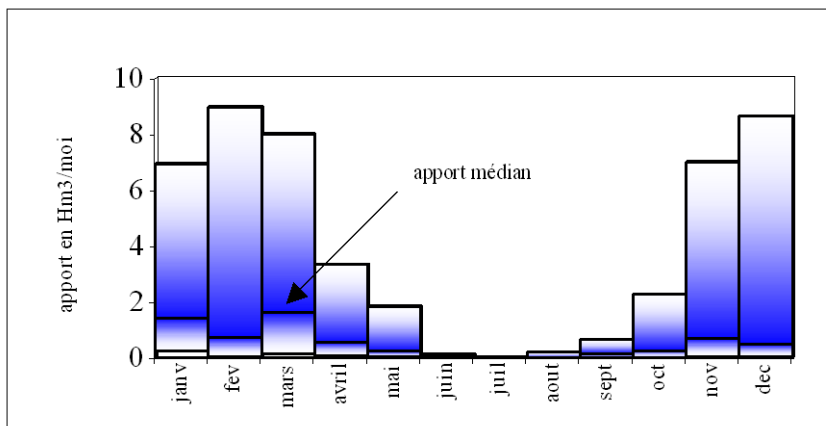


Figure 3-8b : Représentation des variations saisonnières des apports mensuels
Station S.Akkacha sur Oued Allala.

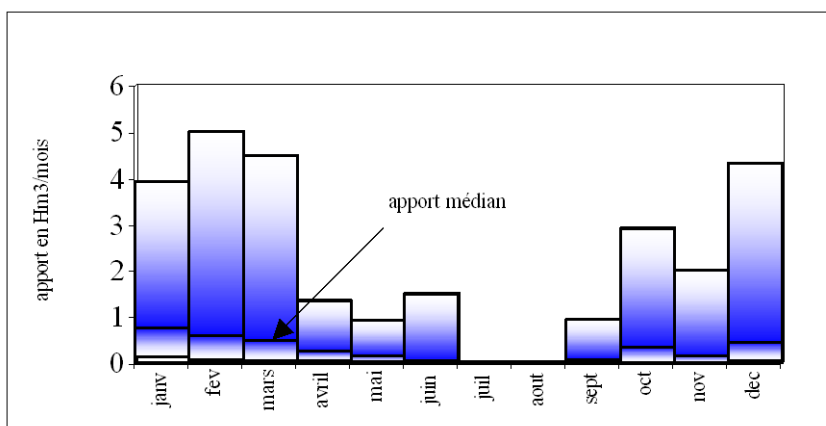


Figure 3-8c : Représentation des variations saisonnières des apports mensuels
Station L.O.Farés sur Oued Ouahrane.

Le régime d'écoulement à pas de temps mensuel est pareil pour les trois stations, il est caractérisé par deux périodes bien distinctes : une pour les hautes eaux qui commence d'octobre à mars d'une part et une pour les basses eaux d'avril à septembre d'autre part.

L'importance des apports de fréquence décennale par rapport aux apports médians font preuve d'une irrégularité inter-annuelle très accentuée.

Les trois stations sont le siège d'un régime simple d'une provenance pluviale, les apports sont répartis de la même manière que la pluviométrie mensuelle.

2.4. Variations inter-annuelles des débits journaliers

L'étude des variations inter-annuelles des débits journaliers est en faite très délicate elle nécessite trop de calculs et elle ne présente pas un intérêt du fait de la grande irrégularité de l'écoulement à des pas plus fins, elle s'adapte mieux aux cours d'eau d'une grande inertie où les variations à pas de temps journalier sont moins marquées.

2.5. Etude des crues

L'étude des crues est d'un grand intérêt du fait des dégâts que peuvent provoquer. L'approche la plus appropriée à la prédétermination de leurs débits maximums est l'analyse fréquentielle. En attribuant une probabilité à une grandeur caractéristique telle qu'un débit de pointe, elle fournit un outil remarquable d'aide à la prévision.



Figure 3-10 : Dégâts causés par la crue de Bab El Oued (2001)(Protection civile).

En étudiant la chronique des débits, l'analyse fréquentielle permet de décrire en terme de probabilité d'une part les événements observés, et d'autre part les événements plus rares que ceux observés, mais susceptibles de se produire un jour. En donnant une information en terme probabiliste, l'analyse fréquentielle est un outil bien adapté en ingénierie pour le dimensionnement des ouvrages ou en aménagement pour l'établissement de cartes d'aléa.

2.5.1. Echantillonnage des valeurs maximales

Afin d'étudier le régime des crues en particulier, il faut extraire uniquement les événements qui nous intéressent. En analyse fréquentielle des crues, trois phases principales sont généralement distinguées :

- La définition de la variable : **le débit de pointe**, c'est à dire la plus forte valeur de débit atteinte pendant la crue. Selon le type de chronique analysée il faut bien préciser de quel débit il s'agit : débit de pointe instantané, horaire, journalier, ... ;
- **L'échantillonnage**, qui consiste à sélectionner le plus fort débit de pointe observé pendant l'année hydrologique ;
- **L'ajustement** d'une loi de probabilité, permettant de définir la fréquence théorique de chaque événement, souvent exprimée en terme de période de retour T.

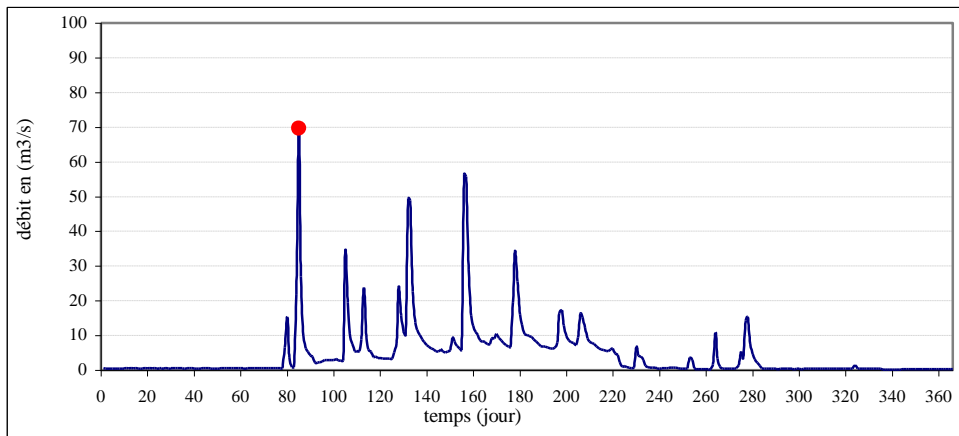


Figure 3-11 : Echantillonnage de la valeur max du débit journalier st Pontéba.

Données disponibles

Les données disponibles sont des chroniques de débits journaliers avec le débit maximum instantané de chaque mois où il est possible de sélectionner des débits de pointe moyens journaliers ou les débits maximums instantanés, la variable échantillonnée est la valeur maximale annuelle de ces débits de pointes.

Comme on l'a mentionné au chapitre 2, les stations prises en compte sont :

- Station pontéba sur l'Oued Cheliff.
- Station Sidi Akkacha sur Oued Allala.
- Station Larabat Ouled Farés sur Oued Ouahrarne.

Sur une période allant de 83/84 au 2000/2001.

Choix du type de loi et d'ajustement

Les études faites en Afrique du nord et en particulier en Algérie affirment que les lois qui décrivent la distribution des débits journaliers ou instantanés maximums sont les lois à dissymétrie positive (loi de Gumbel, loi de Galton, loi de Pearson III ...).

« Le plus souvent, on procède par expérience en choisissant une loi à priori puis en vérifiant à posteriori que ce choix n'est pas absurde (alignement correct des points dans un graphique adéquat) » (Laborde 2003), valeur du coefficient de détermination R^2 .

Pour notre cas le choix est porté toujours sur la loi de Gumbel et celle de Galton.

Station	Pontéba	S.Akkacha	L.O.Fares
83/84	69.69	11.52	18.29
84/85	129.67	13.79	0.66
85/86	160.38	48.87	1.06
86/87	193.13	60.45	30.6
87/88	35.54	9.23	4.41
88/89	1178.69	29.96	11.91
89/90	26.55	18.64	11.02
90/91	75.46	26.8	20.45
91/92	221.34	18.44	12.26
92/93	10.43	5.29	2.19
93/94	31.46	8.35	4.24
94/95	20.61	29.46	22.47
95/96	117.8	24.91	4.61
96/97	68.75	58.48	6.1
97/98	80.88	29.7	3.23
98/99	186.75	76.38	10.83
99/00	96.96	145.34	17.14
00/01	111.01	48.83	16.28

Station	Pontéba	S. Akkacha	L.O.Fares
83/84	75.60	28.00	45.60
84/85	134.00	52.73	1.01
85/86	167.00	162.20	1.72
86/87	200.00	153.20	120.00
87/88	48.50	28.00	27.00
88/89	1300.00	96.00	49.16
89/90	100.00	130.00	27.00
90/91	78.00	71.60	57.08
91/92	234.35	42.60	130.60
92/93	18.80	19.42	37.76
93/94	37.80	17.72	8.90
94/95	25.40	120.80	78.50
95/96	119.75	90.10	13.65
96/97	68.75	339.20	36.70
97/98	86.16	121.30	13.30
98/99	186.75	117.90	25.20
99/00	26.87	239.80	48.20
00/01	114.00	212.00	114.00

1) échantillon de débits maximums journaliers.	2) échantillon de débits maximums instantanés.
--	--

Tableau 3- 7 : Echantillons des débits maximums.

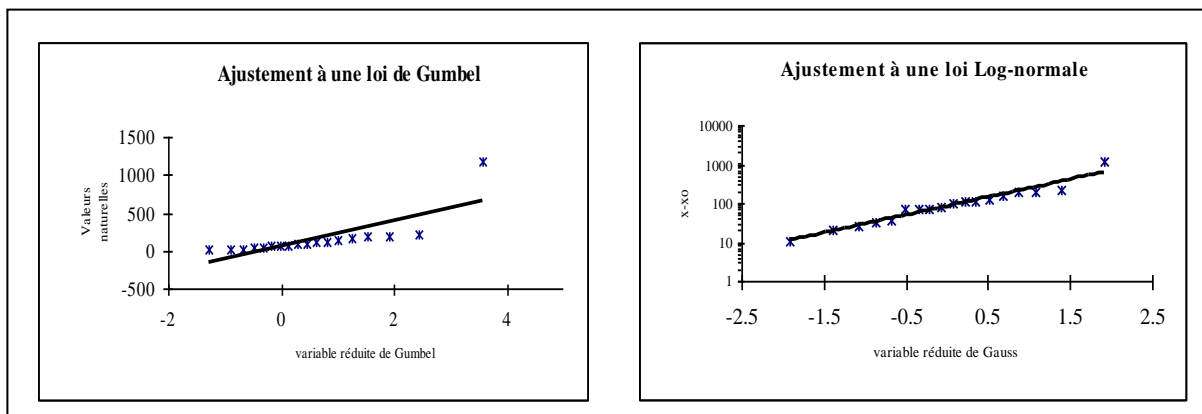


Figure3-12a : Ajustement des débits journalier max de la station Pontéba.

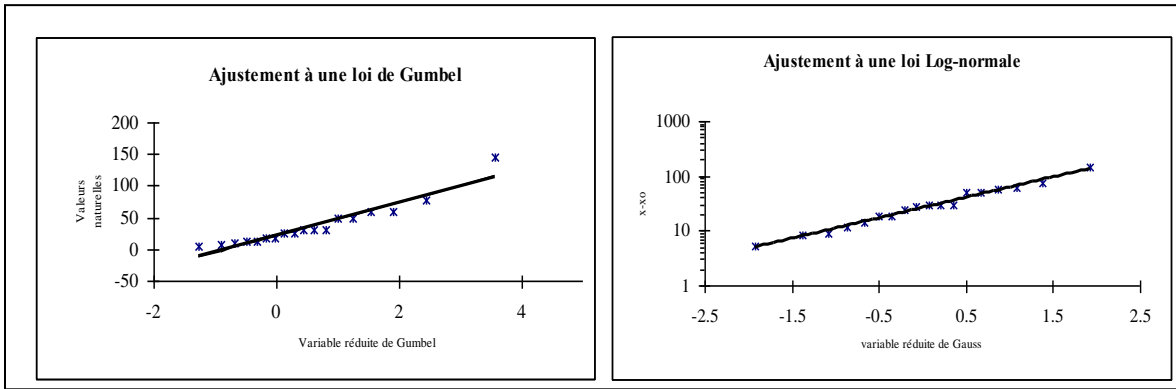


Figure3-12b: Ajustement des débits journalier max de la station Sidi Akkacha.

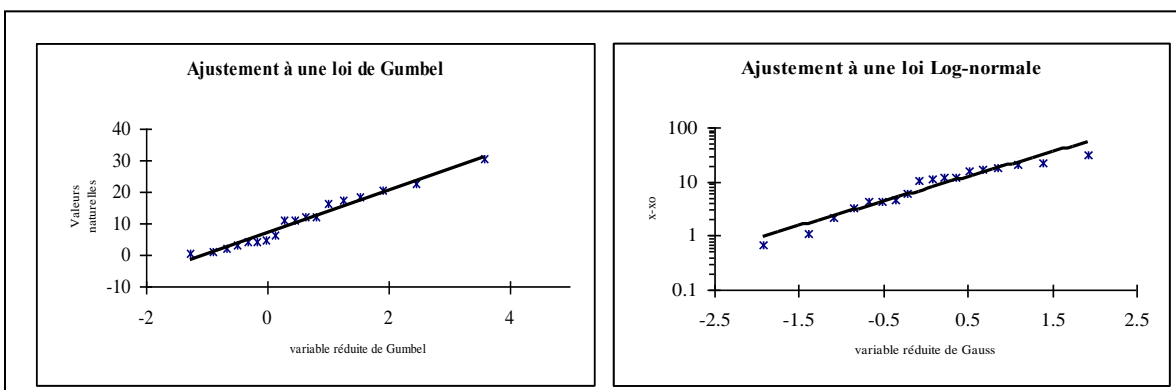


Figure3-12c : Ajustement des débits journalier max de la station L.O.Farés.

Période de retour en (année)	Stations					
	Pontéba		S. Akkacha		L.O.Farés	
	Gumbel $R^2=0.60$	Galton $R^2=0.95$	Gumbel $R^2=0.91$	Galton $R^2=0.99$	Gumbel $R^2=0.97$	Galton $R^2=0.93$
100	980.92	1019.61	143.07	193.97	37.61	89.80
50	837.82	761.39	124.65	153.49	32.99	66.90
20	646.87	491.27	100.06	108.04	26.82	43.01
10	499.34	332.81	81.07	79.07	22.06	29.04
2	113.25	84.30	31.35	26.30	9.59	7.27
1	-132.79	21.35	-0.321	8.75	1.64	1.82

Tableau 3-8 : Débits max journaliers et leurs périodes de retour.

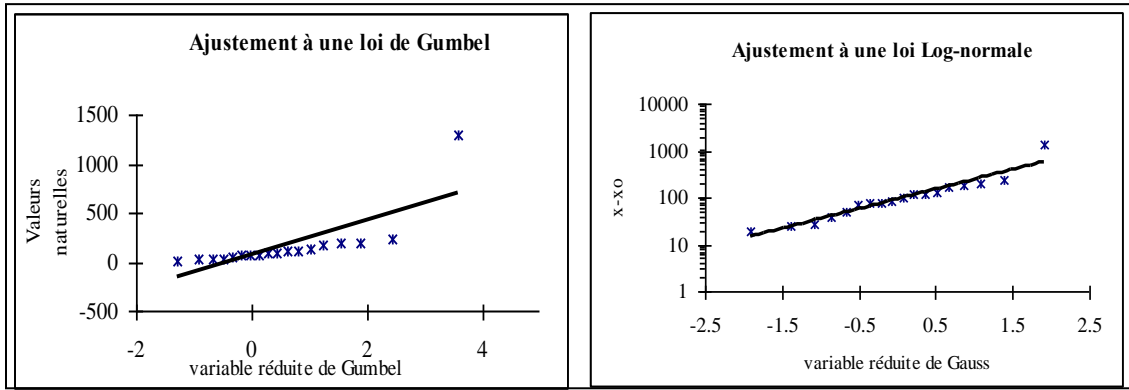


Figure3-13a : Ajustement des débits max. inst de la station Pontéba.

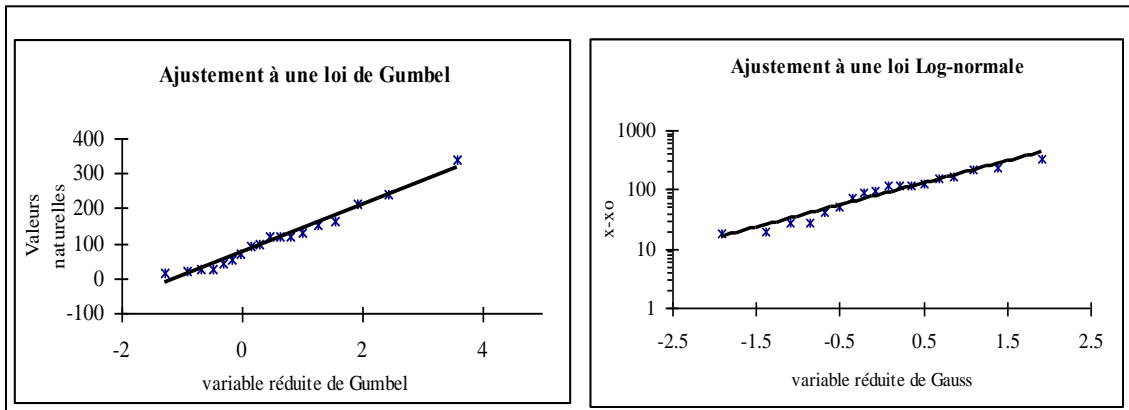


Figure 3-13b : Ajustement des débits max. inst de la station S.Akkacha.

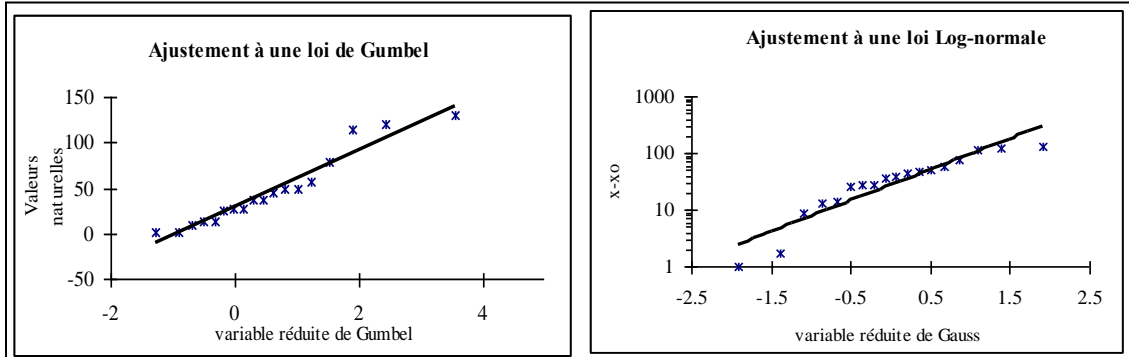


Figure 3-13c : Ajustement des débits max. inst de la station L.O.Farés.

Periode de retour (année)	Station					
	Pontéba		S. Akkacha		L.O.Faeés	
	Gumbel R ² =0.58	Galton R ² =0.94	Gumbel R ² =0.98	Galton R ² =0.96	Gumbel R ² =0.95	Galton R ² =0.88
100	1076.46	933.31	382.47	634.96	172.01	603.42
50	918.77	712.59	335.79	500.39	150.21	419.48
20	708.35	475.36	273.49	350.05	121.12	243.12
10	545.78	331.71	225.36	254.80	98.65	149.71
2	120.33	93.27	99.40	83.15	39.83	27.09
1	-150.79	26.22	19.12	27.13	2.35	4.90

Tableau 3-9 : Débits max instantanés et leurs périodes de retour.

D'après la visualisation des distributions et leurs coefficients de déterminations, la loi de Galton s'adapte mieux aux débits journaliers maximum au droit des stations de pontéba et de Sidi Akkacha alors que la loi de Gumbel représente bien la distribution des débits journaliers maximum à la station de L.O.Farés, pour les débits instantanés maximums la loi de Galton s'adapte mieux à celle de la station Pontéba tendit que la loi de Gumbel s'adapte à ceux des stations de Sidi Akkacha et L.O.Farés.

L'ajustement des débits des crues fait apparaître des valeurs très grandes pour la station de Pontéba puisqu'elles contrôlent un bassin d'une grande superficie, la différence frappante se voit entre la station de Sidi Akkacha où les valeurs des débits des crues sont nettement supérieures pour les différentes périodes de retours de celles de la station L.O.Farés, alors que leurs superficies sont presque identiques.

L'analyse du phénomène des crues ne semble pas une tâche difficile lorsqu'on dispose d'une série de données de plusieurs années.

Le problème le plus fréquent en pratique est celui des bassins non jaugés ou il est nécessaire de faire des prévisions des débits des crues maximales dans le but d'un aménagement.

Les méthodes les plus appropriées sont les formules empiriques, s'ils sont élaborées dans la même région. Ces formules sont établies à la base de données disponibles en utilisant différents outils d'analyses, parmi ces outils ; la méthode de l'hydrogramme unitaires est la plus célèbre.

Le sous chapitre suivant est consacré à une tentative d'élaboration d'une expression ou d'un modèle à la base de données disponibles aux niveaux des deux sous-bassins et l'utiliser pour l'estimation des débits de crues dans les autres sous-bassins non jaugés.

3. Prédétermination des crues par la méthode de l'Hydrogramme unitaire

Le circuit complexe empreint par les particules liquides d'un ruissellement provoqué par une averse unitaire sur la totalité d'un bassin versant semble être une caractéristique intrinsèque de celui-ci.

En effet le diagnostic des chroniques de débit instantané ou moyen journalier d'un cours d'eau après chaque averse sur le bassin montre que la forme de l'hydrogramme prend une allure et une forme semblable. Cette propriété mise en évidence par L.K.Sherman (1932) a été la contribution la plus importante au sujet du phénomène de ruissellement de surface et de sa modélisation.

D'après Sherman, tous les hydrogrammes résultants d'averses uniformes de même durée sur un bassin ont un temps de base identique et les valeurs des débits instantanés sont proportionnelles aux intensités des averses.

L'hydrogramme résultant d'une averse unitaire de 1 mm de hauteur sur la totalité du bassin est appelé **hydrogramme unitaire**.

3.1. Principe de l'hydrogramme unitaire

- Sur un bassin versant (unité hydrologique spatiale) le temps de base nécessaire à l'évacuation des volumes d'eau provoqués par des averses de même répartitions spatiales et temporelles est indépendant de l'intensité de la pluie tant que la durée de ces averses est suffisamment inférieur au temps de base ($1/3.t_b$ à $1/5.t_b$). Ces averses sont appelées averses unitaires.
- Les valeurs des débits instantanés mesurés à l'exutoire provoqués par des averses unitaires d'intensités différentes sont proportionnelles aux intensités de ces averses (principe de linéarité).
- Un hydrogramme de ruissellement complexe provoqué par une averses complexe de durée et d'intensité supérieur à celle de l'averse unitaire, s'obtient en le représentant par la somme d'une succession d'hydrogrammes unitaires en tenant compte du décalage de chaque averse.

La théorie de l'hydrogramme unitaire depuis son apparition, est devenue une alternative dans la recherche des modèles permettant de simuler des chroniques de débit à partir des chroniques de pluies.

Qu'est-ce qu'un modèle ?

La complexité des phénomènes naturels rend difficile ou impossible parfois l'identification des différents processus qui entre en jeu, le recours à une simplification ou une représentation plus grossière des différents processus est une démarche plus ou moins adéquate selon les objectifs à atteindre et les outils disponibles.

« En hydrologie, les processus impliqués dans le cycle de l'eau est d'une grande complexité, la représentation de tout ou partie de ce cycle (démarche de modélisation), à des fins variés se heurte à la difficulté, d'appréhension, de description ou de compréhension des phénomènes et des systèmes étudiés. Par conséquent les représentations de ce système, c'est à dire les modèles, sont nécessairement simplificatrices, réductrices de la complexité naturelle, et donc grossièrement inexacte. Le modélisateur opère des choix de représentation du système en ne retenant que les aspects qui lui semble les plus pertinent, pour tendre vers une solution la moins inexacte possible. » Charles Perrin (2000)

A la base de cette philosophie simple et convaincante que nous nous sommes permis de nous aventurer dans les mystères de cette technique.

3.1.1. Les modèles pluie-débit

La recherche d'un modèle plus simple et plus efficace à représenter ou simuler des débits à partir des données de pluviométrie est de nos jours une préoccupation des hydrologues de part le monde.

Un modèle est sensé avoir une certaine crédibilité à représenter le plus proche possible les valeurs réelles continues ou événementielles suivant l'objectif de la recherche en se servant de critères qualitatifs ou quantitatifs.

Classification des modèles pluie-débit

Selon C.Perrin, beaucoup de classifications des modèles ont été proposés et il y a presque autant de classifications que d'hydrologues ! La difficulté de trouver une classification unifiée provient du fait que la grande diversité des approches entraîne une non-moins grande diversité des caractéristiques des modèles. Il est alors presque impossible de distinguer des catégories de modèles nettement distinctes, et ce d'autant plus que la terminologie employée est encore fluctuante. Clarke (1973) et Ambroise (1998) ont proposé quelques clés de différenciation des modèles :

- Déterministe ou stochastiques, suivant la nature des variables, des paramètres et/ou de relations entre eux,

- Globaux, semi-distribués ou spatialisés, suivant que le bassin versant est considéré dans l'espace comme un entité homogène, qu'il est divisé en sous-unité supposées homogènes (éventuellement des sous-bassins) ou qu'il sont finement discrétisés en mailles,
- Cinématiques (descriptifs) ou dynamique (explicatifs), suivant que l'évolution temporelle du système est simplement décrite ou mise en relation avec les forces qui en sont la cause,
- Empiriques, conceptuels ou théoriques (fondés sur la physique), suivant les relations utilisées pour modéliser la transformation de la pluie en débit et suivant la représentation du système modélisé.

Notre approche vise à trouver un modèle simple et objectif qui peut simuler des débits de crues proches de ceux observés à la base de données de pluviométrie en utilisant comme fonction de transfert l'hydrogramme unitaire et comme fonction de production obtenue par la transformation de la pluie brute en pluie nette par l'intermédiaire d'un paramètre variable suivant les conditions initiales et l'intensité de la pluviométrie que l'on appelle coefficient de ruissellement. Ce modèle peut être classé parmi les modèles déterministes globaux ou conceptuels puisque d'un côté on ne tient compte que de la réaction globale du bassin et de l'autre côté on prend en considération les phénomènes qui entrent en jeu dans la fonction de production et qui sont représentés par un seul paramètre variable (k_r).

Exemples de modèles conceptuels

Les modèles conceptuels qui s'occupent de la relation pluie-débit sont nombreux dans la littérature de l'hydrologie, par fois sont très compliqués (plusieurs paramètres) parfois simples (2 à 4 paramètres). « Mais la complexité n'est pas un gage de qualité ». (C. Michel 1989). Parmi les modèles complexes :

Le modèle : TOPMODEL (TOPography-based hydrological MODEL).

Version originale de Beven et Kirby (1979) avec 10 paramètres.

Parmi les modèles simples la famille de GRj (Génie Rurale à pas de temps journalier).

GR2j modèle du Génie Rurale journalier à 2 paramètres Michel (1983).

GR3j et GR4j modèle du Génie Rurale journalier à 3 et 4 paramètres Edijatno et al (1999).

3.1.2. La méthode de l'hydrogramme unitaire.

Le passage d'une averse quelconque $I(\tau)$ sur le bassin versant au débit à l'exutoire $Q(t)$ est obtenu par une intégrale de convolution de l'averse $I(\tau)$ par l'hydrogramme unitaire $u(t)$ sur la période t_b appelée temps de base

$$V = \int_0^{t_b} Q(t)dt = \int_0^{t_b} I(\tau)u(t-\tau)d(t-\tau) \quad (3.7)$$

Autrement dit la lame d'eau tombée sur la totalité du bassin pendant un temps τ sera évacuée par l'exutoire pendant un temps t_b (caractéristique du bassin) et une distribution des valeurs de débit proportionnelles à ceux de l'hydrogramme unitaire $u(t)$ du bassin.

Dans la réalité la pluie tombée ne ruisselle pas en totalité, une fraction est retenue par interception et l'évapotranspiration et une autre par infiltration vers le sous sol $J(t)$. La fraction qui contribue réellement à l'écoulement $kr(t-\tau).I(\tau)$ est fonction de l'état initiale du sol (couvert végétal, humidité du sol, son aptitude à l'infiltration et l'évapotranspiration). Ainsi que l'importance de l'averse.

On appelle coefficient de ruissellement le terme kr , le rapport entre la lame d'eau ruisselée et la pluie totale.

Le produit $I(\tau).kr(t-\tau)$ s'appelle fonction de production.

L'hydrogramme unitaire $u(t-\tau)$ est la fonction de transfert.

L'équation globale du passage des pluies au débit devient :

$$V = \int_0^{t_b} Q(t).dt = S. \int_0^{t_b} I(t).u(t-\tau) kr(t-\tau)d(t-\tau) \quad (3.8)$$

$Q(t)$:débit en m^3/s

S :superficie du bassin versant (km^2)

t_b : temps de base (heure)

kr : coefficient de ruissellement

Cette formulation mathématique de la méthode de l'hydrogramme unitaire est un modèle pluie-débit déterministe global qui nous permet de simuler des débits à partir des pluies tombées sur un bassin, après un calage sur une période puis la validation sur une autre période en utilisant un critère. Ainsi on peut prolonger la chronique de débit si on a une chronique de pluviométrie plus longue ou simuler des débits à partir de la chronique de pluie dans le cas où le bassin est dépourvu d'une station hydrométrique.

3.1.3. Détermination des hydrogrammes unitaires

Estimation du temps de concentration t_c

Le temps de concentration est la durée nécessaire à une goutte d'eau tombée au point le plus éloigné de l'exutoire pour arriver à ce dernier, cela veut dire qu'à ce moment là et si la pluie continue à tomber, tout le bassin participe à l'écoulement. Il dépend du chemin et de la vitesse d'écoulement, or la vitesse est fonction de la pente et le parcours dépend de la superficie du bassin.

Dans la littérature on trouve plusieurs formules empiriques pour l'estimation du temps de concentration en fonction des caractéristiques physiques du bassin.

Les formules empiriques suivantes sont issues de la littérature (bibliographique générale). Elles expriment toutes t_c en heures en fonction de L la longueur du plus long talweg en m, de I la pente moyenne en m/m et de A l'aire du bassin versant en km^2 .

- Kirpich (1940)

$$t_c = 32.5 \cdot 10^{-5} \cdot L^{0.77} \cdot I^{-3.85} \quad (3.9)$$

- Passini

$$t_c = 0.108 \cdot (A \cdot L)^{1/3} \cdot I^{-1/2} \quad (3.10)$$

- Johnson et Cross

$$t_c = 5.66 \cdot L^{0.5} \cdot I^{-0.5} \quad (3.11)$$

- SCS (1975)

$$t_c = 0.023 \cdot L^{0.8} \cdot \frac{((1000/CN) - 9)^{0.7}}{[I]^{0.5}} \quad (3.12)$$

Avec $CN = 78$, est le numéro de la courbe de ruissellement SCS correspondante.

t _c (h) bassin	Kirpich	Passini	Johnson et Cross	SCS
O.Ouahrane	8.19	28.83	14.11	14.36
O.Ras	6.18	20.02	13.36	11.30
O.Allala	5.45	27.59	11.55	9.65
O.Sly	14.36	67.78	21.58	26.388
O.Fodda	11.99	53.26	18.95	21.76

Tableau 3-10 : Temps de concentration estimé par différentes formules empiriques.

Les quatre formules donnent des valeurs différentes du temps de concentration, par exemple pour le bassin de Oued Ouahrane il varie de 8.19 heures à 28.83 heures, une différence de 20 heures est loin d'être négligeable pour le choix d'une telle formule ou d'une autre, car ce sont toutes des formules empiriques et ne s'adaptent qu'aux régions où elles sont élaborées.

En réalité le temps de concentration dépend d'autres facteurs que ceux cités plus haut, à titre d'exemple la nature de la couche supérieure du sol, la couverture végétale ... qui peuvent faire la grande différence. Il varie de quelques heures pour des bassins de quelques km² à plusieurs jours ou plusieurs semaines pour les grands bassins.

L'estimation du temps de concentration directement à partir des hydrogrammes de crues instantanées réellement constatées aux niveaux des stations reste la démarche la plus sûre.

Mais les données disponibles sont des débits moyens journaliers et de pluviométries journalières.

Après un examen détaillé des séries de débits journaliers des deux stations, une remarque qui nous a semblé importante et que si au jour $j-1$ tombe une pluie journalière de $P(j-1)$ sur le bassin, le débit moyen journalier à l'exutoire atteint son maximum au jour (j) , la courbe de décrue correspondant à l'écoulement de surface pendant le jour $(j+1)$ et la partie correspondant au ruissellement retardé pendant le jour $(j+2)$.

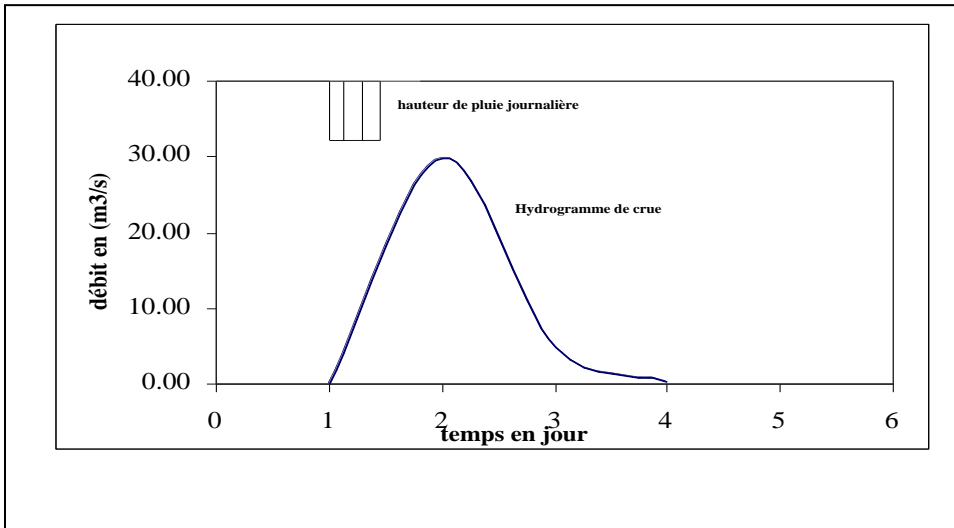


Figure3-14 : Hydrogramme de crue au pas de temps journalier

Cette remarque concerne les deux sous-bassins de Oued Allala et Oued Ouahrane pour qui des séries de débits et des pluies sont disponibles.

En acceptant les hypothèses simplificatrice suivante :

- Le temps de concentration est égal au temps de montée (1/3 du temps de base).
- La pluie journalière est considérée comme une averse très brève devant le temps de base (1/3t_b à 1/5t_b), on peut penser qu'elle est unitaire et que son intensité est quasi-constante (Laborde 2000).

D'après ces deux hypothèses:

- Le temps de base est égal à trois jours pour les deux bassins.
- La pluviométrie journalière peut être considérée comme une averse unitaire.

La détermination des hydrogrammes unitaires considérés est faite à la base d'une sélection de couples averse-crue correspondante pour chaque sous-bassin, puis on calcul le volume d'eau écoulé V de chaque crue.

Le rapport entre les ordonnées homologues de l'hydrogramme de crue et le volume V nous donne les ordonnées homologues de l'hydrogramme unitaire.

$$\frac{1}{V} \cdot \int_0^{t_b} Q(t) \cdot dt = \int_0^{t_b} u(t) dt = 1 \quad (3.13)$$

On déterminera ainsi un ensemble ou on évaluera l'hydrogramme unitaire médian entre ces différentes observations.

Les averses moyennes sur la totalité du bassin sont calculées par la méthode de Thiessen.

Le coefficient de ruissellement (kr) n'étant pas constant et varie continuellement.

Théoriquement la valeur de (kr) est comprise entre 0 et 1.

Puisque l'hydrogramme unitaire est déterminé en s'intéressant seulement aux pluies isolées où les conditions initiales sont les plus défavorables au ruissellement, le coefficient kr est le plus faible.

Différent auteurs donnent sa valeur en fonction des caractéristiques physiques, climatologique et végétation sous forme d'abaques.

En ce qui concerne notre analyse (kr) n'est que le rapport entre la lame ruisselée durant la période t_b et la lame de la pluie journalière moyenne sur le bassin.

Station	Temps en jour				kr
	1	2	3	4	
L.O.Fares	0	0.88	0.11	0.01	0.11
S.Akkacha	0	0.86	0.13	0.01	0.13

Tableau 3-11 : Ordonnée de l'hydrogramme unitaire en (mm).

Les figures suivantes illustrent la forme et ordonnées des hydrogrammes unitaires des deux stations.

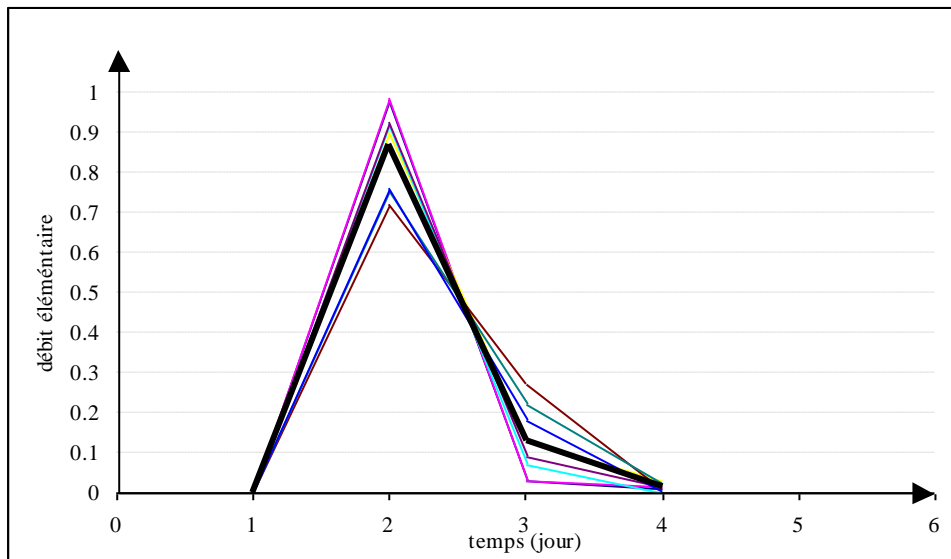


Figure 3-15 : Hydrogramme unitaire au droit de la station S.Akkacha.

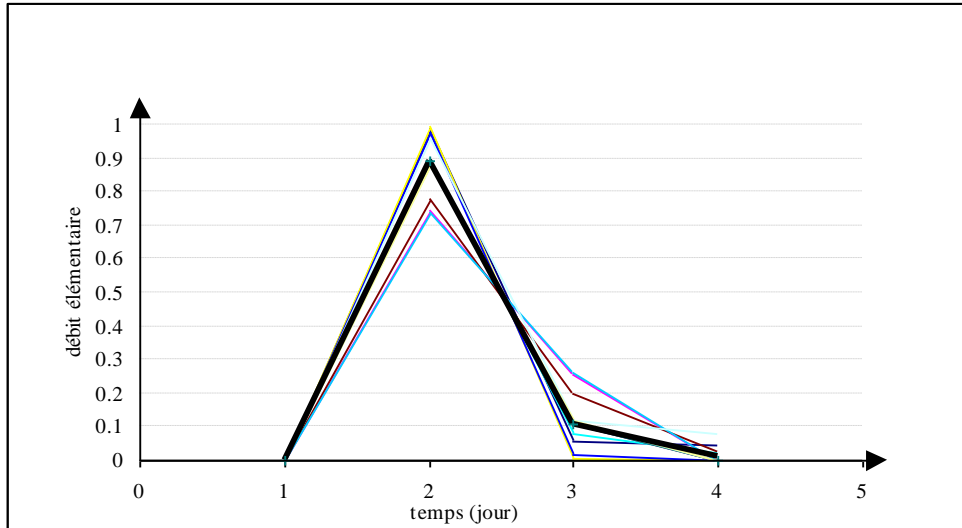


Figure 3-16 : Hydrogramme unitaire au droit de la station L.O.Fares.

Les hydrogrammes unitaires obtenus sont semblables à celui proposé par le S.C.S (Soil Conservation Service) qui est asymétrique et de forme triangulaire dont le temps de concentration est égal au temps de base, le temps de montée t_p est égal $0.325 t_c$ et le maximum du débit élémentaire est égal à $2/t_c$.

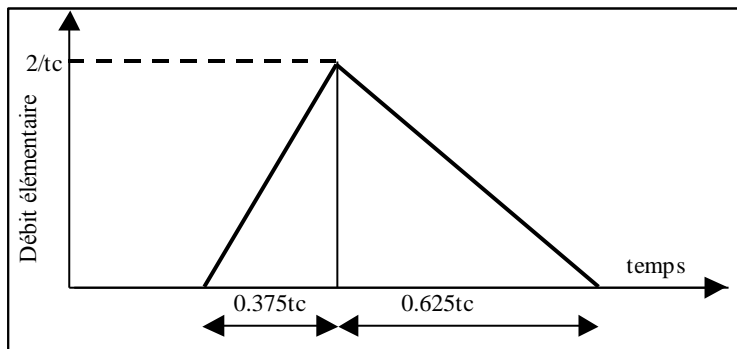


Figure 3-17: Hydrogramme unitaire proposé par le S.C.S (Laborde 2000)

Dans notre cas le temps de concentration t_c est égal au temps de montée t_m , le temps base t_b est égal à $3.t_c$. Le maximum du débit élémentaire est de 0.86 ou $(2.58/t_b)$ pour la station de S.Akkacha et 0.88 ou $(2.64/t_b)$ pour la station L.O.Fares .

Après avoir déterminé les ordonnées de l'hydrogramme unitaire on passe à une discrétisation de l'intégrale d'un hydrogramme de crue quelconque.

Station L.O.Faés :

$$Q_{j-1}+Q_j+Q_{j+1}+Q_{j+2}= S.P(j-1)[0.kr(j-1)+0.88.kr(j)+0.11kr(j+1)+ 0.01kr(j+2)]/3.6 t_m \quad (3.14)$$

Station S.Akkacha :

$$Q_{j-1}+Q_j+Q_{j+1}+Q_{j+2}= S.P(j-1)[0.Kr(j-1)+0.86.Kr(j)+0.13Kr(j+1)+ 0.01Kr(j+2)]/3.6 t_m \quad (3.15)$$

Le modèle mis sous cette forme discrétisé est capable de simuler les valeurs du débit moyen journalier pendant une période de crue. Le débit de base n'est pas pris en compte, il est considéré comme négligeable devant le débit de crue.

Le débit maximal qui nous intéresse est celui de la valeur Q_j .

Station S.Akkacha : $Q_j= 0.86.S.P(j-1).kr_j /3.6t_m \quad (3.16)$

Station L.O.Farés : $Q_j= 0.88.S.P(j-1).kr_j /3.6t_m \quad (3.17)$

L'injection des $P(j-1)$ et kr_j et de la superficie du bassin S dans la formule, permet d'estimer la valeur du débit maximum de la crue.

Les $P(j-1)$ sont les hauteurs de pluies tombées sur la totalité du bassin au jour $(j-1)$ elles peuvent être déterminés par une moyenne arithmétique ou par la méthode de Thiessen mais cela nécessite trop de calculs, le recours à une station représentative du débit (celle qui contribue le plus à l'écoulement), peut faire l'affaire.

Prenant l'exemple du bassin Allala avec quatre stations.

L'étude corrélationnelle entre les stations pluviométriques et les débits à l'exutoire a permis de prendre la station (Benairia) comme station représentative.

	Bêta ds	Partiel.	Semipart	Tolérnce	R ²	t . S
St S.Akkacha	0,223907158	0,401740617	0,219765189	0,963344997	0,036655003	1,160689817
St Tenes	0,484286024	0,184992618	0,094299101	0,037915015	0,962084985	0,498040689
St Benaria	0,097124171	0,037786652	0,018942637	0,038038747	0,961961253	0,100045533
St A Hassan	0,484409523	0,677132752	0,460967016	0,905554007	0,094445993	2,434597233

Tableau 3-12 : Corrélation entre la pluviométrie et le débit a la station S. Akkacha.

La station de Benairia avec un coefficient de corrélation partielle $R^2= 0.96$, $t.S =0.1$ est la plus représentative du débit de la station de Sidi Akkacha.

La même étude faite pour la station de L.O.Fares nous affirme que le débit à cette station est représenté aussi bien par la pluviométrie de Benairia.

Pour passer de la pluie ponctuelle à la pluie moyenne sur le bassin on applique un coefficient d'abattement K_a qui varie avec la superficie S (km^2), la hauteur de la pluie annuelle $P_{an}(\text{mm})$, et la période de retour T en année appliqué en Afrique sous climat sahélien. Laborde (2000).

$$K_a = 1 - 0.001(9\text{Log}T - 0.042P_{an} + 152)\text{Log} S \quad (3.18)$$

Il varie dans un intervalle très restreint (de 0.66 pour $T=1$ année à 0.62 pour $T =100$ ans) une valeur moyenne de 0.64 sera utilisé dans l'étape de calage du modèle.

Une étude corrélationnelle entre la pluviométrie journalière de la station Bènaïria et la pluviométrie moyenne calculée par la méthode de Thiessen sur le bassin de Oued Allala sur plusieurs jours en différentes années nous a permis de trouver un coefficient d'abattement de 0.69 avec un coefficient de détermination $R^2=0.53$. Sous l'hypothèse d'un raisonnement linéaire (K_a est la pente de la droite il ne varie pas avec la pluviométrie).

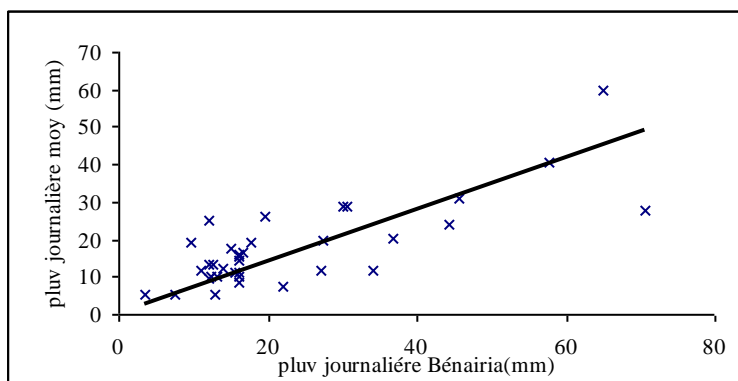


Figure 3-18 : Régression entre la pluv moy sur le bassin et la pluv à la st Bènaïria.

Pour les deux stations le modèle s'écrit :

en prenant $t_m=1$ jour = 24 heures

$$Q_j = U_j \cdot S \cdot K_a \cdot P(j-1) \cdot k_r(j) / 3,6 \cdot t_m \quad (3.19)$$

Sidi Akkacha : $Q_j = 1,89 \cdot k_r(j) \cdot P(j-1) \quad (3.20)$

L.O.Farés : $Q_j = 1,7 \cdot k_r(j) \cdot P(j-1) \quad (3.21)$

Le modèle ainsi obtenu permet de simuler les valeurs des débits moyens journaliers maximums générés par des pluies journalières maximales.

3.2. Calage du modèle

Le calage concerne uniquement le paramètre kr en supposant que les paramètres de l'hydrogramme unitaire ne varient pas avec le temps.

Le coefficient de ruissellement kr , paramètre dépendant de l'état initial du sol $I(t)$ (humidité, couvert végétale, évapotranspiration ...), qui peut être exprimé aussi en fonction du débit $Q(j-1)$ ou de l'indice des précipitations antécédente IPA.

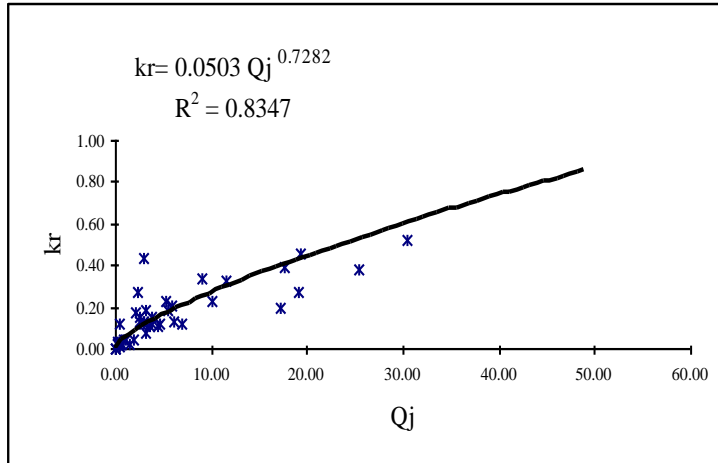


Figure 3-19 : Régression linéaire simple entre kr et Q_j à la station S.Akkacha

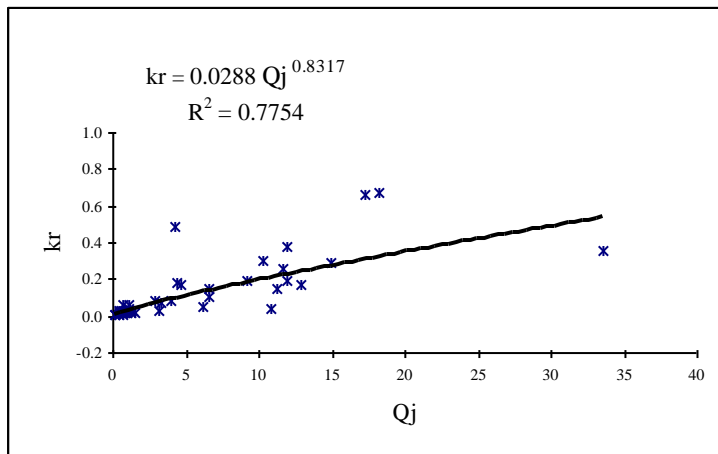


Figure 3-20 : Régression linéaire simple entre kr et Q_j à la station L.O.Farés

Les relation entre kr et Q_j avec R^2 égal à 0.83 et 0.77 sont significative

Mais d'après notre modèle il faut exprimer kr en fonction de $P(j-1)$ soit :

- 1) Par une analyse corrélationnelle entre des valeurs observées lors des évènements de crues.
- 2) Par une hypothèse basée sur le principe de la méthode du GRADEX qui suppose que dans le cas des fréquences rares, kr augment avec la hauteur de la pluie jusqu'à

une valeur maximale où la plus grande fraction de la pluie participe à l'écoulement après que la capacité d'infiltration du sol atteint sa valeur minimale. Ce qui nous donne la possibilité d'exprimer le coefficient kr en fonction de la pluie journalière $P(j-1)$, en considérant que pour la pluie de période de retour 100 ans le coefficient kr est proche de la valeur maximale, pour une pluie annuelle il est égal à la valeur déterminée dans les condition les plus défavorables au ruissellement.

Relation entre kr et $P(j-1)$

La sélection de plusieurs couples crue -averse avec des intensités qui varient de la valeur annuelle à la valeur maximale qui peut se trouver dans les chroniques disponibles, nous permet de calculer les valeurs des coefficients de ruissellement correspondant.

La mise en graphe des valeurs de kr et des variables $P(j-1)$, nous a permis de dégager une courbe enveloppe d'une forme logarithmique.

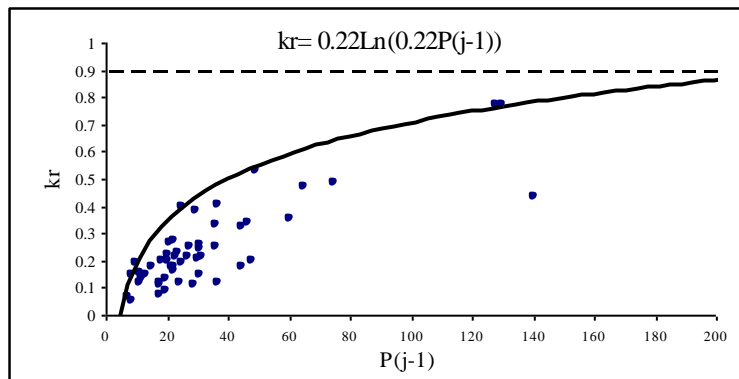


Figure 3-21a : Courbe enveloppe supérieure des points kr - $P(j-1)$ à la station S.Akkacha

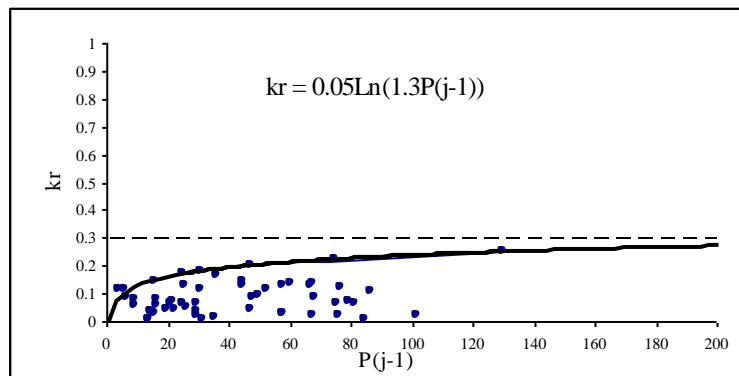


Figure 3-21b : Courbe enveloppe supérieure des points kr - $P(j-1)$ à la station L.O.Farés

L'expression de kr en fonction de la pluviométrie est de la forme :

$$kr = a \cdot \ln(b \cdot P) \quad (3.22)$$

Les coefficients a et b dépendent évidemment des caractéristiques morphologiques, géologiques du bassin et de l'état hydrique du sol.

L'expression du modèle devient :

$$\text{Station S.akkacha : } Q_j = 1.89 \cdot (P_j - 1) \cdot (0.22 \ln(0.22 P_j - 1)) \quad (3.23)$$

$$\text{Station de L.O.Fares : } Q_j = 1.70 \cdot P_j - 1 \cdot (0.05 \ln(1.3 P_j - 1)) \quad (3.24)$$

3.3. Validation du modèle

La validation du modèle sur une période plus longue ou une période différente de celle du calage constitue la phase d'acceptation ou de rejet du modèle selon le coefficient de détermination R^2 et le coefficient de la droite de régression.

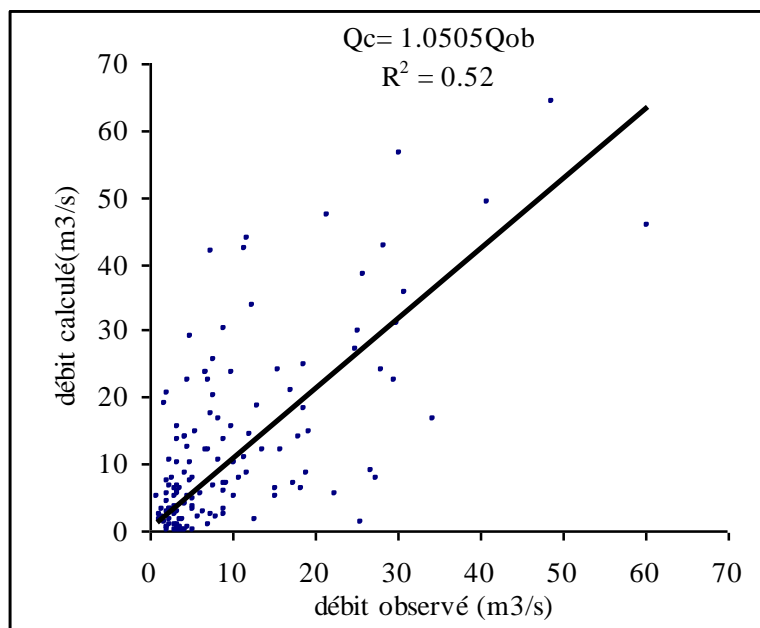


Figure 3-22a : Comparaison des débits calculés et des débits observés st Sidi Akkacha

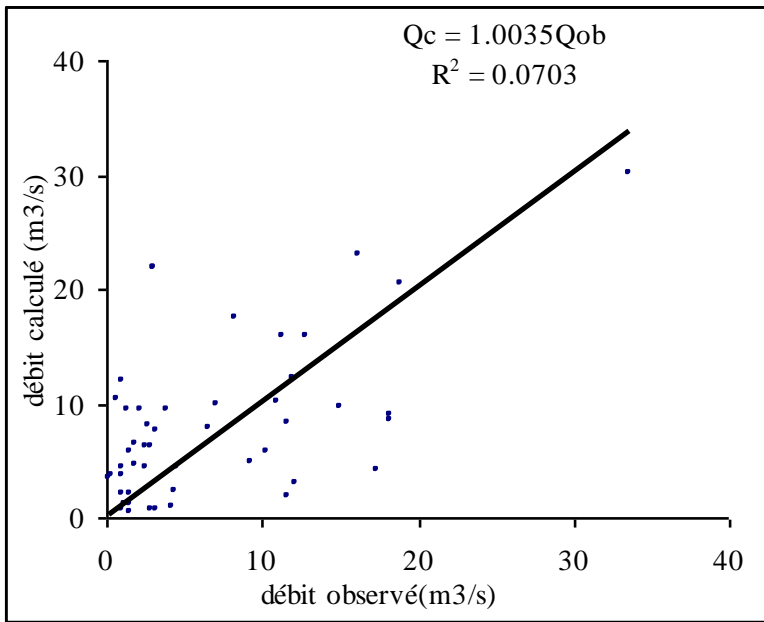


Figure 3-22b : Comparaison des débits calculés et des débits observés st L.O.Fares

La validation du modèle est meilleure au niveau de la station de Sidi Akkacha avec un coefficient de détermination de 0.52 et un coefficient de la droite de régression égal à 1.05. qu’au niveau de la station de L.O.Farés malgré un coefficient de la droite de régression de 1, mais avec un coefficient de détermination de 0.07. cela n’empêche pas de l’utiliser dans ce qui suit.

Finalement on peut simuler les débits max. pour différentes périodes de retour en faisant injecter uniquement les pluies maximales journalières des dites périodes de la station Bennairia.

Les résultats de calculs sont résumés dans le tableau suivant :

Pluie de période de ret Ten (mm)		St S.Akkacha		St.L.O.Farés	
		kr	Qc	kr	Qc
P(100)	153	0.77	224	0.26	69
P(50)	133	0.74	187	0.26	58
P(20)	109	0.70	144	0.25	46
P(10)	90	0.66	112	0.24	36
P(2)	47	0.51	46	0.21	16
P(1)	25	0.38	18	0.17	7

Tableau 3-13 : Débits journaliers max. calculés de différentes périodes de retours.

3.4.Relation entre débit journalier max. et instantané max

Une des particularité de l'hydrogramme unitaire est que le rapport entre le volume total de la crue V et sont débit de pointe Q_{max} reste relativement constant dans un bassin, sa valeur représente une durée caractéristique comme celle du temps de concentration ou la durée D de la méthode SOCOSE.

Dans le cas de l'hydrogramme triangulaire du S.C.S le volume de la crue est égal à :

$$V= Q_{max}(0.375t_c +0.625t_c)/2 \tag{3.25}$$

$$V/Q_{max}=t_c/2 =cte \tag{3.26}$$

Une autre particularité mais celle-là concerne les hydrogramme de crues de la majorité des bassins de petite et moyenne superficie est que : le rapport entre le débit maximal atteint pendant la crue et le débit moyen entre la période $t_b/2$ et $3.t_b/2$ tend vers une valeur constante α tout en supposant que l'allure de la courbe de montée et de décrue est semblable pour la majorité des bassin et peut être assimilée à deux tronçon de courbes paraboliques.

Pour démontrer cette particularité on utilise l'hydrogramme de crue de Sokolovski qui assimile l'hydrogramme à deux équations paraboliques permettant de tracer la montée de la crue et de la décrue.

$$Q_t=Q_{max}(t/t_m)^n \quad \text{et} \quad Q_t=Q_{max}((2t_m-t)/2t_m)^n \tag{3.27}$$

t_m : temps de montée $2t_m$: temps de décrue

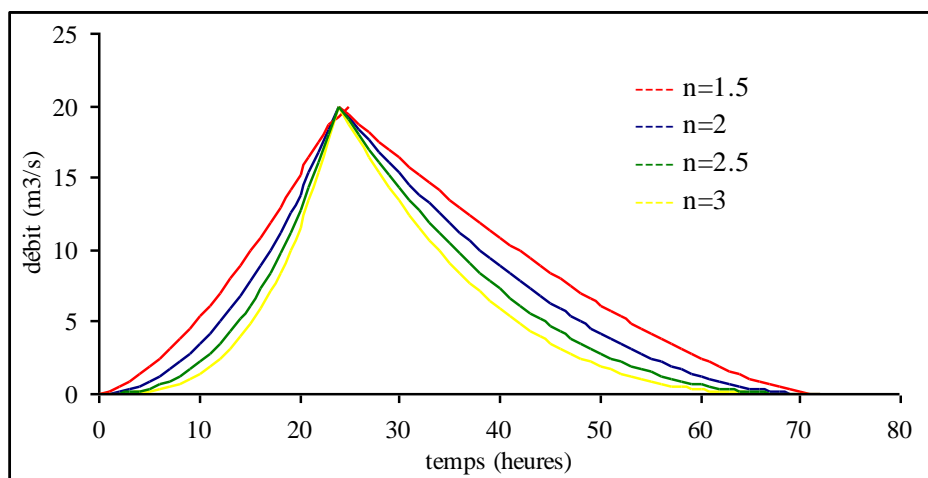


Figure 3-23 : Hydrogramme de crue de Sokolovski.

Dans ce cas le débit moyen écoulé pendant la période $t_m/2$ et $3/2t_m$. est égal au rapport entre le volume total écoulé V et le temps t_m .

$$V = \int_{t_m/2}^{t_m} Q_{\max}(t/t_m)^n + \int_{t_m}^{3/2t_m} Q_{\max}((2t_m-t)/2t_m)^n \quad (3.28)$$

Après intégration le volume V en fonction de n est :

$$V = (Q_{\max} \cdot t_m / (n+1)) \cdot (3 - (1/2)^{n+1}) \quad (3.29)$$

$$Q_{\text{moy}} = V / 2 \cdot t_m = (Q_{\max} / 2(n+1)) \cdot (3 - (1/2)^{n+1}) \longrightarrow \alpha = 2 \cdot (n+1) / (3 - (1/2)^{n+1}) \quad (3.30)$$

$$n=1.5 \longrightarrow \alpha = 1.77$$

$$n=2 \longrightarrow \alpha = 2.09$$

$$n=2.5 \longrightarrow \alpha = 2.40$$

$$n=3 \longrightarrow \alpha = 2.72$$

« Le coefficient α varie de 2 à 5 quel que soit la superficie du bassin »(Laborde 2000).

Le passage du débit moyen maximal au débit instantané maximal se fait par l'intermédiaire du coefficient de pointe α .

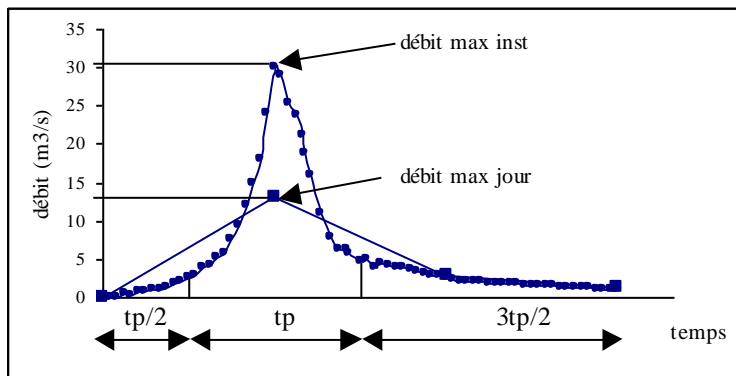


Figure 3-24 : Schéma de passage du débit inst au débit moy. journalier

$$Q_{\max} = \alpha \cdot Q_{\text{moy}} \text{ lorsque } t=t_m$$

Et puisque dans nos deux sous-bassins on a pris t_m égal 1jour, alors Q_{moy} coïncide avec le débit moyen journalier max et la relation sera :

$$Q_i = \alpha Q_j \quad (3.31)$$

Si la relation entre Q_i et Q_j est forte cela implique que l'hypothèse de l'hydrogramme unitaire utilisé est justifiée.

Pour cela on sélectionne plusieurs couples Q_j et Q_i de la chronique de débits disponibles, une régression linéaire simple est faite entre ces valeurs et pour les deux stations nous permet de faire un jugement.

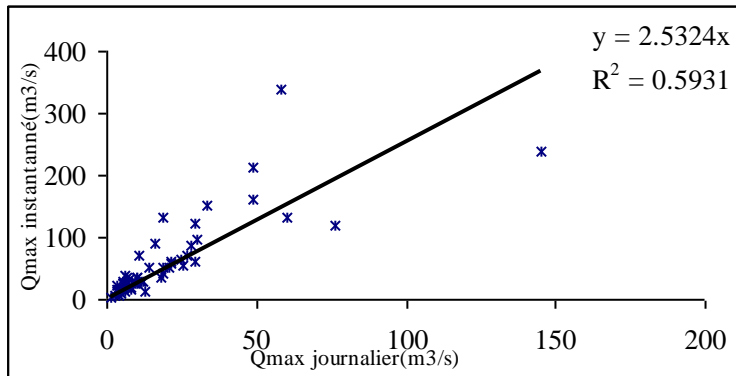


Figure 3-25a : Relation entre débit instantané et débit journalier station s.Akkacha.

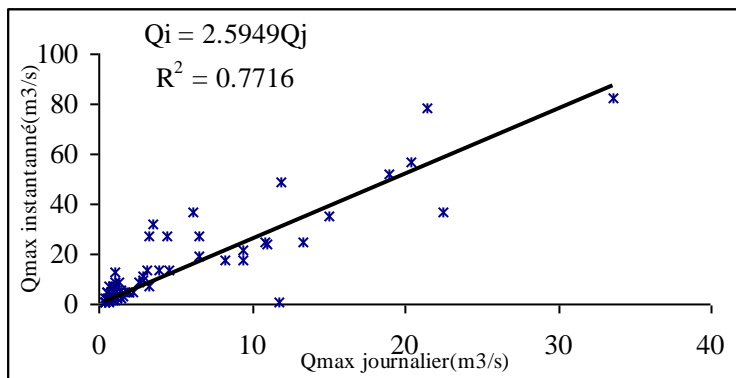


Figure 3-25b : Relation entre débit instantané et débit journalier station L.O.Farés.

Les relations entre Q_i et Q_j sont significatives au niveau des deux stations avec des coefficients de déterminations de 0.59 à la station de S. Akkacha et 0.77 à la station L.O.Fares et les coefficients de pointes sont respectivement 2.53 et 2.59.

On prend $\alpha = 2.5$.

Le modèle finalement obtenu peut être utilisé dans l'estimation du débit maximal instantané.

$$Q_i = \alpha \cdot U_j \cdot S \cdot K_a \cdot P(j-1) \cdot a \cdot \ln(b \cdot P(j-1)) / 3.6 t_m \quad (3.32)$$

Les débits instantanés max produit du débit Journalier max calculé et du coefficient de pointe α au niveau des deux stations sont donnés dans le tableau suivant :

période retour (an)	Qimax (m ³ /s) St S. Akkacha	Qimax (m ³ /s) St L.O.Fares
100	559	172
50	467	146
20	436	115
10	279	91
2	114	41
1	44	18

Tableau 3-14 : Débit instantané max. calculé.

*Les débits de crues pour les différentes périodes de retours obtenues par le modèle sont proches de ceux estimés par l'analyse statistique, sans oublier que la série a été améliorée par le prolongement de la série de la variable pluie journalière maximale.

3.5. Etude des autres sous bassins par analogie

En plus de l'amélioration de la distribution des débits maximaux par le prolongement de la séries, le but principal de l'élaboration d'un modèle pluie-débit est de pouvoir estimer les débits de pointe des crues des sous-bassins non jaugés dans la même région. Des exemples concrets se situent exactement dans notre région d'étude.

Celui de Oued Tsighaout qui draine un sous bassin de 129.8 km² situé sur la rive gauche de l'Oued Cheliff, il prend ses origines dans les plateau de l'Ouarsenis et son exutoire se trouve à Chlef ville.

Les bassins de Oued Fodda et Oued Sly sur la même rive présentent des stations hydrométrique mais leurs débits son influencés par l'existence des deux barrages (Oued Fodda et Sidi Yaakoub).

Le Bassin de Oued Ras situé sur la rive droite à coté du bassin de Oued Ouahrane dispose d'une station hydrométrique en arrêt depuis plusieurs années et même les anciens fichiers sont introuvables au niveau de l'A.N.R.H.

L'exploitation du modèle dans la détermination des débits de pointe de crues de ces sous-bassins dans le cadre d'un aménagement, peut être une alternative très simple et efficace tout en mettant à l'esprit qu'une telle régionalisation semble un peut grossière vu la diversité géologique et végétale.

Application

L'hydrogramme unitaire adopté et le médian entre celui de Sidi Akkacha et L.O.Farés

temps	0	t_m	$2.t_m$	$3.t_m$
Ordonnée de l'hydrgramme	0	$2.6/t_b$	$0.3/t_b$	$0.1/t_b$

Tableau 3-15 : Ordonné de l'hydrogramme adopté

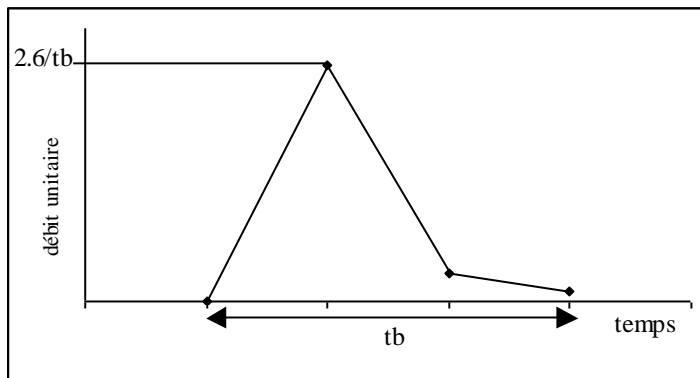


Figure 3-26 : Hydrogramme type opté pour les quatre bassins

Estimation du temps de concentration

La formule adoptée pour l'estimation des temps de concentration est celle de Passini.

s.bassin	O.Sly	O.Fodda	O.Ras	O.Tsighaout
t_c (heures)	68	53	20	10

Tableau 3-16 : Temps de concentration calculé par la formule de Passini.

Coefficient de ruissellement

L'estimation du coefficient de ruissellement constitue au faite l'étape la plus importante puisque c'est le paramètre principale dans le modèle, d'habitude on essaye d'avoir toujours des mesures de quelques crues afin de faire un calage adéquat si non, qui est le cas de nos sous bassins on est contraint d'accepter l'hypothèse d'une régionalisation du coefficient de ruissellement.

L'adoption d'un coefficient moyen des deux bassins semble logiquement acceptable pour les bassins de la rive gauche.

$$k_r = 0.135 \ln(0.3P(j-1)) \tag{3.33}$$

Le bassin de Oued Ras situé sur la rive droite a un réseau hydrographique développé semblable à celui de Oued Allala, on peut lui affecter le même coefficient que ce dernier.

$$kr=0.22 \ln(0.22P(j-1)) \quad (3.34)$$

La pluviométrie

La pluie journalière est supposée toujours comme une averse unitaire d'une durée comprise entre $(t_b/5, t_b/3)$

Les postes pluviométriques représentatives retenus pour les différents sous bassins sont ceux qui présentent des moyennes annuelles proches des moyennes annuelles sur les bassins, avec un coefficient d'abattement moyen de 0.6.

Les s. bassins Oued Fodda et Oued Sly sont représentés par la station de Souk El Had

Le s. bassin de Oued Tsighaout est représenté par la station de Sendjas.

Le s. bassin de Oued Ras est représenté par la station de L.O.Farés

Le modèle devient pour les trois premiers sous bassins :

$$Q_i = 0.36kr.P(j-1).S/t_m \quad (3.35)$$

T(ans)	kr	s.b O. Sly		s.b O. Fodda		s.b O. Tsighaout	
		P max (mm)	Q _i (m ² /s)	P max (mm)	Q _i (m ² /s)	P max (mm)	Q _i (m ² /s)
100	0.44	87	258	87	214	75	155
50	0.43	78	226	78	188	68	137
20	0.41	67	185	67	154	60	116
10	0.37	58	145	58	120	53	92
2	0.31	34	71	34	59	35	51
1	0.24	20	32	20	27	24	27

Tableau 3-17 : Débits instantanés max. des bassins de Oued Sly et Oued Fodda.

Période T(ans)	P (mm)	kr	Q _i (m ³ /s)
100	94	0.77	622
50	83	0.74	528
20	69	0.70	415
10	58	0.66	329
2	32	0.51	111
1	18	0.38	46

Tableau 3-18 : Débits instantanés max. bassin de Oued Ras.

Les débits de pointes de crues calculés pour les trois premiers sous-bassins sont relativement faibles par rapport à leurs surfaces, cela est du à l'expression du coefficient de ruissellement adopté ainsi que la forme des bassins plus ou moins allongées

Le sous-bassin de Oued Ras d'une superficie relativement grande avec un réseau hydrographique développé et une forme compact explique l'importance du débit de pointe estimé, la photo ci-dessous prise dans l'exutoire du sous-bassin témoigne de l'ampleur de ses débits.



Figure 3-27 : Lit du cours d'eau de Oued Ras à l'exutoire.

Conclusion

Le modèle obtenu par la méthode de l'hydrogramme unitaire est une expression simple qui permet d'estimer le débit de pointe de crue des bassins de taille moyenne, il peut être utilisé facilement par les services qui ont une relation avec la prévision des crues pour l'établissement des cartes d'aléas ou le dimensionnement des ouvrages d'aménagement d'une région disposant d'un réseau pluviométrique mais dépourvue de station hydrométrique.

4. Débit de basses eaux

Comme l'étude des crues, des apports annuels et des apports mensuels, les débits des basses eaux sont d'une même importance et nécessitent une détermination quantitative pour compléter le diagnostic du régime hydrologique d'un bassin versant, mais il se trouve que les méthodes utilisées usuellement ne s'adaptent pas au régime d'écoulement de notre région car les oueds sont influencés par des prélèvements et des rejets d'un coté, de l'autre coté, ils sont à sec durant une grande période de l'année, il s'est avéré délicat de définir la variable pertinente qui peut décrire le problème d'étiages.

Dans un premier cas nous considérons le débit journalier mensuel minimum.

Notre choix est allé vers la station de Pontéba située sur l'Oued Cheliff à l'entrée de la ville de Chlef. D'après une série de débit journalier moyen de 11 années on a sélectionné les débits journaliers minimaux de chaque mois, ainsi on a obtenu une chronique de débit minimum de 132 valeurs.

Nous ne cherchons pas à estimer les débits des différentes quantiles, mais d'avoir une simple visualisation de la répartition de ces débits minimums.

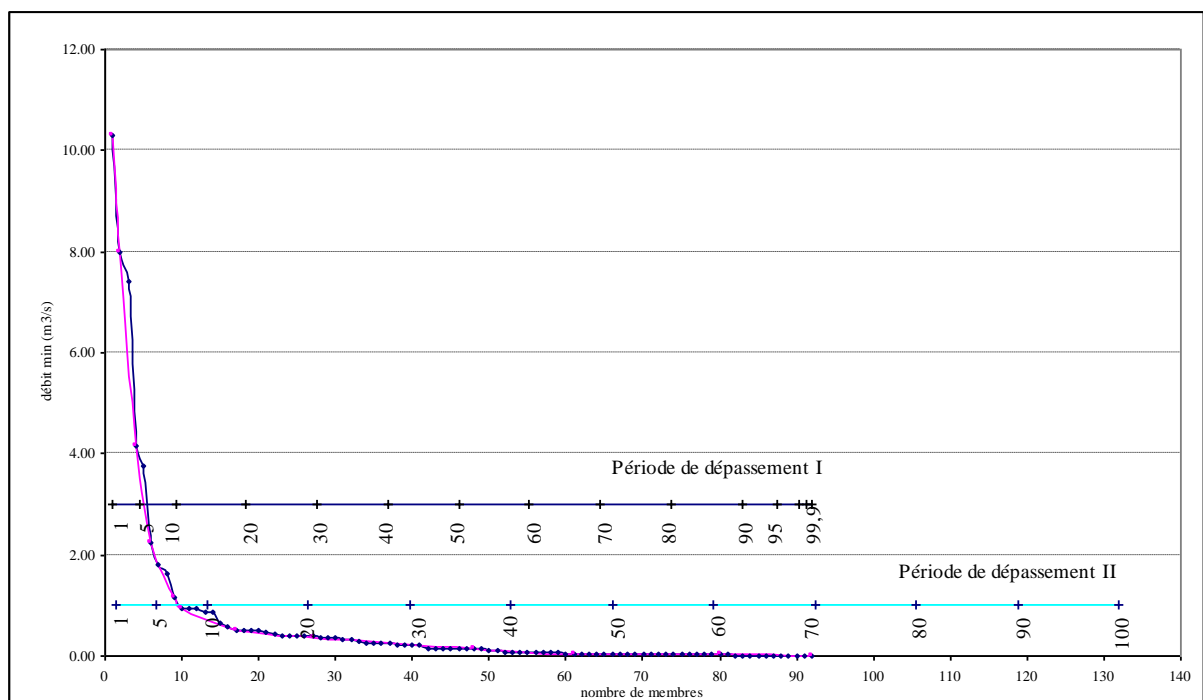


Figure 3-28 : Répartition des débits minimums par la méthode des quantiles.

La première remarque faite est que 30% des valeurs sont nulles, à l'échelle annuelle, ça donne plus de trois mois de débit nul ce qui coïncide parfaitement avec la répartition des apports mensuels en période sèche et 85% des débits sont inférieurs à $1\text{m}^3/\text{s}$.

4.1. Echantillonnage de la variable d'été

L'intérêt d'une analyse des débits minimums est d'estimer comme pour le phénomène des crues leurs valeurs pour différentes périodes de retours, il reste que le choix de la variable à étudier doit avoir un intérêt pratique.

Habituellement l'étude des basses eaux s'intéresse aux débits minimums d'un cours d'eau. Cette notion de débit minimum est très utile pendant la période d'été ou il est parfois nécessaire de pratiquer des pompages, conserver un tirant d'eau suffisant pour la protection des écosystème aquatique et la navigation. De façon analogue aux crues se débit représente le débit de pointe minimum, mais le plus souvent on s'intéresse à un débit seuil et la période pour laquelle le débit reste inférieur à ce seuil.

L'intégration de l'hydrogramme sur cette durée d permet d'obtenir le volume écoulé et par conséquent le débit moyen correspondant à cette durée. Il est ainsi possible de sélectionner une série de moyennes mobiles de débits moyens sur une durée d et d'en extraire la valeur minimale.

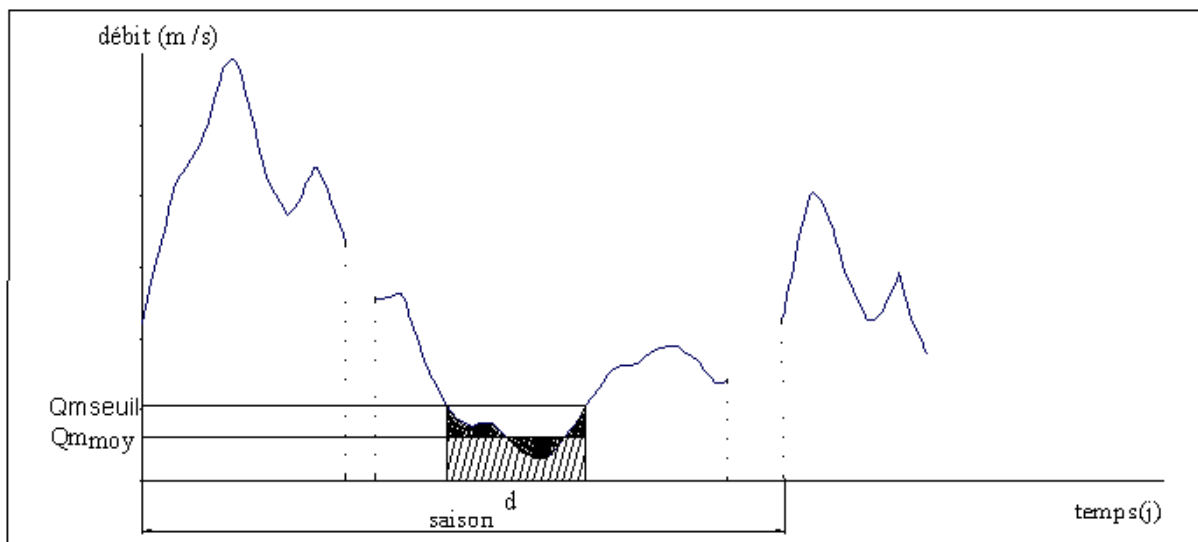


Figure 3-29 : Variable caractéristique d'été.

Cela se passe bien sur dans les cours d'eau à débit continue où sa valeur minimale n'atteindra pratiquement jamais une valeur nulle.

Ce qui est tout à fait différent dans presque toute l'Algérie où les cours d'eau sont à sec durant plusieurs mois. Par conséquent une telle approche semble inadéquate.

Si nous regardons les choses d'un autre point de vue, tout en essayant de trouver une variable pertinente caractérisant les débits d'étiages, une vue à échelle temporelle différente des débits journaliers peut éliminer les valeurs nulles, nous pensons aux débits mensuels moyens minimaux qui nous leurs affectant un rôle important dans la dilution des eaux usées rejetées et stagnés dans les lit des cours d'eaux ceci est un problème fréquemment rencontré dans la plupart des oueds de l'Algérie.

Par analogie avec la valeur minimale du débit journalier, nous considérons la valeur minimale des apports mensuels moyens, la notion de la durée d peut être introduite de la même manière mais avec le pas de temps mensuel. Fait référence au régime d'écoulement mensuels, la durée d est prise du mois d'avril jusqu'au mois de juillet, elle coïncide avec la saison sèche ou les besoins sont maximales donc les rejets des eaux usées sont aussi maximales.

Les valeurs à étudiées sont échantillonnées à partir des chroniques des apports mensuels sur une même période et pour les trois stations.

4.2.Loi d'ajustement

« Différentes lois sont utilisées dans la littérature pour le pas de temps journalier. Parmi elles, ce trouve la loi Log-normale à deux paramètres, qui à l'avantage d'être simple et robuste » (Pierre Javelle 2001).

Dans le même contexte nous utilisons cette loi et vérifions son adéquation. Pour une durée d de quatre mois les trois distributions sont représentées sur le même graphique en vue faire d'une comparaison.

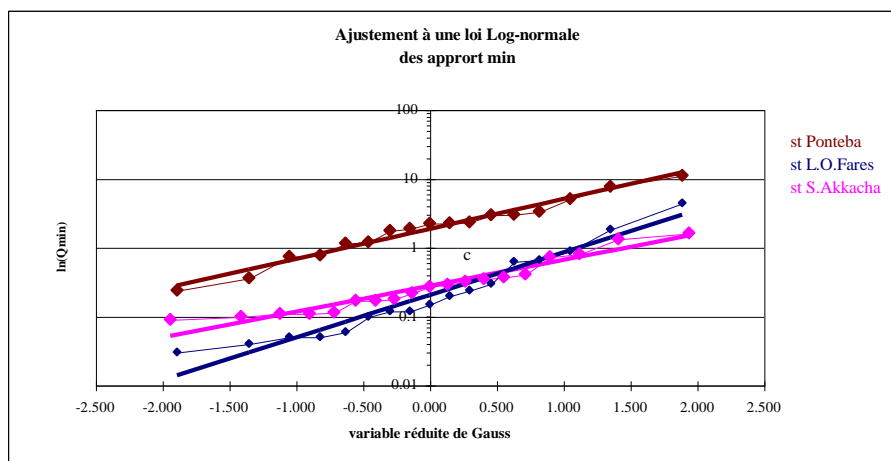


Figure 3-30 : Comparaison des distributions des apports mensuels moyens minimaux.

Il est parfois utile d'exprimer la probabilité en terme de période de retour. lorsque $F < 0.5$ le quantile est dit « sec » et on lui associe la période de retour :

$T = 1/F$, correspondant a une probabilité de non –dépassement.

Lorsque $F > 0.5$ le quantile est dit « humide » et on lui associe la période de retour :

$T = 1/F$, correspondant a une probabilité de dépassement.

Le tableau suivant donne la correspondance entre U_F la variable réduite de Gauss et T la période de retour définie ci-dessus, pour les quantiles dites « sec » et « humide ».

	Années sèches				Années humides		
T(ans)	20	10	5	2	5	10	20
U_F	-1.64	-1.28	-0.84	0	0.84	1.28	1.64

Tableau 3-19 : Correspondance entre la période de retour T et la variable réduite de Gauss U_F .

Les résultats montrent dans le premier cas, que l'Oued Cheliff est à sec durant une période de plus de trois mois, par déduction cela nous conduit à conclure que les sous-bassins de la région présente le même caractère sauf pour le bassin de Allala qui est un bassin côtier et qui peut présenter une différence, mais d'après les distributions des apports mensuels moyens minimaux de la période sèche présentées dans le graphe ci-dessus on remarque un parallélisme entre les distributions de la station de Sidi Akkacha et celle de Pontéba avec un décalage en bas, ce qui illustre bien un régime analogue avec bien sur des valeurs plus basses.

Pour la station de Larabat Ouled Farés elle présente toujours une tendance différente par rapport aux autres stations comme dans le cas des crues ou des apports annuels.

4.3. Courbes caractéristiques d'étiages

La courbe de récession ou courbe de tarissement d'un cours d'eau correspond à la période où l'alimentation du débit provient uniquement de la vidange des nappes. L'allure de cette courbe comme pour l'hydrogramme unitaire est une caractéristique intrinsèque du bassin versant. Malgré la complexité de la texture géologique d'un bassin on assimile la vidange de ces nappes souterraines à un simple réservoir qui se vide selon une loi exponentielle, ce concept est mis en évidence pour la première fois par Maillet (1902) en étudiant les débits d'étiages des sources.

L'expression du débit en fonction du temps peut se mettre sous la forme simple suivante :

$$Q_t = Q_0 e^{-\alpha t} \tag{3.36}$$

avec

Q_t : débit au temps t

Q_0 : débit au temps $t = 0$

α : coefficient de tarissement (s^{-1}) fonction de la géométrie et des paramètres hydrodynamiques de la nappe.

Cette loi représente la partie de l'écoulement laminaire, et si on prend en compte toute la courbe de décrue composée en plus de la courbe exponentielle, de deux droites qui représentent l'écoulement turbulent rapide et retardé dont l'expression peut se mettre sous la forme suivante.

Ecoulement rapide $Q_{t1} = Q_{01} [1 - \beta_1 (t-t_0)]$ (3.37)

Ecoulement retardé $Q_{t2} = Q_{02} [1 - \beta_2 (t-t_0)]$ (3.38)

La superposition des trois expressions donne la loi qui décrit la courbe de récession depuis la pointe de crue.

Pour l'estimation des coefficients : α , β_1 et β_2 on sélectionne plusieurs courbes de décrues, pour chaque station on prends la valeurs moyenne de chaque coefficient.

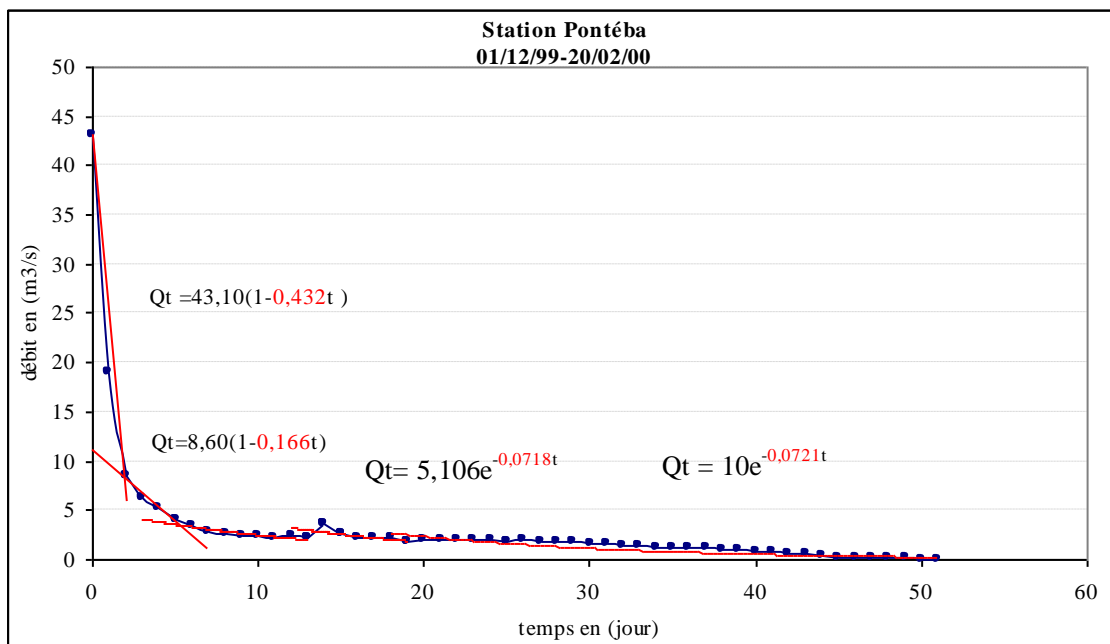


Figure 3-31 : Courbes de décrues .station Pontéba.

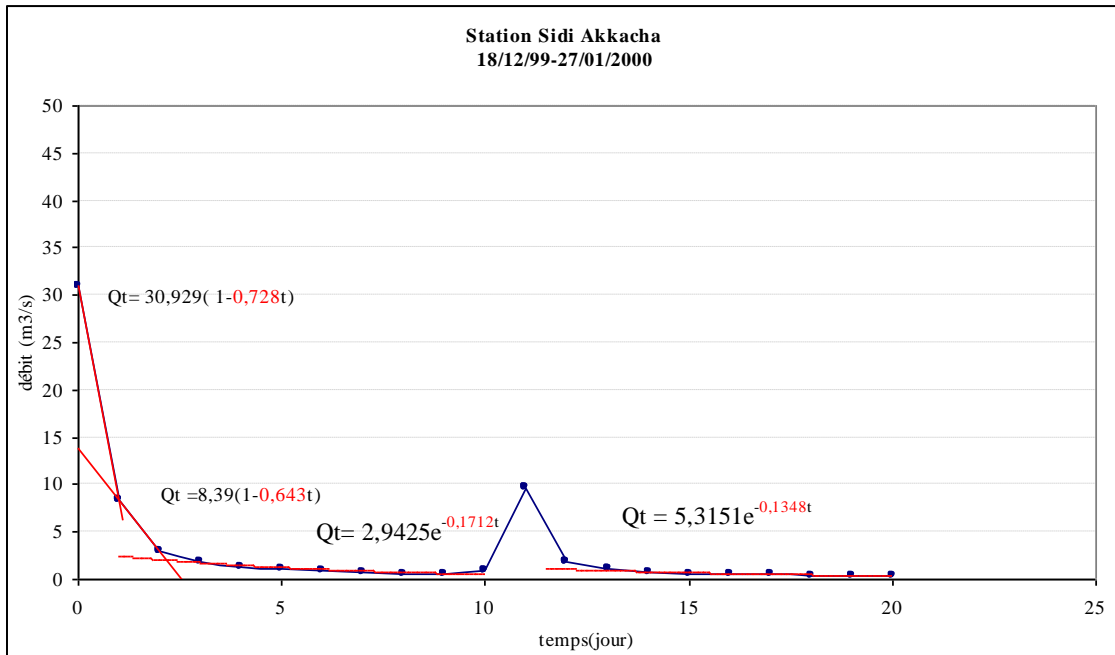


Figure 3-32 : Courbes de décrues .station S.Akkacha.

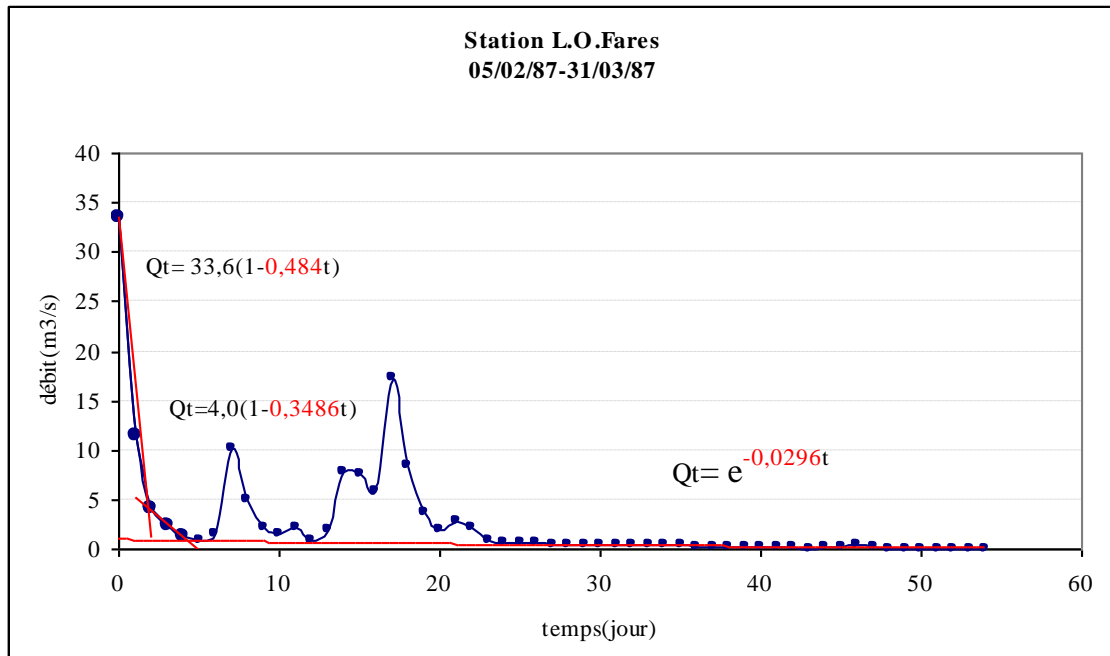


Figure 3-33 : Courbes de décrues .station L.O.Farés.

Station	α	β_1	β_2
Pontéba	0.091	0.40	0.151
S.akkacha	0.167	0.81	0.60
L.O.Farés	0.03	0.48	0.35

Tableau 3 - 20 : Coefficients caractéristiques des courbes de tarissement.

La détermination des coefficients caractéristiques de la courbe de décrue nous donne la possibilité d'avoir une idée sur la nature de l'interface sol-formation superficielle, or un bassin imperméable draine les eaux plus vite qu'un bassin perméable ce qui est le cas ici du bassin Allala qui présente les coefficients les plus élevés par rapport à celui de L.O.Farés confirmant ainsi l'importance de ses débits de crues.

4.4.Capacité d'emmagasinement du bassin versant

Une application immédiate des lois de tarissement (ou de décrue) est la détermination du volume utile d'eau emmagasiné dans un bassin versant à un moment donnée.

Si cette loi est une caractéristique du bassin définie comme invariable d'une année à l'autre, elle permet l'évaluation du volume d'eau emmagasiné par une simple intégration dans un intervalle de temps fixé.

Si $Q(t)$ est la loi de tarissement du bassin, le volume d'eau disponible à un instant t_0 est donnée par :

$$W = \int_{t_0}^{\infty} Q(t) dt \quad (3.39)$$

4.5.Prévision des étiages.

En période d'étiage et en absence de toute pluie susceptible d'entraîner des perturbation de l'écoulement il est possible de prévoir avec une parfaite précision la valeur du débit à l'exutoire à un temps ultérieur t en utilisant la loi de tarissement du bassin. Cela est possible bien sur dans les circonstances naturelles (pas de prélèvement ou de rejet).

Chapitre 4

Effets des crues et des sécheresses sur l'environnement

Introduction

Après avoir étudié aux chapitres précédents les différentes caractéristiques, définissant le régime d'écoulement, nous allons essayer dans ce présent de trouver d'éventuelles interactions entre les composantes de ce régime et les secteurs de développement de la région.

L'autosuffisance alimentaire, l'eau propre pour différents usages industriels, domestiques, agricoles et loisirs sont des critères de la prospérité d'une société, c'est comme si l'espoir d'une vie saine et prospère dépend de la disponibilité et de la qualité de l'eau.

L'humanité ne va pouvoir maintenir son existence et sa prospérité que par la modernisation de l'agriculture et les progrès de l'industrialisation, dans le respect des règles de protection de l'environnement. Pour assurer la vie quotidienne des populations, protéger leur état sanitaire et permettre leurs diverses activités, l'eau continuera de jouer un rôle prépondérant et vital.

A notre époque, tout évolue et change tellement si vite qu'il faut développer de plus en plus la prévision. Les plans ébauchés à courte vue, sont parfois dangereux, presque toujours trop coûteux dans une vue d'ensemble et à long terme.

La primauté du rôle économique et social de l'approvisionnement suffisant en eau de bonne qualité pour les divers usages est donc évidente, quantité et qualité vont de pair, aussi bien pour les usages agricoles, industriels ou sportifs, que pour les usages domestiques.

Tout le monde entend parler d'une pénurie d'eau qui s'aggrave de plus en plus même dans les grandes villes de notre pays, du tarissement des grands cours d'eau, de l'envasement des barrages, de l'épuisement des nappes souterraines et souvent des crues subites et dévastatrices. Tous ces phénomènes sont devenus les préoccupations quotidiennes des citoyens, alors qu'elles ne préoccupaient que les chercheurs.

Effectivement la visualisation graphique de l'évolution des apports annuels de la station Pontéba sur l'Oued Cheliff et de la pluviométrie annuelle à la station Chlef ANRH sur une période allant de 1973 à 2001 montre clairement un tel changement. Que se soit d'origine climatique ou anthropique, ces changements ont des effets inespérés sur la société et le patrimoine de la région.

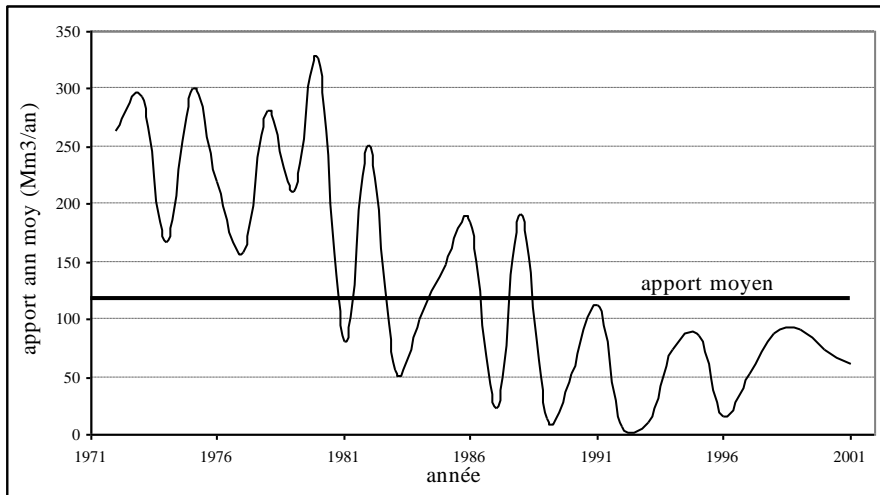


Figure 4-1 : Evolution des apports annuels au droit de la station Pontéba.

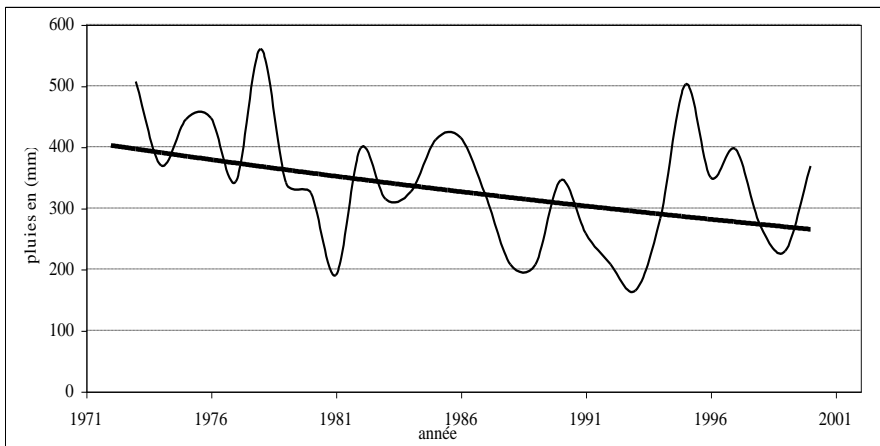


Figure 4-2 : Evolution de la pluviométrie annuelle à la station Chlef ANRH.

Dans ce qui suit, nous allons tenter de faire une analyse quantitative et qualitative de l'impact des différentes composantes de l'écoulement sur la plus part des facteurs de développement de la société de la région d'étude.

1. Impact sur l'érosion

Le phénomène de l'érosion a inquiété les responsables depuis des années, en effet c'est l'envasement des premiers barrages construits durant la période coloniale qui a bien fait remarquer l'ampleur que peut prendre l'érosion dans les bassins versants d'Algérie, nous citons ci dessous quelques exemples données par (GRECO 1966).

Bassins versants	Surfaces (ha)	Dépôts annuels (m ³)	Degrad specif (m ³ /ha/an)
Port du Nemours	34000	100000	3
Cheurfa	100000	280000	2.80
Oued fodda	76600	2450000	31
Hamis	13900	200000	14
Isser à tablat	257000	5000000	20
totaux	481500	8030000	16.60

Tableau 4-1 : Dépôts annuels et dégradation spécifique de quelque bassins (GRECO 1966).

On remarque nettement la valeur de la dégradation spécifique dans le bassin d'Oued Fodda qui est la plus grande (31 m³/ha/an).

Une étude publiée récemment par l'ABH nous renseigne sur l'état des six barrages en exploitation de la région du Haut et Moyen Cheliff.

Non du Barrage	Année mise en service	Capacité initiale (Hm ³)	Capacité actuelle (Hm ³)	Apport Moyen (Hm ³ /an)	Taux d'envasement %
Boughzoul	1934	55	35.6	-----	35
Ghrib	1939	280	145.2	86	48
Deurdeur	1985	115	110.2	28	4
Harreza	1984	70	69.2	23	1
Oued Fodda	1932	228	125.5	34	50
Sidi Yacoub	1986	280	278.9	76	0.4

Tableau 4-2 : Etats de quelques barrages en Algérie (ABH).

Le taux d'envasement élevé des anciens barrages est la conséquence du phénomène d'érosion que se soit au niveau des bassin ou des berges des cours d'eau, elle constitue une véritable menace pour l'avenir de l'économie de la région.

Avec une érosion spécifique annuelle moyenne variant entre 2000 T/km² et 4000 T/km² l'Algérie se classe parmi les pays les plus érodibles du monde (Demmak,1982), entraînant une durée d'exploitation des barrages limitée à 30 ans (Kadik,1987, dans Touabia 1992).

1.1.Approche descriptive et théorique de l'érosion

Pas loin des définitions classiques, l'érosion est un phénomène naturel qui date depuis la première averse tombée sur la terre, effectivement l'histoire géologique du globe témoigne sur l'ampleur de ce processus qui au fil des âges géologiques a pu modifier à plusieurs reprises la surface du globe d'où résultent les différentes couches de roches sédimentaires. C'est un phénomène naturel qui obéit aux lois de la physique et de la chimie. Sous l'action des forces externes et internes, les particules solides d'une roche ou d'un sol meuble peuvent être arrachées et transportées sous différents aspects à des distances plus ou moins considérables, puis se déposer les unes sur les autres, si les conditions les obligent et sous d'autres forces externes, formant une couche de roche sédimentaire qui subira le même sort dans un temps à l'échelle humaine ou géologique.

« Au sens large, l'érosion est un phénomène géologique de tout temps et de tous lieux » (Rampon, 1987, dans Touaibia 1992).

Différents auteurs de part le monde se sont penchés sur le processus de ce fléau et les méthodes de sa quantification et plus précisément au moment où les biens des humains se sentent menacés.

Citons à titre d'exemple (Henin, 1950), (Wischmeier, 1960), (Hudson, 1971), ...

Plusieurs recherches ont été entamées en Algérie, Tixeront a été l'un des premiers de cette recherche en (1960), Demmak en(1982), Gavrilovitch en(1992) et d'autres ou chacun a abordé le problème d'un angle différent mais aucune de ces études n'a pu s'étendre et s'appliquer en dehors du contexte régional où elle a été élaborée. Les méthodes obtenues dans d'autres pays ne servent que de support théorique et ne peuvent être appliquées naïvement à nos régions vu la diversité des facteurs qui entrent en jeu.

1.2.Causes de l'érosion

Les causes de l'érosion sont multiples, plus souvent on s'intéresse aux plus significatives. La susceptibilité du sol (le relief, nature géologique, façons culturales...), l'intensité et l'agressivité de la pluie. La connaissance de ces facteurs dans une région donnée permet l'estimation des quantités de sols arrachés et transportés d'une certaine superficie lors d'un événement pluvieux par l'utilisation de différentes formules empiriques qui existent dans la littérature.

Malheureusement, et dans la plus part des cas la mesure de ces paramètres est une tâche délicate et nécessitent de gros moyens. Le recours aux méthodes simples et directes est l'objet de plusieurs travaux récents.

Puisque le ruissellement est proportionnel à la pluie, et si les caractéristiques intrinsèques du bassin ne varient pas dans le temps, alors il est possible de dégager une relation directe entre le débit ruisselé et la quantité de sédiments transportés. Cela est possible dans le cas où on dispose d'une série de mesures de débits instantanés et des concentrations en matières solides correspondantes.

L'érosion spécifique est influencée par les caractéristiques pluviométriques et les variations de l'écoulement durant les quatre saisons d'une part et les caractéristiques morphologiques des bassins versants d'autre part.

1.3. Relation entre débit solide et morphologie du bassin

D'après Strahler, (Llamas.J 1993) la courbe hypsométrique est un reflet de l'état d'équilibre dynamique potentiel d'un bassin. La figure ci-dessous montre trois courbes correspondants à trois bassins ayant des potentiels évolutifs différents.

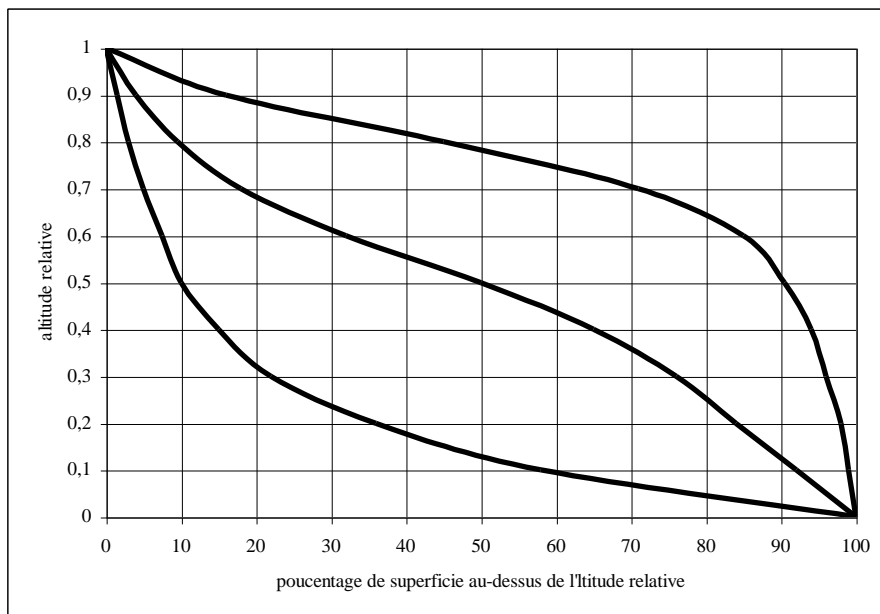


Figure 4-3 : Courbe hypsométrique caractéristique du cycle de l'érosion d'après Strahler.

- La courbe supérieure indique un bassin avec un grand potentiel érosif (phase de non-équilibre ou jeunesse).
- La courbe intermédiaire est caractéristique d'un bassin en équilibre (maturité).
- La courbe inférieure est typique d'un bassin sédimentaire (phase de vieillesse).

Les courbes hypsométriques caractéristiques du cycle d'érosion d'après Strahler pour les cinq bassins sont représentées dans la figure suivante.

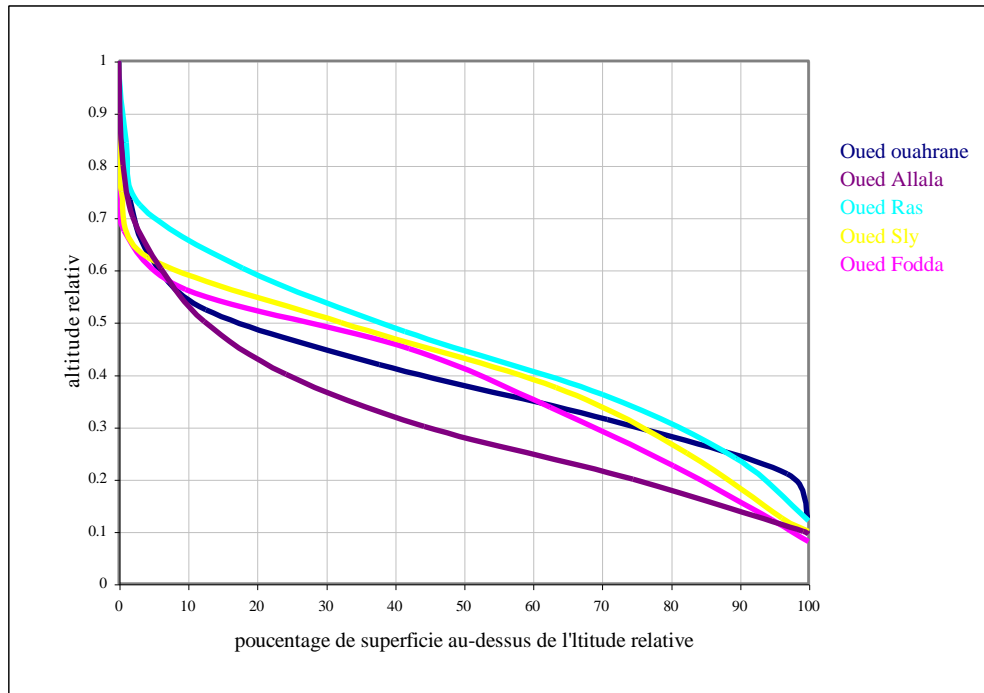


Figure 4-4 : Courbes caractéristiques du cycle de l'érosion des cinq bassins.

Le bassin de Oued Allala semble être en état d'équilibre ou de vieillesse par rapport au bassin de Oued Ouahrane, les autres bassins sont plus jeunes l'un par rapport à l'autre et sont tous exposés au phénomène de l'érosion.

L'érosion est influencé par la variabilité temporelle de l'écoulement. Bourouba en 1996 a fait une étude sur 18 bassins versants, de superficie variant de 103 et 835 km² d'une période allant de 1975 à 1979, pour ces années de mesures, l'érosion spécifique moyenne a varier de 0.36 a 76.19 T/ha/an. Cette importante variation est influencée aussi bien par la lithologie des sols et la couverture végétale que par la nature agressive qui qualifie les pluies durant toute l'année, et d'une manière remarquable les premières pluies d'automne. L'érosion varie proportionnellement au ruissellement (Touaibia 1992). Le ruissellement est proportionnel à la lame d'eau précipité et aux conditions initiales du sol (humidité, couvert végétal, relief, nature géologique du sol etc...).

1.4. Relation entre l'érosion et l'écoulement

La recherche d'une régression pouvant expliquer la relation débit solide-débit liquide, semble être la meilleur approche dans notre cas. Plusieurs études dans ce sens ont montrer une relation significative entre ces deux variables de la forme :

$$Q_s = aQ^n$$

La procuration de plusieurs couples de débit liquide instantané –concentration auprès des services de l'ANRH de Chlef des trois stations durant la période 83-2000, nous a donnée la possibilité d'essayer de faire ressortir des relations débit solide-débit liquide.

Pontéba (Oued Cheliff) 566 couples.

Sidi Akkacha (Oued Allala) 472 couples.

Larabat Ouled Farés (Oued Ouanrane) 317 couples.

Dans le premier cas on utilise une échelle log-log qui est utilisée depuis longtemps pour sa simplicité dans le cas d'une représentation graphique manuelle, où il est possible de tracer la droite de régression et ressortir le coefficient a et l'exposant n de la relation.

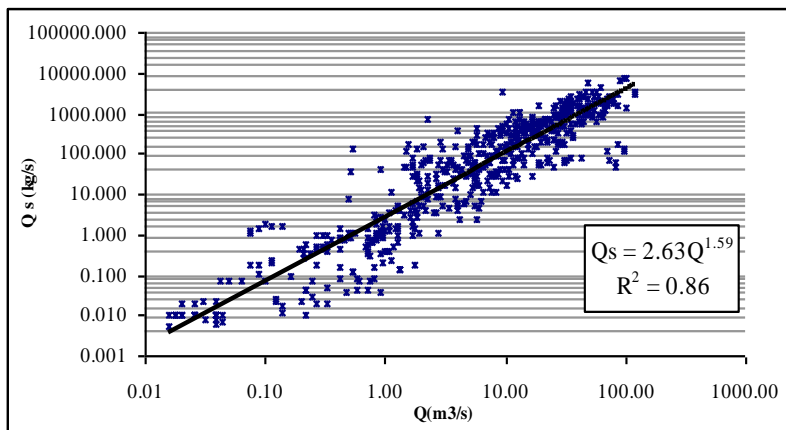


Figure 4-5a : Relation débit liquide-débit liquide station Pontéba.

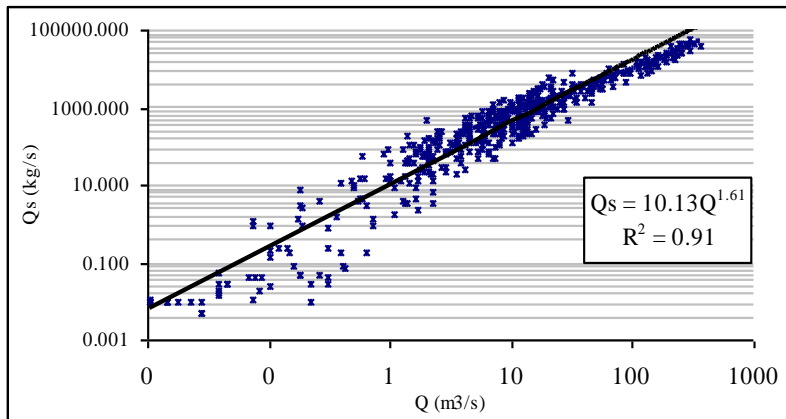


Figure 4-5b : Relation débit liquide-débit liquide station S.Akkacha.

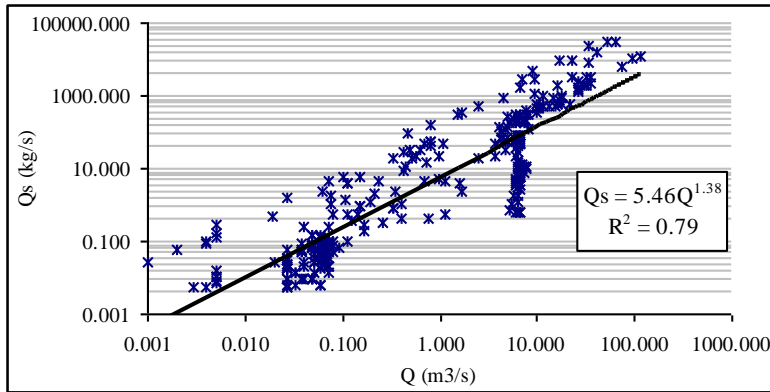


Figure 4-5c : Relation débit liquide-débit liquide station L.O.Farés.

Dans le deuxième cas et grâce à l'outil informatique disponible il est possible d'utiliser une échelle linéaire sur laquelle il sera aisé de dégager des relations plus significatives.

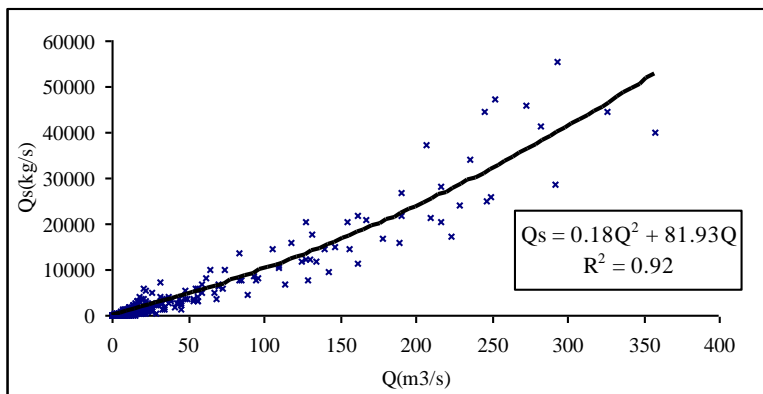


Figure 4-6a : Relation débit solide-débit liquide station S.Akkacha.

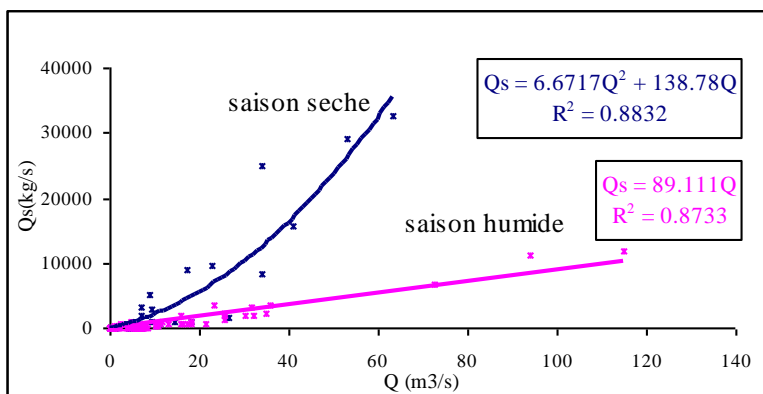


Figure 4-6b : Relation débit solide-débit liquide station L.O.Farés.

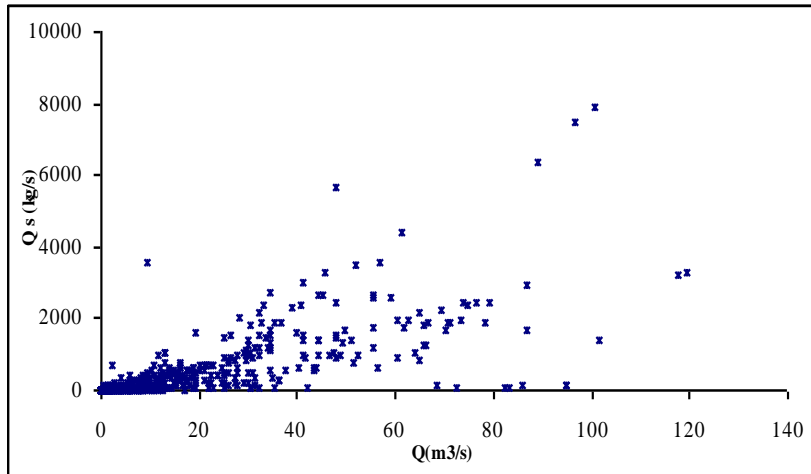


Figure 4-6c : Relation débit solide –débit liquide station Pontéba.

mois	$Q_s=f(Q)$	R^2
sep-oct	$36.62 Q^2+24.57 Q$	0.97
nov	$0.0337 Q^2+33.85 Q$	0.81
déc	$0.707 Q^2+7.08 Q$	0.86
janv	$0.604 Q^2+7.92 Q$	0.80
Fèv	$0.106 Q^2+16.21 Q$	0.82
mars	$28.41Q$	0.89
avril	$9.65 Q$	0.095
mai	$0.445 Q^2+5.144Q$	0.83

Tableau 4-3 : Relation débit solide-débit liquide à la st Pontéba.

La première remarque faite sur ces graphiques est que la relation débit solide –débit liquide pour la station de Sidi Akkacha est stable durant toute l'année avec un coefficient de détermination de l'ordre 0.92 tendit que les deux autres stations, il a fallu décomposer les couples en saisons pour la station L.O. farés et en mois pour la station Pontéba.

1.5.Estimation de l'érosion spécifique

L'investigation de la relation débit solide – débit liquide dans la détermination de l'érosion spécifique donne des résultats satisfaisants quand elle est utilisée avec un pas de temps plus fin.

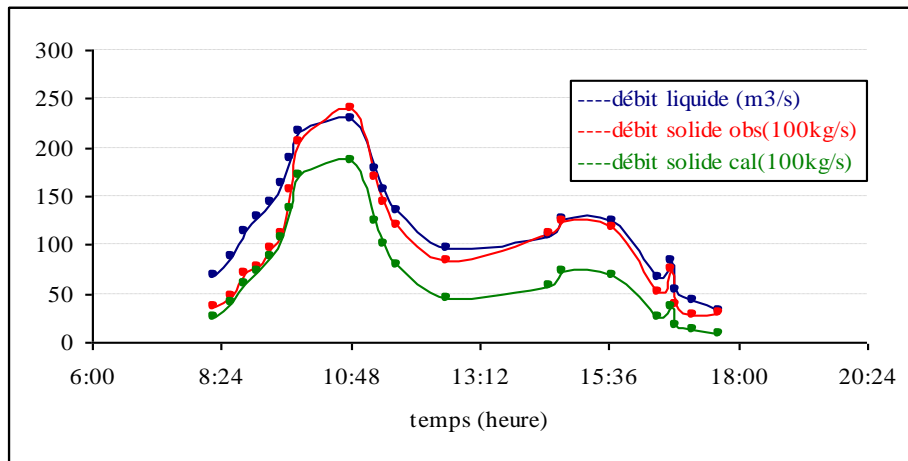


Figure 4-7 : Débit solide observé et calculé avec le débit liquide lors d'une crue à la station Sidi Akkacha.

Dans notre étude le pas de temps journalier peut donner un ordre de grandeur avec une certaine marges d'erreur.

L'opération consiste à l'intégration de la courbe débit solide sur l'intervalle temps d'une année hydrologique pour obtenir le volume annuel de transport solide en suspension qui sera divisé par la superficie du bassin afin d'avoir l'érosion spécifique en (T/km²/an).

Exemple du bassin Oued Allala pris pour la période 83/84 à 00/01 avec la relation puissance.

$$Q_s = 10.13 \cdot Q^{1.61}$$

année	Es T/km ² /an	Apport 10 ⁶ (m ³ /an)	Qjmax (m ³ /s)
83/84	422.26	5.60	11.52
84/85	719.40	10.06	13.79
85/86	4986.90	26.83	48.87
86/87	8194.00	40.10	60.45
87/88	545.99	7.53	9.23
88/89	1355.40	7.68	29.96
89/90	403.76	3.51	18.64
90/91	2057.06	17.31	26.80
91/92	921.60	8.39	18.44
92/93	254.85	3.96	5.29
93/94	377.84	9.06	8.35
94/95	2143.16	15.93	29.46
95/96	2917.26	23.91	24.91
96/97	3856.70	11.17	58.48
97/98	1938.00	13.29	29.70
98/99	5392.30	22.42	76.38
99/00	10741.40	26.04	145.34
00/01	1425.00	13.47	48.83

Tableau 4-4 : Erosion spécifique-apport annuel-débit journalier max.

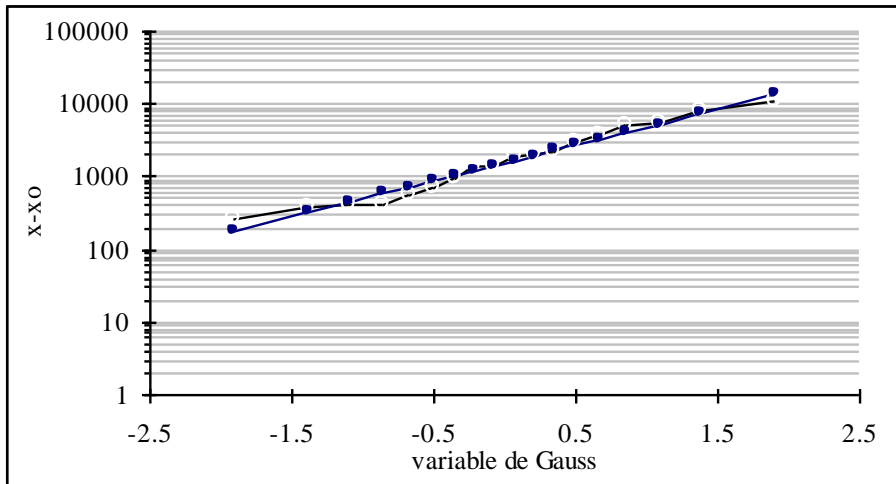


Figure 4-8 : Distribution selon la loi log-normale de l'érosion spécifique (Oued Allala)

La distribution de l'érosion spécifique selon une loi log-normale donne une moyenne inter-annuelle de $1548 \text{ T/km}^2/\text{an}$. C'est une valeur plus ou moins importante comparables aux valeurs trouvées d'après l'envasement des barrages en Algérie du Nord. Cette valeur est aussi confirmée par Demmak(1982) lors d'une étude faite sur 15 bassins de la région du Cheliff et le Côtier algérois dont le bassin de Allala fait partie que la production en débit solide est supérieure à $1000 \text{ T/Km}^2/\text{an}$.

Le but de notre étude est de montrer l'effet des crues sur l'érosion chose qui se voit directement sur la relation puissance entre le débit solide et le débit liquide des différents bassins, cela n'empêche pas d'aller plus loin en analysant la variation de l'érosion spécifique avec l'apport annuel et le débit journalier maximal annuel.

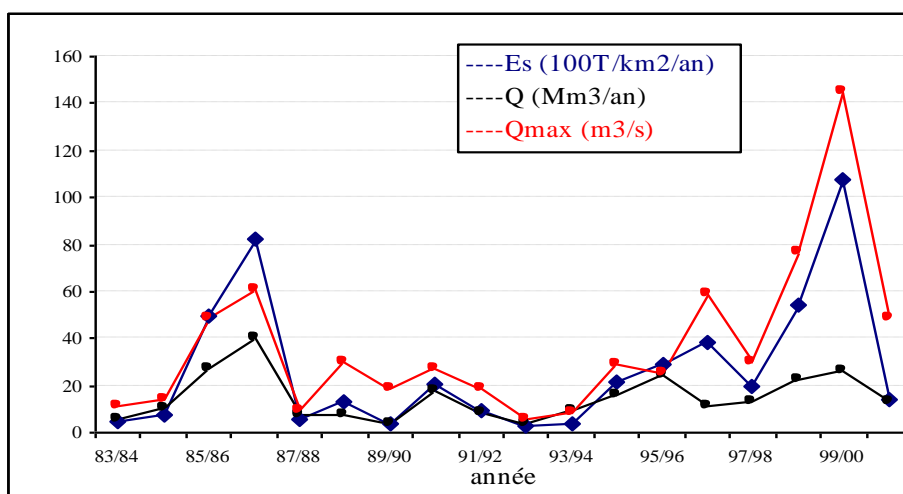


Figure 4-9 :Variation de l'érosion spécifique avec l'apport ann. et le débit journalier max.

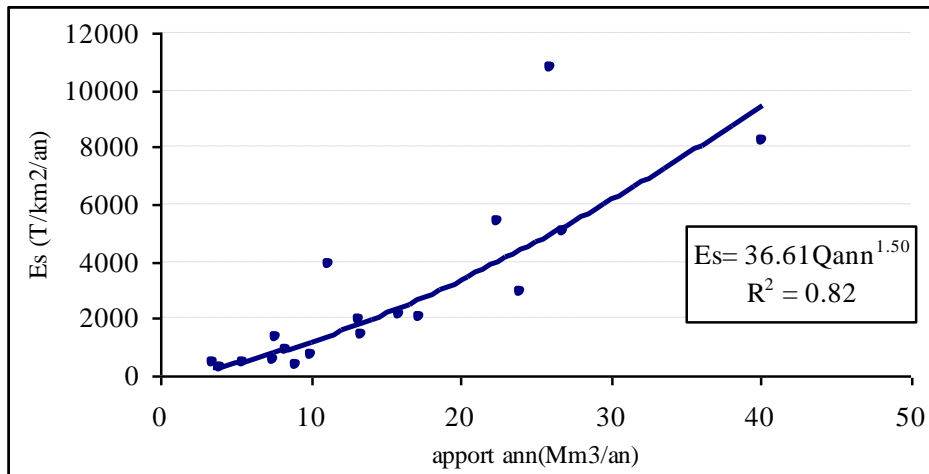


Figure 4-10a : Relation puissance entre l'érosion spécifique et l'apport annuel.

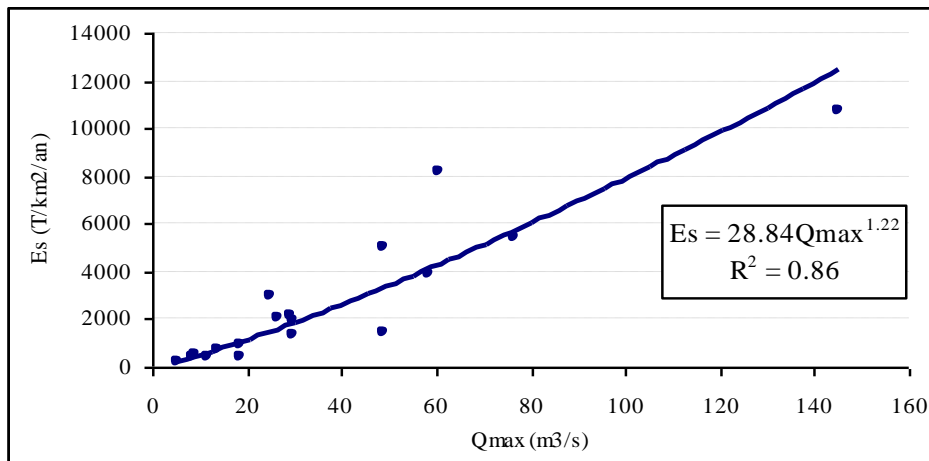


Figure 4-10b : Relation puissance entre l'érosion spécifique e le débit journalier max annuel.

La relation puissance demeure aussi la loi qui qualifie la variation de l'érosion spécifique en fonction de l'apport annuel ou du débit maximal annuel. Cette relation donne preuve de l'impact des crues sur l'ampleur que prend le phénomène de l'érosion au niveaux des bassins.

1.6. Conséquences de l'érosion

Dégradation spécifique et diminution de la couche arable du sol



Figure 4-11 : Phénomène de l'érosion au niveau du bassin de Oued Allala

On donne le nom de dégradation spécifique globale au poids de terres enlevées par an et par hectare du bassin versant.

Pour l'Europe occidentale, par exemple, sous un climat tempéré humide et sur pente faible en général, on estime que la terre enlevée est de l'ordre de $\frac{1}{2}$ à 1 tonne (0.33m^3 à 0.66m^3) en moyenne chaque année à l'hectare. Il faudrait alors 3000 à 6000 ans pour enlever la couche arable de 20 cm d'épaisseur moyenne. Pendant le même temps les processus d'altération de la roche mère se poursuivent. La vitesse d'altération du sol étant comparable à la vitesse d'usure, un équilibre s'établit.

Aussi bien dans ces régions, l'érosion ne présente-t-elle pas de caractère de gravité.

dans les montagnes d'Europe on donne des chiffres plus élevés :

Grandes Alpes 6 à 10 tonnes (4 à 6.6 m^3) par hectare et par ans.

Appennin 20 à 25 tonnes (13 à 16.6 m^3), par hectare et par ans (GRECO.1966)

Le record semble être le privilège du fleuve jaune en Chine, la dégradation spécifique serait de 18 à 19 tonnes soit $12\text{ m}^3/\text{ha}/\text{an}$ et ceci sur un bassin versant de 745000 km^2 .

En Algérie, et si on prend la valeur moyenne de la dégradation spécifique calculée d'après l'envasement des barrages donnés au tableau 4-1 qui est de $16.6 \text{ m}^3/\text{ha}/\text{an}$ est qui est équivalents à l'enlèvement de 1.6 mm sur toute la superficie.

On prenant le cas de notre région ou les deux barrages existants, Oued Fodda sur l'Oued Fodda et Sidi Yaacoub sur l'Oued Sly avec un envasement annuel de $2.66 \text{ Hm}^3/\text{an}$ et $0.17 \text{ Hm}^3/\text{an}$ respectivement (annuaire ANB 2000). Soit $32.3 \text{ m}^3/\text{ha}/\text{an}$ et $1.33 \text{ m}^3/\text{ha}/\text{an}$.

On aura une épaisseur de sol moyenne de 3.2 mm qui diminue chaque année sur le bassin de Oued Fodda, et de 0.13 mm sur le bassin de Oued Sly.

Et si on résonne autrement en supposant qu'un sol arable a une épaisseur de 20 cm on peut estimer une perte de terres cultivées de 1318 ha/an sur le bassin de Oued Fodda et 85 ha/an sur le bassin de Oued Sly.

Réduction de la capacité des barrages

Comme on l'a vu au début du sous chapitre la sédimentation des barrages en Algérie est particulièrement spectaculaire l'exemple de notre cas le barrage de Oued fodda avec un taux d'envasement de 50% dans une durée de 60 ans, était le principal réservoir de stockage qui alimentait en eau pour l'irrigation la majeure partie de la région. Le barrage de Sidi Yaakoub sur le bassin de Oued Sly construit depuis 1986 n'est exploité que depuis 2002 et son taux d'envasement annuel est de 0.17.

Obturation des organes de vidanges

En prenant toujours l'exemple du barrage de Oued Fodda ou la vase se trouve à un niveau plus élevé provoquant ainsi l'obturation et le blocage de la vanne de vidange de fond ; toute opération de vidange de la retenue devient impossible.

Comblement des lits des rivières.

Arrivées dans les plaines, les eaux chargées de limons déposent les sédiments transportés, les lits se comblent et se rehaussent régulièrement.

Au moment des pluies importantes les rivières débordent sous des crues brutales et fortes, elles coupent les passages et les routes et détruit même les petit et ancien ponts, en déposant des dépôts de sédiments à proximité des trottoirs qui deviennent de la poussière en saison seiche.

Conclusion

L'étude de la relation débit solide-débit liquide affirme que le transport solide est fonction puissance du débit de ruissellement. En plus ; selon plusieurs auteurs : la quantité de sédiments charriés par une seule onde de crues peut être supérieure à la moitié de la quantité annuelle.

L'érosion hydraulique du sol est donc un cancer dont souffre la plus part des bassins versants, les barrages. Ses conséquences sur l'économie et l'environnement d'une région en générale peuvent aboutir au (K.O) ou il sera impossible de redresser la situation.

2. Impact sur l'aquifère

« Dans les pays développés l'approvisionnement en eau devient de plus en plus difficile à cause de la croissance des agglomérations et du développement industriel. Par suite de l'extension des villes, des routes, autoroutes et des aéroports, le sol se trouve recouvert sur des surfaces considérables de revêtements imperméables, empêchant l'eau de pluie de s'infiltrer dans le sol et accroissant le ruissellement. Dans les environs de Washington, l'apparition d'une nouvelle banlieue a multiplié par sept le ruissellement vers les rivières. Dans le Nord de la France, chaque kilomètre carré de terrain bâti entraîne une perte annuelle d'un million de mètres cubes d'eau, qui ne s'infiltrer pas dans le sous sol. On sait que le niveau des nappes souterraines dans le Nord de la France s'abaisse de plus en plus. Dans beaucoup de régions du monde, l'eau de pluie ne pouvant plus pénétrer dans la terre, il faut ainsi craindre une baisse du niveau des nappes alimentant les puits et les forages, et il faut en outre redouter des inondations subites ».(J.R. VAILLANT 1977).

L'exquise des séries des débits journaliers moyens pendant les deux séquences de deux années différentes au niveau de la station de pontéba avec des apports annuels proches montrent la différence entre le rapport du volume ruisselé sur le volume écoulé.

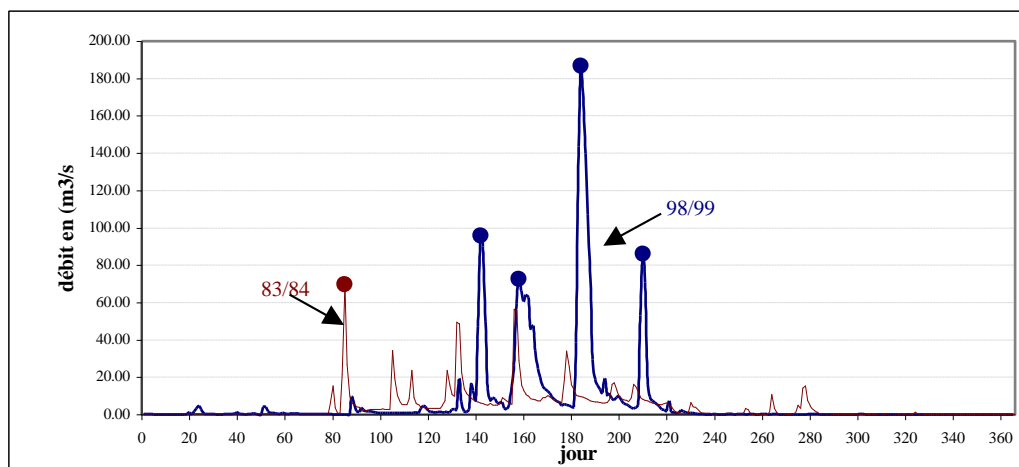


Figure 4 -12 : Débit journalier des années hydrologiques 83/84 et 98/99 St Ponteba

Et si on admet que le débit au niveau de l'Oued Cheliff était régularisé par les barrages à l'amont alors que le même phénomène est aperçu au niveau de la station de Sidi Akkacha ou il n'existe aucune régularisation.

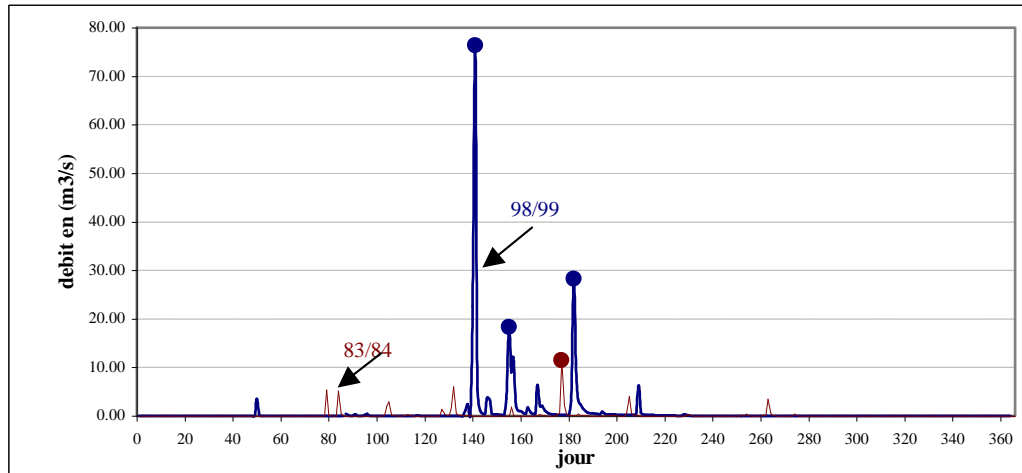


Figure 4 - 13 : Débit journalier des années hydrologiques 83/84 et 98/99 St S.Akkacha

Les causes de ce phénomène sont complexes et ses conséquences s'abattent sur les divers vecteurs de l'environnement.

2.1. Relation entre l'aquifère et l'écoulement de base

Le schéma général du cycle de l'eau dans un bassin versant ou d'une région composée de plusieurs bassins, nous permet d'écrire la relation du bilan hydrologique à différente échelle temporelle.

Le modèle le plus simple qui représente les différents types d'écoulements se compose d'un réservoir à deux niveaux.

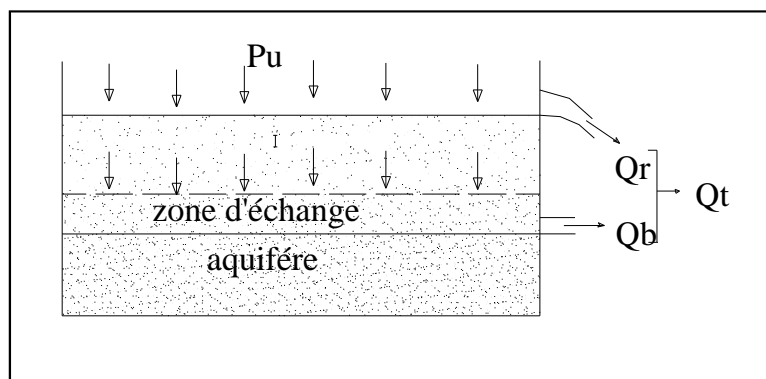


Figure 4-14 : Schéma simple des écoulements dans un bassin versant.

Considérons un intervalle de temps quelconque, l'équation du bilan s'écrit :

$$Pu = Qr + I = Qr + Qb + Ie$$

Pu : pluie utile

Qr : débit ruisselé

I : infiltration

Qb : débit de base

Ie : infiltration efficace

2.1.1. Séparation des écoulement

La méthode consiste à séparer le ruissellement (rapide et retardé) de l'écoulement de base en joignant les points A et B.

La surface comprise entre l'hydrogramme et la droite AB est le volume ruisselé.

La surface comprise entre l'axe des abscisse, le segment AB et le reste de l'hydrogramme est le volume de base.

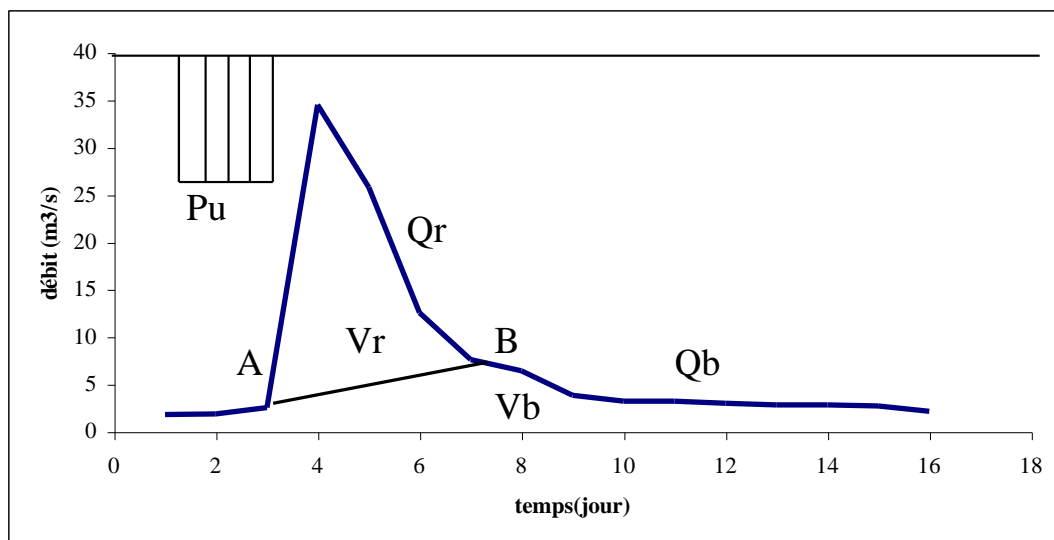


Figure 4 - 15 : Séparation des écoulements d'un hydrogramme de crue

On effectue cette opération sur des séquences annuelles et sur une période allant de 1983-1984 jusqu'à 2003-2004 au droit de la station Pontéba qui peut être considérée en moyenne comme une station représentative de la région, en plus la majeure partie de la population s'installe de part et d'autre sur les rives de l'Oued Cheliff au-dessus de la nappe alluviale. Nous obtenons le volume ruisselé annuel et le volume de base annuel.

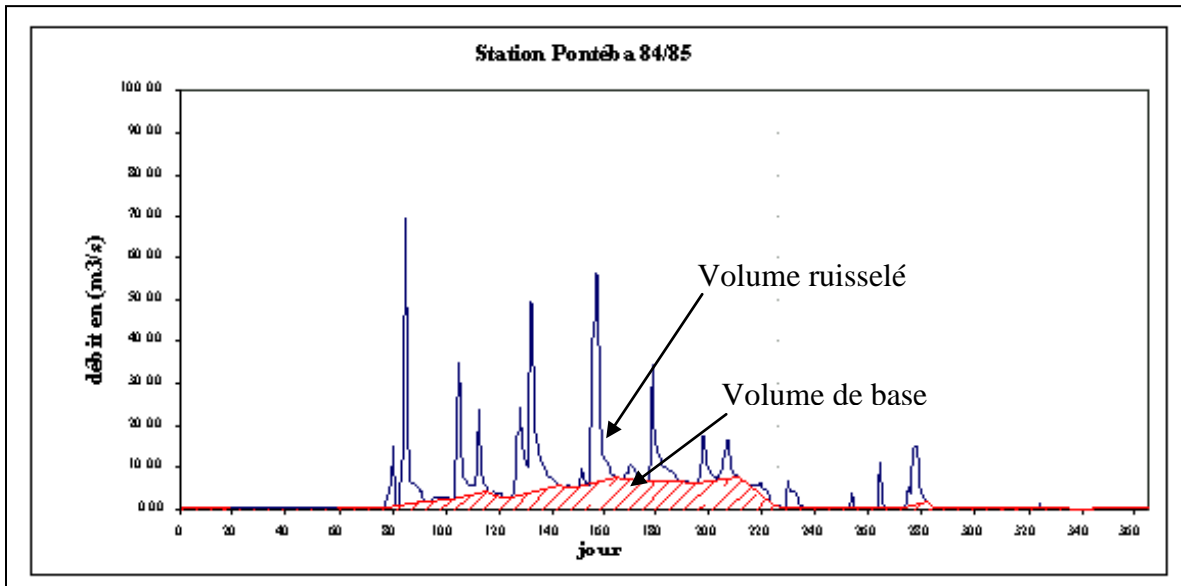


Figure 4 -16 : Séparation de l'écoulement à l'échelle d'une séquence annuelle

le bilan en terme de volume annuels s'écrit :

$$Pu = Vr + I = Vr + Vb + Ie$$

Pu : volume des précipitations efficaces annuelles.

Vr : volume totale ruisselé.

Vb : volume de base

I : est l'infiltration somme du volume de base Vb et le volume de recharge des aquifères

Ie .

Dans les conditions hydrogéologiques normales d'un bassin, le volume de base et le volume de recharge sont liés c'est à dire, la relation Oued-nappe et directe.

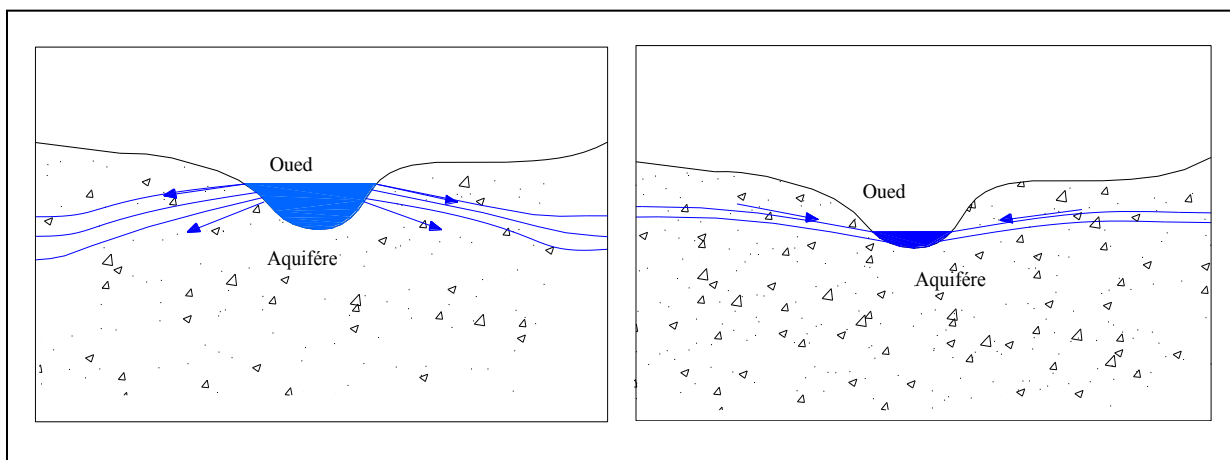


Figure 4-17 : Concept de la relation Oued-nappe.

Tant qu'il y a un débit de base, il y a alimentation de la nappe si le niveau piézométrique de la nappe et le plus bas, dans le cas contraire c'est l'aquifère qui alimente le débit de base, si cet équilibre se maintient continuellement, le débit de base persiste sur une longue période, dans le cas contraire, le débit de base sera très bref. Ce résonnement est simple et représente la réalité dans le cas général en prenant en compte les conditions aux limites.

2.1.2. Indice d'écoulement de base

Si on appelle Cr coefficient de ruissellement annuel et qui n'est autre que le rapport entre le volume ruisselé et le volume écoulé total, alors la quantité $1 - Cr = Cb$ représente la fraction du volume de base sur le volume total écoulé, on l'appelle souvent **indice d'écoulement de base**.

$$Cr = \frac{V_r}{V_t} \quad \text{et} \quad Cb = 1 - Cr$$

Les valeurs de V_t , V_r , Cr et Cb en fonction des années sont représentées dans le tableau suivant.

année	vt	vr	vb	cr	cb
83-84	147.05	69.61	77.43	0.47	0.53
84-85	264.7	103.89	163.8	0.39	0.6
85-86	376.9	250.27	126.63	0.66	0.34
86-87	468.98	276.31	192.67	0.59	0.41
87-88	58.7	25.21	33.48	0.43	0.57
88-89	511.15	445.68	65.46	0.87	0.13
89-90	37.38	18.54	18.84	0.49	0.51
90-91	136.33	86.9	49.4	0.64	0.36
91-92	294.34	218.06	76.23	0.74	0.26
92-93	18.46	11.75	6.71	0.66	0.36
93-94	25.89	20.39	5.5	0.78	0.21
94-95	180.50	140.25	40.25	0.78	0.22
95-97	225.04	151.73	73.31	0.67	0.33
97-98	39.18	27.26	11.92	0.7	0.3
98-99	137.87	102.35	35.51	0.74	0.26
99-00	226.3	157.11	69.18	0.7	0.3
00-01	60.99	43.57	17.41	0.72	0.28
01-02	164.39	132.79	31.6	0.81	0.19
02-03	43.74	31.66	12.08	0.73	0.27
03-04	154.23	93.39	60.83	0.61	0.39

Tableau 4 -5 : Evolution des coefficients Cr et Cb.

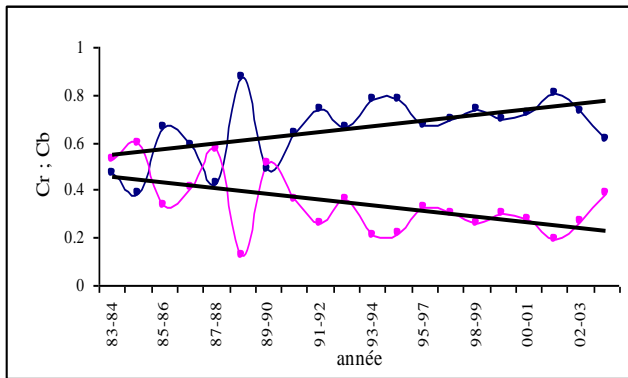


Figure 4 - 18 : Evolution des coefficients Cr et Cb au cours des années.

Les valeurs de Cr et Cb représentés graphiquement illustrent clairement la tendance croissante du ruissellement au profit de l'écoulement de base, l'écart moyen entre les deux valeurs augmente d'une année à l'autre.

Si on prends le coefficient Cb comme un indicateur de l'état du niveau de la nappe, cela nous permet de conclure que le niveau de la nappe s'abaisse d'une année à l'autre.

Pour justifier cette conclusion au moins qualitativement on a pris une série de mesures du niveau piézométrique du forage W082-136 (x=397.07, y=323.15) situé à l'amont de la plaine du moyen Cheliff sur la nappe alluviale qui longe l'Oued Cheliff sur la rive droite.

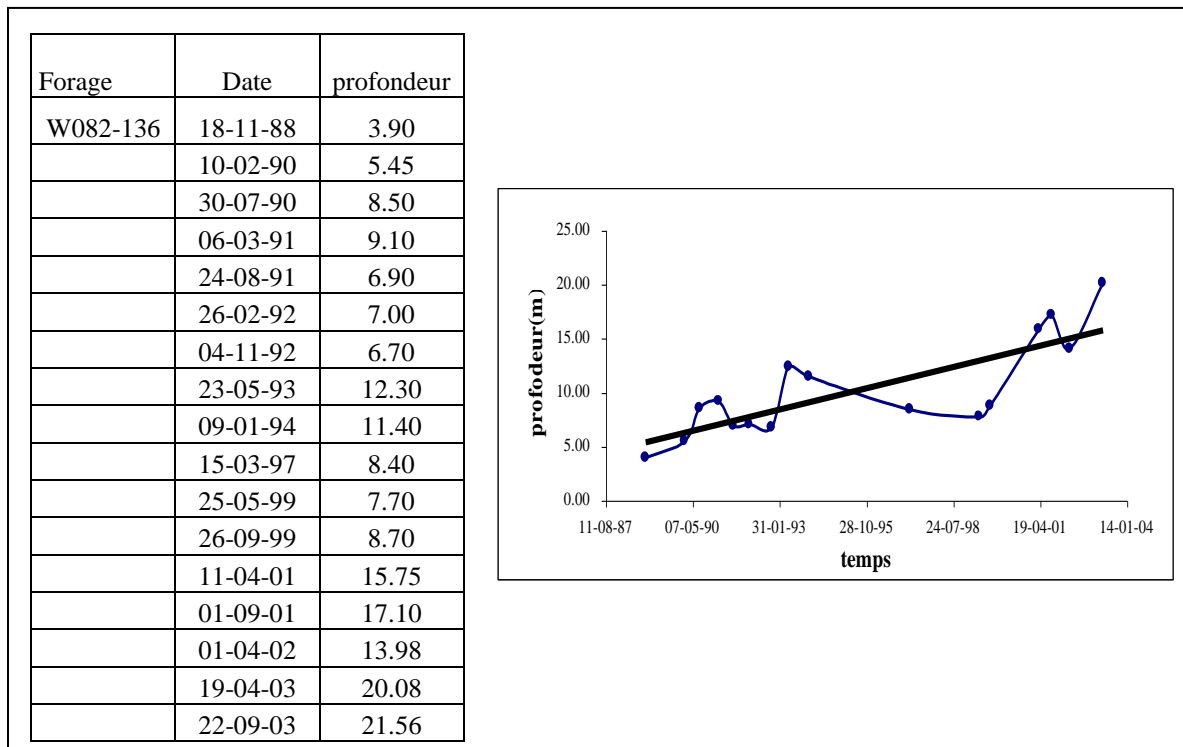


Figure 4-19 : Evolution du niveau piézométrique du forage (W082-136)(DHW.Chlef).

Conclusion

La concordance entre la diminution de l'écoulement de base au profit du ruissellement et l'évolution du niveau des nappes est la concrétisation de ce qui est publié par J.R.VAILLANT en 1977.

Bien que le concept physique de la relation nappe-oued est claire, le phénomène est tellement complexe que plusieurs processus entrants en jeu nous échappent. Son identification nécessite une étude bien approfondie afin d'explicitier toutes les variables et les facteurs qui le décrivent.

3. Impact sur l'agriculture

La région du Moyen Cheliff est en grande partie une zone d'agriculture, elle alimente en produits de fruits et légumes une population locale de près de 1000.000 d'habitants, elle exportait auparavant une grande quantité d'agrumes vers d'autres régions du pays et à l'étranger.

Le domaine de l'agriculture se divise en deux catégories :

- Une agriculture des produits céréales et fourragères irriguées uniquement par précipitations naturelles. Elle se situe généralement sur les terrains à moyenne et forte pente ou la couche arable est toujours sujette à l'érosion. La production dépend fortement de la pluviométrie annuelle et sa distribution mensuelle. L'irrégularité inter-annuelle des pluies mensuelles est souvent à l'origine des faibles rendement.

- Une agriculture sur les plaines et les terrains à faible pente consacrée à l'arboriculture et aux maraîchères. D'une superficie de 18000 ha qui se divise en plusieurs secteurs. Elle est équipée en grande partie d'un réseau d'irrigation qui date de la période coloniale.

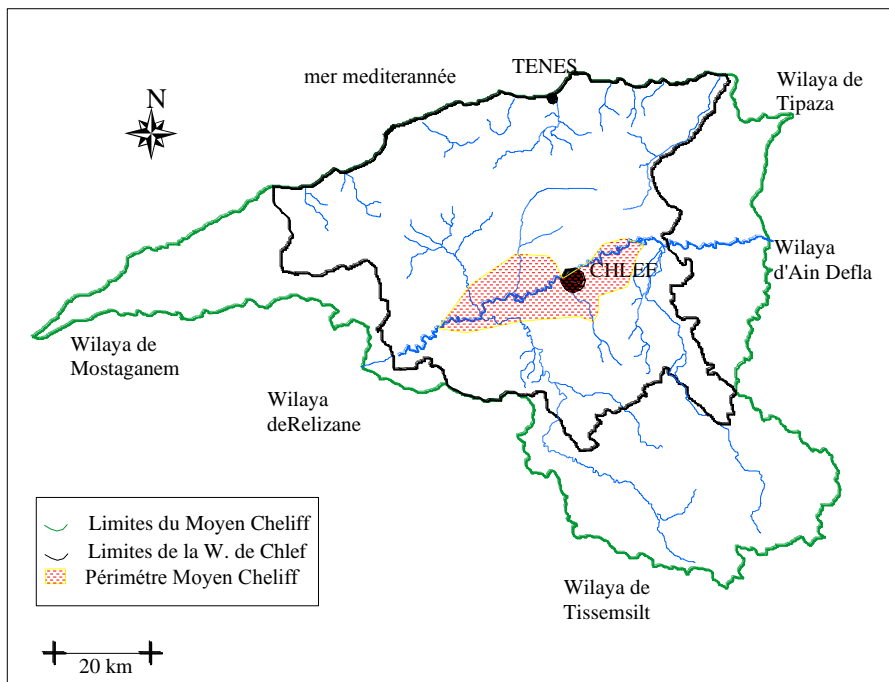


Figure 4-20 : Périmètre irrigué du Moyen Cheliff.

La principale ressource en eau d'irrigation provenait du barrage Oued Fodda situé sur le bassin de même nom, mis en service dès 1932 d'une capacité initiale de 228 Hm³.

Du barrage de dérivation d'Oum Drou sur L'oud Cheliff.

Du barrage de Sidi Yaacoub sur le bassin de Oued Sly d'une capacité initiale de 280 Hm³ destiné à l'irrigation des extensions Ouest et l'alimentation en eau potable de la ville de Chlef.

D'après le rapport annuel de la compagnie d'irrigation 2002/2003 élaboré par l'OPIC de Chlef concernant les contraintes rencontrées au niveau des ressources.

« Les ressources hydriques provenant du barrage d'Oued Fodda indispensable à l'irrigation de 75% environ du périmètre du Moyen Cheliff s'amenuise d'année, en année essentiellement à cause de deux importants phénomènes, à savoir :

- la sécheresse persistante qui perdure depuis longtemps ;
- l'envasement croissant qui diminue sans cesse les capacités de stockage de la réserve de cet important ouvrage hydraulique menace sérieusement l'avenir du patrimoine arboricole et des terres agricoles d'une grande superficie encore irrigable concernant les zones d'irrigation, dominées par la dite réserve.

Ces deux phénomènes sont également la cause d'une nette régression des superficies irriguées, par le barrage d'Oued Fodda. »

Le rapport de l'OPIC concrétise les effets de la sécheresse et de l'envasement des barrages sur l'avenir de l'agriculture dans le périmètre du Moyen Cheliff.

Ajoutant à ce déficit de ressources la mauvaise qualité de l'eau disponible causée par une grande concentration de la vase qui menace de plus en plus les stations de pompes et les équipements de distributions.



Figure 4 -21: Ensablement de la station de pompage de Boulefred sur l'Oued Sly.

3.1.Relation entre les superficie irriguées et les apports annuels

Comme on l'a mentionné ci-dessus la superficie irriguée dépend essentiellement des apports du barrage de Oued Fodda. La collecte des données concernant les campagnes d'irrigations d'une période allant de 1967 à 2002 d'après l'O.P.I.C de Chlef nous permet d'avoir une idée sur l'évolution de cette superficie et de sa relation avec les volumes lâchés du barrage.

année	1967	1968	1969	1970	1971	1972	1973	1974	
Vol.d'eau lâché (Hm3)	106.70	105.86	80.18	81.38	83.88	84.75	121.40	80.96	
Sup .irriguée (100.ha)	94.54	93.76	96.06	91.07	113.74	104.86	106.37	98.79	
1975	1976	1977	1978	1979	1980	1981	1982	1983	1984
103.38	91.20	119.14	80.33	91.00	103.74	108.63	67.16	54.23	35.35
95.88	102.57	107.31	100.51	104.20	107.57	90.74	91.80	80.86	71.42
1985	1986	1987	1988	1989	1990	1991	1992	1993	1994
45.04	69.73	96.00	61.41	44.00	38.00	30.00	32.64	25.63	22.32
77.85	94.51	100.50	77.98	60.02	50.06	47.40	44.80	36.21	27.56
1995	1996	1997	1998	1999	2000	2001	2002	2003	2004
31.25	17.44	50.34	46.43	38.40	11.20	45.84	18.82		
26.47	31.70	42.78	35.70	38.22	15.55	31.69	24.32		

Tableau 4-6 : Volume lâché et superficie irriguée (OPIC. Chlef).

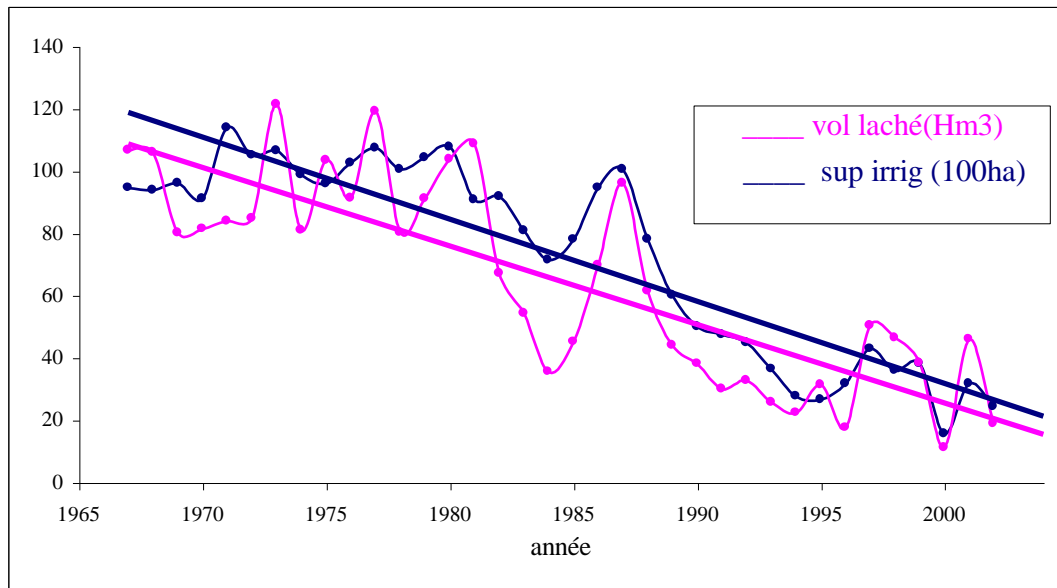


Figure 4 -22 : Evolution du volume lâché et de la superficie irriguée.

La superficie irriguée durant cette période évolue parfaitement avec les volumes lâchés du barrage Oued Fodda. Ce volume qui n'est que l'apport annuel du bassin à quelque Hm³ près et qui a évolué de la même manière que l'apport annuel de l'Oued Cheliff à la station Pontéba.

D'une valeur qui dépassait 10000 ha dans les années 70 à une valeur de 2000 ha, la superficie irriguée a diminuée de 80% dont les principales causes sont citées dans le rapport de l'O.P.I.C.

Pour estimer le volume d'eau annuel nécessaire à l'irrigation du périmètre Moyen Cheliff d'une superficie 18000 ha on a utilisé une régression linéaire entre le volume distribué et la superficie irriguée sur les données disponibles, puis on extrait la valeur recherchée par extrapolation de la droite de régression. La volume estimé est de 180 Hm³

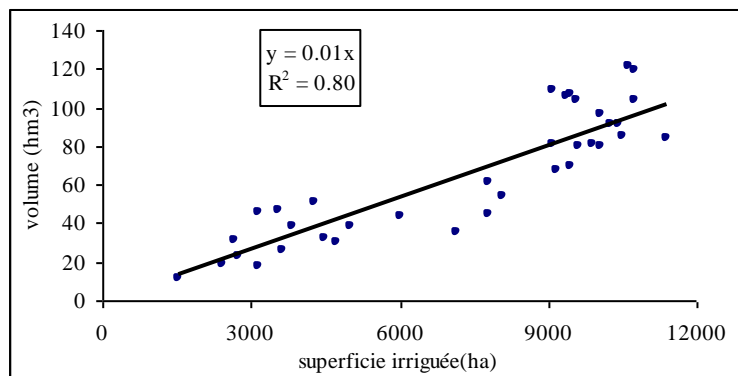


Figure 4-23 : Régression linéaire entre le volume lâché et la superficie irriguée.

4.Impact sur le milieu urbain

Introduction

Les besoins en eau douce des pays en voie de développement augmentent à un rythme qui s'accélère de décennie en décennie et même d'année en année. La population de ces pays s'accroît exponentiellement, il y a chaque jour dans le monde 200 000 êtres humains de plus, en Algérie le taux d'accroissement s'approche de 3%.

La région du Moyen Cheliff située au nord de l'Algérie ce qui veut dire que la densité de la population est importante et c'est à proximité des oueds et à l'aval des bassins versant que sont implantées les petites et les grandes agglomérations, c'est l'habitude humaine depuis l'antiquité et bien sur à des fins domestique, industrielle, et agricole.

4.1. Aléas et vulnérabilités

Ces agglomérations sont sujettes aux risques des inondations durant la période des hautes eaux suite à l'alea hydrologique ; les crues de fréquences différentes et à la **vulnérabilité** ; Aptitude des zones ou des cites à êtres submergées par les eaux de ces crues, la carte ci-dessous nous montre les zones inondables dans la wilaya de Chlef.

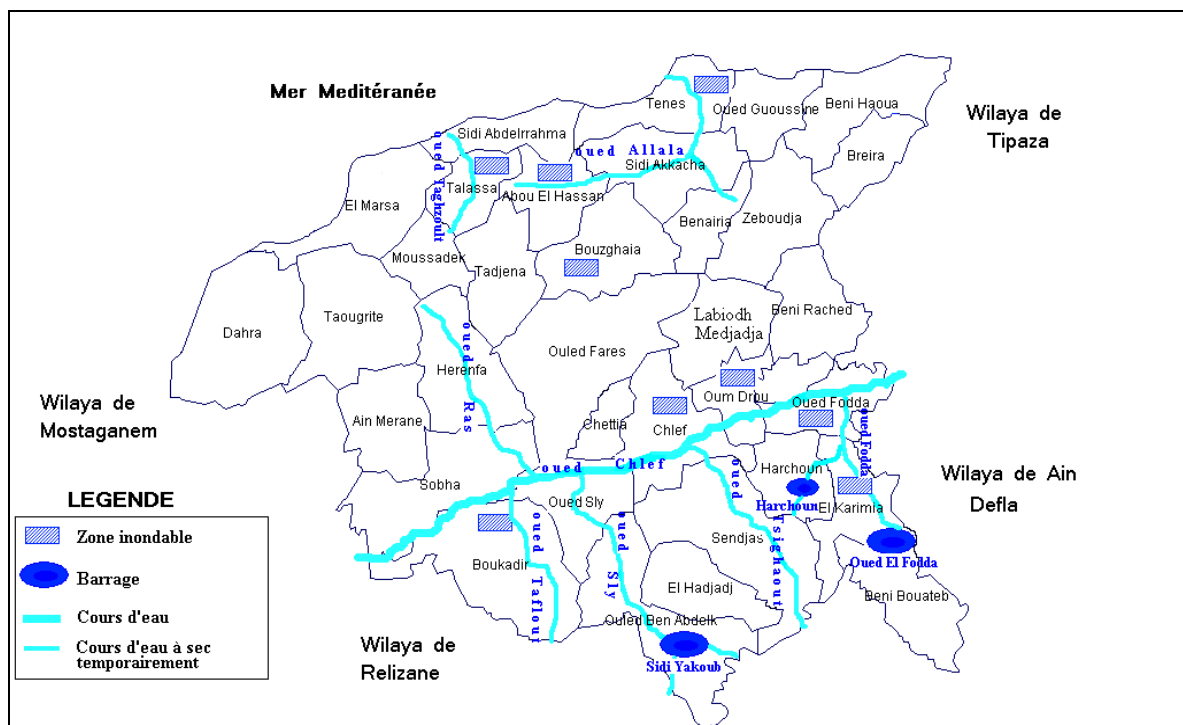


Figure 4 -24 : Zones de la Wilaya de Chlef exposées aux risques d'inondations (protection civile Chlef).

L'homme de tout temps s'est installé aux abords des rivières pour profiter de leurs avantages il doit en contre partie, en subir les caprices.

Les plus spectaculaires sont bien entendu liés aux crues, celles-ci peuvent entraîner de lourdes pertes humaines, matérielles, ainsi que la paralysie de la région touchée : Coupure du réseau routier, ferroviaire, électrique et dommages causée au habitations et au terres agricoles, en voici le nombre d'interventions de la protection civile dans la wilaya de Chlef durant ces dernières années.

année	interventions
1986	09
1987	10
1988	05
1989	06
1990	08
1991	02
1992	04
1993	07
1994	06
1997	03
1999	59
2000	143
2001	77
2002	03

Tableau 4 -7 : Nombre d'interventions de la protection civile(protection civile Chlef).

De récentes études entretenues dans différentes régions du monde dans le domaine de l'hydrologie et plus particulièrement en France ou plusieurs inondations sont survenues ces dernières années et principalement dans le sud de la France ou règne un régime climatique méditerranéen caractérisé par des précipitations de front d'une intensité très forte.

Leurs soucis était de définir ou de caractériser l'aspect d'une crue qui peut provoquer des inondation et des dégâts au riverains et pour qui en tient compte dans le dimensionnement des ouvrages et des occupations des sols.

La gestion d'une région vis a vis des risques qui peuvent causer des crues exceptionnelles causées par des averses d'une période de retour supérieur ou égale à 10 ans que se soit dans un bassin rurale ou urbain devra être un soucis majeur des décideurs afin de réduire les dépenses et minimiser les pertes humaines et matérielles, à titre d'exemple on présente ci-dessous un tableau qui montre les différentes dégâts causées par les inondation dans la wilaya de Chlef.

année	Familles sinistres	commune touchées	dégâts
1980	75	Oum Drou, Oued Fodda	Perte de récoltes Dégâts aux maisons
1985	60	Sidi Zkkacha Tadjna, Ténés, Talaasa, Chlef	Perte de récoltes, pénétration des eau a l'intérieur des maison
1987	60	Oued Fodda, Oued Sly, Boukadir, Chlef, Oumdrou	//
1988	40	Chlef, Tenes	Dégâts aux maisons
1989	51	Chlef, Tenes ,Oued Fodda, Zebboudja	Dégâts aux routes et aux maisons, perte de récoltes
1990	56	Chlef, Tenes ,Sidi Akkacha, Oum drou	Dégâts aux maisons
1994	145	Chlef, Oued Fodda	Pénétration des eaux à l'intérieur des maison et des entreprises, blocage des routes
2000	26	Chlef, Tenes	Pénétration des eaux à l'intérieur des maisons, perte de récoltes
2001	1656 13morts 2perdues,34blesses	19 communes touches	Dégât aux infrastructure, de base, pertes de récoltes

Tableau 4 -8 : Dégâts causés dans différentes communes durant les deux dernières décennies (protection civile Chlef).

Pour pouvoir faire face à ces risques d'inondations, les décideurs ont besoin d'outils leur permettant de mieux gérer ces situations de crise. Certes, « on n'empêchera pas la pluie de tomber », cependant les efforts pour réduire les risques peuvent porter dans deux directions complémentaires :

- la prédétermination des évènements « crues décennales ou centenaire » susceptibles de se produire un jour (**alea**).
- la prévention contre ces évènements en intervenant sur les lieux qui sont sujets aux risques, ce qui est définit par la (**vulnérabilité**).

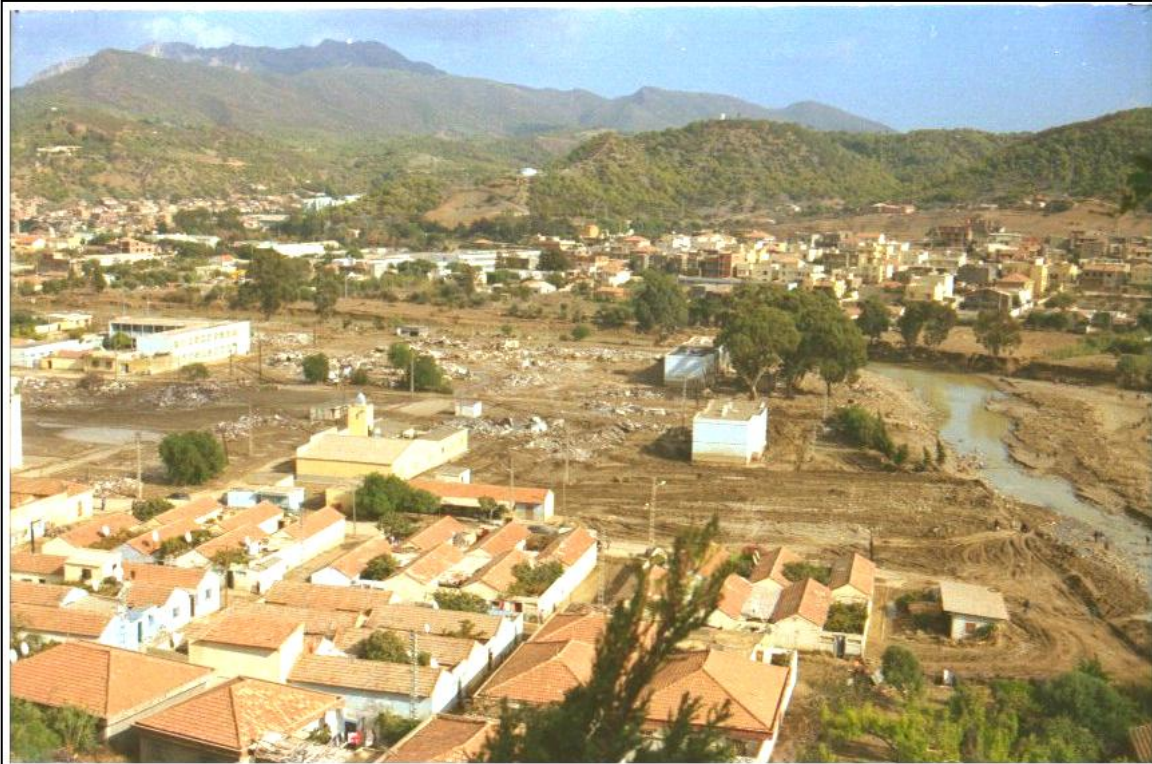


Figure 4-25 : Zone vulnérable à l'embouchure de O. Allala ville de Ténès

4.2. Besoin en eau potable

En période des basses eaux, coïncidence d'une période non pluvieuse avec une température qui atteint 40 °C en mois de juillet et août, les besoins en eaux de consommations domestiques et industrielles sont maximales.

La satisfaction d'une population de la wilaya de Chlef de plus de 1000.000 d'habitants et un taux d'accroissement de 3%, avec une dotation de 200 à 300 l/hab./j est l'une des préoccupations majeures des autorités locales, sachant que les débits d'étiages sont nuls durant toute cette période, et la principale ressource utilisée jusqu'à présent est l'eau souterraine des principaux aquifères de la région, qui sont soumis eux aussi au régime d'écoulement dans les bassins versants.

Besoins actuelles en eau potable

Si on opte pour une dotation de 300 l/hab./j compte tenu de l'importance des agglomérations et sans compter les pertes par défaillance du réseau qui peuvent atteindre 20%, les besoins sont évaluée à plus 69 Hm³/an.

Mais le volume réellement distribués est de 22 Hm³/an exploité uniquement à partir des eaux souterraines de la plaine du Moyen Cheliff (ABH.2004). Soit une dotation réelle de 86 l/hab./j.

A l'horizon 2010, avec un taux d'accroissement de 3% la population atteindra plus d'un million d'habitants, et si on est contraint d'améliorer la dotation pour atteindre une valeur moyenne de 150 l/hab./j, on aura besoin d'un volume de 45 Hm³/an, ce qui ne peut pas être fournie uniquement à partir des forages, c'est pour cette raison que les services concernés ont détournés 30 Hm³/an des eaux du barrage de sidi Yaacoub vers l'alimentation en eau potable de la Ville de Chlef, destiné auparavant uniquement pour l'irrigation du Moyen Cheliff Ouest.

4.3.Pollution de l'Oued Cheliff

Le tronçon de l'Oued Cheliff qui traverse la willaya de Chlef sur une longueur de 60 km avec une pente très faible fait l'objet d'un émissaire de collecte des eaux usées des agglomérations situées sur les deux rives. En période des hautes eaux, la dilution est garantie par un débit suffisant d'année en année, mais en période estivale le débit d'étiage est quasiment nul durant plus de trois mois ce qui permet la stagnation des eaux polluées pendant toute cette période.



Figure 4-26 : Pollution de l'Oued Cheliff à la ville de Chlef

Favorisant ainsi une eutrophisation cause de prolifération d'insectes (moustiques) qui transmettent des maladies hydriques, dégagement d'une odeur désagréable ainsi que la pollution de la nappe alluviale qui longe l'oued sur la rive droite jusqu'à la plaine de Relizane.

Conclusion générale

La particularité climatique de la région du Moyen Cheliff qualifiée par les hydrologues de la période coloniale d'une partie du désert égarée dans le tel où la pluviométrie était supérieure à celle d'aujourd'hui de 100 mm et l'effet de serre n'existait pratiquement pas.

Située au centre du nord de l'Algérie à proximité de la méditerranée, elle est caractérisée par un climat semi-aride accentué avec un écart de température entre l'été et l'hiver de plus de 20 °C.

La pluviométrie qui varie de 260 à l'ouest de la vallée à 500 mm aux niveaux des monts du Dahra et de l'Ouarsenis est pratiquement insuffisante aux cultures traditionnelles pour arriver à maturité d'ou la nécessité d'un arrosage supplémentaire en fin du printemps.

L'évapotranspiration est maximale durant les mois non pluvieux imposant une irrigation artificielle des cultures maraîchères et l'arboriculture qui débute du mois d'avril jusqu'au mois d'octobre pour remédier au déficit agricole.

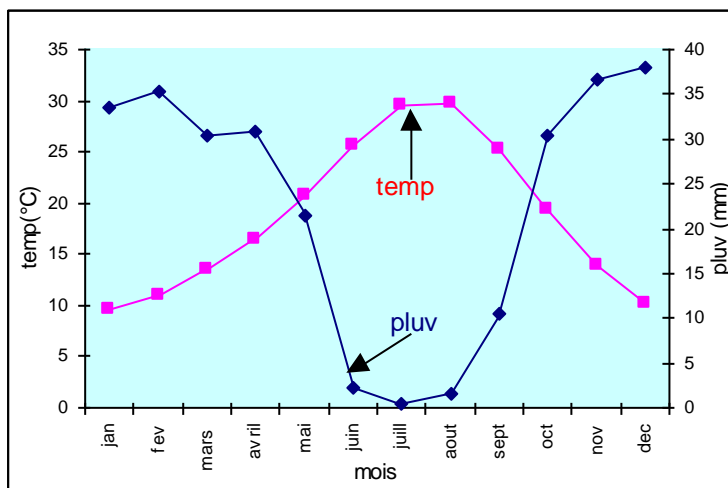


Figure 3 : Courbe ombro-thermique à la station Chlef ANRH

L'écoulement dans les oueds obéit à un régime simple d'origine pluvial, des crues subites durant la période pluvieuse et un débit d'étiage souvent nul pendant la période estivale où les besoins en irrigation et en eau potable sont maximaux.

Les apports annuels et mensuels sont d'une irrégularité inter-annuelle importante en plus d'une décroissance continue depuis plusieurs années.

Le phénomène des crues prend une grande envergure, de plus des dégâts que peut causer aux riverains et aux surfaces agricoles, son apparition dès le début de l'année hydrologique avec les pluies d'automne trouve un sol nu est défriché sur presque toute la superficie de la région sauf le bassin de Oued Sly, provoquant ainsi une érosion importante évaluée à 1500 T/km²/an au niveau du bassin de Allala le plus en équilibre.

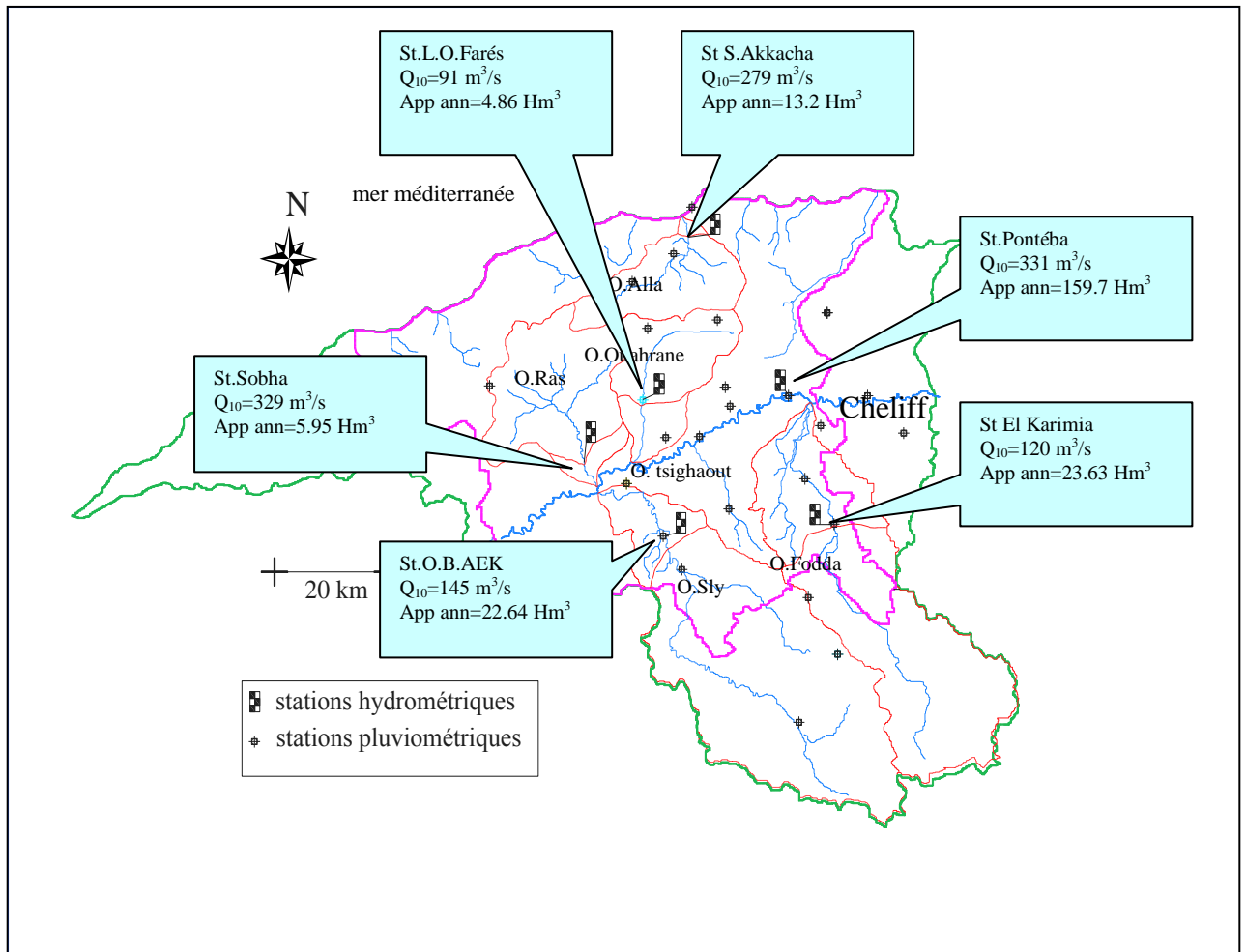


Figure 4 : Débit max décennal et apport moy ann aux niveaux des six stations

Cet état de fait est à l'origine de plusieurs problèmes environnementaux.

L'irrégularité de l'écoulement durant l'année nous oblige à construire des barrages pour capter les quantités d'eau nécessaires aux besoins croissants de la région et formant un obstacle devant la propagation des ondes de crues. Malheureusement ces barrages sont exposés à un engorgement remarquable réduisant d'année en année sa capacité.

Mais les deux barrages existants n'ont jamais atteints leurs capacité maximale principalement celui de Oued Sly ou l'apport annuel était surestimé.

De ce fait le volume d'eau moyen inter-annuel emmagasiné dans les deux barrages ($46 Hm^3$) ne suffit pas les besoins annuels en eau potable et agricole qui s'évaluent à $225 Hm^3$. Cette différence flagrante est comblée par l'exploitation des nappes souterraines d'une manière abusive en dépassant le volume renouvelé annuellement ce qui entraîne le rabattement des nappes d'une année à l'autre, provoquant ainsi une rupture de la relation oued –nappe vis à vis de l'entretien du débit d'étiage.

Ces phénomènes persistent et s'accroissent de plus en plus, pour y remédier, il est nécessaire de capter tous les apports annuels de la région qui s'évaluent à plus de 220 Mm³ on construisant de petits barrages et des retenues sur les différents affluents, évidemment cela doit être accompagné d'une restauration des bassins versants afin de limiter l'érosion et atténuer les débits des crues.

Une fois les ressources superficielles auront suffits les besoins, on cessera d'exploiter les eaux souterraines, un équilibre s'établira et on pourra régulariser les débits des cours d'eau en période d'étiages.

Il existe évidemment d'autres moyens d'accroissement de la ressource comme la régénération des eaux usées et le dessalement des eaux salées qui ont un double effet positif.

Références bibliographiques

- ABH.(2004). Cadastre hydraulique du bassin hydrographique du Cheliff-aval du barrage de Boughzoul. Première partie(haut et moyen Cheliff).
- ABH. (2002). Etude de la protection de Oued Cheliff contre la pollution urbaine et industrielle tronçon Oued Harbil – Oued Sly.
- Achour, F.(1997). Conditions hydrologiques et disponibilité en eau en région semi-aride : application de méthodologies nouvelles au bassin du Cheliff, Algérie (université de Franche-comté)
- Aguesse. P (1975). L'écologie. Edition Seghers. Paris.
- ANB. Projets en cours de réalisations. Principales contraintes (Ministère des ressources en eaux Alger).
- ANRH (1989). Eau et sols d'Algérie.
- Balayn, P.(2001). Contribution à la modélisation numérique de l'évolution morphologique des cours d'eau aménagés lors des crues. Lyon
- BDPA Scetagri .(1984). Etude de réaménagement et de l'extension du périmètre du Moyen Cheliff (AGID. Alger)
- Bouzouidja, S. (2001). Contribution à l'étude d'aménagement du bassin versant du cours d'eau de la Chiffa (thèse de Magister université Saad Dahleb Blida)
- Castany, G.(1982) : Principes et méthodes de l'hydrogéologie (Dunod, Paris)
- Dercourt,J. Paquet, J. Géologie objet et méthode (Dunod université).
- Dubreuil, P. (1974). Initiation à l'analyse hydrologique. Masson et Cie ORSTOM
- Demmak, A (1982) . Contribution à l'étude de l'érosion et des transport solides en Algérie septentrionale. Université de Pierre et Marie Curie. France.

- Greco, J. (1966). L'érosion la défense et la restauration des sols, le reboisement en Algérie (ministère de l'agriculture Alger)
- Javelle, P. (2001). Caractérisation du régime des crues, le modèle débit - durée – Fréquence Convergent. Approche locale et régionale. Thèse de doctorat. Cemagref Lyon.
- Kabouya, M. (1990). Modélisation pluie-débit aux pas de temps mensuel et annuel en Algérie septentrionale. Centre d'Orsay. Cemagref. Université Paris-sud.
- Laborde,J,P. (2003). Hydrologie de surface. Agence nationale des ressources hydriques.
- Llamas, J .(1993). Hydrologie Générale principes et applications
- Mahieddine, M. (1997). Quantification et variabilité de l'érosion parcellaire sous simulation de pluie dans le bassin versant de l'Oued Mina (INA El-Harrach. Alger)
- Milnitchouk, V . Arabadji,M (1983) . Géologie générale. Edition Mir Moscou.
- Moallemi, P,A. (1988). Mise au point d'une méthode d'estimation de la crue décennal sur un petit bassin versant non jaugé. Centre d'Orsay. Cemagref. Université Paris-sud.
- Naulet, Robin.(2002). Utilisation de l'information des crues historiques pour une meilleurs prédétermination du risque d'inondation application au bassin de l'Ardèche. Grenoble
- OPIC. (2003) . Bilan annuel d'exploitation (Ministère des ressources en eau, unité Moyen Cheliff)
- Perrin, c. (2000). Vers une amélioration d'un modèle global pluie-débit au travers d'une approche comparative. Cemagref Antony
- Pugachev, V (1982). Théorie des probabilités et statistiques mathématique. Edition Mir Moscou.

- Remaoun, M. (1996). Contribution à l'étude des formes externes des écoulements dans les cours d'eau du Cheliff (thèse de Magister C.U Chlef).
- Remini, B. Avenard ,J. Kettab, A.(2003). Envasement des barrages. Edition Cedoc Algérie.
- Ribestein, P.(1990). Modèles de crues et petit bassin versant au Sahel (Edition de l'ORSTOM)
- Sauquet, E.(2000). Une cartographie des écoulements annuels et mensuels d'un grand bassin versant structuré par la topographie du réseau hydrographique. Cemagref. Lyon.
- Shrambach (1966). Exploitation et conservation de la nappe des calcaires à Lithothamnium(département d'El-Asnam. Ministère des travaux publics).
- Schrambach – Mariani –Mostefa – Lefort (1966). Exploitation et conservation des nappes souterraines des plaines du haut moyen et bas Cheliff et de la Mina inférieure (département d'El-Asnam .Algérie).
- Touaibia,B. (1992). Erosion – transport solide – envasement de barrage. cas du bassin versant de l'oued Mina. Thèse de doctorat (INA. El-Harrach. Alger).
- Valiron, f. (1989). Gestion des eaux, cours de l'école nationale des ponts et chaussées. Paris
- Vaillant. J.R.(1977). Accroissement et gestion des ressources en eau Edition Eyrolles. Paris
- Yahiaoui, M. (1997). Contribution à une étude comparative des méthodes d'estimation des crues. cas du bassin versant de l'oued Mina (thèse de Magister ESNH.Blida)

Annexe 2

Lois de distributions

Les lois de distributions utilisées dans l'analyse statistique des échantillons des pluies et des débits.

La loi normale

Nous commençons par la loi normale ou loi de Gauss qui est la première utilisée en statistique appelée souvent courbe en cloche elle représente la distribution de la population de toute variable naturelle quand le nombre d'individus tend vers l'infini.

soit x une variable aléatoire d'un phénomène naturel défini sur l'intervalle $]-\infty, +\infty[$

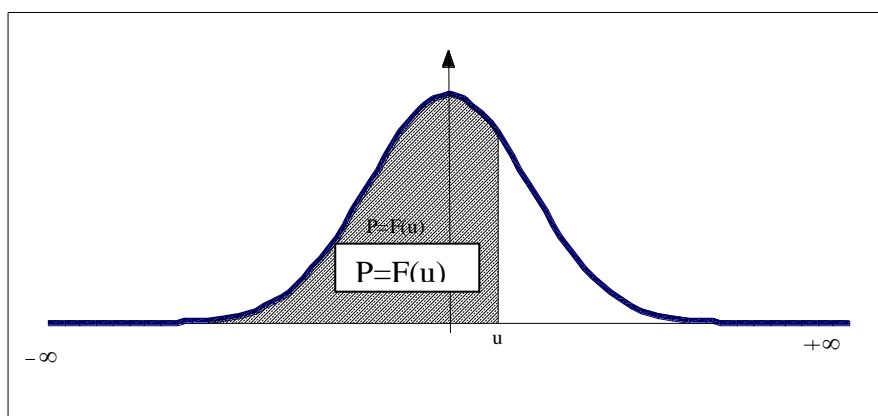
Sa fonction de densité de probabilité $f(x)$ est:

$$f(x) = \frac{1}{\sigma\sqrt{2\pi}} \exp(-u^2/2) \quad \text{avec } u = \frac{x - \bar{x}}{\sigma} ;$$

le paramètre de tendance centrale $\bar{x} = \frac{\sum_{i=1}^n x_i}{n}$

est à la fois la moyenne, le mode est la médiane.

Le paramètre de dispersion : $\sigma_x = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^n (x_i - \bar{x})^2}{n-1}}$ est l'écart - type (racine carrée de la variance)



L'aire comprise entre la courbe et l'axe des abscisses est égale à l'unité

$$\int_{-\infty}^{\infty} f(x) dx = 1 ; \quad \text{Alors on définit la fonction de répartition } F(x) :$$

$$F(x) = \int_{-\infty}^u f(x) dx = \int_{-\infty}^u \frac{1}{\sigma\sqrt{2\pi}} \exp(-u^2/2) . dx \quad \text{comme la fréquence au non-dépassement de } u$$

$F(u) = \text{Prob}(U \leq u)$

La fonction de répartition $F(u)$ est donnée sous forme de tableau

Le passage de la distribution expérimentale des valeurs observées à la distribution théorique se fait de la façon suivante :

on calcule la moyenne $\bar{x} = \frac{\sum_{i=1}^n x_i}{n}$ et l'écart type $\sigma_x = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^n (x_i - \bar{x})^2}{n-1}}$

on aura la loi de densité de probabilité : $f(x) = \frac{1}{\sigma\sqrt{2\pi}} \exp\left(-\frac{1}{2} \left(\frac{x-\bar{x}}{\sigma}\right)^2\right)$

Et la fonction de répartition : $F(x) = \frac{1}{\sigma\sqrt{2\pi}} \int_{-\infty}^x \exp\left(-\frac{1}{2} \left(\frac{x-\bar{x}}{\sigma}\right)^2\right) dx$

Ajustement graphique

Dans une feuille de calcul EXCEL on fait un tableau de la forme suivante :

Ex : pluie annuelle à la station Sidi Akkacha.

Valeurs de départ	Valeurs classées	Ordre de classement	Fréquence expérimentale	Variable réduite	Valeur expérimentale	Valeur théorique
768,3	312,7	1	0,0179	-2,101	312,7	262,3
454,6	329,9	2	0,0536	-1,612	329,9	320,9
727,3	373,6	3	0,0893	-1,345	373,6	352,8
559,0	379,8	4	0,1250	-1,150	379,8	376,2
521,9	388,8	5	0,1607	-0,991	388,8	395,2
675,3	405,6	6	0,1964	-0,854	405,6	411,7
583,0	414,3	7	0,2321	-0,732	414,3	426,4
646,6	420,6	8	0,2679	-0,619	420,6	439,9
379,8	439,6	9	0,3036	-0,514	439,6	452,5
485,7	454,6	10	0,3393	-0,414	454,6	464,4
414,3	459,2	11	0,3750	-0,318	459,2	475,9
579,6	470,5	12	0,4107	-0,225	470,5	487,0
545,1	477,1	13	0,4464	-0,134	477,1	497,9
628,7	485,7	14	0,4821	-0,045	485,7	508,7
477,1	516,3	15	0,5179	0,045	516,3	519,4
420,6	521,9	16	0,5536	0,134	521,9	530,1
405,6	545,1	17	0,5893	0,225	545,1	541,0
666,0	550,7	18	0,6250	0,318	550,7	552,1
470,5	559,0	19	0,6607	0,414	559,0	563,6
373,6	579,6	20	0,6964	0,514	579,6	575,6
312,7	583,0	21	0,7321	0,619	583,0	588,2
550,7	612,4	22	0,7679	0,732	612,4	601,6
612,4	628,7	23	0,8036	0,854	628,7	616,4
329,9	646,6	24	0,8393	0,991	646,6	632,8
459,2	666,0	25	0,8750	1,150	666,0	651,8
439,6	675,3	26	0,9107	1,345	675,3	675,2
516,3	727,3	27	0,9464	1,612	727,3	707,1
388,8	768,3	28	0,9821	2,101	768,3	765,7

On classe les valeurs en ordre décroissant x_1 à x_n

On calcule la fréquence expérimentale de chaque x_i par la formule :

$$F(x_i) = \frac{i-0.5}{n}$$

i est l'ordre de x_i ; n est la taille de l'échantillon

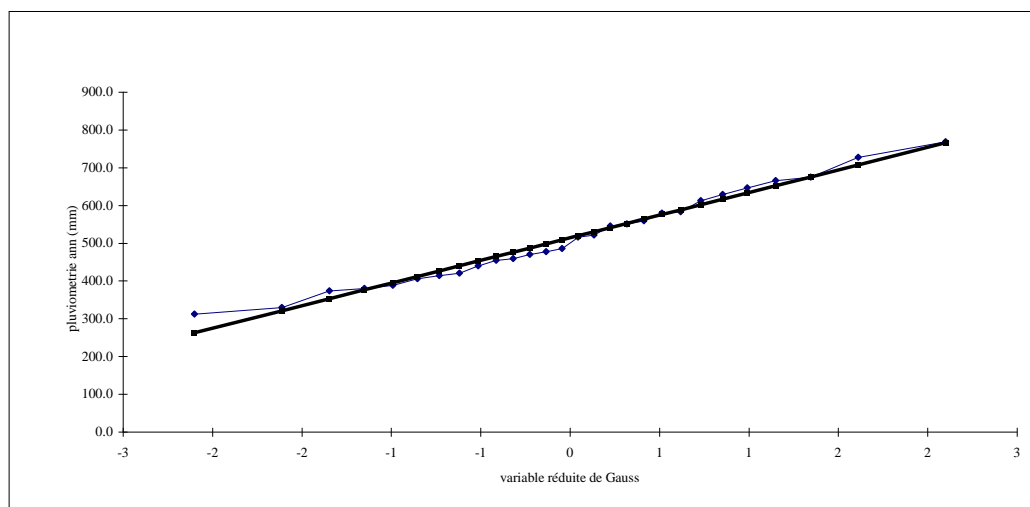
à chaque valeur de $F(x_i)$ correspond une valeur de u , Variable réduite (u) est tiré du tableau de la fonction de répartition de Laplace.

$$F(u) = \frac{1}{\sqrt{2 \cdot \pi}} \int_{-\infty}^u \exp(-u^2/2) du$$

La variable théorique $x_{i \text{ th}}$ est calculé par l'expression :

$$x_{i \text{ th}} = \bar{x} + \sigma u$$

sur un graphique à échelle de Gauss on représente les valeurs naturelles expérimentales et théorique en fonction de la variable réduite de Gauss u .



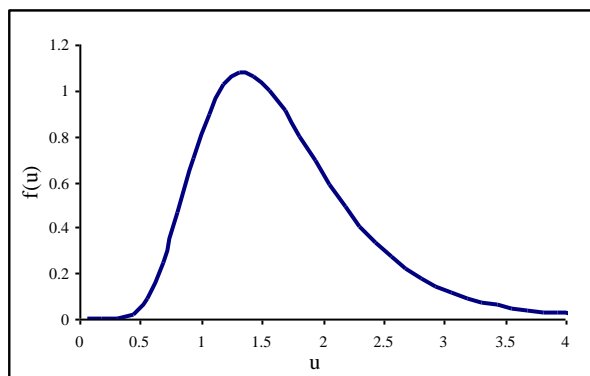
L'alignement des points expérimentaux sur la droite peut être une preuve de l'adéquation de la loi utilisée, le coefficient de détermination R^2 est utilisé comme test d'adéquation dans tout les cas.

Souvent on exprime la fréquence d'apparition en terme de période de retour $T=1/F$

Soit x_F la valeur théorique de fréquence au non-dépassement F , on lui associe une période de retour T durant laquelle l'évènement peut se produire au moins une fois.

La loi de Galton (log-normale ou de Gibrat-Gauss)

Plusieurs échantillons de variables hydrologiques ne sont pas distribués normalement et présentent une densité de probabilité dissymétrique c'est à dire que le pourcentage des grandes valeurs est différent de celui des valeurs faibles.



alors l'utilisation des logarithmes des valeurs fait atténuer cette différence, on aura a remplacer dans la fonction de la loi normale la valeur de x par $\ln(x-x_0)$ ce qui donne :

la variable réduite de Gauss : $u = a \ln(x-x_0) + b$ avec $x_0 > 0$

et la fonction de répartition : $F(x) = \frac{1}{\sqrt{2\pi}} \int_{-\infty}^u \exp(-u^2/2) .du ; x \in] x_0, + \infty [$

il reste à déterminer les paramètres : x_0 , a et b on posant :

$$\bar{x} = \frac{\sum_{i=1}^n x_i}{n} \text{ moyenne des } x_i ; \quad \sigma_x = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^n (x_i - \bar{x})^2}{n-1}} \text{ écart type des } x_i$$

$$\mu_3 = \frac{1}{(n-1)(n-2)} \sum_{i=1}^n (x_i - \bar{x})^3 \text{ moment centré d'ordre 3}$$

on obtient trois équations à trois inconnues :

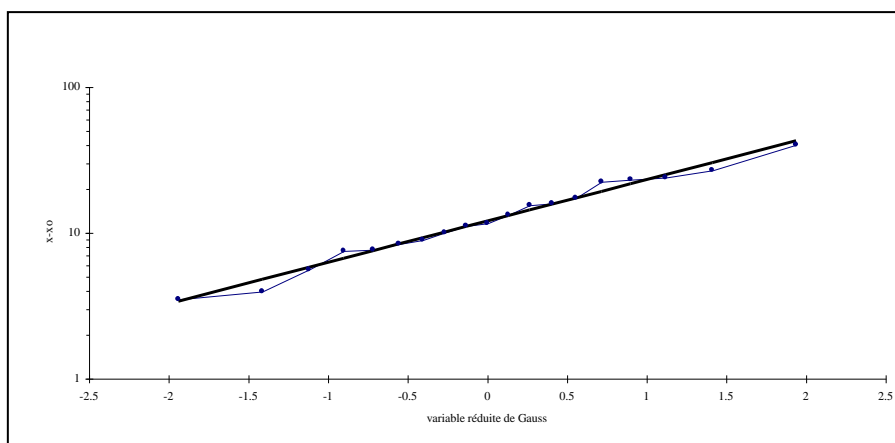
$$\frac{\sigma^4}{\mu_3} = \frac{(\bar{x} - x_0)^3}{\sigma^2 + 3(\bar{x} - x_0)^2} \quad (1)$$

$$a = \frac{1.1517}{\sqrt{\ln\left[1 + \frac{\sigma^2}{(\bar{x} - x_0)^2}\right]}} \quad (2)$$

$$b = \frac{1.1513}{a} + a \ln(\bar{x} - x_0) \quad (3)$$

Les calculs sont fait sur une feuille de calcul EXCEL.

Et de la même manière que la loi normale Les couples $(x_i - x_0)$, $F(u)$ seront reportés sur un graphique de Gauss avec une échelle à ordonnée logarithmique.



La loi de Gumbel

Parmi les lois à dissymétrie positive on utilise souvent la loi de Gumbel dans le cas des valeurs extrêmes.

Sous sa forme simple généralement utilisé :

$$F(x) = e^{-e^{-u}} \quad u = \frac{(x - x_0)}{s} \quad x \in]-\infty ; +\infty [$$

x_0 est le paramètre de position

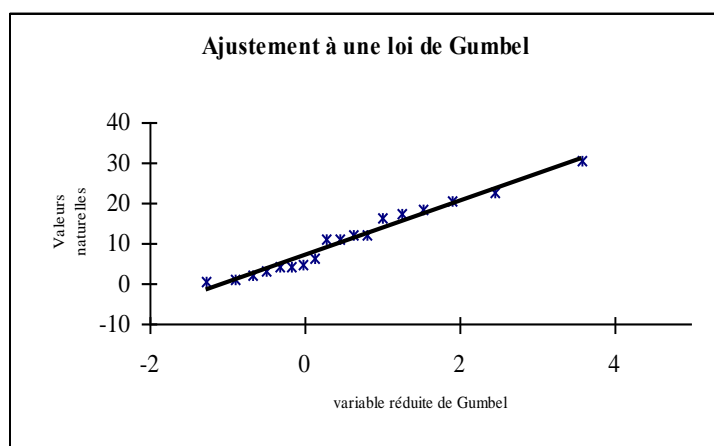
s est le paramètre d'échelle différent de zéro et positif

l'estimation de ces paramètres par la méthode des moment

$$s = 0.78 \sigma_x \quad ; \quad x_0 = \bar{x} - 0.577 s$$

$$\sigma_x = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^n (X_i - \bar{x})^2}{n-1}} \quad ; \quad \bar{x} = \frac{\sum_{i=1}^n X_i}{n}$$

la représentation graphique se fait sur un repère à échelle de Gumbel, en abscisse la variable de Gumbel u et en ordonnée la variable naturelle x



Régressions simples

Si on juge qu'il y a dépendance entre deux variables x et y il est possible de dégager une relation linéaire ou non linéaire $y = f(x)$, cette loi doit être la meilleur qui représente la relation entre y et x .

Dans le cas ou $y=f(x)=ax + b$ équation d'une droite, on est amené à déterminer les valeurs de a et b telles que la somme des carrés des différences entre la valeur observé y_i et la valeur calculée $f(x_i)$ soit minimale.

$$\text{Soit : } \mathcal{E}_i = y_i - a x_i - b$$

Pour que $\sum_{i=1}^n \mathcal{E}_i^2$ soit minimale alors il faut que ses dérivées partielles par rapport à a et à b

soient égales à zéro se qui revient à écrire $\sum_{i=1}^n \mathcal{E}_i = 0$

Et que les écarts \mathcal{E}_i sont indépendants de x ; $\sum_1^n x_i \mathcal{E}_i = 0$

On aura le système d'équation suivant qui permet de calculer a et b :

$$\sum_1^n y_i - a \sum_1^n x_i - nb = 0$$

$$\sum_1^n x_i y_i - a \sum_1^n x_i^2 - b \sum_1^n x_i = 0$$

Ce procédé est appelé méthode des moindres carrés.

Le coefficient de corrélation R est une valeur comprise entre -1 et 1 et qui sert dans tout les cas de montrer une bonne ou mauvaise relation entre x et y .

$$R = \frac{\sum x_i y_i - n \bar{x} \bar{y}}{(n-1) \sigma_x \sigma_y}$$

Le coefficient de détermination R^2 compris entre 0 et 1 et utilisé dans tout les régressions linéaires et non linéaires comme test d'adéquation ou de significativité de la relation.

Le logiciel EXCEL peut effectuer des régressions linéaires et non linéaires en plus il donne leurs coefficients de déterminations.

Annexe 1

Les courbes hypsométriques des sous bassins

