

LISTE DES ABREVIATIONS

ANRH : Agence Nationale des Ressources Hydriques.

PER : Plan d'exposition aux risques naturels.

PPR : Plan de protection contre les risques naturels.

PDAU : plan directeur d'aménagement et d'urbanisme.

MEDD : Ministère de l'Ecologie et de Développement Durable.

NOAA : National Océanique and Atmosphérique Administration.

Kc : Coefficient de Gravelius.

A : L'air du bassin versant (Km²).

H_{moy} : Altitude moyenne(m).

A: surface du bassin versant (Km²).

I_g : indice de pente globale.

I_p : indice de pente de roche.

I_m : pente moyenne.

D_s : Dénivelée spécifique (m).

D_d : Densité de drainage (Km/Km²).

C_t : Coefficient de torrentialité.

F: Fréquence des talwags élémentaires.

E : Coefficient d'allongement.

T_c : temps de concentration (heures).

V_r : Vitesse moyenne de ruissellement (Km/h).

Q₂ : Quotient pluvio-thermique d'emberger.

P_{moy} : précipitations moyennes mensuelle (mm).

P_{an} : précipitations moyennes annuelle(mm).

T_{moy} : Température moyenne mensuelle (°C).

I : Indice d'aridité annuel de de Martonne.

P_{j max} : : précipitations journalières maximale(mm).

L : longueur du talweg principale (km).

Q₁ : débit de crue (m³/s).

L : longueur du tronçon (m).

b : largeur du canal (m).

H canal : hauteur de canal (m).

H eau:le tirant d'eau

S : surface mouillé (m²).

P : périmètre mouillé (m).

R_h : rayon hydraulique (m).

H cr : hauteur critique (m).

N fr : nombre de Froude.

Liste des figures

Figure I.1 : Les risques d'inondation	8
Figure I.2 : Lit mineur d'un cours d'eau	8
Figure I.3 : Lit moyen d'un cours d'eau	9
Figure I.4 : Lit majeur d'un cours d'eau	9
Figure I.5 : Inondation par remontées des nappes phréatiques	13
Figure I.6 : Inondation du 10/11/2001 à Bab El-Oued (Alger).....	18
Figure I.7 : Inondations en Algérie (Alger, 11/2001)	19
Figure I.8 : Inondations en Ghardaïa (10/2008).....	19
Figure I.9 : Model conceptuel du risque	21
 Figure II.1 : Recalibrage d'un cours d'eau	28
Figure II.2 : Oued Mekerra rééquilibré dans la traversée de Ras El-Ma.	29
Figure II.3 : Digue de navigation du Rhône en charge en permanence	31
Figure II.5 : Mécanismes de rupture des ouvrages en remblai.	31
Figure II.6 : Positions de la digue par rapport aux cours d'eau.	32
Figure II.7: Schéma d'une digue	33
Figure II.9 : Digue enroché.....	34
Figure II.10 : Aménagement des berges de l'oued contre le glissement.	35
Figure II.11 : Schéma de fonctionnement d'un barrage écrêteur de crue.....	36
Figure II.12 : Schéma de fonctionnement d'un barrage ecrêteur de crue.....	38
Figure II.13 : Définition des cotes RN, PHE et de la revanche.	40
Figure II.14 : Correction torrentielle.....	41
Figure II.15 : Correction torrential.....	42
Figure II.16 : Implantation des épis.	43
Figure II.17 : Technique de banquettes.....	43
Figure II.18 : Fonctionnement d'ouvrage de stockage en dérivation.....	45
Figure II.19 : Canal de dérivation au Sud de la ville de Sidi Bel Abbés.	45
 Figure III.1 : Illustrant les sédimentations lourdes crues d'Oued	49
Figure III.2 : L'érosion des berges d'oued causant des dépôts de sédiments	50
Figure III.3 : Inondation des terres agricoles lors des crues	50
Figure III.4 : Inondation de terre au niveau de traversée de route	51
Figure III.5 : Arrivée de l'eau au niveau du canal en PM.....	51
Figure III.6 : Arrivée de l'eau au niveau de la galerie	52
Figure III.7 : Tracée de l'oued nécessite un recalibrage	52
Figure III.8 : Arrivée de l'eau au niveau de traversée de chemin de fer.....	52
Figure III.9 : Situation géographique De la zone à étudier.....	54
Figure III.10 : Carte géologique de la zone d'étude.	55
Figure III.11 : Réseau Hydrographique de la ville d'Ain Fezza.	57
Figure III.12 : Réseau Hydrographique adjacent de la ville d'Ain Fezza avec coordonnées.	57
Figure III.13 : Rectangle équivalent du bassin versant Ain Fezza.....	60
Figure III.14 : Carte des courbes de niveau du bassin versant de Ain Fezza.....	61
Figure III.15 : La courbe hypsométrique du Bassin versant de Ain Fezza.	61

Figure III.16 : Histogramme des précipitations moyennes mensuelles	71
Figure III.17 : Histogrammes de variation des pluies saisonniers	72
Figure III.18 : Variation entre Températures Moy, Min et Max (1990-2011).....	74
Figure III.19 : Histogramme de l'humidité relative (1990-2011).....	74
Figure III.20 : Histogramme de vent (1990-2011).....	75
Figure III.21 : Histogramme des Evaporations moyennes mensuelles (1990-2011).....	76
Figure III.22 : Evapotranspiration potentielle (1990-2011).....	76
Figure III.23 : Histogramme des Evapotranspirations moyennes mensuelles (1990-2011).....	77
Figure III.24 : Abaque de MARTONNE	78
Figure III.25 : Etage bioclimatique de la région étudiée selon le climagramme d'Emberger	80
Figure III.26 : Courbe pluviaux-thermique de la région d'étude	81
 Figure IV.1 : Ajustement de pluies maximum journalier Loi Gumbel	87
Figure IV.2 : Ajustement de pluies maximum journalier Loi Normal.....	87
Figure IV.3 : Ajustement de pluies maximum journalier Loi log normal	88
Figure IV.4 : Ajustement de pluies maximum journalier loi GEV	88
Figure IV.5 : Variation des pluies fréquentielles	89
Figure IV.6 : Courbes IDF	93
Figure IV.7 : Hydro-grammes de crues exceptionnelles.....	98
Figure IV.8 : Présentation du tracé d'aménagement de la ville d'Ain fezza sur photo satellite.....	100
Figure IV.9 : Classification des écoulements à surface libre.....	101
Figure IV.10 : Canal trapézoïdal en béton	107
Figure IV.11 : Canal trapézoïdal en pierres maçonnées	107
Figure IV.12 : Fenêtre principale du logiciel FLOW MASTER.	108
Figure IV.13 : Le choix de la forme de canal	108
Figure IV.14 : Résultats de validation du logiciel FLOW MASTER.....	109
Figure IV.15 : Profil en long de l'oued traversant en bief	117
Figure IV.16 : La vue en plan de l'oued avec des sections de contrôle.....	118
Figure IV.18 : Profil en travers section 3	121
Figure IV.19 : Profil en travers section 6	121
Figure IV.20 : Profil en travers section 7	121
Figure IV.21 : Profil en travers section 8	121
Figure IV.22 : Profil en travers section 25	122
Figure IV.23 : Profil en travers section 24	122
Figure IV.24 : Profil en travers section 29	122
Figure IV.25 : Profil en travers section 30	122
Figure IV.26 : Profil en travers section 33	123
Figure IV.27 : Profil en travers section 34	123
Figure IV.28 : Profil en travers section 35	123
Figure IV.29 : Profil en travers section 37	123
Figure IV.30 : Profil en travers section 40	124
Figure IV.31 : Profil en travers section 39	124
Figure IV.32 : Profil en travers section 43	124
Figure IV.33 : Profil en travers section 38	124
Figure IV.34 : Profil en travers section 52	125
Figure IV.35 : Profil en travers section 53	125
Figure IV.36 : Profil en travers section 63	125
Figure IV.37 : Profil en travers section 70	125
Figure IV.38 : Profil en travers section 71	126
Figure IV.39 : Profil en travers section 81	126

Figure IV.40 : Profil en travers section 82 126

Liste des Tableaux

Tableau I.1 : Illustre le nombre de construction, par ville, construites sur les zones inondables.	17
Tableau II.1 : Banquette en fonction de pente et type de culture.....	44
Tableau III.1 : Caractéristiques Morpho métriques des (02) points névralgiques des bassins versants de la commune d'Ain Fezza.....	58
Tableau III.2 : Réparation altimétrique du bassin versant.	60
Tableau III.3 : Classification du relief Ig selon l'O.R.S.T.O.M	63
Tableau III.4 : Fractions des surfaces entre courbes de niveau.	63
Tableau III.5 : Représente les types de reliefs en fonction de Ds.	64
Tableau III.6 : Nombre et longueur des talwegs.	65
Tableau III.7 : Les temps de concentration.....	67
Tableau III.8 : La vitesse de ruissellement	67
Tableau III.9 : Récapitulatif des caractéristiques morpho métriques et hydrographiques du bassin versant.	68
Tableau III.10 : station Chouly	69
Tableau III.11 : Caractéristiques des précipitations moyennes annuelles (1999-2012).....	69
Tableau III.12 : Précipitations moyennes mensuelles (période :1999-2012).....	70
Tableau III.13 : Caractéristiques des précipitations moyennes mensuelle	71
Tableau III.14 : Caractéristiques des précipitations maximales journalières.....	72
Tableau III.15 : La variation saisonnière des précipitations	72
Tableau III.16 : Températures moyennes mensuelles (Période : 1990-2011)	73
Tableau III.17 : Moyenne des pourcentages de l'humidité relative (1990-2011).....	74
Tableau III.18 : moyenne de vent période (1990-2011)	75
Tableau III.19 : Evaporation en mm de la région (1990-2011)	75
Tableau III.20 : Répartition mensuelle de l'évapotranspiration potentielle de la région de Tlemcen	77
Tableau III.21 : Indice d'aridité mensuelle de MORTONNE à Tlemcen.....	79
Tableau IV.1 : Précipitations maximales journalières Pjmax, durant 23ans d'observations	84
Tableau IV.2 : Caractéristiques de la série pluviométrique (période : 1980-2002)	85
Tableau IV.3 : Précipitations maximales (1980 2002)	86
Tableau IV.4 : Les résultats des estimations statistiques des pluies maximales journalières.	89
Tableau IV.5 : Calcul des pluies fréquentielles.	90
Tableau IV.6 : Intensités de courtes durées T (h)	91
Tableau IV.7 : Intensités de courtes durées T (h)	93
Tableau IV.8 : Valeurs de coefficient de ruissellement C.	95
Tableau IV.9 : Débits de crues du bassin versant par différents modèles	96
Tableau IV.10 : débit de crue et les décrue.....	97
Tableau IV.11 : Valeur du débit de crues	97
Tableau IV.12 : Variation des apports moyens annuels.....	104

Tableau IV.13 : Les résultats calculés de l'apport et la lame d'eau.....	104
Tableau IV.14 : Evaluation des apports solides :.....	105
Tableau IV.15 : Caractéristiques du lit ou du revêtement.....	106
Tableau IV.16 : Vérification pour la fréquence de 1 %	110
Tableau IV.17. Vérification Pour la fréquence de 2 %	112
Tableau IV.18 : vérification Pour la fréquence de 10 %	113
Tableau IV.19 : Vérification des traverses existantes.....	115

Table des matières

Liste des abréviations

Liste des Figures

Liste des Tableaux

Introduction Générale 2

Chapitre I : Généralités sur les Inondations

I.1. Introduction :	5
I.2. Genèse des crues et des inondations :	5
I.3. Connaissance du risque inondation :	6
I.3.1. Risques majeurs – inondations :	6
I.3.2. Connaissance de l'aléa « inondation » :	6
I.3.3. Paramètres fondamentaux du cours d'eau :	8
I.3.4. Crue :	11
I.3.5. Inondation :	11
I.3.6. Causes de formation des crues et des inondations :	14
I.4. Les inondations en Algérie :	16
I.5. Evaluation du risque d'inondation :	19
I.5.1. Evaluer l'aléa « inondation » et ses incertitudes :	20
I.5.2. Evaluer la vulnérabilité :	22
I.6. Gestion des inondations :	22
I.6.1. La réglementation :	22
I.6.2. La prévision :	23
I.6.3. L'aménagement du bassin versant :	24

Chapitre II : Procédés de Protection des Agglomérations Contre les Inondations

II.1. Introduction :	27
II.2. Procédés de protection des agglomérations contre les inondations :	27
II.2.1. Recalibrage du cours d'eau :	27
II.2.2. Endiguement du cours d'eau :	30
II.2.3. Caractéristiques des digues de protection contre les inondations :	33
II.3. Reboisement :	34
II.4. Recalibrage des systèmes d'évacuation de l'eau :	35
II.5. Préservation - Restauration - Crédit des zones d'expansion des crues :	35
II.6. Barrage ecrêteur :	36
II.6.1. Principes de fonctionnement	37
II.6.2. Conséquences et effets perturbateurs possibles :	37
II.6.3. Particularités techniques des petits barrages ecrêteurs décrues :	39
II.6.4. Hydrologie et hydraulique :	39
II.6.5. Dimensionnement hydraulique des évacuateurs de crues :	40
II.7. Influence des barrages :	41
II.8. Correction torrentielle :	41
II.9. Les épis :	42
II.10. Banquette :	43

II.11. Ouvrage de stockage en dérivation :	44
II.11.1. Fonctionnement :.....	44
II.11.2. Composition des ouvrages et autres facteurs influençant les coûts d'intervention :.....	46
II.12. Risques et aménagement du territoire :	46
II.13. Retenues d'eau :	46
II.14. Les protections classiques :	47
II.14.1. La prévention passive :.....	47
II.14.2. L'entretien des lits :.....	47
II.14.3. Les travaux de protection :	47
Chapitre III : Etude du milieu physique	
A. MOTIVATIONS DE L'ETUDE.....	49
B. MORPHOMETRIE	53
III.1. Introduction :.....	53
III.2. Objet de l'étude :	53
III.3. Caractéristique du bassin versant :	54
III.3.1. Situation géographique :	54
III.3.2. Géologie :.....	54
III.3.3. Hydrogéologie de la zone d'étude :	55
III.3.4. Réseau hydrographique :.....	56
III.4. Présentation du sous bassin versant de la commune :	58
III.4.1. Bassin versant d'Ain Fezza :.....	58
III.4.2. Surface et périmètre du sous bassin versant :	59
III.4.3. Paramètre de forme :	59
III.4.4. Coefficient de compacité de Gravelius Kc :	59
III.4.5. Rectangle équivalent :.....	59
III.4.6. Paramètres de relief :	60
III.4.7. Réseau hydrographique :.....	64
C. CLIMATOLOGIE	68
III.5. Introduction :.....	68
III.6. Présentation de la station climatique retenue :	69
III.7. Analyse des précipitations :	69
III.7.1. Précipitations moyennes annuelles :	69
III.7.2. Précipitations moyenne mensuelles :	70
III.7.3. Précipitations maximales journalières :	71
III.7.4. Précipitations saisonnières :	72
III.8. Analyse des températures :	73
III.8.1. Températures moyennes mensuelles.....	73
III.8.2. Humidité relative :	74
III.8.3. Vent :	75
III.8.4. Evaporation :	75
III.8.5. Evapotranspiration potentielle (ETP) :	76
III.8.6. Diagramme Ombro-thermique :	80
CHAPITRE IV : Etude Hydrologique Et Conception Des Aménagements De Protection	
IV.1. Etude hydrologique :.....	83
IV.1.1. Analyse des données statistiques	83

IV.1.2. Etude statistique	85
IV.2. Etude des crues :	90
IV.2.1. Intensités de courtes durées :	90
IV.2.2. Différentes méthodes d'évaluation des crues :	94
IV.2.3. Détermination des débits de crue :	94
IV.2.4. Débit de crue :	96
IV.2.5. Hydro-gramme de crue	96
IV.3. Etudes des aménagements de protection contre les crues :	98
IV.3.1. Typologie des aménagements hydrauliques proposés pour la protection du centre AIN FEZZA contre les inondations	99
IV.3.2. Identification des points névralgiques visites de la ville d'Ain Fezza	99
IV.3.3. Identification des points noires	99
IV.4. Etude des écoulements :	100
IV.4.1. Ecoulement uniforme et non uniforme	100
IV.4.2. Ecoulement permanent et non permanent	100
IV.4.3. Ecoulement fluvial, critique et torrentiel	101
IV.5. Etude des apports solides :	102
IV.5.1. Aménagement de l'oued	102
IV.5.2. Présentations de variantes	102
IV.5.3. Les modes des transports	102
IV.5.4. Calcul de la lame d'eau écoulée sur l'ensemble du Bassin Versant	103
IV.6. Canal d'évacuation des eaux en forme trapézoïdale :	105
IV.6.1. Les conditions de l'écoulement uniforme	105
IV.6.2. Calcul des paramètres hydrauliques	105
IV.7. Conception des canaux à projeter :	106
IV.7.1. Dimensionnements des canaux	107
IV.7.2. Vérification des dimensionnements hydraulique des ouvrages et des traverses existantes	114
IV.8. Profil en long du cours d'eau	116
Conclusion générale	
Bibliographie	

Introduction Générale

Introduction Générale

Depuis l'aube des temps, l'homme a recherché à s'installer le long des plans d'eau et des rivières. Des civilisations ont prospéré dans les plaines inondables tirant parti des bienfaits qu'apportent les crues. Ces plaines inondables constituaient un lieu propice à l'établissement de populations humaines et au développement socio-économique étant donné que la présence de cours d'eau garantit, des sols fertiles, un approvisionnement en eau et des moyens de transport ; les crues, elles, reconstituent les zones humides, rechargent les eaux souterraines et concourent au progrès des pêcheries et de l'agriculture. Outre l'impérieuse et évidente nécessité de s'assurer une source d'eau potable, ces populations trouvaient dans les cours d'eau une source de nourriture, un moyen de transport et la puissance mécanique nécessaire au fonctionnement des moulins. Ces populations ont continué d'habiter les plaines inondables pour différentes raisons. Les rives des rivières et la plaine environnante sont des endroits plaisants pour y construire des maisons, la construction sur un terrain plat est moins coûteuse, et les services y sont plus faciles à installer. Pour se faire l'homme, suite à une explosion démographique trop exigeante en espace et en nourriture, a introduit des aménagements parfois inappropriés et mal réfléchis au fonctionnement naturel de ces plaines. L'homme a donc perturbé le tracé des cours d'eau, par des constructions sur le lit de la rivière et la pratique de certaines activités agricoles non maîtrisées qui concourrait à l'accélération des phénomènes d'érosion et disparition du couvert végétal. Ces aménagements et ces pratiques introduits par l'homme ont engendré la naissance d'une nuisance qui n'était pas ressentie par les populations dans le passé, ces nuisances se présentent en un phénomène appelé *inondation* dont les dommages ont augmenté considérablement dans maints endroits et surtout ces dernières années.

L'Algérie, de sa part, est confrontée aux phénomènes de crues et d'inondations qui sont plus fréquents que les séismes. Ces phénomènes provoquent des catastrophes plus destructrices et occasionnent d'importants dégâts humains et matériels. Les exemples de Bab El Oued – Alger en 2001, de Sidi Bel Abbes en 2006, de Ghardaïa en 2008 et El Bayadh en 2011 sont frappant.

Les analyses faites à propos des crues et des inondations dans notre pays mettent en évidence leur violence et leur spontanéité ainsi que leur survenance brutale après une période de sécheresse.

L'inondation ne peut être, dans le cas de la ville de Ain Fezza, qu'aléatoire ou accidentelle lors d'une crue produite par des pluies exceptionnelles, car elle se produit lorsque de l'eau en excès ne peut être évacuée par les voies naturelles (lits mineurs des cours d'eau) ou artificielles prévues à cet effet (réseaux d'évacuation des eaux pluviales).

Partant de ces considérations, le présent travail vise une étude de protection contre les Inondations du centre d'Ain Fezza. Ce centre est située à l'Est de la wilaya de Tlemcen à 12 km de chef-lieu, appartenant à la Daïra de Chetouane.

Notre étude s'articulera autour de quatre chapitres :

- ❖ **Premier chapitre :** Généralité sur les inondations, en distinguant la présentation des notions et concepts fondamentaux liés au risque d'inondation, le phénomène naturel générateur de ce risque, ces types et ces causes ainsi que les enjeux et leur vulnérabilité ;
- ❖ **Deuxième chapitre :** consiste à illustrer les différents moyens de protection et de lutte contre les inondations qui existe et leur évolution ainsi que leurs domaines d'application.
- ❖ **Troisième chapitre :** consiste en une représentation du milieu naturel, et des différents éléments caractérisant le territoire communal d'Ain Fezza sur le plan physique, climatique et hydrologique.
- ❖ **Quatrième chapitre :** l'étude de protection du centre de Ain Fezza pour évaluer les paramètres hydrologiques nécessaires pour le dimensionnement du réseau d'évacuation des crues, aux différents sites présumés être névralgiques des zones urbaines.

Une étude qui, sera basée sur le traitement statistique des données hydrométriques, mettra en relief les aspects fondamentaux de l'écoulement et l'évaluation des débits de crues afin d'évaluer les paramètres servant à la conception des ouvrages de protection.

Chapitre I :
Généralités Sur Les
Inondations

Chapitre I :

Généralités sur les Inondations

I.1. Introduction :

Les zones inondables sont soumises à différents types d'inondation dont les caractéristiques influencent le déroulement des crises et l'ampleur des impacts humains et économique.

Le Risque n'est pas le même sur les différents territoires exposés puisque ni l'aléa ni la vulnérabilité ne sont les mêmes, les crues surviennent de manière plutôt lente sur le bassin plat alors qu'elles se produisent de manière extrêmement rapide et brutale sur les bassins pentus.

Aussi les inondations ne provoquaient pas de catastrophes susceptibles de marquer les esprits.

Si les zones inondables n'étaient pas ou peu occupées par l'homme. Le but principal de ce chapitre est la présentation des notions et concepts fondamentaux liés ainsi que les enjeux et vulnérabilité (Hallouche, 2007).

I.2. Genèse des crues et des inondations :

Sous les termes de crues et d'inondations se cache un phénomène multiforme.

Les crues, terme plutôt hydrologique, désigne le dépassement d'un certain débit ou d'une certaine hauteur par un cours d'eau. Cette hauteur d'eau peut être qualifiée en fonction de sa durée de retour ; par exemple une crue décennale est une hauteur d'eau ou un débit qui a une chance sur dix de se produire chaque année.

Le terme inondation est d'acceptation plutôt topographique ou géomorphologique. Il désigne le débordement d'un cours d'eau de son lit mineur, mais aussi le remplissage d'une cuvette topographique par les eaux de ruissellement local. Ce type d'inondations pluviales se distingue par la vitesse de l'eau, le volume d'eau écoulé et la hauteur d'eau. Ces paramètres sont essentiels pour comprendre les dommages et instaurer des politiques de prévention efficaces (Yahiaoui, 2012).

I.3. Connaissance du risque inondation :

Le risque d'inondation reste aujourd'hui le risque le plus répandu, faisant le plus de victimes et de dégâts. Il contribue pour 58% dans le nombre des victimes des catastrophes naturelles et pour 31% dans le montant des pertes économiques.

La réaction face à ce risque d'inondation a consisté pendant plusieurs décennies à lutter contre les crues qui signifiait d'abord que l'on cherchait à agir sur le phénomène naturel la crue – et uniquement sur lui, c'est -à-dire sur une seule composante du risque « l'aléa » et non sur les enjeux ou leur vulnérabilité. (**Ledoux, 2006**).

I.3.1. Risques majeurs – inondations :

Les types de risques auxquels chacun de nous peut être exposé sont regroupés en cinq familles :

- **Risques naturels** : avalanche, feu de forêt, **inondation**, mouvement de terrain, cyclone, tempête, séisme et éruption volcanique ;
- **Risques technologiques** : d'origine anthropique, ils regroupent les risques industriels, nucléaire, biologique, rupture de barrage...
- **Risques de transports collectifs** (personnes, matières dangereuses) : sont des risques technologiques, on en fait un cas particulier car les enjeux varient en fonction de l'endroit où se développe l'accident ;
- **Risques de la vie quotidienne** (accidents domestiques, accidents de la route...) ;
- **Risques liés aux conflits** (**Merabet, 2006**).

L'un des meilleurs moyens de prévention contre les risques d'inondation est d'éviter d'urbaniser les zones exposées à ce risque. Le PERI (Les plans d'exposition aux risques des inondations) est parmi les anciens documents définissants les zones inconstructibles et des zones constructibles sous réserves de respecter certaines prescriptions (**Bravard, 1991**).

I.3.2. Connaissance de l'aléa « inondation » :

a) Alea :

L'aléa semble le terme le plus adéquat pour définir le phénomène physique, naturel et non maîtrisable, d'occurrence et d'intensité donnée (définition du ministère de l'environnement et de développement durable français). Cette définition révèle le caractère hasardeux du risque et le faire différencier de sa définition linguistique qui le présente comme un risque et non pas un de ses composantes. Dans notre cas où le risque est l'inondation l'aléa n'est que le phénomène naturel de

crue non maîtrisable d'occurrence et d'intensité aléatoires, cette prévision est probabiliste et la détermination de l'intensité et la fréquence de crue est basé sur le traitement stochastique de l'historique des évènements où la longueur de la série observée joue un rôle principal sur la validité des prévisions. Néanmoins la notion de période de retour est purement statistique et elle ne correspond qu'à l'appréciation de l'intensité du phénomène en comparaison à d'autres (**Chachoua, 2010**).

b) Vulnérabilité :

La vulnérabilité est une notion composite. Elle prend en compte divers paramètres géographique et socioéconomique. Plusieurs définitions existent dans la littérature, parmi lesquelles on choisit deux définitions officielles. La définition de MEDD (le Ministère de l'Ecologie et de Développement Durable français) « la vulnérabilité est le niveau des conséquences prévisibles d'un phénomène naturel sur les enjeux », et celle de NOAA (National Océanique and Atmosphérique Administration) « la susceptibilité des ressources à être affectées par des aléas ». Les enjeux sont les éléments à risque (personne, biens, activités, patrimoine...) attribuent à la vulnérabilité une dimension complexe quantitative et qualitative. La notion de vulnérabilité peut être résumée en quatre points :

- La perception sociale de l'aléa ;
- L'aléa et ses conséquences prévisibles sur les enjeux ;
- Les dispositions prises pour limiter l'effet de l'aléa ;
- Les enjeux.

Cette complexité de concepts d'aléa et de la vulnérabilité figure I.2 montre que la considération de risque sommairement comme un produit de deux facteurs est limitative et pour mettre en œuvre une politique de gestion précise et scientifique, on doit décomposer ces deux facteurs en plusieurs éléments afin de déterminer ceux susceptibles d'être maîtrisés pour minimiser le risque (**Chachoua, 2010**).



Figure I.1 : Les risques d'inondation (Ledoux, 2006).

I.3.3. Paramètres fondamentaux du cours d'eau :

a) Lits du cours d'eau :

Le lit d'une rivière étant façonné par les eaux qu'il transporte on conçoit que ses dimensions soient fortement liées aux régimes hydrologiques

- ❖ **Lit mineur** : qui est constitué par le lit ordinaire du cours d'eau, pour le débit d'étiage ou pour les crues fréquentes (crues annuelles comprise entre un an à deux ans) (Merabet, 2006).



Figure I.2 : Lit mineur d'un cours d'eau (Ledoux, 2006).

- ❖ **Lit moyen** : Il correspond à l'espace fluvial ordinairement occupé par la **ripisylve**.



Figure I.3 : Lit moyen d'un cours d'eau (Ledoux, 2006).

- ❖ **Lit majeur** : comprend les zones basses situées de part et d'autre du lit mineur, sur une distance qui va de quelques mètres à plusieurs kilomètres. Sa limite est celle des crues exceptionnelles dont la période de retour est de l'ordre de cent ans.

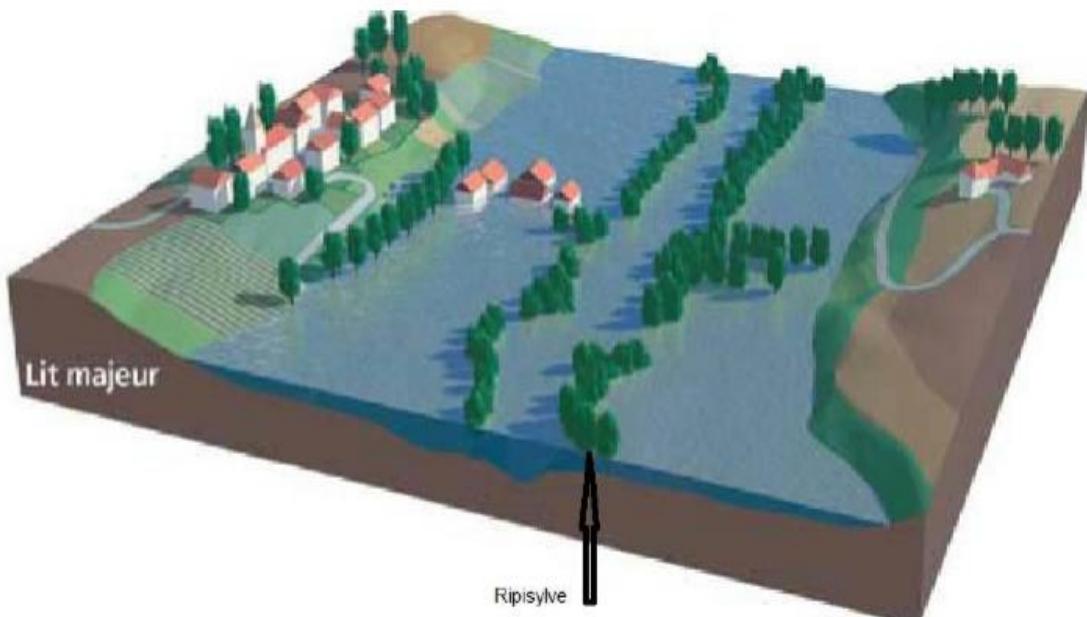


Figure I.4 : Lit majeur d'un cours d'eau (Ledoux, 2006)

Le lit majeur alors fait partie intégrante de la rivière ; si en s'y implantant, on s'installe donc dans la rivière elle-même. Cet espace (lit majeur) occupé par un cours d'eau lors d'une inondation peut -être partagé en deux zones :

- ❖ Une zone d'écoulement, au voisinage du lit mineur, où le courant.
- ❖ Une zone de stockage des eaux, où la vitesse est faible. Ce stockage est fondamental, car il permet le laminage de la crue, c'est -à-dire la réduction du débit et de la vitesse de montée des eaux à l'aval (**Merabet, 2006**).

b) Rive – berge :

La berge est le talus incliné qui sépare le lit mineur et le lit majeur. Tandis que la rive est le milieu géographique qui sépare les milieux aquatique et terrestre. Elle démarre au sommet de la berge et constitue une partie plate plus ou moins étendue qui reste sous l'influence du milieu aquatique (**Merabet, 2006**).

c) Ripisylve :

C'est la formation végétale naturelle située sur la rive. Elle peut être une véritable forêt alluviale s'étendant sur plusieurs dizaines ou centaines de mètres de part et d'autre du lit mineur. Le rôle de la Ripisylve sur les crues peut être important ; lorsqu'elle occupe une part significative du lit majeur, elle augmente notamment la rugosité du lit, d'où deux conséquences de nature hydraulique :

- ✓ Une diminution des vitesses dans le lit majeur, et donc une réduction des effets érosifs du courant.
- ✓ Un écrêtement des crues pour l'aval (**Merabet, 2006**).

d) Alluvions et substratum :

Les alluvions sont les grains fins ou grossiers alternativement déposés ou repris par le courant. Elles recouvrent le substratum qui est une couche formée d'une roche dure ou plus ou moins tendre (schistes, grés, marnes...) (**Benmnia, 2012**).

I.3.4. Crue :

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

Une crue se caractérise par son hydrogramme graphique qui représente les variations de débit en fonction du temps. Plus précisément, c'est la partie montante de cette hydrogramme qui est appelé « crue », la partie descendante étant « la décrue ». Une crue se définit par différents critères : sa genèse, sa durée, sa fréquence, son débit de pointe et son volume (Salomon, 1997).

I.3.5. Inondation :

L'inondation est une submersion, rapide ou lente, d'une zone habituellement hors d'eau. Le risque d'inondation est la conséquence de deux composantes : l'eau qui peut sortir de son lit habituel d'écoulement et l'homme qui s'installe dans l'espace alluvial pour y implanter toutes sortes de construction, d'équipements et d'activités. Au sens large les inondations comprennent les débordements d'un cours d'eau, les remontées de nappes, les ruissellements résultant de fortes pluies d'orages, les inondations par rupture d'ouvrages de protection (brèche dans les digues), les inondations estuariennes résultant de la conjonction de fortes marées, de situations dépressionnaires et de la crue des fleuves.

a) Principaux paramètres spécifiant l'aléa :

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

- La hauteur et la durée de submersion,
- La période de retours des crues,
- La vitesse d'écoulement,
- La torrentialité du cours d'eau.

La possibilité d'apparition d'une crue dépend de nombreux paramètres, autres que la quantité de pluie tombée : répartition spatiale et temporelle des pluies par rapport au bassin versant, évaporation et consommation d'eau par les plantes, absorption d'eau par le sol, infiltration dans le sous-sol ou ruissellement ... et pour une même quantité précipitée, la crue apparaîtra ou non

Par ailleurs, les dégâts occasionnés par une inondation dépendent de plusieurs facteurs :

- La hauteur et la durée de submersion,
- La vitesse d'écoulement,

- Le volume de matière solide transporté,
- L'érosion des berges (**Ledoux, 2006**).

b) Les différents Types d'inondations :

Il est classique de distinguer au moins six types d'inondation :

➤ **Les inondations des plaines :**

Les crues de plaine (on parle aussi de crues fluviales) surviennent à la suite d'épisode pluvieux océaniques prolongés mais d'intensités modérée, s'abattant sur des sols ou le ruissellement est long à déclencher, le cours d'eau sort de son lit ordinaire pour occuper.

Son lit majeur et l'inondation est caractérisée par une montée lente des eaux, le débordement du cours d'eau peut parfois être précédé de remontées des nappes phréatiques. La durée de submersion peut atteindre plusieurs jours à quelques semaines.

➤ **Les inondations par crues torrentielles :**

Les crues torrentielles sont des phénomènes brusques et violents résultant d'épisodes pluvieux intenses et localisés, du type d'orages convectifs. Si la vitesse de montée des eaux est extrêmement rapide, la décrue l'est également. On parle aussi de crues éclair pour désigner des crues torrentielles survenant de très petits bassins versants et se formant en quelques heures.

De manière un peu conventionnelle, on parle de crues torrentielles lorsque la durée nécessaire pour qu'une goutte d'eau tombant sur le point "hydrologiquement" le plus éloigné atteigne l'exutoire est inférieure à 12 heures (ou 24h pour certaines hauteurs). Ces crues touchant principalement les zones de montagne, les cours d'eau du pourtour méditerranéen, mais aucun petit bassin au relief accentué, à forte capacité de ruissellement, n'est à l'abri.

➤ **Les inondations par ruissellement en secteur urbain :**

Les inondations par ruissellement recouvrent des phénomènes physiques différents

Selon les quelles se produisent en milieu rural ou urbain. Mais ces phénomènes se caractérisent par leur soudaineté et leur courte durée, ce qui les rend peu prévisibles et difficilement maîtrisables en période de crise.

Les inondations par ruissellement concernent principalement les milieux urbanisés. Les pluies qui ne peuvent s'infiltrer et s'évacuer par les réseaux artificiels d'écoulement (Réseau d'assainissement superficiels et/ou souterrains) s'accumulent dans les points bas.

Le ruissellement pluvial urbain peut provoquer d'importantes inondations lorsque les chenaux d'écoulement ensuite urbain sont devenus insuffisamment dimensionnées après urbanisation et imperméabilisation des sols (**Ledoux, 2006**).

➤ **Inondations par remontées des nappes phréatiques :**

Elles correspondent à des inondations par débordement indirect qui se manifestent par la remontée de la nappe phréatique qui affleure en surface et/ou par l'intrusion d'eau dans les différents réseaux d'assainissement (**Merabet, 2006**).

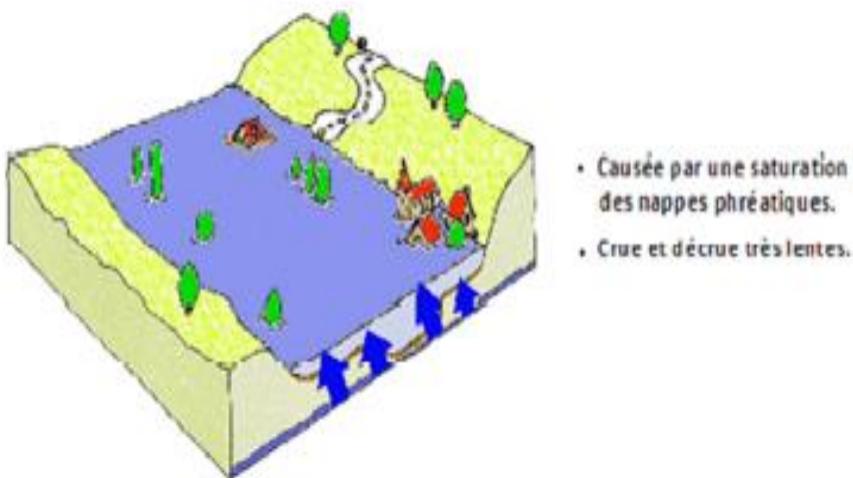


Figure I.5 : Inondation par remontées des nappes phréatiques (**Boubchir, 2007**).

Les désordres liés à ce type d'inondation se traduisent par des remontées sous Bâtisses, l'ennoyage des ouvrages souterrains, la déstabilisation Tassements de remblai, des glissements de terrain, des perturbations sur les réseaux Publics, des pressions sous les constructions, etc. (**Boubchir, 2007**).

➤ **Les coulées de boue :**

Le terme de coulée de boue pose un problème délicat de définition car il est utilisé avec des acceptations très diverses. Dès l'origine, les arrêtés de reconnaissance de l'état de catastrophe naturelle au titre de la loi de juillet 1982 ont utilisé l'intitulé "inondation et coulées de boue",

L'expression désignant dans la grande majorité des cas une eau chargée en particules fines, par opposition à une eau "claire". Or, l'eau de la plupart des inondations, même celle des plaines, est toujours chargée en terre, en plus ou moins grandes quantités en fonction des sols du bassin versant et de lit majeur submergé (**Spppi, 2004**).

➤ **Inondation par rupture d'une protection :**

L'inondation consécutive à une rupture de digue est un phénomène très brutal et d'autant plus dommageable que le site étudié est proche de la digue. Une rupture peut provoquer l'entrée d'un mur d'eau de plusieurs mètres de haut. Il est très difficile de prévoir la rupture d'un ouvrage de protection, ce qui rend la prévention de ce type d'accident particulièrement incertaine.

➤ **Inondations marines :**

Les submersions marines sont des inondations temporaires de la zone côtière par la mer dans des conditions météorologiques (fortes dépressions et vents de mer) et forts coefficients de marée.

Elles se traduisent par l'invasion par des eaux salées particulièrement agressives. Elles se manifestent soit lors d'un raz de marée ou de tsunami (occurrence très faible, mais phénomène dévastateur), soit lors d'une tempête (surcote marine, vents et précipitations importants) ou en cas de rupture des défenses contre la mer (dans ce cas, les risques se concentrent le long du boulevard de littoral dans les secteurs dépressionnaires) (**Spppi, 2004**).

I.3.6. Causes de formation des crues et des inondations :

a) Influence du climat :

Les conditions climatiques jouent un rôle déterminant sur le régime d'un cours d'eau, ce sont les précipitations surtout liquides, qui constituent le facteur essentiel. Elles Interviennent par :

- Leur répartition spatiale.
- Leur répartition temporelle.

Ces différents aspects des précipitations sont plus ou moins modifiés selon un effet Combiné des autres paramètres physiques (altitude et exposition) et climatiques (la Température, l'évaporation, l'évapotranspiration, les vents et l'humidité) ; des facteurs qui influent sur l'écoulement et le régime hydrologique du bassin (**Talah, 2014**).

b) Les crues provoquées par les chevelus hydrographiques :

La crue correspond à l'augmentation de la quantité d'eau qui s'écoule dans la rivière (Débit) et peut concerner l'ensemble du lit majeur de la rivière

Elle dépend essentiellement de l'abondance et de l'intensité de la pluie : son évolution Obéit principalement à la puissance et l'intensité de l'averse. Sa vitesse est largement influencée par le couvert végétal, la lithologie, par des paramètres morpho métriques du bassin (indice de compacité, densité de drainage, rapports des confluences et des Longueurs etc....), par la pente des thalwegs et la forme du lit (**Bouanani, 2004**).

Le processus de la genèse de crue est le résultat de plusieurs processus concomitants. Il peut être le résultat de l'écoulement superficiel ou souterrain ou les deux ensembles

Les crues sont de trois types :

- Les crues d'averses : Ce sont les crues les plus connus et plus répandues.
- Les crues de fonte de neige : Caractéristiques aux régimes climatiques Neigeux. Elles sont liées à l'augmentation de température.
- Les crues d'embâcles : Généralement dues aux blocs de glaces ou troncs d'arbres qui s'accumulent formant des petits barrages et provoquant des Inondations à l'amont. La débâcle est l'effet de la rupture de ces petits Barrages résultant des inondations à l'aval (**Benmia, 2012**).

c) Le processus de formation des crues :

Comprendre ce processus de formation des crues revient à analyser les différents Facteurs concourant à la formation et à l'augmentation temporaire des débits d'un Cours d'eau. En simplifiant, on distingue :

- **L'eau mobilisable** : constituée de l'eau reçue par le bassin versant.
- **Le ruissellement** : qui correspond à la part de l'eau qui n'a pu s'infiltrer dans le sol. Il dépend de la nature du sol, de sa pente, de son occupation de surface et de l'intensité de l'épisode pluvieux.
- **Le temps de concentration** : qui est défini par la durée nécessaire pour Qu'une goutte d'eau partant du point le plus éloigné de l'exutoire du bassin versant parvienne jusqu'à celui-ci.
- **La propagation de l'onde de crue** : qui est fonction de la structure du lit et de la vallée alluviale, notamment de la pente et des caractéristiques du champ d'inondation (**Asnouni, 2014**).

d) La période de retour de crues :

- On associe souvent à la notion de crue la notion de période de retour (crue décennale, centennale, milléniale, etc.) : plus cette période est grande, plus les débits et l'intensité sont importants.

Selon ce paramètre, on distingue :

- **Les crues fréquentes** : dont la période de retour est comprise entre un et deux ans.
- **Les crues moyennes** : dont la période de retour est comprise entre dix et vingt ans.
- **Les crues exceptionnelles** : dont la période de retour est de l'ordre de cent ans.
- **La crue maximale vraisemblable** : qui occupe l'intégralité du lit majeur. (**Yahiaoui, 2012**).

e) Paramètres influençant les inondations :

Un grand nombre de facteurs autres que celles dictés précédemment intervient, souvent de façon aggravante, dans les dégâts occasionnés par les inondations. Parmi ces derniers, on peut rappeler l'influence des facteurs naturels et anthropiques (**Ledoux et al, 2006**).

❖ Influence des facteurs naturels :

Surface et forme du bassin versant : ainsi pour une même surface, l'allure de L'hydrogramme de crue résultant d'une pluie donnée est très différente suivant la forme du bassin versant ; un bassin très allongé ne réagit pas comme un bassin de forme ramassée ce qui a amené l'utilisation d'un indice pour évaluer le « coefficient de compacité ». En principe plus cet indice est faible, plus la

concentration des eaux apportées par les affluents est rapide et plus les crues risquent d'être brutales et bien différenciées (**Defrance, 2009**).

Configuration du relief des lits des cours d'eau : La pente exerce une influence directe sur la rapidité de l'écoulement et donc sur la puissance de la crue. Si le profil en long du cours d'eau est assimilable à une suite de segments plus ou moins pentus, il exerce une action visible sur la crue. Le profil en travers est aussi important ; pour un même débit de crue, un cours d'eau encaissé verra sa hauteur d'eau monter beaucoup plus vite qu'un cours d'eau à profil plus évasé. En contrepartie, ce dernier a de plus grands risques de débordements.

Densité des cours d'eaux et perméabilité du bassin versant : ainsi la densité des cours d'eau était fonction de la nature des terrains, le réseau est d'autant plus développé et complexe que le terrain est moins perméable. On comprend aisément que plus l'imperméabilité est forte, plus les eaux météoriques sont disponibles pour le ruissellement de surface. De ce point de vue, à priori les cours d'eau drainant les régions imperméables ont une plus forte probabilité à développer des crues dangereuses (**Barroca, 2006**).

Facteurs biogéographiques : la végétation joue un rôle climatique complexe, elle agit sur le ruissellement, retient une part des pluies, évapore l'eau, etc. L'osait depuis longtemps qu'une couverture végétale dense réduit et ralentit considérablement l'écoulement. D'abord la forêt intercepte la pluie et la neige, cette dernière pouvant mettre très longtemps à fondre sous couvert. Ensuite elle accroît fortement l'évapotranspiration ; pour la zone tempérée celle-ci atteint ou dépasse fréquemment 500 à 700 mm/an. On comprend facilement que cela limite le ruissellement direct et l'alimentation des cours d'eau. Bien souvent une végétation vigoureuse aux arbres dotés de racines nombreuses et bien enchevêtrées, constitue une excellente protection naturelle, quasi totale, contre l'érosion torrentielle. Inversement la destruction du couvert végétal constitue un facteur aggravant la puissance des crues. (**Ledoux, 2006**).

❖ Influence des facteurs anthropiques :

Occupation de zones riveraines : la concentration des personnes et l'accumulation des biens dans les champs d'inondation génère le risque d'inondation par accroissement des enjeux, augmentation des vulnérabilités et absence de prévention-précaution.

Imperméabilisation forte (conséquences d'aménagements urbains ou agricoles).

Défiance des dispositifs de protection (digues, déversoirs) (**Ledoux et al, 2006**).

I.4. Les inondations en Algérie :

Au cours de la décennie écoulée, nous avons pu avoir les données de quelques inondations parmi lesquelles :

- Le 20 octobre 1993 (ouest algérien) : 22 décès et 14 blessés à QUEDRHIOU (à chlef).
- Mois d'octobre 1994, des inondations ont été signalées dans plusieurs régions du pays, bilan 60 décès et des dizaines de disparus au cours de dix jours d'inondations.
- Le 22 octobre 2000 : des inondations à l'ouest algérien, plus de 24 décès.
- Les 10 et 11 novembre 2001 : à BAB EL OUED (Alger), les pluies diluvienues ont fait 733 victimes, 30 000 personnes sans-abris et d'importants dégâts matériels.
- Le 1er octobre 2008 : des pluies diluvienues s'étaient abattues sur la région de Ghardaïa, faisant dangereusement monter les cours d'eau. Au moins 33 personnes sont mortes, quatre-vingt-quatre personnes ont été blessées et près de 600 maisons détruites dans des inondations très importantes.
- Le 09 octobre 2008 : dans la wilaya D'AÏN DEFLA, les intempéries ont causé six décès et huit autres blessées parmi la population, suite à une inondation qui a surpris la région.
- La nuit du 12 octobre 2008 a été fortement pluvieuse, de 20h45mn à 23h35 mn, de pluie ont été enregistrée, surtout dans les localités de KHEMIS MILIANA et Sidi Lakhdar où la force de l'averse a fait que le revêtement bitumeux de la chaussée en certains endroits a été endommagé, de même que des habitations noyées par des eaux chargées de terre argileuse et de gravier. Des torrents de boue provenant des collines surplombant la ville de KHEMIS MILIANA ont envahi la majorité des quartiers. Même la voie ferrée n'a pas été épargnée par ces inondations.
- Durant ce mois d'Octobre 2008, d'autres crues et inondations sont signalées à Batna (450 km au sud-est d'Alger) où deux personnes ont été emportées par les eaux d'oueds en crue. A Bechar, région habituellement désertique et aride, situé à plus de 1.000 km au sud-ouest d'Alger, au moins huit personnes sont mortes noyées dans des inondations qui l'ont frappé mercredi et jeudi 15 et 16 octobre 2008.
- Le soir du 01 octobre 2011 a été fortement pluvieuse de P=60 mm à la ville d'EL BAYADH, de 17h à 18h30 mn, Au moins 11 personnes sont mortes, et près de 170 maisons détruites, et deux ponts dans des inondations très importantes (**Boudjerda et al, 2005**).

Tableau I.1 : Illustré le nombre de construction, par ville, construites sur les zones inondables.

Wilaya	Nombre de construction
Chlef	2248
Laghouat	3083
O. El bouaghi	1999
Batna	16261
Bejaïa	500
Biskra	763

Bouira	1438
Tamanrasset	1159
Tébessa	17236
Tlemcen	375
Tiaret	13
Alger	14545 quartiers Merdja et Baraki
Djelfa	784
Jijel	470 (zone à risque très élevés)
Sétif	1261
Saida	976-09 cités
Skikda	4009
S.B. Abbes	576-04 cités en centre-ville
Annaba	30 cités et quartiers
Guelma	360
Constantine	620
Médéa	3075
Mostaganem	1633
M'sila	1185
Oran	06 cités
Boumerdés	561
El taref	2370
Tissemsilt	1340
El oued	766
Souk Ahras	La plupart des communes
Tipaza	2710
Mila	1663
Ain defla	7772
Naama	4924



Figure I.6 : Inondation du 10/11/2001 à Bab El-Oued (Algier).



Figure I.7 : Inondations en Algérie (Alger, 11/2001)



Figure I.8 : Inondations en Ghardaïa (10/2008).

I.5. Evaluation du risque d'inondation :

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

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

Aussi l'étude des enjeux, leur recensement précis et fiable, leur cartographie et leur hiérarchisation en fonction de leur plus ou moins grande vulnérabilité, ont bénéficié au cours des

dernières années d'avancées méthodologiques certains, grâce notamment aux systèmes d'information géographique et à l'automatisation du traitement des photographies aériennes (**Defrance, 2009**).

I.5.1. Evaluer l'aléa « inondation » et ses incertitudes :

La prédominance de l'aléa a gommé partiellement la vulnérabilité de l'équation du risque. L'aléa étant le concept phare du risque, comment est-il évalué et quantifié dans le cas du risque inondation et est-ce qu'il y a des incertitudes associées ?

L'évaluation de l'aléa inondation est en quelque sorte apprécier la crue responsable de la formation de l'inondation. Cela veut dire qu'on interpelle deux disciplines principales : l'hydrologie et l'hydraulique fluviale. L'hydrologie est la discipline qui permet d'obtenir les débits et leurs périodes de retour. Tandis que l'hydraulique permet d'obtenir les hauteurs et les vitesses d'eaux correspondantes à ces débits. La combinaison de ces deux disciplines permet donc d'associer des périodes de retour à des niveaux et vitesses d'écoulement en divers points d'un cours d'eau pour obtenir la carte des aléas (**Blin, 2001**).

L'évaluation de l'aléa fait l'objet de nombreuses contestations de la part des collectivités territoriales ou des habitants des secteurs inondables. Les « experts », producteurs d'information scientifique sur le risque travaillent selon des méthodes spécifiques dont l'intérêt et les limites ne sont pas toujours compris du public. Le fait de livrer la cartographie au public suscite la confrontation entre se savoir expert et le savoir vernaculaire.

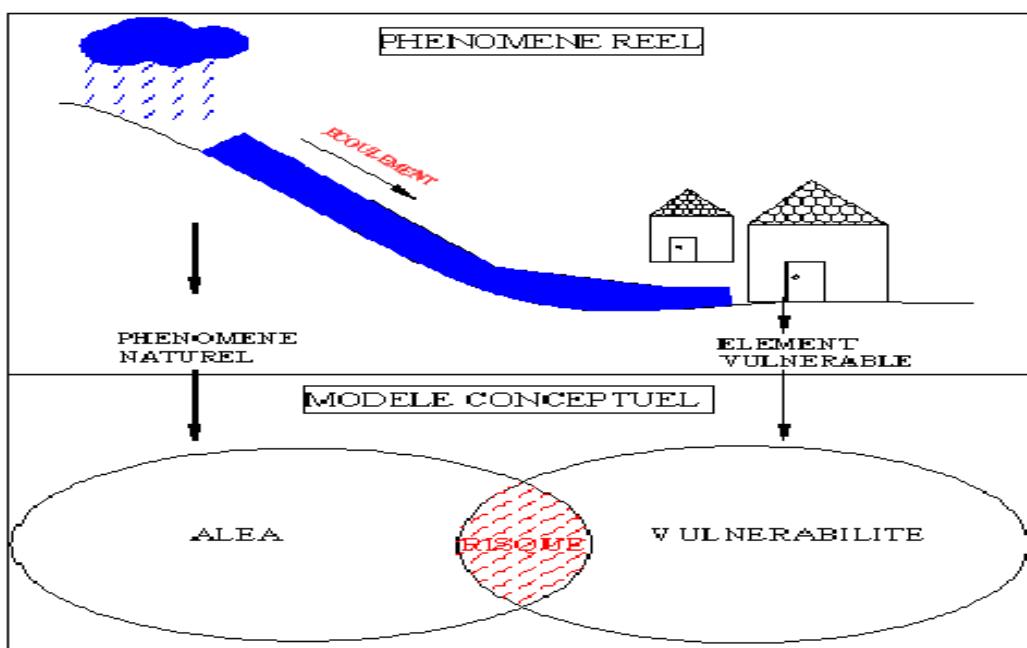


Figure I.9 : Model conceptuel du risque (Benmechernane, 2013).

a) Hydrologie pour estimer l'aléa :

Lorsqu'on fait appeler la science de l'hydrologie, veut dire quand on fixe la cible sur la détermination du débit de la crue, de sa période de retours et de sa durée de submersion de la crue. En hydrologie, il y a deux approches : l'approche déterministe et celle statistique. L'approche déterministe considère tous les apports et facteurs pouvant influencer le débit (pluie, neige, eau dans le sol, etc.) et les introduit dans un modèle qui estime le débit. Cette méthode n'est pas conçue pour donner une période de retour correspondante au débit trouvé. Ce qui empêche son utilisation dans l'estimation de l'aléa inondation puisque la probabilité des crues est un élément essentiel du calcul du risque. Par contre, elle peut servir à la prévision des crues et conséquemment à la gestion opérationnelle du risque. Tandis que l'approche statistique permet d'estimer des débits, d'une probabilité donnée, à partir de lois statistiques qui ont été ajustées à partir de séries de données de débits mesurés (Blin, 2001).

b) Hydraulique pour quantifier l'aléa :

Une fois que l'hydrologie arrive à déterminer le débit, on fait l'appelle à l'hydraulique pour continuer l'évaluation de l'aléa. Cela veut dire qu'on va estimer la hauteur et la vitesse de la crue responsable de l'inondation. En fonction de la rugosité du terrain, la forme de la section en travers et la pente du fond, on peut déterminer la hauteur de l'eau de l'écoulement. Ensuite, lorsqu'on connaît la section en travers de l'écoulement, on peut facilement calculer la vitesse de l'eau (Barroca, 2006).

c) Incertitudes dans l'évaluation de l'aléa :

Pour évaluer la crue en cas d'inondation, un ensemble d'étude et de choix doit être opéré. A chaque étape, des incertitudes apparaissent, ce qui rend complexe l'estimation de l'incertitude globale. Lorsqu'une incertitude est affichée pour la modélisation de crue, elle correspond généralement à la seule incertitude liée à l'échantillonnage. Cette incertitude affichée oublie l'incertitude de la donnée, l'incertitude liée au choix du modèle statistique, et les incertitudes liées aux modèles hydrauliques qui reposent eux-mêmes sur des données comportant aussi des incertitudes. Et par conséquence, l'erreur globale de l'évaluation de la crue paraît bien difficile à apprécier, ce qui explique peut-être le manque de travaux sur ce thème malgré la profusion de recherches – notamment sur le choix du modèle statistique - liées à des étapes spécifiques (Barroca, 2006).

I.5.2. Evaluer la vulnérabilité :

La prise en compte du risque inondation devra nécessairement passer par la Valorisation des études d'évaluation de la vulnérabilité comme base indispensable à la Définition des objectifs pour une gestion territorialisée de ce risque. L'évaluation de la Vulnérabilité des enjeux est en quelque sorte détermine, identifie, chiffre et quantifieé.

Localiser et analyser les effets dommageables de l'aléa sur les enjeux. Différentes Démarches méthodologiques permettent d'analyser et d'évaluer la vulnérabilité (**Barroca, 2006**).

a) Démarches quantitatives :

Elle se fonde essentiellement sur l'élément vulnérable, il s'agit de mesurer les conséquences dommageables a priori d'un phénomène sur les enjeux. La vulnérabilité est ici conçue soit comme le pourcentage de ce qui peut être perdu en cas de sinistre, soit comme le coût économique des dommages probables. Généralement, ces méthodes couplent des modèles hydrauliques avec des relevés de l'occupation du sol, des hypothèses de valeur des biens et des courbes d'endommagement.

b) Démarches qualitatives :

Dans une approche qualitative, la vulnérabilité apparaît comme la tendance d'une société donnée à subir des dommages en cas de manifestation d'un phénomène naturel comme l'inondation. Cette propension varie selon le poids de certains facteurs qu'il est nécessaire d'identifier et d'analyser car ils induisent un certain type de réponse de la société (**Barroca et al, 2005**).

I.6. Gestion des inondations :

Les inondations du début des années 80 auront eu le mérite de susciter une prise de conscience préalable à l'élaboration d'une politique de prévention des risques naturels dans plusieurs pays, les actions qui s'y réfèrent peuvent être résumées comme suit :

I.6.1. La réglementation :

Celle-ci ancienne, variante, souvent incomplète parfois mal adoptée, elle devrait systématiquement prendre en compte les actions anthropiques aboutissant à une modification substantielle du relief (travaux d'aplanissement, extraction de gravier et carrière etc...) à l'édification de toute construction en zone inondable, mais très souvent la réglementation n'est pas respectée ce qui amené souvent, à des situations très dangereuses (**Benmechernane, 2013**).

I.6.2. La prévision :

La première démarche à entreprendre est de procéder à un inventaire des observations de terrain, la seconde est de mettre en place un service d'annonce de crue.

a) Les observations de terrains :

Il s'agit d'analyser, aux différents endroits des bassins versants susceptibles de subir une crue ou une inondation, les paramètres suivants :

- ❖ La délimitation précise des secteurs inondables et ce, pour chaque type de crue ;
- ❖ La typologie des inondations (pointe, durée, récurrence, intensité) ;
- ❖ L'ampleur de l'inondation possible ;
- ❖ La période de retour ;
- ❖ L'évaluation des dommages à craindre, sur les plans matériels et humain. (**Lobled et al, 1987**).

b) La mise en place d'un service d'annonce de crues :

La prévision porte sur la collecte et la transmission des données pluviométriques et hydrologiques. Bien entendu, l'efficacité des systèmes d'alerte dépend de leur qualité et donc des moyens mis à la disposition des spécialistes mais aussi de l'ancienneté des chroniques disponibles. Il est très important de multiplier et d'accumuler des données dans la plupart des cas. Les délais, souvent, pour alerter les populations se réduisent à quelques heures voir moins. Cependant l'apparition de capteurs et des systèmes de transmission a permis d'améliorer l'annonce des crues (**Lobled et al, 1987**).

Deux aspects de la prévision peuvent être distingués :

➤ La prévision immédiate :

Avec l'alerte des populations quelques heures avant que la crue n'intervienne. Ce rôle était joué par des observateurs chargés de suivre la montée des eaux et de transmettre les informations par les moyens de communication. Les mesures sont progressivement automatisées et les services ont même la possibilité d'interroger les stations en cas de besoins que ce soit sur la pluie, les débits, les volumes d'eau des retenues, l'onde de crue, etc... L'implantation d'un réseau de radar météorologique qui mesure la pluie tombée, avant son accumulation au sol, permet d'anticiper au mieux et peut représenter un véritable outil d'aide à la décision. Cependant la prévision notamment pour les phénomènes brutaux, n'est pas facile, car même le recours aux documents, radars et

satellitaires, ne permet ni de localiser avec précision les points d'impacts majeurs des phénomènes de grande ampleur, ni d'évaluer leur importance réelle (**Yahiaoui, 2012**).

➤ **La prévision à long terme :**

Elle peut se faire en utilisant les documents historiques et les cartes à risques. L'analyse sur réseau hydrographique peut être d'un grand intérêt quand la prévention. Un "chevelu" dense concentré, des pentes fortes sur terrain imperméables, une incision importante, l'absence d'une couverture végétale dense, sont autant de facteurs favorables à la production d'une crue importante. Aussi, la cartographie de l'occupation du sol, base d'une analyse de vulnérabilité des biens, obtenus par traitement des données multiples, permet d'évaluer la densité du couvert végétal et d'estimer la proportion du ruissellement des différentes parcelles. La pertinence d'une cartographie géomorphologique spécialisée est largement démontrée (Lambert, 1996). Elle permet de situer les ouvrages et travaux susceptibles de modifier le fonctionnement hydro Morphologique de base (freinage ou d'accélération de l'écoulement des eaux, amplification des crues etc...). A partir des analyses effectuées, l'action devrait se tourner prioritairement vers l'aménagement du bassin versant (**Yahiaoui, 2012**).

I.6.3. L'aménagement du bassin versant :

Du point de vue de la prévention des crues, l'aménagement du bassin versant apparaît comme fondamental tant au niveau des versants que du lit proprement dit.

a) Au niveau des versants :

Le reboisement apparaît comme la première solution envisageable pour la protection des versants, car la forêt intercepte la pluie (réduction ou anéantissement de l'effet "Splash"), et retarde la fonte des neiges sous son couvert, accroît l'évapotranspiration (en particulier en été ou la transpiration des arbres contribue à l'assèchement des sols et l'abaissement du niveau des nappes phréatiques, au bénéfice de la rétention). L'humus forestier qui est relativement abondant, est capable d'absorber jusqu'à 10 fois son poids d'eau. Inversement, la destruction d'une forêt provoque un accroissement annuel de l'écoulement, mais aussi l'apparition de ravins. En cas d'absence de couverture végétale, l'érosion (depuis l'effet Splash jusqu'à l'écoulement concentré) se développe (**Salomon, 1997**).

b) Au niveau du lit :

La correction des lits est souvent la solution proposée par les ingénieurs qui cherchent à accroître la section mouillée en élargissant les lits ou encore à les approfondir par des dérochements

ou encore en érigeant des digues, etc... Tous ces travaux ont pour but de minorer les niveaux, encore faut – il que ces interventions soient précédées d'une connaissance préalable de la crue maximale probable, et mieux encore du bassin versant. Le recalibrage qui consiste à rectifier la section d'écoulement et à augmenter le débit, permet d'évacuer plus rapidement la crue, mais déplace le risque sur le secteur aval, sur des zones intermédiaires ne permettant pas de stocker une partie des eaux.

Le mieux est de chercher à étaler la crue que la contenir, un bon aménagement devrait donc examiner avec soin la solution des retenues de ralentissement, dans toutes les variantes axiales ou latérales selon les configurations locales et non pas seulement celle des barrages réservoirs.

Pour le lit des cours d'eau, il convient de cesser tout dragage, et d'interdire toute gravière de basse terrasse, notamment dans les zones amont des agglomérations (**Salomon, 1997**).

c) Pendant et après la crise :

En dépit de toutes les mesures de protection et/ou de prévention que l'homme peut arrêter, les crues et les inondations imprévues seront toujours probables. Aussi, il importe d'envisager des scénarii tenant compte de l'inévitable.

Les plans d'organisation des secours, sont des dispositifs d'urgence, destinés à faire face à tout événement calamiteux, d'ordre exceptionnel, dépassant les possibilités opérationnelles de secours locaux. Les dispositions législatives et réglementaires confient à l'état la responsabilité de la prévention et de la réponse aux besoins des populations en cas de catastrophes naturelles. Cependant, il est à signaler que le choc de la phase d'urgence ne représente en fait que le début des difficultés rencontrées, pour les familles sinistrées. Le règlement ou l'indemnisation sont accompagnés d'une série de vicissitude. Les aides immédiates (évacuation, hébergement : distribution de vivres, sanitaires et habillements) sont généralement correctement effectuées et largement médiatisées. Les aides postérieures, à la crise (collectivités locales, mouvement association, état) sont plus aléatoires, généralement longues à intervenir et toujours jugées insuffisantes par ceux qui ont été affectés. (**Salomon, 1997**).

**Chapitre II : Procédés de
Protection des
Agglomérations Contre les
Inondations**

Chapitre II :**Procédés de Protection des Agglomérations Contre les Inondations****II.1. Introduction :**

Une inondation est le phénomène occasionnel qui peut noyer de vastes parties du lit majeur ou de la plaine, à la suite d'une crue particulièrement importante et du débordement des eaux.

De façon plus pragmatique, on admet qu'une rivière est en crue lorsqu'elle déborde des limites de son lit mineur. Il s'agit d'un phénomène naturel périodique qui n'est exceptionnel que lorsque les débits deviennent considérables par rapport à son module : on parle alors de crue critique, laquelle peut engendrer une inondation sur les zones riveraines. Cependant la distinction classique entre lit mineur et lit majeur est souvent exagérément remplissage du chenal il est possible d'affiner la notion de lit fluvial et de distinguer successivement.

Une fois la situation du risque est décrite, il est possible de faire une prévision d'un large éventail d'aménagements qui pourra a priori participer à la réduction des conséquences des écoulements provoquant les inondations. Ces aménagements peuvent être prévus au niveau du bassin versant, dans les réseaux primaires et dans le lit majeur des cours d'eau. (**Hachemi ,2014**).

II.2. Procédés de protection des agglomérations contre les inondations :

L'objectif d'une stratégie de réduction de l'aléa est de réduire des eaux sur les zones comportant de forts enjeux humains et économiques à l'échelle du bassin versant

II.2.1. Recalibrage du cours d'eau :

Le principe du recalibrage consiste à augmenter la débitante du lit mineur en augmentant la section d'écoulement par élargissement du lit, approfondissement ou les deux.

Le recalibrage des cours d'eau est probablement l'un des types d'intervention les plus fréquemment réalisé. Ce type de travaux hydrauliques a été mis en œuvre très anciennement dans les zones urbaines et périurbaines, souvent accompagné d'endiguements étroits, pour réduire la fréquence des inondations. Il a été utilisé de manière quasi systématique dans les zones rurales, particulièrement au cours des années 1950 à 1980, pour diminuer la fréquence de submersion des terres agricoles, notamment celles exploitées en maïs, céréale très peu résistante à la submersion. En concertation avec les acteurs du monde agricole qui proposaient un « débit de projet » (égal à Q5ans, Q10ans ou Q50ans), l'ingénieur hydraulicien calculait le profil type à donner au cours d'eau pour garantir ce projet de débit sans débordement. Notons que le recalibrage d'un cours d'eau a souvent été couplé à d'autres interventions telles que :

- La rectification du lit mineur ;
- La protection des berges contre l'érosion ;
- La suppression de la ripisylve (systématique sur au moins l'une des deux berges) ;
- L'endiguement « rustique » (merlon réalisé avec les déblais du recalibrage)

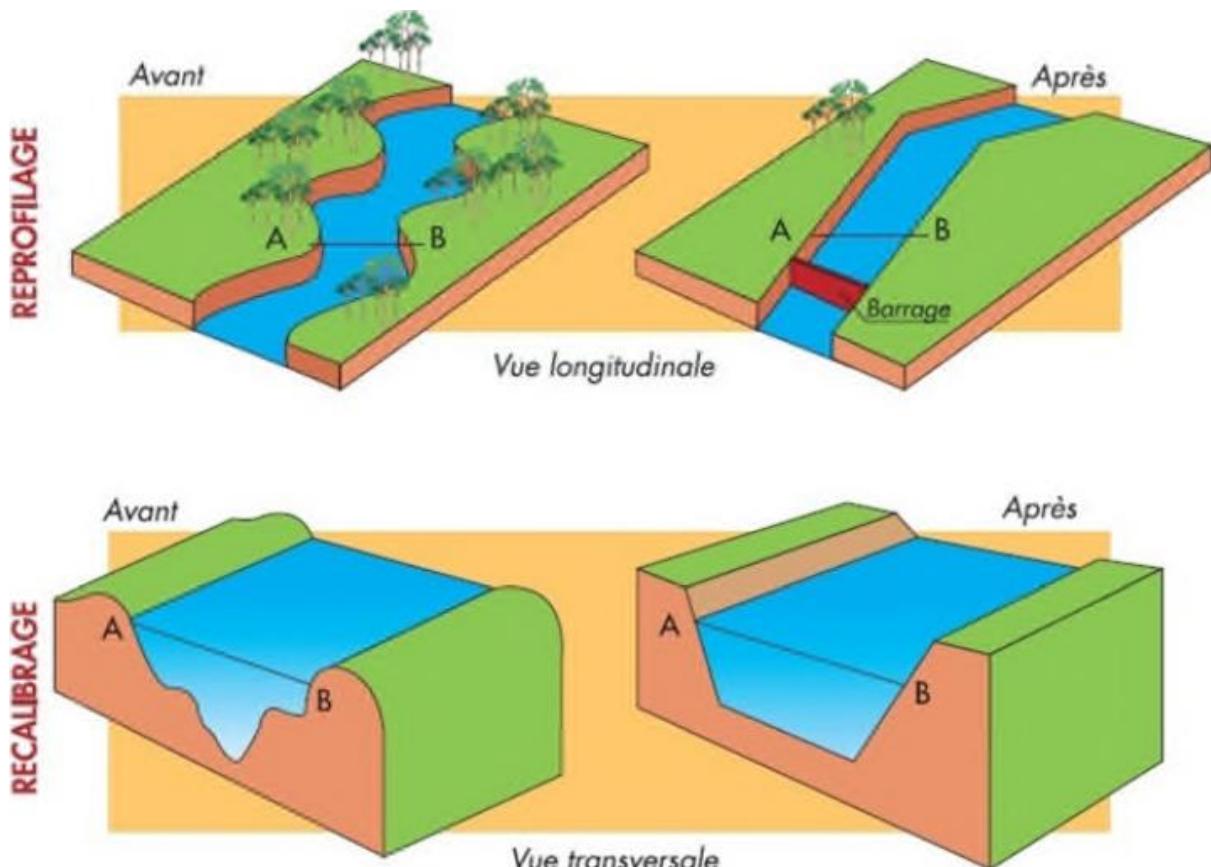


Figure II.1 : Recalibrage d'un cours d'eau (Hachemi ,2014).

Ce type de travaux hydrauliques a été mis en œuvre très anciennement dans les zones urbaines et périurbaines, souvent accompagné d'endiguements étroits, pour réduire la fréquence des inondations (diminuer la fréquence des submersions). Il a été utilisé de manière quasi systématique dans les zones rurales (Talah, 2014).

a) Les conséquences d'un recalibrage

➤ Sur les débits de pointe

Un recalibrage a forcément pour conséquence de diminuer localement la fréquence des submersions et donc de diminuer l'effet de laminage des crues par épandage dans le lit majeur.

➤ Morphologiques pour le profil en long :

Les conséquences sur le profil en long d'un recalibrage avec risberme sont analogues. Si la risberme est fréquemment inondée, elle est l'objet de dépôts fins ou grossiers et se surélève.

Lorsque des vieux seuils sont supprimés, une érosion régressive s'en suit ainsi qu'un exhaussement aval (**Talah, 2014**).

➤ Morphologiques pour les berges :

Un recalibrage s'accompagne souvent, comme on l'a vu, d'un enlèvement important de la végétation, ce qui accroît la sensibilité des berges à l'érosion.

De plus, un recalibrage entraîne une augmentation de la vitesse de l'eau. Une conséquence directe est l'accroissement de l'érosion en rive concave. Il faut aussi noter que l'augmentation des vitesses infléchit vers l'aval le courant dans les coude.

Comme on trouve une autre conséquence est l'augmentation de la rapidité de la décrue. La stabilité au glissement des berges est donc affectée. Les solutions sont :

- ❖ L'adoption de pentes de berges suffisamment douces pour améliorer la tenue au glissement.
- ❖ La pose de matériaux plus résistants dans les coude les plus prononcés.
- ❖ Et chaque fois qu'il est possible le maintien des arbres ou au moins des souches et le maintien des seuils existants (**Talah, 2014**).



Figure II.2 : Oued Mekerra (wilaya de Sidi Bel Abbes) rééquilibré dans la traversée de Ras El-Ma.

b) Les inconvénients du recalibrage :

Parmi les inconvénients de cette technique on trouve :

- ❖ Aggravation des inondations au débouché dans un tronçon aval non rééquilibré.
- ❖ Evacuation accélérée : moindre recharge des nappes en crue.
- ❖ Déconnexion des annexes fluviales, perturbation du cycle de reproduction de
- ❖ Certaines espèces.
- ❖ Perturbation du transport solide : érosions et/ou dépôts.
- ❖ Augmentation des contraintes hydrauliques en crue (**Talah, 2014**).

II.2.2. Endiguement du cours d'eau :

Une digue est une construction établie dans le but de contenir des eaux ou de se protéger de leurs effets. Cette définition est d'une portée générale et englobe tous les types de digues, existants. Les digues peuvent avoir deux fonctions principales : dériver l'eau et/ou canaliser ou protéger contre l'inondation. Ainsi, le parc français de digues est composé de deux grandes familles de digues :

a) Les digues en charge en permanence :

Une digue en charge en permanence est sollicitée en situation normale d'exploitation par la charge hydraulique. Ce cas correspond aux digues de navigation ou aux digues de dérivation pour certaines industries (hydroélectricité, nucléaire...).

Les digues de navigation le long des canaux à grand gabarit sont relativement récentes et en bon état. Par contre, les digues de navigation le long des canaux de plus petit gabarit sont plutôt anciennes, une partie d'entre elles datant du 19^e siècle. Les ouvrages sont donc hétérogènes et assez mal connus des gestionnaires, et on note environ 10 ruptures par an, en moyenne, le long des 6700 km de canaux navigables. Les digues de navigation le long des canaux présentent divers profils, selon la topographie du site (**Mérieux, 2001**).



Figure II.3 : Digue de navigation du Rhône en charge en permanence (**Mériaux, 2001**).

L'effet d'un endiguement est d'empêcher le débordement pour des crues dont les débits sont inférieurs à ceux de la crue de projet. Au-delà de ces débits, le débordement aura lieu, ses conséquences sont souvent accrues du fait de vitesses d'écoulement importantes là où se produit la submersion.

Pour les ouvrages hydrauliques en remblai, quatre mécanismes de rupture sont classiquement considérés : l'érosion externe, l'érosion interne, l'instabilité externe et la liquéfaction (Figure II.5). Ces mécanismes sont largement documentés dans la littérature technique, notamment celle des barrages (**Serre, 2005**).

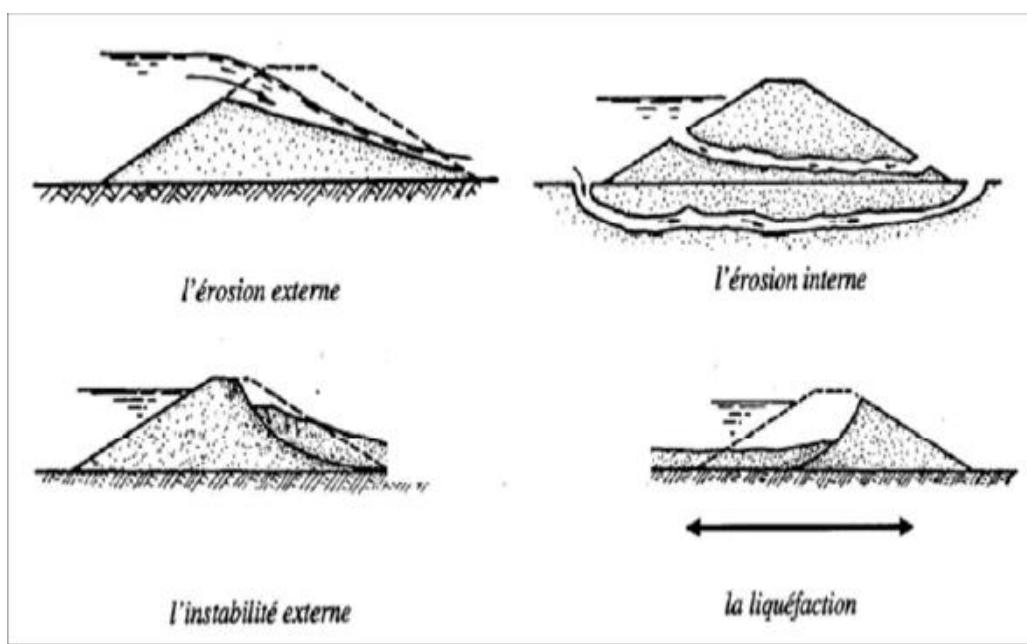


Figure II.4 : Mécanismes de rupture des ouvrages en remblai (**Serre, 2005**).

b) Les digues de protection contre les inondations :

Les digues de protection contre les inondations sont des ouvrages dont au moins une partie est construite en élévation au-dessus du niveau du terrain naturel et destinés à contenir épisodiquement un flux d'eau afin de protéger des zones naturellement inondables.

Les digues de protection contre les inondations constituent le deuxième grand type de digues. On trouve ces digues essentiellement le long des cours d'eau, parfois positionnées directement en contact avec la berge, ou éloignées de plusieurs mètres, ou plus (quelques centaines de mètres), de celle-ci (Figure. II.6).

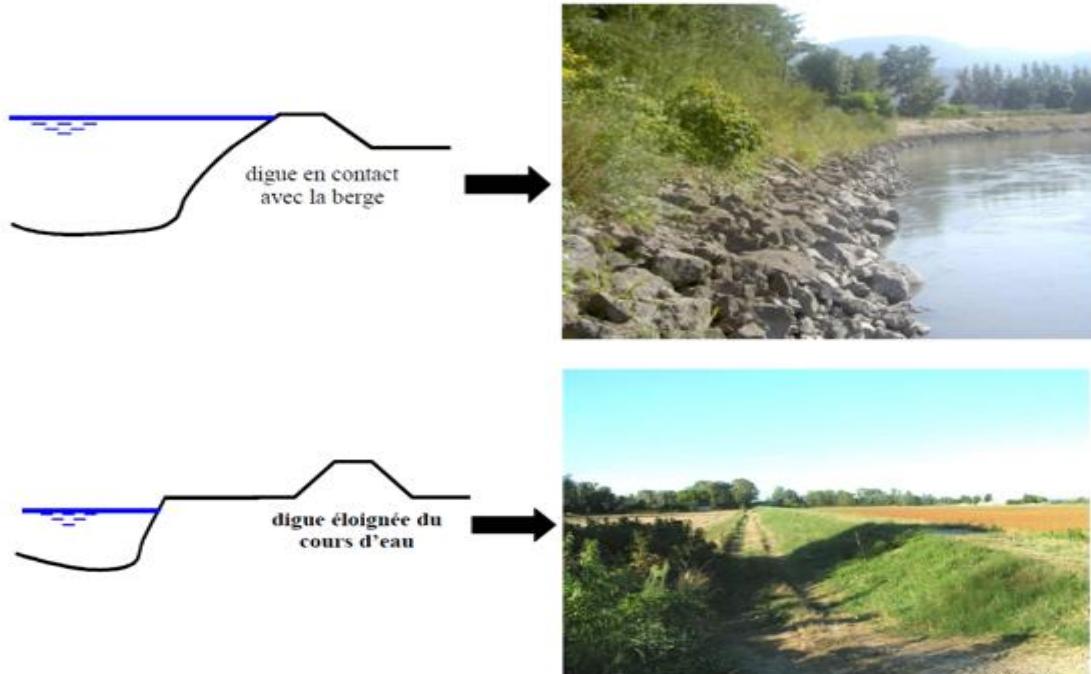


Figure II.5 : Positions de la digue par rapport aux cours d'eau (Benmia, 2012).

Il s'agit d'aménagement longitudinal le long des berges qui sert à protéger de l'inondation des zones où sont présents des enjeux importants (habitations, zones commerciales industriels...etc.) (Serre, 2005).

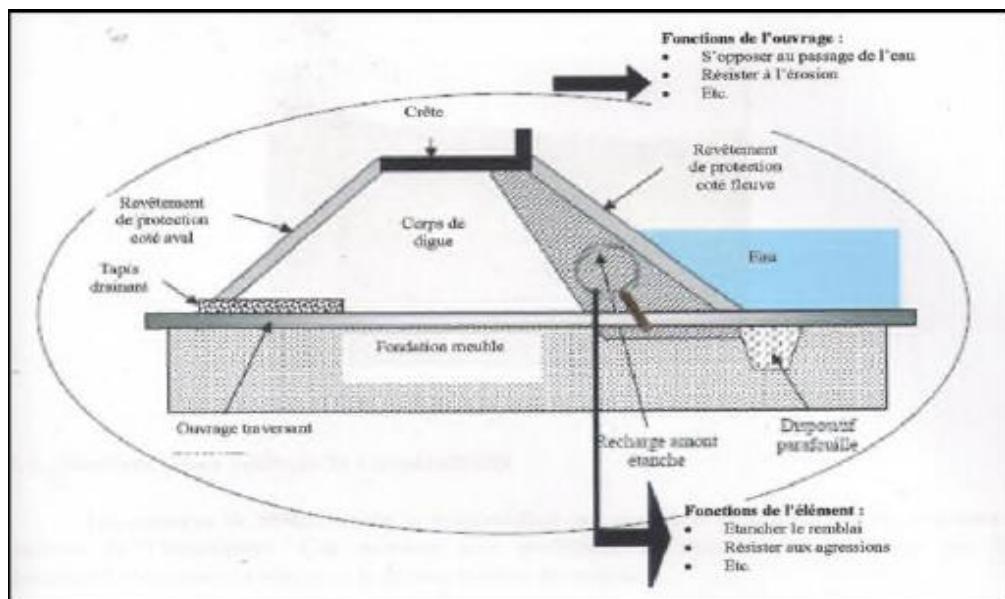


Figure II.6: Schéma d'une digue (Serre, 2005).

II.2.3. Caractéristiques des digues de protection contre les inondations :

On peut décrire le fonctionnement hydraulique d'une vallée endiguée (Figure II.7) de la façon suivant

- Lors d'une crue, la rivière déborde de son lit mineur et inonde progressivement le lit majeur endigué.
- L'endiguement limite l'emprise de l'inondation pour les crues faibles et moyennes, mais il surélève la ligne d'eau là où la présence des digues conduit à rétrécir sensiblement la largeur du lit naturel (c'est très souvent le cas dans la traversée des villes).
- Dans le cas des fortes crues, le rôle des digues est limité et la vallée sera complètement inondée.
- On aménage parfois des déversoirs qui permettent de protéger la digue contre le déversement.
- Pour les crues extrêmes, l'ensemble de la vallée est inondé, soit à la suite du fonctionnement des déversoirs, soit par des ruptures de digues ; le fleuve ou la rivière recouvrent ainsi l'ensemble de leur lit majeur, comme en l'absence de protections (Serre, 2005).

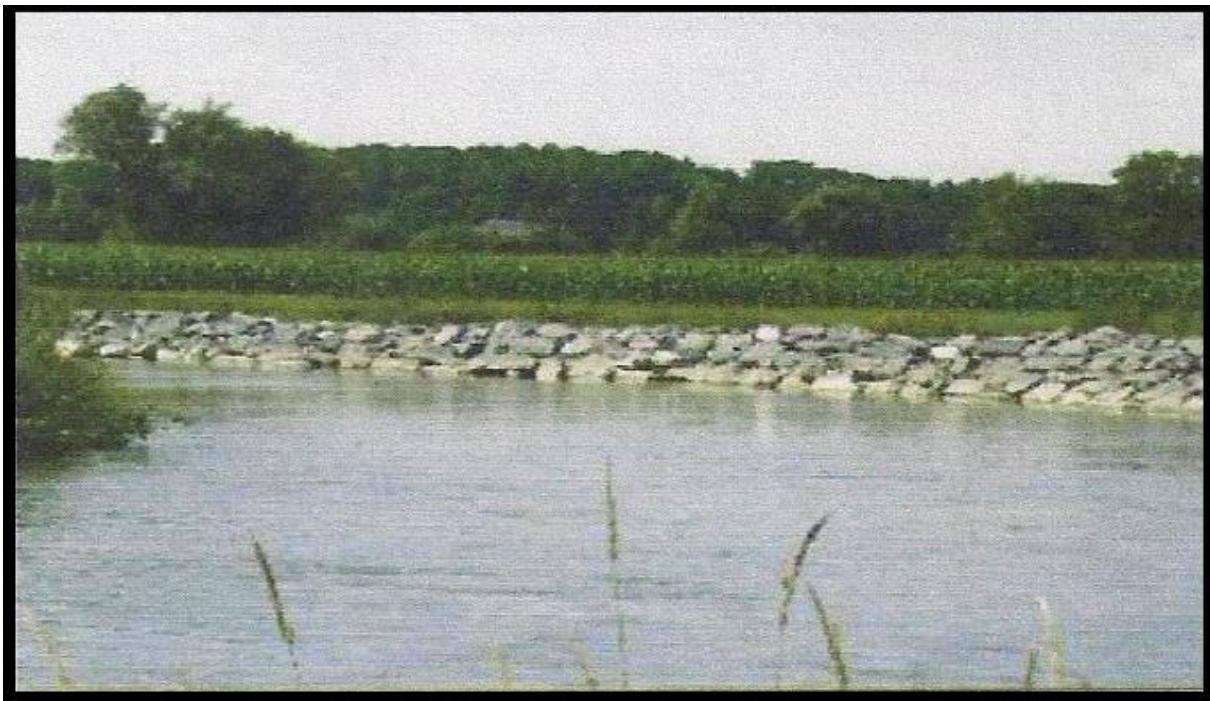


Figure II.7 : Digue enroché (Serre, 2005).

II.3. Reboisement :

En plus de leur rôle à développer le volet écologique et touristique, les forets ont un rôle considérable dans la conservation de sol et des eaux. Le volume intercepté de pluies et non négligeable et contribue dans le ralentissement de la montée de crue et en opposé on doit conserver les forets existants contre le déboisement (un fort accroissement de ruissellement a été observé après des coupes sélectives des forets).

Le taux d'infiltration sous un couvert végétal naturel non modifié est généralement élevé et le ruissellement est un phénomène relativement rare sauf dans le cas de pluie exceptionnellement violente (Chachoua, 2010).

Au plan de la tenue des berges, un arbre peut jouer différents rôles selon, sa taille, sa position et son espèce citons ici le platane qui tapisse la berge et la protège de l'érosion.



Figure II.8 : Aménagement des berges de l'oued contre le glissement (Halouche, 2007).

Au plan morphologique, la végétation a un rôle important. Lorsque la végétation existe au niveau des berges, le lit est moins large plus profond et la pente des berges est plus forte.

II.4. Recalibrage des systèmes d'évacuation de l'eau :

Cette opération consiste à modifier les capacités d'écoulement des systèmes d'évacuation des eaux pluviales pour éviter que leur engorgement ne provoque des inondations dues aux précipitations sur une zone urbanisée. Il peut également s'agir de modifier un défaut des systèmes d'évacuation qui n'empêche pas l'eau du cours en crue de refouler. L'effet est essentiellement local (Grelot, 2004).

II.5. Préservation - Restauration - Crédit des zones d'expansion des crues :

Il s'agit de préserver ou de restaurer des zones connues d'expansion de crues du cours d'eau. Ceci implique généralement de contrôler l'occupation de la zone d'expansion de crues de telle sorte que la submersion de la zone ne soit pas finalement remise en compte.

Les effets positifs sont à une échelle plus ou moins locale en fonction de la surface de stockage effectivement en jeu (Abdeddaim, 2008).

Ce type d'aménagement n'a que peu d'impact sur la vie aquatique de la rivière et sur son fonctionnement (**Benmia, 2012**).

II.6. Barrage ecrêteur :

Le barrage ecrêteur a pour but l'écrêtelement des crues, et parfois, a vocation multiple, son principe de fonctionnement est de stocker temporairement un certain volume dans le lit du cours d'eau de façon à démunir le débit de crue en aval selon le schéma (**Serre, 2005**).

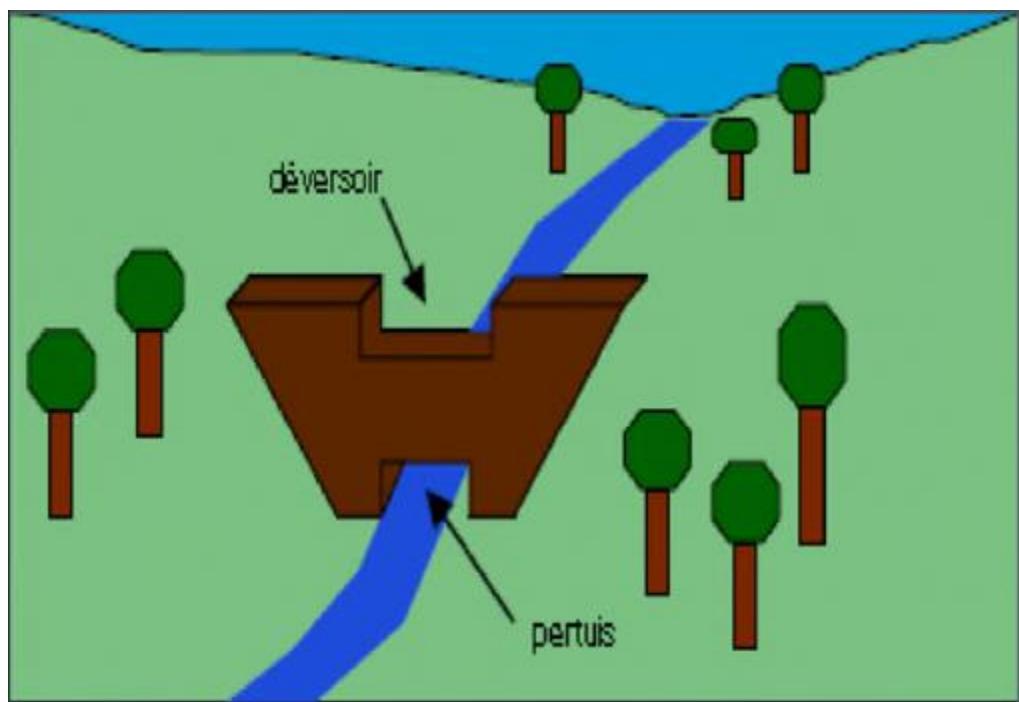


Figure II.9 : Schéma de fonctionnement d'un barrage écrêteur de crue (**Naaim et al, 2010**).

II.6.1. Principes de fonctionnement

Les barrages ecrêteurs sont implantés en travers du thalweg et ont pour objet de stocker temporairement un certain volume dans le lit du cours d'eau, de façon à diminuer le débit de pointe de la crue en aval.

Le principe général de fonctionnement, dans le cas d'un barrage ecrêteurs sans vannes, est le suivant :

Un pertuis de fond correctement dimensionné et protégé de l'obstruction par les flottants, permet de limiter le débit en aval, à une valeur compatible avec les enjeux à protéger contre l'inondation ; l'ouvrage est donc transparent pour les débits courants et pour les crues fréquentes.

Lorsque la capacité du pertuis est saturée, la retenue se remplit progressivement, ce qui permet de stocker temporairement une partie du volume de la crue ; le débit en aval augmente peu en fonction de la montée du niveau dans le réservoir (écoulement en charge) ; en fin de crue, le volume temporairement stocké dans la retenue se vide naturellement par le pertuis ; l'ouvrage écrête fortement les crues moyennes à rares.

En cas de très forte crue, lorsque la retenue est pleine, le déversoir de sécurité entre en fonction pour évacuer la différence entre le débit entrant dans la retenue et le débit transitant dans le pertuis (avec un effet complémentaire de laminage dans la tranche supérieure de la retenue) ; l'ouvrage perd de son efficacité pour les crues rares à exceptionnelles (**Benmia, 2012**).

II.6.2. Conséquences et effets perturbateurs possibles :

Parmi les conséquences de barrage ecrêteur on trouve :

- Relative inefficacité si une crue survient alors que le barrage est plein.
- Risques spécifiques éventuels (rupture de barrage).
- Lissage du régime aval (disparition des crues fréquentes à moyennes) et interruption totale ou partielle du transport de sédiment (érosion en aval et dépôts dans la cuvette).
- Perturbation de dynamiques biologiques (circulation des animaux et propagules végétales) (**Talah, 2014**).

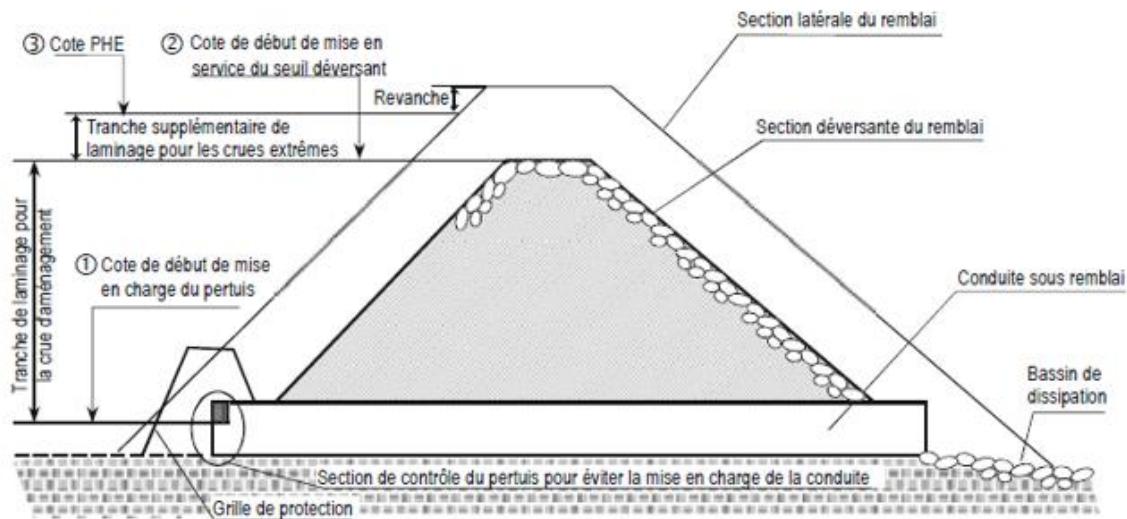


Figure II.10 : Schéma de fonctionnement d'un barrage ecrêteur de crue (MEDD, 2004).

Par un pertuis de fond dimensionné de façon qu'il permet l'écoulement ordinaire et de crues fréquentes et limiter le débit en aval selon les enjeux à protéger contre l'inondation. En cas de crue qui dépasse la capacité de pertuis, le barrage se remplit progressivement et se vide lentement par le pertuis en fin de crue. En cas où la crue est très forte et le volume d'eau dépasse la capacité de stockage du barrage, le débit excédent s'évacue par le déversoir de sécurité (MEDD, 2004).

❖ Crédit des zones d'expansion de crue :

Le principe est proche de celui de barrage écrêteur. Il consiste à aménager un rétrécissement d'une section sur le cours d'eau afin d'augmenter la ligne d'eau en amont et si nécessaire de construire des remblais barrant le lit majeur. Le fonctionnement de tel aménagement est plus proche du fonctionnement naturel. Les champs d'expansion doivent prendre en considération la nature juridique des espaces aménagés afin d'indemniser les propriétaires ou les exproprier. Ce type d'aménagement n'a que peu d'impact sur la vie aquatique de la rivière et sur son fonctionnement (Dunglas, 2014).

II.6.3. Particularités techniques des petits barrages ecrêteurs décrues :

Le contrôle de sécurité des barrages existants repose en particulier sur un certain nombre d'examens visuels, en particulier les visites techniques approfondies, et sur des lectures d'instruments. Pour les barrages ecrêteurs, il est tout à fait possible que pendant une décennie par exemple, aucune mise en eau significative ne se soit produite. C'est pourquoi la sécurité de ce type d'ouvrages habituellement secs repose sur une conception irréprochable. Ce chapitre porte donc sur la première étape réglementaire dans la vie d'un barrage : l'établissement de son projet par le pétitionnaire et son instruction par le service de contrôle.

Les principes généraux et les éléments d'hydrologie et d'hydraulique s'appliquent à tous types d'ouvrages, en remblai ou en béton. Les éléments de conception du génie civil des ouvrages, et de réalisation, sont tournés vers les ouvrages en remblai, largement majoritaires parmi les nouveaux ouvrages examinés (**MEDD, 2004**).

II.6.4. Hydrologie et hydraulique :

a) Rappel des principes généraux :

Pour satisfaire au mieux la fonction d'écrêtement des crues rares affectée à ces barrages, il faut respecter les principes suivants :

- Le barrage doit laisser passer les crues courantes, celles qui transitent sans problème grave dans le réseau hydrographique aval ;
- Tout stockage volontaire d'eau pour les petites crues va limiter l'efficacité de l'ouvrage pour les crues rares, celles où justement on a besoin de tout le volume disponible (contrairement à une idée reçue, un barrage ecrêteur qui se remplit souvent n'est pas des plus efficaces) ;
- Dans la limite du débit admissible en aval, la vidange de la retenue après chaque crue sera la plus rapide possible, de façon à disposer d'un ouvrage opérationnel en cas de survenance rapprochée d'une deuxième crue (**Royer et al, 2009**).

b) Protection de l'aval – Période de retour de protection :

La démarche de conception des ouvrages de ralentissement dynamique est habituellement fondée sur un objectif de protection d'enjeux localisés à l'aval. Cet objectif se construit en identifiant, pour les zones à protéger :

- Les débits à partir desquels les inondations provoquent des dégâts gênants (ce qui va fixer le débit maximal du pertuis) ;
- La période de retour des événements contre lesquels on souhaite se protéger (ce qui va fixer le volume de la retenue) (**Royer et al, 2009**).

II.6.5. Dimensionnement hydraulique des évacuateurs de crues :

L'évacuateur de crues doit être dimensionné pour une crue de période de retour d'environ 500 à 1 000 ans (éventuellement 100 ans pour les ouvrages les plus modestes sans enjeux à l'aval proche). Le plan d'eau s'élève alors à la cote PHE, en fonction de la loi d'écoulement sur le seuil (liant le débit évacué à la charge sur le seuil, la longueur de seuil et le coefficient d'écoulement μ , généralement de l'ordre de $\mu=0,35$ pour un seuil à crête large, mais de l'ordre de 0,5 pour un seuil très bien profilé, ce qui paraît préférable). On n'oubliera pas de vérifier le dénouement du seuil pour les forts débits et d'adapter le profil de l'évacuateur si nécessaire.

Une revanche doit encore rester disponible **entre la crête du barrage et la cote PHE** (cf. schéma ci-dessous).

Cette revanche se calcule habituellement en fonction du déferlement potentiel des vagues se formant sur le plan d'eau. Elle dépend de l'ouvrage (en particulier la longueur du plan d'eau selon le sens du vent considéré, la pente du parement amont et sa rugosité) et du site (vitesse du vent). Elle ne peut donc être fixée forfaitairement une fois pour toutes comme on le voit trop souvent. (Naaim et al, 2010).

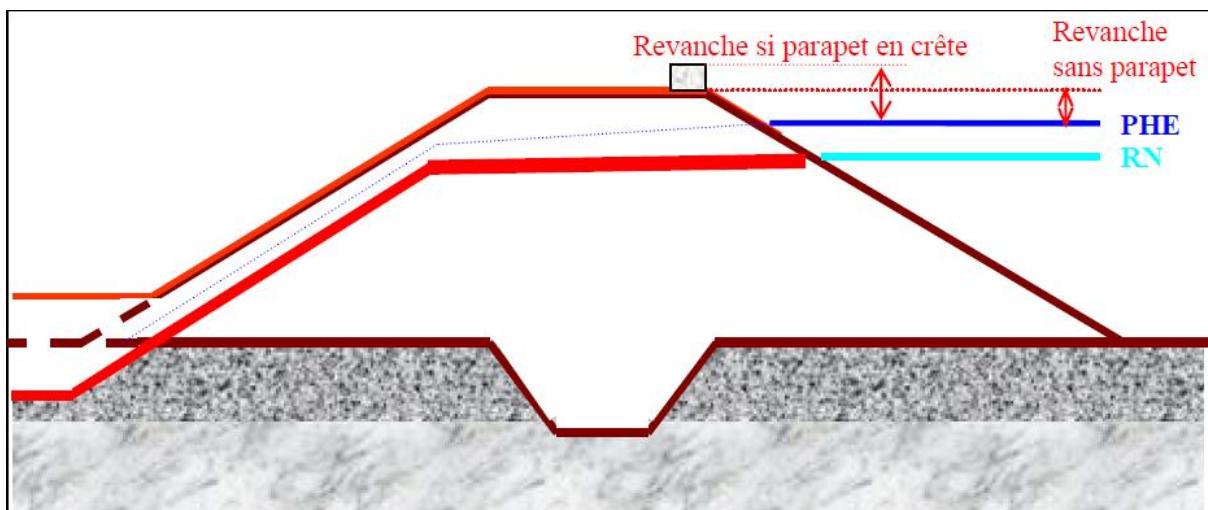


Figure II.11 : Définition des cotes RN, PHE et de la revanche (Naaim et al, 2010).

On a donc, selon ce schéma :

- RN : Retenue Normale = cote d'arase du déversoir de sécurité, atteinte lors d'une crue de période de retour égale à Tprotection ;
- PHE : Plus Hautes Eaux = cote maximale du plan d'eau lors d'une crue de période de retour égale à Tsûreté ;
- Revanche par rapport aux PHE = cote de la crête du barrage (ou, le cas échéant, du parapet continu jusqu'aux rives) – PHE (Naaim et al, 2010).

II.7. Influence des barrages :

La retenue d'un barrage joue le rôle d'un énorme décanteur. Les matériaux solides transportés par le cours d'eau sont déposés du fait du ralentissement de la vitesse. Un tri granulométrique s'opère avec dépôt des éléments les plus grossiers à l'entrée de la retenue. Les éléments plus fins se déposent plus à l'aval. Les végétaux et animaux (zooplancton, poissons...) créent de la matière organique qui sédimente également, le tout formant une vase plus ou moins riche en matière organique qui se consolide rapidement. Les opérations de vidange n'arrivent qu'à extraire vers l'aval le bouchon de vase proche de l'orifice, et le comblement progressif de la retenue est irréversible. Ce phénomène est très marqué dans les pays du Maghreb (**MEDD, 2004**).

II.8. Correction torrentielle :

C'est une technique qui a pour objectif de limiter les vitesses des écoulements dans les cours d'eau ayant des régimes torrentiels.

Un torrent est corrigé par la construction d'un nombre de digues successives transversales sur les lits des canaux naturels (**Abdeddaim, 2008**).



Figure II.12 : Correction torrentielle (**in Benmechernane, 2013**).

Le nombre des digues à construire est donné selon la formule :

$$N = L \cdot (P-I) / H \quad \text{II.1}$$

N : Nombre de Digues

L : Longueur du ravin (m).

P : Pente moyenne du lit.

H : Hauteur moyenne des digues (1 à 4 mètres).

I : Pente de compensation (pente inter digue, elle est inférieure à la pente initiale du lit de ravin) $i \approx 0.01$ (**Abdeddaim, 2008**).

$$I = \frac{f.b.(d-p)}{0,076.0,0625^2.c^2.R^2} \quad \text{II.2}$$

f : Coefficient de frottement des matériaux.

b : Longueur du caillou (m).

d : Densité du caillou.

P : Densité de l'eau boueuse (varie de 1 à 1,8).

C : Coefficient dépendant des parois de la digue.

R : Rayon hydraulique moyen du ravin (m) (**Benmia, 2012**).

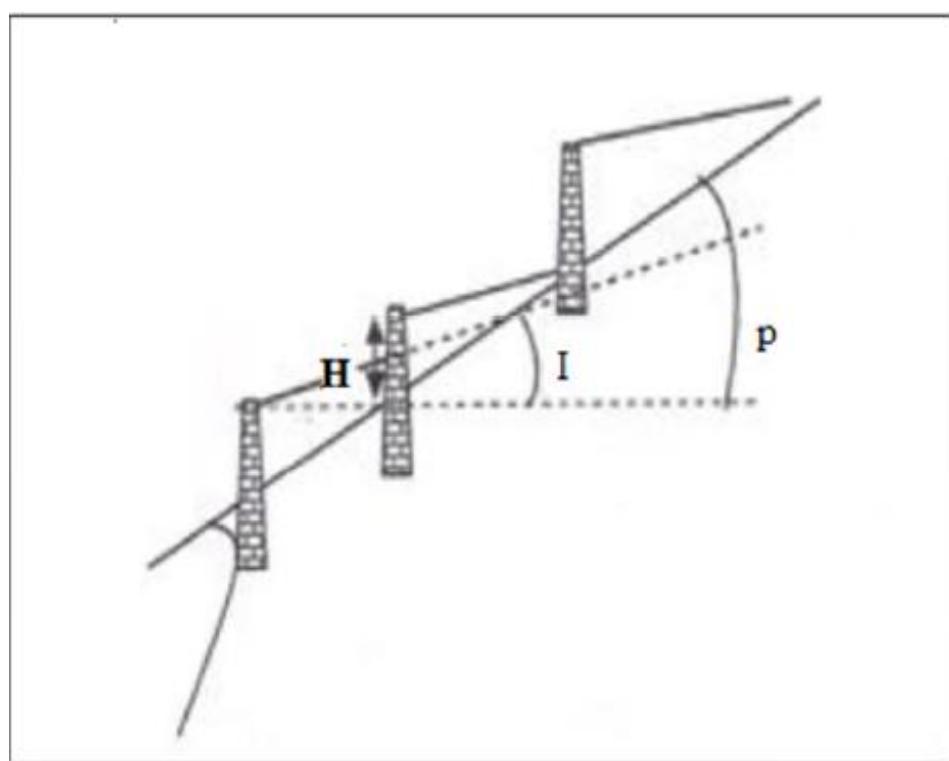


Figure II.13 : Correction torrential (**Benmia, 2012**).

II.9. Les épis :

Un épi en rivière est ouvrage transversal au courant, enraciné dans la berge, ne barrant qu'une partie du lit et au moins partiellement submersible. Les épis sont utilisés pour protéger les berges ou pour faciliter la navigation. Dans le domaine maritime, des épis peuvent être utilisés pour protéger des plages (**Gérared, 2012**).

L'espacement entre les épis dépend de la largeur de la rivière, de leur longueur et de leur nature. Théoriquement, pour qu'un système d'épis soit efficace, il faut que l'écart entre deux épis successifs soit de l'ordre d'une fois et demie (1,5) leur longueur moyenne (**in Abdeddaim, 2008**).

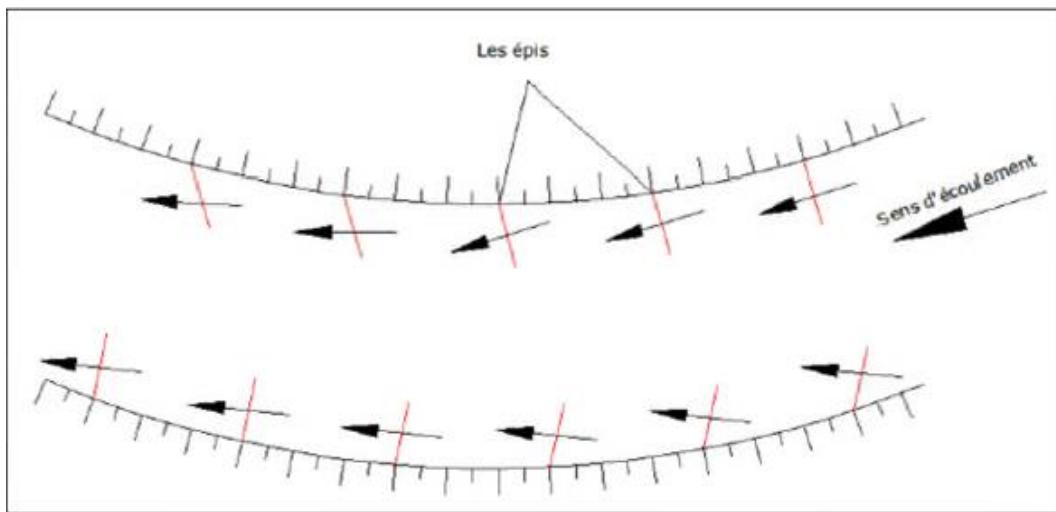


Figure II.14 : Implantation des épis (Abdeddaim, 2008).

II.10. Banquette :

La technique des banquettes est de double objectif, la lutte contre l'érosion et la réduction de ruissellement en favorisant l'infiltration due à la diminution de pente. Leurs effets sont considérables dans la défense et la restauration de sol (Benmia, 2012).

La banquette mécanique se divise en quatre zones.

- Le fossé large reçoit les eaux de ruissellement de l'impluvium.
- Le talus reçoit la pluie et un apport latéral des eaux du fossé.
- L'impluvium à l'amont du fossé ; zone cultivée entre les bourrelets, qui ne reçoit plus que la pluie moins le ruissellement.
- La zone de l'impluvium à l'aval et proche du bourrelet qui pourrait recevoir un apport d'eau par drainage à travers le bourrelet lors des grosses averses.

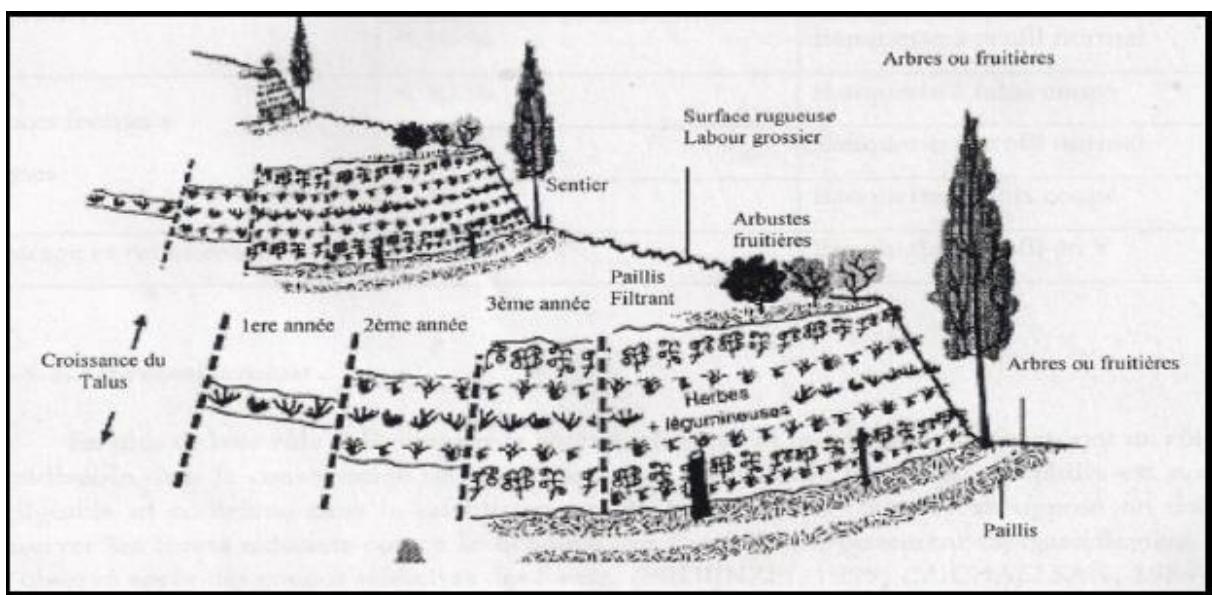


Figure II.15 : Technique de banquettes (Benmia, 2012).

Tableau II.1 : Banquette en fonction de pente et type de culture (**Benmia, 2012**).

Culture	Pente du terrain	Type de banquette
Céréales	2 à 3%	Labours horizontaux
	3 à 6%	Culture a bandes
	3 à 5%	Banquette à triple courbure
	5 à 12%	Banquette à double courbure
	12 à 18%	Banquette à simple courbure
	18 à 30%	Banquette à talus coupé en V
	30 à 50%	Banquette à profil en V
Céréales et arbres fruitiers sur bourrelet	< 18%	Banquette à simple courbure
	<30%	Banquette à talus coupé
	<50%	Banquette à profil normal
Arbres fruitières vignes	<30%	Banquette à talus coupé
	<50%	Banquette à profil normal
	<30%	Banquette à talus coupé
Pâturage et reboisement	<80%	Banquette à profil en V

II.11. Ouvrage de stockage en dérivation :

II.11.1. Fonctionnement :

Ces ouvrages peuvent être implantés dans le lit majeur, voire dans la plaine au-delà. Ils sont alimentés en dérivation du cours d'eau et nécessite les aménagements suivants :

- ❖ Une section rétrécie de la rivière (section de contrôle),
- ❖ Un seuil latéral calé pour la crue à écrêter,
- ❖ Un dispositif de limitation du débit dérivé vers les bassins de stockage, égal au plus à la capacité des ouvrages de trop plains des bassins,
- ❖ Des bassins aménagés par creusement du terrain naturel (dans le cas où ils seraient situés au-delà du lit majeur), par construction de digues ou par une solution mixte entre les deux précédentes : il est également possible de profiter d'anciennes gravières, réaménagées en plans d'eau où la tranche supérieure va être mobilisée pour l'écrêtement des crues.

Les bassins peuvent être implantés en cascade, comme indiqué sur le dessin ci-dessous.

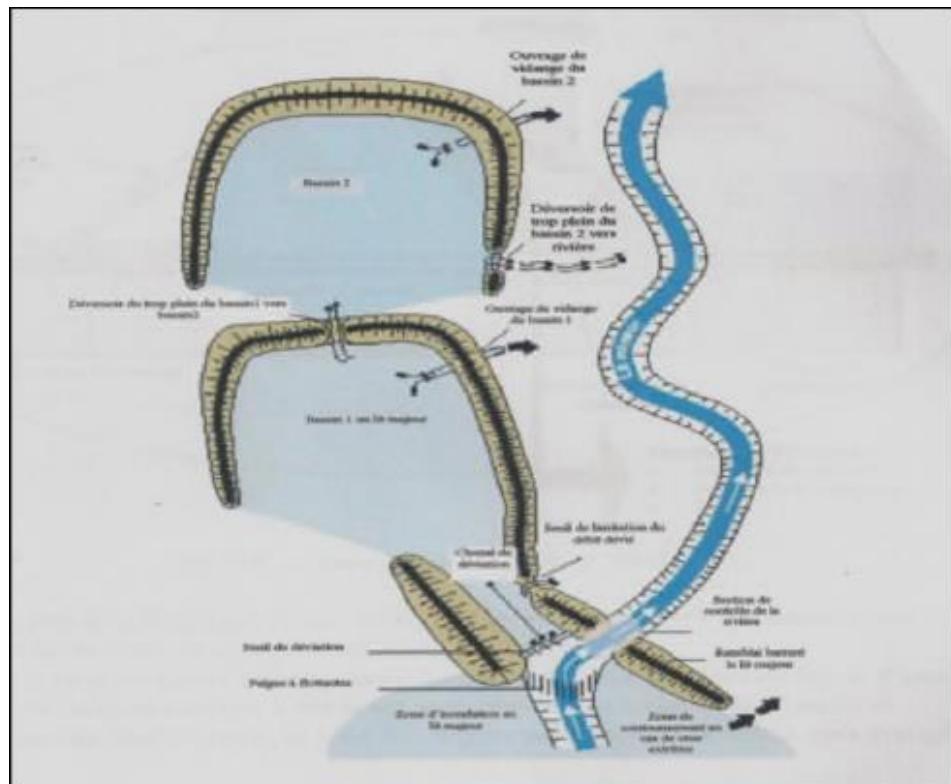


Figure II.16 : Fonctionnement d'ouvrage de stockage en dérivation (**Benmia, 2012**).



Figure II.17 : Canal de dérivation au Sud de la ville de Sidi Bel Abbés (**Hallouche, 2007**). L'ouvrage n'entre en jeu que lorsque la crue dépasse une certaine hauteur. En cas de crue exceptionnelle un dispositif de sécurité limite les débits déversés pour protéger les bassins de surverse (in **Hallouche, 2007**).

II.11.2. Composition des ouvrages et autres facteurs influençant les coûts d'intervention :

L'étude des coûts observés à l'échelle des ouvrages requiert de disposer de quelques notions fondamentales sur leur composition et les autres facteurs déterminant les coûts d'intervention.

L'introduction de cette section traite de la typologie de ces ouvrages ainsi que des facteurs essentiels qui conditionnent le choix d'un type d'ouvrage et son dimensionnement.

Cette section présente ensuite plus en détail les considérations qui ont été à la base de l'élaboration de la méthodologie exposée en partie 4 : La forme, la composition, la fonction des différents types d'ouvrages,

- Une approche qualitative du coût des ouvrages, approche basée sur l'analyse de la relation « composition des ouvrages – coûts »,

Une présentation qualitative du coût des dispositions opérationnelles d'intervention ET des mesures d'accompagnement relatives aux dispositifs de gestion de l'eau et aux autres usages (voirie et réseaux divers, une présentation de la composition du coût d'une intervention part des marchés de travaux et part des prestations d'étude et de suivi.... (**Marc, 2014**).

II.12. Risques et aménagement du territoire :

Il s'agit d'adapter les outils de l'aménagement du territoire aux aléas naturels, en introduisant des études et des plans expliquant et délimitant les risques : Aménager conformément aux aptitudes du milieu naturel

- ✓ Plan d'exposition aux risques naturels PER
- ✓ Plan de protection contre les risques naturels PPR
- ✓ Revoir et enrichir le code de l'urbanisme, le code des forets...etc.

Intégrer la logique « ORSEC » dans toutes les phases d'élaboration des différents plans d'aménagement (**Actes, 2014**).

II.13. Retenues d'eau :

Les retenues collinaires sont des réservoirs de stockage d'eau de dimensions modestes créé à partir d'un petit barrage en remblai. Elles existent depuis longtemps dans toutes les zones du monde où l'agriculture a besoin d'un apport supplémentaire d'eau là où le relief le permet. Elles se distinguent des "bassins" qui sont essentiellement des réservoirs entourés par un périmètre endigué ou des "bassines", petits bassins étanchés avec une géo membrane. L'ouvrage est constitué dans la grande majorité des cas d'un barrage en terre fermant un thalweg de taille variable. Le dispositif retient les eaux de ruissellement et en stocke une partie. Certains sont mis en place sur des petites rivières ou des ruisseaux pérennes. La majorité est installée dans des thalwegs sans écoulement permanent. Cette ressource est

Surtout utilisée pour l'irrigation. On estime que plus de 50% des retenues de ce type en France sont dévolues à cet usage. Elles servent aussi à la protection incendie, aux loisirs, à la pêche et à la pisciculture et plus récemment à alimenter les canons à neige. Elles apparaissent surtout comme des dispositifs locaux d'appoint, qui permettent d'accroître les disponibilités en eau au cours de l'année dans des zones isolées ou insuffisamment équipées et souffrant de déficit chroniques ou récurrents de pluviométrie ou d'apports d'eau (**Dunglas, 2014**).

II.14. Les protections classiques :

Face au problème des crues l'homme ne sont pas démunis et il faut souligner que si le cout moyen des inondations ne cesse d'augmenter, à l'inverse, le nombre des victimes a considérablement diminué. L'homme dispose en effet maintenant de nombreuses solutions, soit d'adaptation (solution ancienne), soit de <<maitrise>> du phénomène, soit encore il peut songer à <<panser les plaies>> consécutives à la crue ou l'inondation Encore faut-il pour cela qu'il comprenne bien ce qui passe .

Bien entendu les hommes ont de tout temps cherché à se protéger contre ces calamités et la meilleure protection consistait à vivre dans des lieux réputés à l'abri des inondations ; tertres, hauts de versants, collines, ect. il ne serait pas venu à l'esprit par exemple de construire sa demeure dans le lit majeur d'un cours d'eau.

Le risque d'inondation était éliminé par l'absence de construction en zone inondable, ou accepté en connaissance de cause.

II.14.1. La prévention passive :

La plus simple, et de loin la plus efficace, largement adoptée par nos ancêtres, était donc celle qui consistait à ne pas s'installer dans les secteurs réputés inondables. Ces derniers étaient bien connus autrefois car la mémoire collective retenait plus volontiers qu'aujourd'hui les enseignements des observations de la nature. Les villages ne s'établissaient que sur les sites élevés bien connus pour être sûrs par rapport aux menaces des cours d'eau. Autrefois, quand exceptionnellement on construisait dans les zones inondables, on bâtissait des maisons d'au moins un étage pour se réfugier en cas de crue et le rez-de-chaussée était conçu pour supporter une inondation temporaire (par exemple il était carrelé et n'avait pas de parquet).

II.14.2. L'entretien des lits :

Au cours des siècles précédents les cours d'eau non domaniaux étaient exploités ; pêche professionnelle, utilisation de l'énergie (moulins et forages), produits de curage et bois morts. Leur entretien considéré comme essentiel était assuré par les riverains. Puis le déclin économique de ces activités jugées trop <<rurales>> et <<secondaires>> a progressivement amené un désintérêt. Les rives des cours d'eau furent laissées à elles-mêmes, aggravant de décennies par les collectivités locales dans la mesure de leurs budgets et des priorités considérées. Il n'est pas cependant absolument sûr qu'un entretien parfait du seul cours d'eau soit la réponse la plus appropriée pour réduire les dégâts des inondations.

II.14.3. Les travaux de protection :

L'aménagement d'un cours d'eau peut être conçu à plusieurs niveaux et revêtir plusieurs formes ; suppression d'obstacles, curages et protection des rives ,voire recalibrage, enrochement, épis, construction de seuils... il existe une très grande variété d'ouvrage de protection dont les effets se font sentir à la fois sur la dynamique fluviale (et donc sur les milieux humides rivulaires), sur le régime des crues et les échanges entre les cours d'eau et les milieux humides du lit majeur, mais aussi sur le milieu aquatique (régression des eaux courantes, modifications des habitats, barrières pour les migrants, etc.) D'une façon générale, les actions les plus efficaces à court terme et pour les crues moyennes, sont les travaux de correction et de régularisation des cours. (**Salamon, 1997**).

Chapitre III :
Etude Du Milieu
Physique

Chapitre III :**Etude du milieu physique****A. MOTIVATIONS DE L'ETUDE**

La ville d'Ain Fezza est connue au problème des inondations due aux variations climatiques importantes précipitations, à la géomorphologie du terrain avec un relief montagneux où la ville est située à la sortie de l'exutoire d'oued Tedmaia, présentant ainsi des fortes pentes, à la présence d'habitations éparses à limitrophes parfois même au niveau des lits mineurs des thalwegs et à l'action anthropique sur les ouvrages d'évacuations d'eaux pluviales de la ville de Ain fezza.

Notre travail s'inscrit dans une vue qui consiste à trouver une solution afin d'éviter ces inondations.

L'analyse des données collectées nous a permis d'identifier les points noirs que nous avons visités pour élaborer l'état des lieux :



Figure III.1 : Illustrant les sédimentations lourdes crues d'Oued (06/02/2016)



Figure III.2 : L'érosion des berges d'oued causant des dépôts de sédiments (06/02/2016)



Figure III.3 : Inondation des terres agricoles lors des crues (06/02/2016)



Figure III.4 : Inondation de terre au niveau de traversée de route (19/04/2016)



Figure III.5 : Arrivée de l'eau au niveau du canal en PM (19/04/2016)



Figure III.6 : Arrivée de l'eau au niveau de la galerie (19/04/2016)



Figure III.7 : Tracée de l'oued nécessite un recalibrage (19/04/2016)



Figure III.8 : Arrivée de l'eau au niveau de traversée de chemin de fer (19/04/2016)

B. MORPHOMETRIE

III.1. Introduction :

Dans le cadre de l'étude de protection de centre de Ain Fezza contre les inondations. L'objectif principal est de tenter d'évaluer les paramètres hydrologiques nécessaires pour le dimensionnement du réseau d'évacuation des crues aux différents sites présumés être névralgiques des zones urbaines.

III.2. Objet de l'étude :

L'objet de l'étude est la préparation des éléments de définition, de justification et de mise en œuvre du projet d'aménagement hydraulique du bassin de l'Oued Tedmaia dans la ville d'Ain Fezza dans son aspect hydrologique.

L'objectif essentiel est notamment d'essayer de déterminer les caractéristiques du bassin versant.

De ce point de vue, il est également fait appel à des différentes études hydrologiques réalisées à l'intérieur comme à l'extérieur du bassin, en incluant notamment la simulation des écoulements en exploitant en profondeur les données pluviométriques sur différents postes d'observation.

III.3. Caractéristique du bassin versant :

III.3.1. Situation géographique :

La région d'étude est une région montagneuse. Le bassin versant au site proposé se trouve situé à distance de 6km au Ouest de la ville de Tlemcen. Le bassin versant culmine à une altitude de 1437m (Djebel Beni Yakoub). Le réseau hydrographique se caractérise par un écoulement suivant une direction Sud/Nord dans la partie aval, au niveau de l'exutoire du bassin versant. Le chevelu du réseau hydrographique est moyennement dense, généré par un relief à pentes fortes à moyennes.



Figure III.9 : Situation géographique De la zone à étudier (PDAU, 2010).

III.3.2. Géologie :

Les terrains qui affleurent au niveau de sous bassin d'Ain Fezza sont des formations essentiellement sédimentaires constituées par des roches carbonatées de types dolomies compacts ruiniformes et karstifié dolomies des Monts de Tlemcen.

Des formations jurassiques affectées par une tectonique cassante au niveau des grottes de Beni Add.

D'après la carte géologique 1/500.000^{ème} du Nord de l'Algérie et les anciennes études on trouve que notre site appartient au domaine Tlemcen en Ce domaine est formé essentiellement de terrains d'âge secondaire, carbonatés, surtout jurassiques, qui a connu plusieurs phases tectoniques (PDAU, 2010).

➤ Portlandien

La série est composée de :

- Marnes verdâtres ou marno-calcaire blancs.
- Calcaires argileux jaunes.
- Une corniche de calcaire roux, graveleux, l'épaisseur totale est de 200 à 250 m.

➤ Kimméridgien

Il est constitué par des calcaréo-gréseux, qui passent progressivement à la formation des grès de Berthelot.

Le portlandien et kimméridgien pouvant inclure localement le Berriasien.

➤ Berriasien

Ce sont des marno-calcaire qui affleurent sur une épaisseur totale de 110 à 140m (**PDAU 2010**).

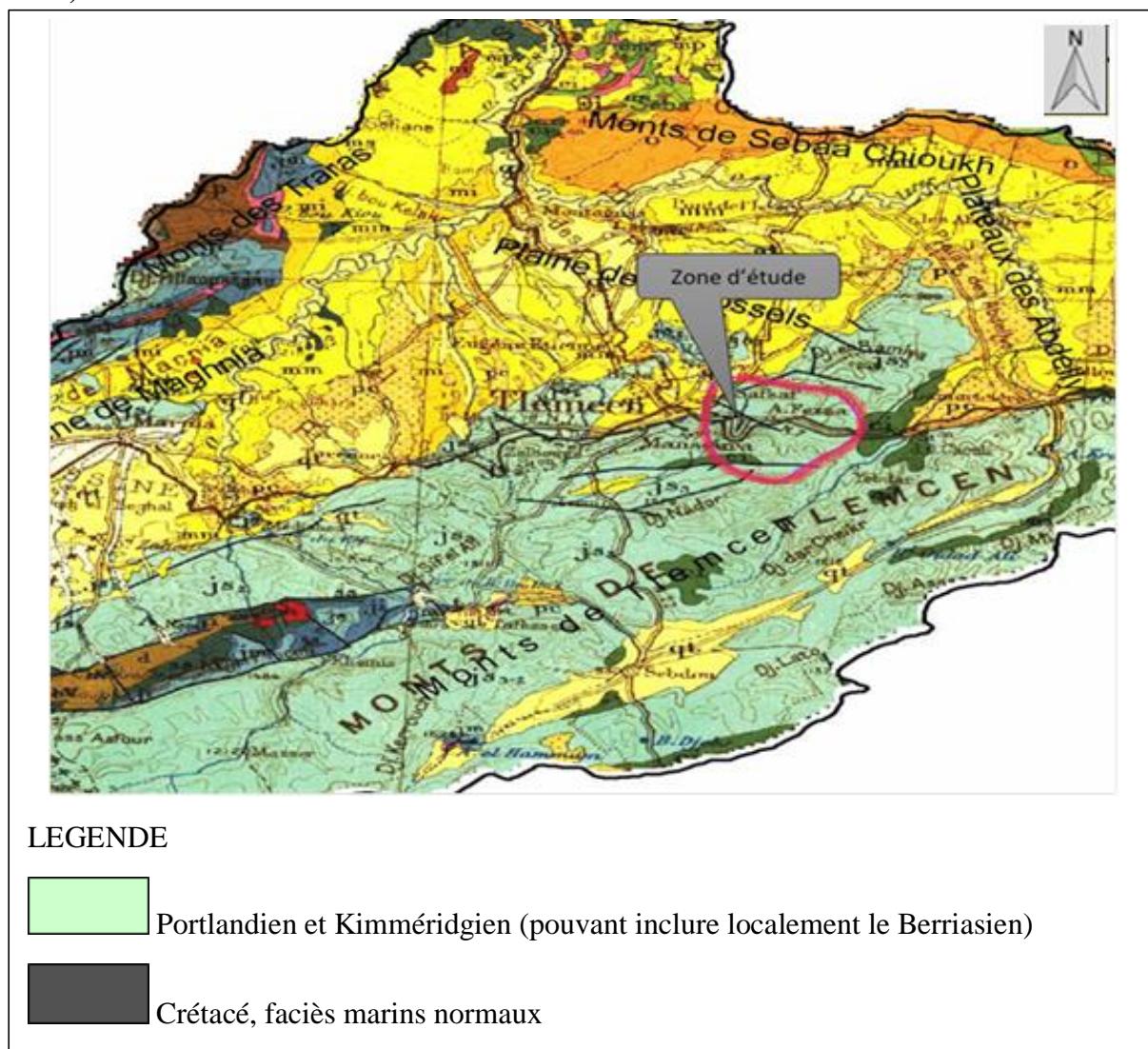


Figure III.10 : Carte géologique de la zone d'étude.

III.3.3. Hydrogéologie de la zone d'étude :

La zone d'étude est définie par la nature karstique des formations géologiques existantes : dolomies, calcaires dolomitiques et calcaires essentiellement.

Cette zone comprend (03) nappes :

➤ Première nappe : NP1

Elle git sur les hauteurs des monts de Tlemcen, il s'agit d'une nappe perchée contenue dans les calcaires marmo-calcaire, dolomies massives ou lentilles du jurassique supérieur, son épaisseur est supérieure à 100 m .la profondeur du niveau statique varie de 1 à 30 mètres.

➤ Deuxième nappe : NP2

C'est une nappe libre à captive des dolomies et calcaires du Kimmeridjen.

Elle s'étend dans les monts de Tlemcen, son épaisseur est de 65 à 200 m.

La profondeur de la surface piézométrique est très variable 1.16 m à 142 m.

➤ Troisième nappe : NP3

C'est une nappe captive dans les grès dit de Boumediene d'âge jurassique supérieur, ces grès sont semi perméables compte tenu, de leur ciment argileux.

Les profondeurs mesurées de la nappe sont de 3.5 à 26 m (**PDAU, 2010**).

III.3.4. Réseau hydrographique :

Le bassin versant situé dans les côtières oranais, dont leurs affluents convergent en éventail pour former l'artère principale appelés oued Tedmaia.

La ville d'Ain Fezza est située au piémont du djebel Tichtiouine, Gadt Dissboukri ; et djebel Beni Yagoub, Sidi Merzoug où la majorité des affluents se déversent dans les cours d'eau appelés Oued Derdar Et oued Darrouh, cet oued traverse la ville causant des problèmes d'inondations. Il s'agit d'un site montagneux dont les crêtes forment une barrière climatique séparant les zones continentales relativement sèches au sud, des zones plus humides situées au nord vers le littoral. Ces montagnes qui interceptent les principales périodes pluvieuses remarquables en matière de crue, représentent notamment la région la plus arrosée des côtières dont les crues, parfois très importantes, peuvent atteindre des hauteurs d'eau assez conséquentes en matière d'inondation.

Le réseau hydrographique semble être bien structuré en matière de drainage des versants montagneux dont témoignent les fortes crues asynchrones générées dans les crêtes des sous bassins localisés d'Ouest en Est suivant leurs affluents. Compte tenu de la hiérarchisation assez développée des cours d'eau ainsi décrits, il est admis, par leurs densités de drainage relativement fortes en ces sites montagneux, et particulièrement par leurs aspects de convergence de crues, que le caractère torrentiel du ruissellement en périodes de crue peut s'avérer considérable.

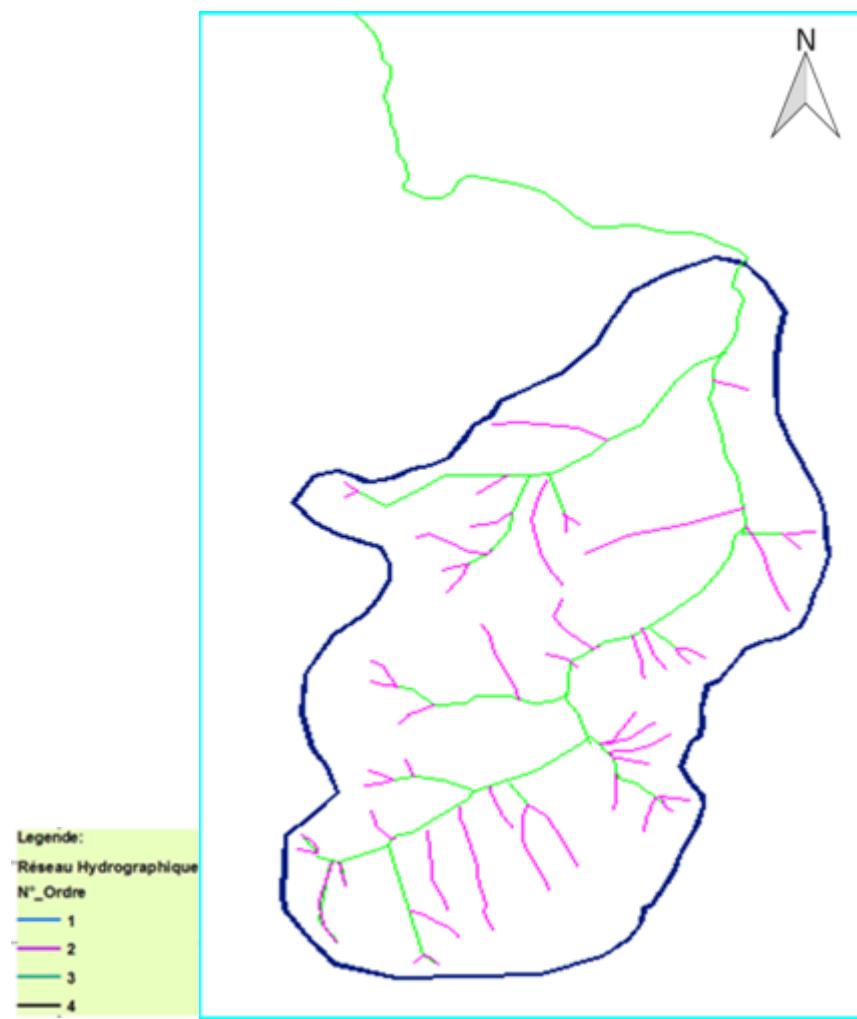


Figure III.11 : Réseau Hydrographique de la ville d'Ain Fezza.

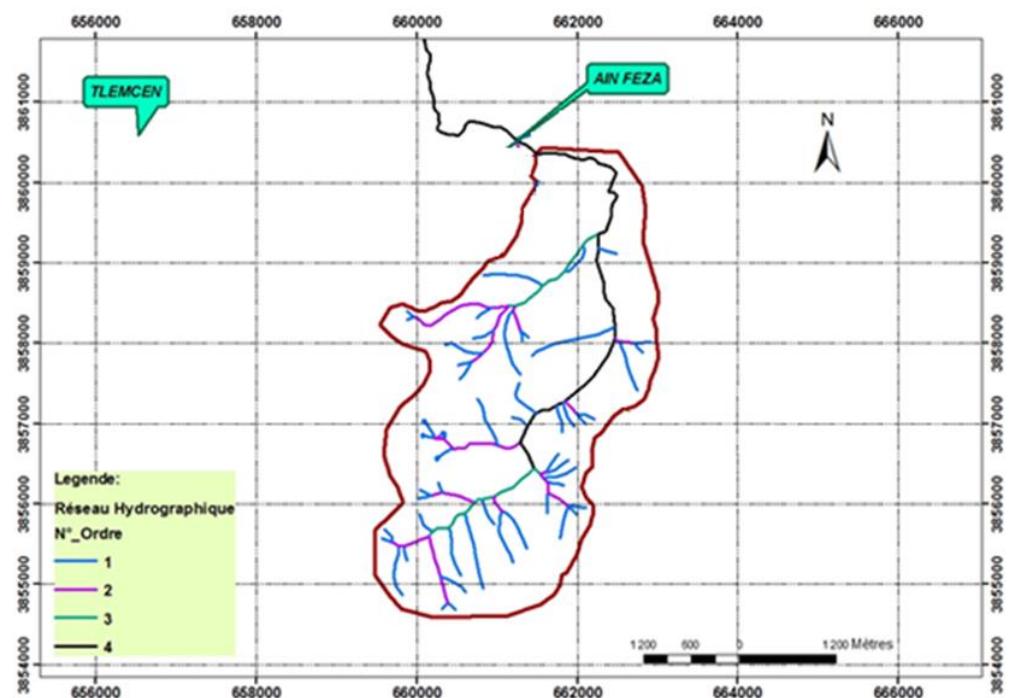


Figure III.12 : Réseau Hydrographique adjacent de la ville d'Ain Fezza avec cordonnées.

Le relief est représenté par deux types de relief bien identifiés, à savoir la zone de plaine et la zone de montagne.

La prédominance de la zone montagneuse, au Sud vers l'Est Ouest lié au massif des monts de Tlemcen, et au Nord du bassin versant de direction Nord Sud.

On distingue deux ensembles montagneux :

Un au Sud du bassin versant d'orientation Est Ouest lié au massif des monts de Tlemcen formé par Djebel Dokara, Djebel Hanif, Djebel Medrara. D'une altitude qui dépasse 900 m.

L'autre au Nord du bassin versant de direction Nord Sud formé par Djebel Baoumar, Djebel Rmailia, Djebel Ghar Boudjebbar), et qui dépasse les 900m (**PDAU, 2010**).

III.4. Présentation du sous bassin versant de la commune :

L'analyse des caractéristiques géographiques et physiques du bassin versant de la ville de Ain Fezza au site proposé (Feuille Tlemcen, Echelle 1 :50 000^{eme}) pour l'étude d'aménagement du bassin versant, constitue une étude détaillée permettant la mise en évidence des facteurs et paramètres géographiques et physiques contribuant à la formation du ruissellement. On se contente de traiter des conditions physiques et morphologiques les plus importantes dans les limites du bassin versant considéré (**PDAU, 2010**).

III.4.1. Bassin versant d'Ain Fezza :

Dominé par les hautes crêtes côtières, le bassin étudié s'étend dans la chaîne de montagnes, au djebel Beni Yakoub qui culmine à 1437 m d'altitude, L'altitude de ces crêtes varie en moyenne entre 1500 et 800 mètres, pouvant générer des crues assez remarquables aux différents sites en aval. Donnant une altitude moyenne estimée à 1173 m, le bassin présente une compacité pratiquement encaissée, ce qui témoigne de la violence du ruissellement en moins d'une journée, voire quelques heures (**PDAU, 2010**).

Tableau III.1 : Caractéristiques Morpho métriques des (02) points névralgiques des bassins versants de la commune d'Ain Fezza.

Bassins Versants	Site	Périm (Km)	Surf Km ²	Hmax m	Hmin m	Hmoy (m)	Lth (Km)
BV	<u>Oued</u> <u>Ted maïa</u>	16,08	12,49	1437	869	1165,98	9,5

III.4.2. Surface et périmètre du sous bassin versant :

Le bassin versant étant l'aire de réception des précipitations et d'alimentation des cours d'eau, les débits vont être en partie reliés à sa surface.

Le bassin versant de Ain Fezza est d'une surface de 12,49 Km² et un périmètre de 16,08 km.

III.4.3. Paramètre de forme :

La forme du bassin versants peut avoir des conséquences hydrologiques importantes, notamment sur la relation pluie-débit et l'évolution des écoulements en période de crue. Autrement dit, outre la nature de l'averse, ce sont les caractéristiques morphologiques du bassin qui conditionnent l'allure de l'hydrogramme observé à l'exutoire, plusieurs formules et indices permettent de chiffrer ces caractéristiques.

III.4.4. Coefficient de compacité de Gravelius Kc :

Ce coefficient permet de différencier entre les bassins allongés et ceux ramassés. Il s'établit en comparant le périmètre du bassin (P) à celui d'un cercle de même superficie (A). Le coefficient Kc de Gravelius est égal au rapport de ces deux grandeurs. Si on désigne par A la surface du bassin en kilomètres carrés et par P son périmètre en kilomètres, on a :

$$K_c = \frac{P}{2\sqrt{\pi \cdot A}} = 0,28 * \frac{P}{\sqrt{A}} \quad \text{III.1}$$

Pour notre bassin versant :

$$K_c = 0,28 * \left(\frac{16,08}{\sqrt{12,49}} \right) \quad \text{III.2}$$

Nous trouvons Kc=1.27 donc le bassin versant est ramassé (Bennis, 2004).

III.4.5. Rectangle équivalent :

Le rectangle équivalent est un modèle établi par ROCHE. Il assimile le bassin en un rectangle ayant même surface et périmètre que celui du bassin versant considéré de longueur L et largeur l, l'exutoire est représenté par une largeur du rectangle et les courbes de niveaux sont des parallèles (Chachoua, 2010).

$$L = K_c / 1,12 [1 + \sqrt{1 - (1,12 / K_c)}] \quad \text{III.3}$$

Avec :

L : Longueur du rectangle (Km) ;

Kc : Coefficient de Gravelius ;

Pour notre bassin versant : L= 5,90 Km

l : Largeur du rectangle (Km) ;

A : L'air du bassin versant (Km²) .

l= 2,12 Km

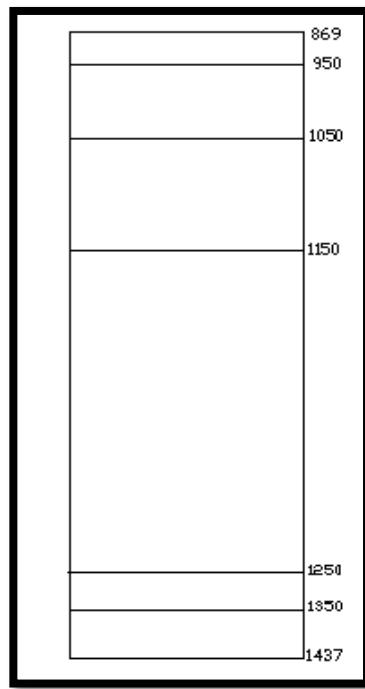


Figure III.13 : Rectangle équivalent du bassin versant Ain Fezza

III.4.6. Paramètres de relief :

Les paramètres du relief présentent une importance considérable pour l'estimation de la vitesse de ruissellement, une plus forte pente provoque un écoulement plus rapide, donc un temps de concentration plus court et une montée plus rapide pour les crues.

a) Répartition altimétrique :

La répartition altimétrique est déterminée par planimétrie des surfaces partielles situées entre deux courbes de niveau voisines. Le tableau englobe la répartition altimétrique du bassin versant étudié.

Tableau III.2 : Réparation altimétrique du bassin versant.

ALTITUDE(m)	hi (moy)	Si (km ²)	Si (%)	Sic (%)	Si * Hmoy
1437	1437	0	0	0	0
1350 - 1437	1393.5	0.98	0.078463	0.078463	1365.63
1250 - 1350	1300	0.75	0.060048	0.138511	975
1150 - 1250	1200	6.44	0.515612	0.654123	7728
1050 - 1150	1100	2.23	0.178543	0.832666	2453
950 - 1050	1000	1.46	0.116894	0.94956	1460
869 - 950	909.50	0.63	0.05044	1	572.985
Somm(Si * Hmoy)	/	/	/	/	14554.62
H moy	/	/	/	/	1165.301

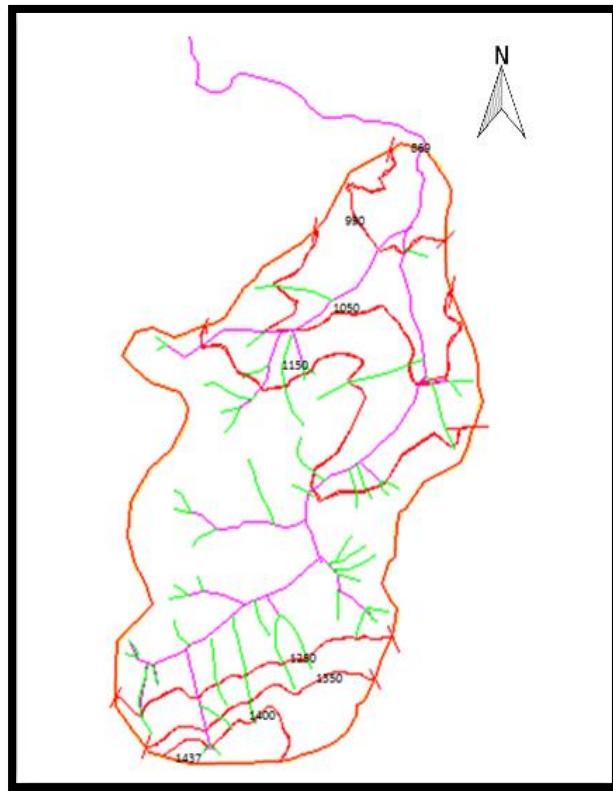


Figure III.14 : Carte des courbes de niveau du bassin versant de Ain Fezza.

b) Courbes Hypsométriques :

Elle fournit une vue synthétique sur la pente du bassin, donc du relief. Cette courbe représente la répartition de la surface du bassin versant en fonction de son altitude. Elle porte en ordonnée la surface (ou le pourcentage de surface) du bassin qui se trouve au-dessus (ou au-dessous) de l'altitude représentée en abscisse. Elle exprime ainsi la superficie du bassin ou le pourcentage de superficie, au-delà d'une certaine altitude.

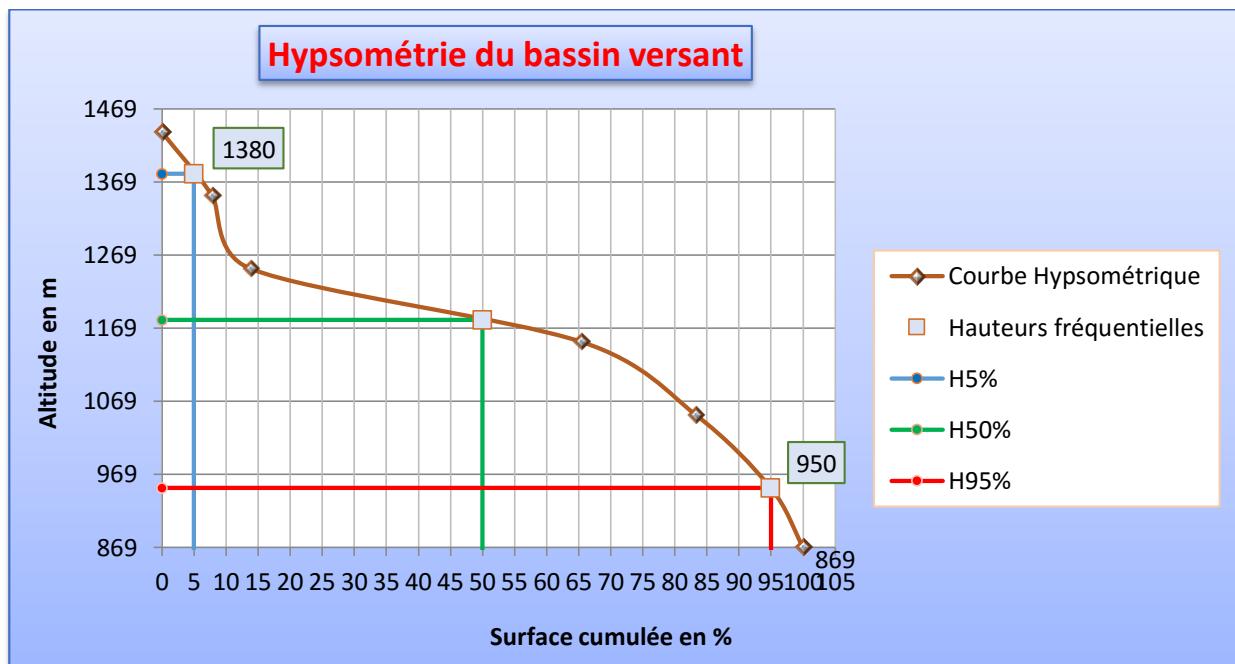


Figure III.15 : La courbe hypsométrique du Bassin versant de Ain Fezza.

c) Altitude :

A. Altitude moyenne (H_{moy}) : Ce paramètre est calculé à partir de la courbe hypsométrique, il est défini comme étant l'ordonnée moyenne de la courbe donnée par la relation suivant :

$$H_{moy} = \frac{1}{A} \sum H_i * A_i \quad \text{III.4}$$

Où,

H_i : Altitude moyenne entre deux courbes de niveau successives (m) ;

A_i : Surface partielle comprise entre deux courbes de niveau successives (Km^2) ;

A : surface du bassin versant (Km^2) (**Metreveli, 1990**).

Donc, $H_{moy} = 1165.301\text{m}$

B. Altitude la plus fréquente (H_f) : C'est l'altitude correspondant à la fréquence altimétrique maximale tirée à partir du diagramme des fréquences altimétriques. Dans notre cas $H_f = 869 - 950$ (m)

C. Altitude maximale (H_{max}) : C'est le point le plus haut du bassin versant. Pour le bassin de Ain Fezza, $H_{max} = 1437$.

Altitude minimale (H_{min}) : C'est le point le plus bas du bassin versant. $H_{min} = 869$ m

d) Indice de pente :

Le relief d'un bassin est caractérisé par des indices qui ont été définis pour rendre compte de l'influence de la pente sur le régime hydrologique. Elles nous permettent de déterminer des classes de ruissellement des eaux superficielles.

➤ *Indice de pente global (I_g)* : Il est déterminé par la relation suivante :

$$I_g = \frac{D}{L} \quad \text{III.5}$$

Avec :

D : Dénivelée entre les altitudes ayant 5% et 95% de la surface du bassin versant tirées à partir de la courbe hypsométrique, exprimée en (m) ;

L : La longueur du rectangle équivalent (m) (**Metreveli, 1990**).

Pour le bassin de Benserade, $\left\{ \begin{array}{l} D = 1380 - 950 = 430 \\ \quad / \\ L = 5900 \text{ m} \end{array} \right. \Rightarrow I_g = 0,072$

Selon la classification du relief donner par l'O.R.S.T.O.M (Tableau III.3) On peut obtenir la nature du relief (**Metreveli, 1990**).

Tableau III.3 : Classification du relief Ig selon l’O.R.S.T.O.M

	Relief	Valeur d’I _g
01		$I_g < 0.002$
02	Relief faible	$0.002 < I_g < 0.005$
03	Relief assez faible	$0.005 < I_g < 0.01$
04	Relief modéré	$0.01 < I_g < 0.02$
05	Relief assez fort	$0.02 < I_g < 0.05$
06	Relief fort	$0.05 < I_g < 0.5$
07	Relief très fort	$0.5 < I_g$

Le calcul de l’indice global du bassin versant de la ville de Ain Fezza une valeur qui le classe dans la catégorie des bassins à Relief fort (**Metreveli, 1990**).

➤ **Indice de pente de roche (I_p) :**

L’indice de pente de Roche, sert à déterminer la pente moyenne avec les données réelles du bassin versant I_p est moyenne de la racine carrée des pentes mesurées sur le rectangle équivalent et pondérée par les surfaces. Il est donné par la formule suivante :

$$I_p = \frac{1}{\sqrt{L}} \sum \sqrt{A_i(H_i - (H_i - 1))} \quad \text{III.6}$$

Où ;

A_i : La fraction de la surface totale comprise entre deux courbes de niveau ;

H_i Et $H_{(H_i-1)}$: Les courbes de niveau ;

L : la longueur du rectangle équivalent (**Metreveli, 1990**).

Tableau III.4 : Fractions des surfaces entre courbes de niveau.

A_i (Km²)	H_i(m)	H_{i-1}(m)	$\sqrt{A_i(H_i - H_{i-1})}$
0,00	1437,00	1436	0
0,98	1393,50	1392.5	0.99
0,75	1300,00	1299	0.86
6,44	1200,00	1199	2.53
2,23	1100,00	1099	1.49
1,46	1000,00	999	1.2
0,63	909,50	908.5	0.79
Somme	/	/	7.86

$$\Rightarrow I_p = 0,11$$

A. **Pente moyenne (I_{moy})** : Elle est donnée par la relation suivante :

$$I_{moy} = \frac{D}{L} \quad \text{III.7}$$

Avec ;

D : la dénivellation entre H_{max} et H_{min} (m) ;

L : la longueur du rectangle équivalent. (m) (**Metreveli, 1990**).

Dans notre cas $I_{moy} = 0.096$

➤ **Dénivelée spécifique (D_s)** :

L'indice décroît pour un même bassin lorsque la surface augmente, il était donc difficile de comparer des bassins de tailles différentes. La dénivelée spécifique D_s ne présente pas cet inconvénient, elle dérive de la pente globale I_g en la corrigeant de l'effet de surface admis étant inversement proportionnel à \sqrt{A} . Elle est donnée par l'équation suivante :

$$D_s = I_g \cdot \sqrt{A} \quad \text{III.8}$$

$D_s = 256.02 \text{ m}$

D'après la classification du tableau III.5, le bassin versant de Ain Fezza est caractérisé par un Relief fort.

Tableau III.5 : Représente les types de reliefs en fonction de D_s (**Metreveli, 1990**).

1	Relief très faible	$D_s < 10$
2	Faible	$10 < D_s < 25$
3	Assez faible	$25 < D_s < 50$
4	Modéré	$50 < D_s < 100$
5	Assez fort	$100 < D_s < 250$
6	Fort	$250 < D_s < 500$
7	Très fort	$500 < D_s$

III.4.7. Réseau hydrographique :

a) Ordre du bassin versant :

Le travail consiste à classer les cours d'eau en cours d'ordre 1, 2 et 3 suivant la classification de Schaum Strehler, dont le principe est résumé de la façon suivante :

- Tributaire qui ne reçoit l'apport d'aucun autre cours d'eau est d'ordre 1 ;
- Un cours d'eau dont les apports sont exclusivement des tributaires d'ordre 1 est d'ordre 2 etc.
- L'ordre maximum des cours d'eau de notre bassin versant est de l'ordre 4 qui représente éventuellement le cours d'eau principal.

Tableau III.6 : Nombre et longueur des talwegs.

Ordre	Nombre Nn	Longueur cumulée Ln (Km)	Longueur moy (Km)
1	50	17,2	0,34
2	11	7,17	0,65
3	2	3,09	1,55
4	1	9,5	9,50
Somme	64	36,96	12,04

b) Densité de drainage (Dd) :

Appeler aussi *la densité de THALWEGS* qui correspondent à la dissection du relief. Elle est définie comme étant le rapport entre la longueur totale de tous les talwegs L_i du bassin versant, à la surface totale A. Elle reflète la dynamique du bassin, la stabilité du chevelu hydrographique et le type de ruissellement de surface. Elle est exprimée en Km/Km². (**Bennis,2004**).

$$D_d = \frac{\sum_{i=1}^n L_i}{A} \quad \text{III.8}$$

Avec :

$\sum_{i=1}^n L_i$: Somme des longueurs de tous les cours d'eau d'ordre i (Km) ;

A : Surface du bassin versant en Km².

Pour le bassin versant de Ain Fezza ; $D_d = \frac{36,96}{12,49} \Rightarrow D_d = 2,96 \text{ km}^{-1}$

c) Coefficient de torrentialité (Ct) :

Le coefficient de torrentialité est le produit de la densité de drainage par la fréquence des talwegs élémentaires :

$$C_t = D_d \cdot F$$

Avec

$$F = \frac{N}{A} = 4,00$$

Où ;

F: Fréquence des talwegs élémentaires ;

N: Nombre de talwegs d'ordre 1=50 ;

A : Surface du bassin versant (**Bennis, 2004**).

Donc ; $C_t = 11,84$

d) Coefficient d'allongement (E) :

Il est donné par la relation suivant :

$$E = \frac{2}{L_0} \sqrt{\frac{A}{\pi}} \quad \text{III.9}$$

Où :

A : Surface totale du bassin versant (Km^2) ;

L_0 : est donné par la relation suivante : $L_0 = \frac{\sum L_m}{n}$

n : Nombre d'ordre ($n=4$). (**Bennis, 2004**).

L_m : Longueur moyenne des talwegs (m).

$L_0 = 3.01 \text{ km}$ et $E = 1,32$

e) Le temps de concentration :

Le temps de concentration T_c des eaux sur un bassin versant se définit comme le maximum de durée nécessaire à une goutte d'eau pour parcourir le chemin hydrologique entre un point du bassin et l'exutoire de ce dernier. Il est composé de trois termes différents :

- T_h : Temps d'humectation c'est le temps nécessaire à l'imbibition du sol par l'eau qui tombe avant qu'elle ne ruisselle.
- T_r : Temps de ruissellement ou d'écoulement c'est le temps qui correspond à la durée d'écoulement de l'eau à la surface ou dans les premiers horizons de sol jusqu'à un système de collecte (cours d'eau naturel, collecteur).
- T_a : Temps d'acheminement c'est le temps mis par l'eau pour se déplacer dans le système de collecte jusqu'à l'exutoire.

Le temps de concentration T_c est donc égal au maximum de la somme de ces trois termes.

$$T_c = \max [\sum (T_h + T_r + T_a)] \quad \text{III.10}$$

Théoriquement on estime que T_c est la durée comprise entre la fin de la pluie nette et la fin du ruissellement. Pratiquement le temps de concentration peut être déduit de mesures sur le terrain ou s'estimer à l'aide de formules le plus souvent empiriques (**Bennis, 2004**).

➤ Formule de Giandotti

$$T_c = \frac{4 * \sqrt{s * 1,5 * 2}}{0,8 * \sqrt{H_{moy} - H_{min}}} \quad \text{III.11}$$

Avec :

S : Surface du bassin versant en [Km^2] ;

L : longueur du talweg principale en [Km] ;

H_{moy} , $- H_{min}$: respectivement la hauteur moyenne et minimale du B.V en [m] (**Bennis, 2004**).

➤ Formule de Kirpich

$$T_c = \left(\frac{0,87 * L}{H_{max} - H_{min}} \right)^{0,386} \quad \text{III.12}$$

D'où :

L : longueur du talweg principale en [Km]

H_{max}- H_{min} : respectivement la hauteur maximale et minimale du *BV en* [m] (**Bennis, 2004**).

➤ **Formule de Tc SCS anrh :**

$$Tc = \left(\frac{0.87 * L^3}{H_{moy} - H_{min}} \right)^{0.385}$$

D'où :

L : longueur du talweg principale en [Km],

H_{moy}- H_{min} : respectivement la hauteur moyenne et minimale du *BV en* [m] (source, **ANRH**)

Les résultats de calcul par les deux méthodes sont mentionnés dans le tableau suivant.

Tableau III.7 : Les temps de concentration

Formules	Tc
GIANDOTTI (h)	2.06
KIRPICH (h)	1.11
tc2(Tc SCS anrh)	1.43
tc moyen	1.53

Nous adoptons le temps de concentration donné par la moyenne des formules précédentes de Giandotti, KIRPICH et (Tc SCS anrh) Donc :

f) Vitesse moyenne de ruissellement :

la vitesse de ruissèlement est calculée en utilisant le temps de concentration de la formule de Giandotti car c'est la méthode la plus utilisé en Algérie .

Cette vitesse est donnée par la formule :

$$V_r = \frac{L}{Tc} = 4,61 \text{ km/h} \quad \text{III.13}$$

Avec :

L : Longueur de talweg principal en [Km].

T_c : temps de concentration en [heure] (**Bennis, 2004**).

Les résultats de la vitesse moyenne de ruissellement sont portés dans le tableau suivant :

Tableau III.8 : La vitesse de ruissellement

Sous bassins	V _R
V_R (Km/h)	4.61

L'étude du bassin versant de la ville de Ain Fezza nous a permis de dégager certaines caractéristiques morphologiques de la région, ces valeurs sont présentées dans le tableau suivant.

Tableau III.9 : Récapitulatif des caractéristiques morpho métriques et hydrographiques du bassin versant.

Caractéristiques		Symboles	Unité	Valeurs
Superficie		A	Km ²	12.49
Périmètre		P	Km	16.08
Indice de compacité		K_c	--	1.27
Rectangle équivalent	Longueur	L	Km	5.90
	Largeur	L	Km	2.12
Altitude	Maximal	H_{max}	M	1437
	Minimal	H_{min}	M	869
	Moyenne	H_{moy}	M	1165.301
Indice de pente	De roche	Ip	%	0.11
	Globale	Ig	%	0.072
Pente moyenne		Imoy	%	0.096
Longueur de THALWEGS		L	Km	36.96
Densité de Drainage		D_d	Km/km ²	2.96
Coefficient torrentialité		Ct	--	11.84

C. CLIMATOLOGIE

III.5. Introduction :

Le climat, par définition est l'ensemble des phénomènes météorologique (température, pression atmosphérique, vent, précipitation, etc.) qui caractérisent l'état moyen de l'atmosphère et son évolution en un lieu donné.

Il est déterminé par la situation géographique du lieu (latitude, altitude, éloignement par rapport à la mer) et par la circulation atmosphérique.

Les facteurs climatiques sont des phénomènes aléatoires les plus déterminants du comportement hydrologique des cours d'eau et de l'alimentation des nappes. Ils interviennent dans le bilan de l'écoulement, essentiellement par les précipitations et par les températures. Ils jouent un rôle capital dans le comportement hydrologique.

Le climat du secteur d'étude est un climat méditerranéen intermédiaire, entre les types de climats semi-aride et subhumide du point de vue température moyenne, pluviométrie annuelle et répartition saisonnière des précipitations.

Le climat de la région est un climat méditerranéen des piémonts où l'on observe une influence conjuguée de la continentalité et de la mer.

III.6. Présentation de la station climatique retenue :

Cette synthèse climatique, s'appuie sur les données climatiques de la station de Chouly, qui est la plus proche station de la zone d'étude, sur une série allant du (1999-2012).

Tableau III.10 : station Chouly (**Source, ANRH**)

Station	Code	Altitude(m)	Altitude(m)	Latitude(m)	Période d'observation
CHOULY	160601	01°08'04''	724	34°52'01''	1999/2012

III.7. Analyse des précipitations :

Les précipitations constituent un facteur essentiel pour définir le climat régnant dans la région et pour l'analyse des ressources en eau. Elles constituent un phénomène physique qui décrit le transfert de l'eau, dans une phase liquide (pluie) ou solide (neige, grêle), entre l'atmosphère et le sol, elles sont aussi représentées l'élément le plus important du cycle hydrologique.

III.7.1. Précipitations moyennes annuelles :

La pluviométrie observée à la station met en évidence l'importance des variations d'amplitude de la pluviométrie d'une année à l'autre.

La variation des précipitations annuelles durant la période d'observation montre l'écart important entre les valeurs extrêmes, signe d'une irrégularité.

Nous résumons dans le tableau III.11 les principales caractéristiques des précipitations moyennes annuelles :

Tableau III.11 : Caractéristiques des précipitations moyennes annuelles (1999-2012).

Paramètre	Valeurs
Pmoy Annuelle (mm)	413,046
Pmin Annuelle (mm)	280,4
pmax Annuelle (mm)	701,1

Nous remarquons que la précipitation maximale annuelle peut dépasser la moyenne annuelle, signe d'une très grande irrégularité et de grands écarts des précipitations.

III.7.2. Précipitations moyenne mensuelles :

La pluviométrie moyenne interannuelle 1999-2012 a été évaluée à 413.04mm. Sa répartition mensuelle est donnée dans le tableau III.12:

Tableau III.12 : Précipitations moyennes mensuelles (période :1999-2012).

Moi	P moy men	%
Septembre	30,3	7.4
Octobre	43,5	10.6
Novembre	61.55	15.0
Décembre	60.28	14.7
Janvier	50.342	12.3
Février	45.11	11.0
Mars	34.97	8.5
Avril	38.34	9.4
Mai	32.92	8.0
Juin	6.21	1.5
Juillet	1.41	0.3
Aouts	5.1	1.2
Total	413.04	100

L'analyse du tableau (III.12) et de la figure (III.16) met en évidence deux saisons bien marquées

Une saison humide allant de Septembre à Mai, avec quelques maxima remarqués en Novembre à Décembre.

Une saison sèche allant de Juin à Août, avec des minima remarqués en Juillet avec une pluviométrie pratiquement nulle sur ce mois.

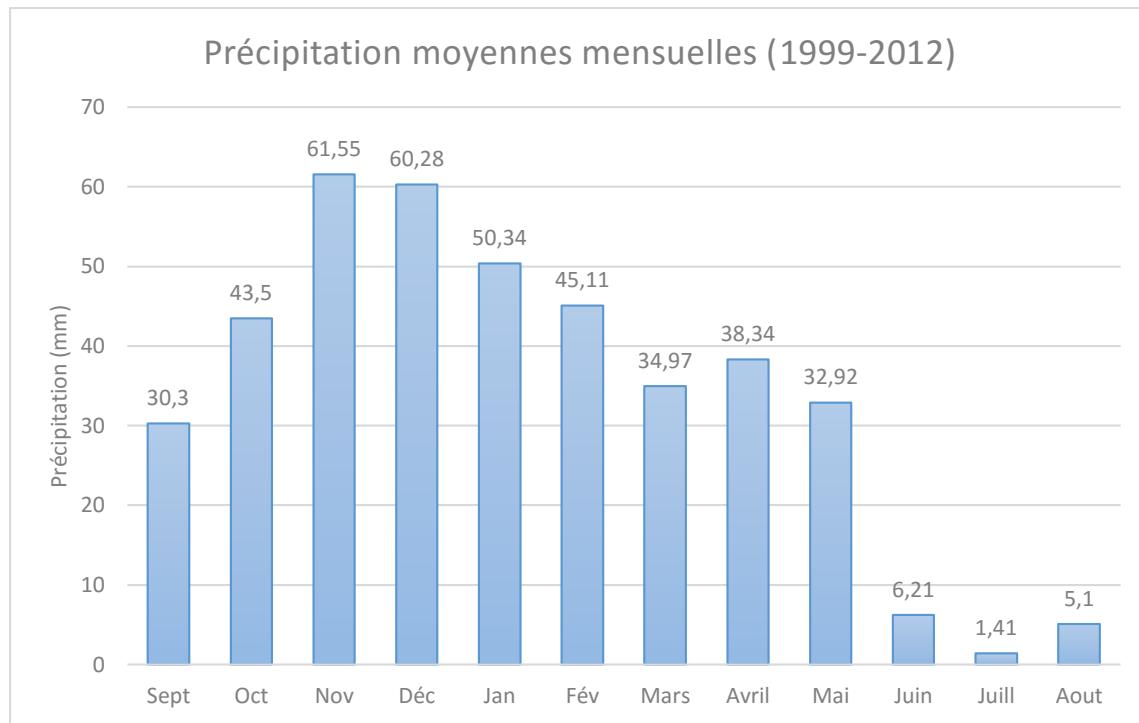


Figure III.16 : Histogramme des précipitations moyennes mensuelles

Tableau III.13 résume les caractéristiques statistiques des précipitation moyennes mensuelles de la séries 1999 - 2012.

Tableau III.13 : Caractéristiques des précipitations moyennes mensuelle de la séries 1999 - 2012.

Paramètres	Valeurs
PA _n (mm)	413,069
PM _{oy} mensuelle (mm)	34,172
PM _{in} mensuelle (mm)	1,42
PM _{ax} mensuelle (mm)	61,554
Ecart-Type	20,52
Cv	0,60

III.7.3. Précipitations maximales journalières :

Les précipitations maximales journalières permettent de calculer les intensités des pluies les plus fréquentes et d'estimer par conséquent un débit de crue (débit de pointe des eaux pluviales).

La série d'observation enregistrée entre 1980 jusqu'à 2002 nous a permis de déduire la pluviométrie maximale journalière qui est 79.1mm.

Le tableau III.14 résume les caractéristiques des précipitations journalières maximales (sur la série de 1980-2002) :

Tableau III.14 : Caractéristiques des précipitations maximales journalières

Paramètres	Pj max (mm)	Ecart Type	Cv
Valeurs	79.1 (28/12/1980)	17.519	0.22

III.7.4. Précipitations saisonnières :

Pour apprécier la variation des précipitations ou le régime pluviométrique saisonnier de la région étudiée, nous avons calculé le total des précipitations de chaque saison et pour la même période (1999-2012). Nous résumons dans le tableau III.15 la variation saisonnière des précipitations :

Tableau III.15 : La variation saisonnière des précipitations

Moins	S-O-N	D-J-F	M-A-M	Jn-JL-A	Année
Saisons	Automne	Hiver	Printemps	Eté	
Précipitation(mm)	135.354	155.739	106.24	12.734	413.04
Précipitation%	33.008	37.979	25.908	3.105	100

En examinant les données du tableau, nous remarquons que les saisons les plus pluvieuses sont l'automne et l'Hiver avec plus de 30% de précipitations chacune. L'été est le mois le moins pluvieux avec moins de 4% de précipitations.

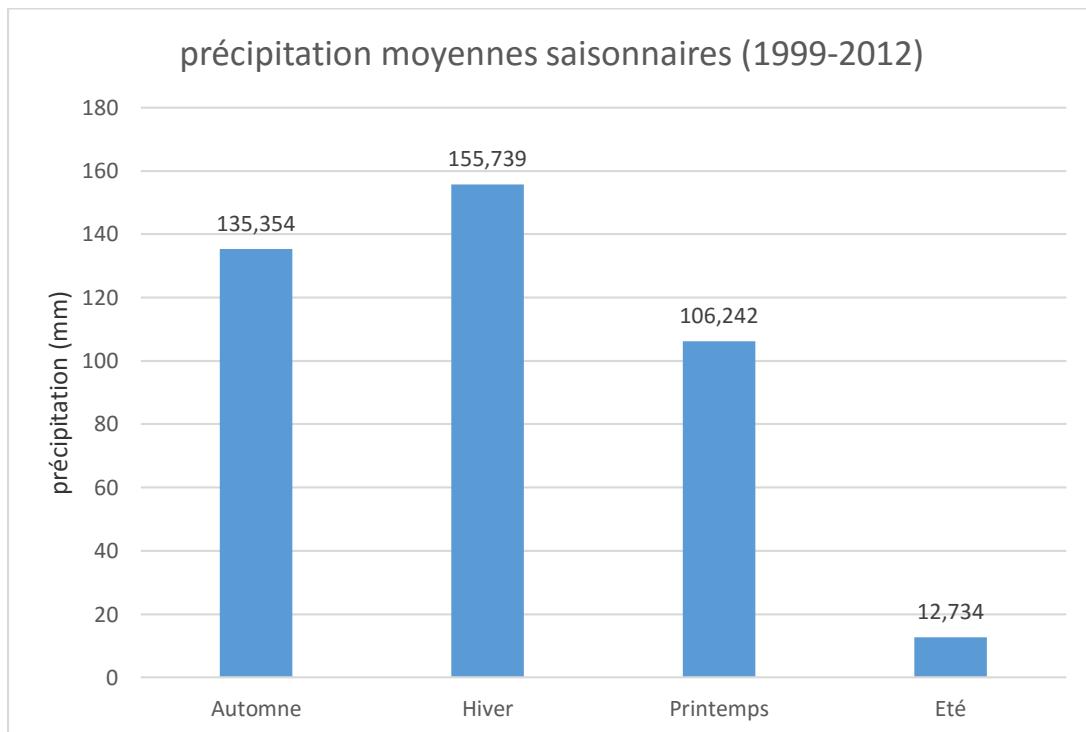


Figure III.17 : Histogrammes de variation des pluies saisonniers.

La distribution saisonnière des précipitations (FigIII.16) montre, que l'été correspond à la saison la plus sèche. L'ensemble de l'hiver et du printemps forme une saison humide où s'effectuerait la plus grande partie des écoulements.

III.8. Analyse des températures :

III.8.1. Températures moyennes mensuelles

Les analyses des conditions physiques et géographiques de la région mettent en évidence un climat méditerranéen, caractérisé par un hiver humide et pluvieux et un été relativement chaud et sec.

Les précipitations se produisent essentiellement durant la période allant du mois d'octobre jusqu'au mois de mai.

Le tableau suivant indique les moyennes des températures mensuelles. D'une façon générale, la température moyenne mensuelle maximum est observée au mois de juillet -août et elle se décroît à partir de ce mois, jusqu' au mois de janvier où elle atteint sa valeur moyenne minimale.

Les dernières années ont connu des amplitudes de variation plus accentuées, caractérisant la période de sécheresse.

Nous résumons dans le tableau III.15, la variation de la moyenne mensuelle des Température :

Tableau III.16 : Températures moyennes mensuelles (Période : 1990-2011) (Source, ANRH)

Mois	SEP	OCT	NOV	DEC	JAN	FEV	MAR	AVR	MAI	JUN	JUL	AOT	Ann
Tmoy	22.4	19.5	14.8	12.0	10.20	11.7	13.77	15.4	18.9	22.3	25.6	26.1	17.72
Tmax	24,8	22	19	15	12,1	16	17,34	19,5	20,2	23,2	27,1	29	20,43
Tmin	20	17	10,6	9	8,3	7,4	10,20	11,3	17,6	21,4	24,1	23,2	15

T_{max} : Moyenne mensuelle des températures maximales (°C) ;

T_{min} : Moyenne mensuelle des températures minimales (°C) ;

T_{moy} : Température moyenne mensuelle (°C).

Nous remarquons que la température moyenne annuelle est égale à 17,72°C avec un minima

Moyen enregistré le mois Janvier de 10.2°C et un maxima moyen enregistré le mois d'Aout de 26,1°C.

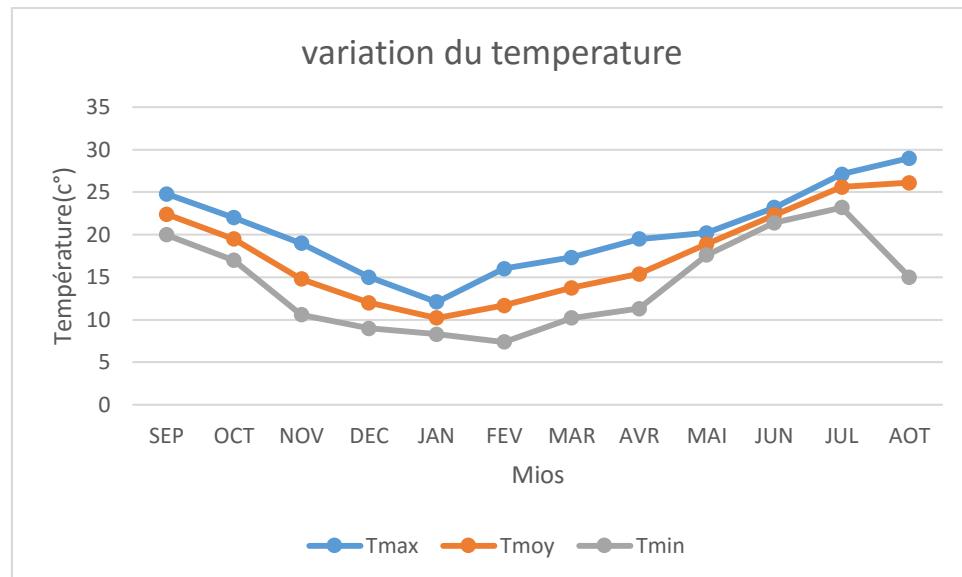


Figure III.18 : Variation entre Températures Moy, Min et Max (1990-2011).

III.8.2. Humidité relative :

L'humidité relative moyenne atteint son maximum en décembre (79,9%), par contre elle est faible en juillet avec 55,5%

Tableau III.17 : Moyenne des pourcentages de l'humidité relative (1990-2011) (Source, ADE)

Mois	Jan	Fév.	Mar	Avr.	Mai	Juin	Juill.	Aout	Sep	Oct.	Nov.	Déc
Hum%	76,9	75,5	73,8	69,7	65	60,2	55,5	59,4	66,5	70,9	75	79,6

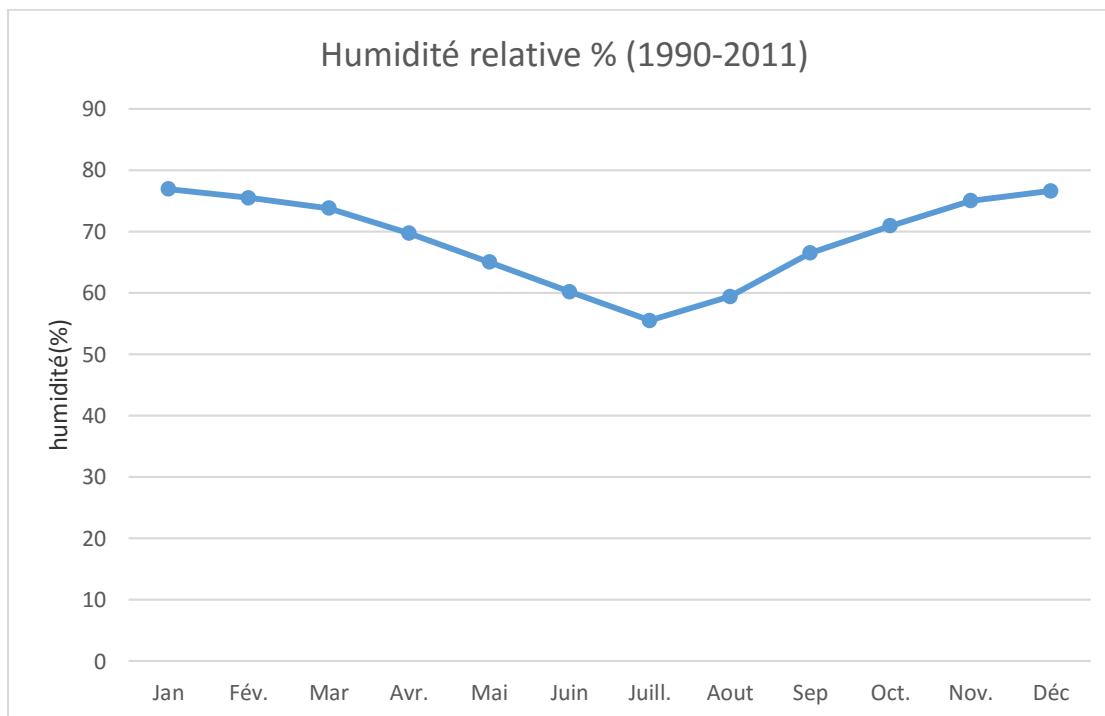


Figure III.19 : Histogramme de l'humidité relative (1990-2011).

III.8.3. Vent :

Le vent est un déplacement d'air approximativement horizontal sauf sous influences topographiques comme dans les montagnes. Sa fréquence et sa direction change au cours de l'année.

Tableau III.18 : moyenne de vent période (1990-2011) (Source, ADE)

Mois	Jan	Fév.	Mar	Avr.	Mai	Juin	Juill.	Aout	Sep	Oct.	Nov.	Déc
Vent(m/s)	7,20	6,69	6,61	8,01	8,54	8,25	8,13	7,72	6,94	6,60	7,12	7,30

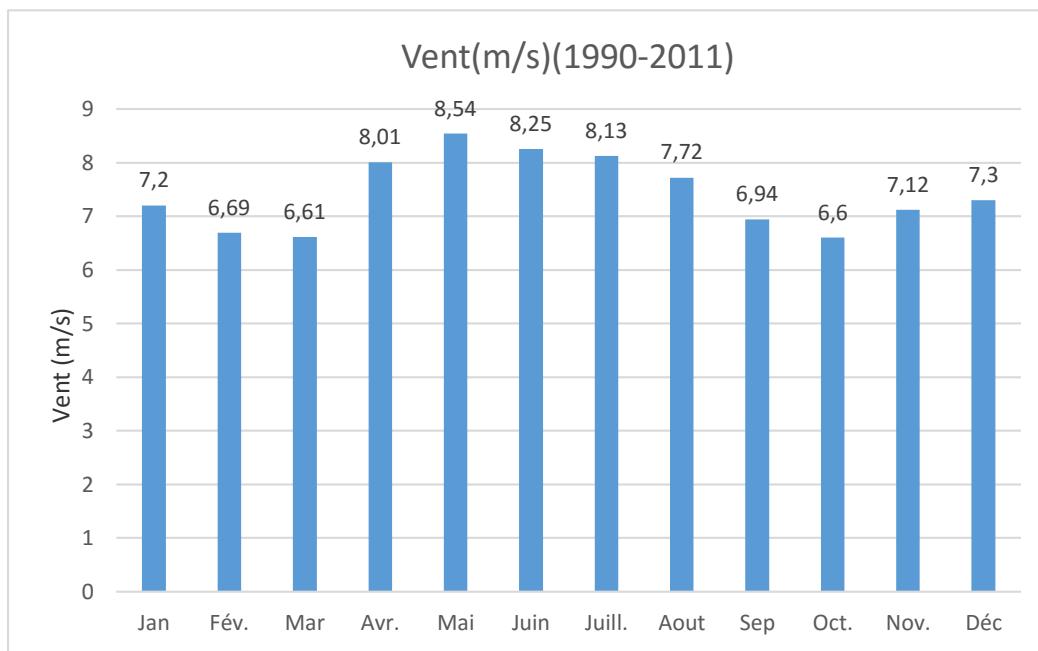


Figure III.20 : Histogramme de vent (1990-2011).

III.8.4. Evaporation :

L'augmentation des températures et les modifications de l'importance et la répartition des précipitations entraînent une augmentation de l'évaporation, paramètre qui est aussi sous la dépendance d'autres facteurs.

Tableau III.19 : Evaporation en mm de la région (1990-2011) (Source, ADE)

Mois	SEP	OCT	NOV	DEC	JAN	FEV	MAR	AVR	MAI	JUN	JUL	AUT	ANN
EV	136,7	93,83	59,83	50,76	49,63	56,83	82,39	110,4	141,4	168,5	198,2	195,5	1344

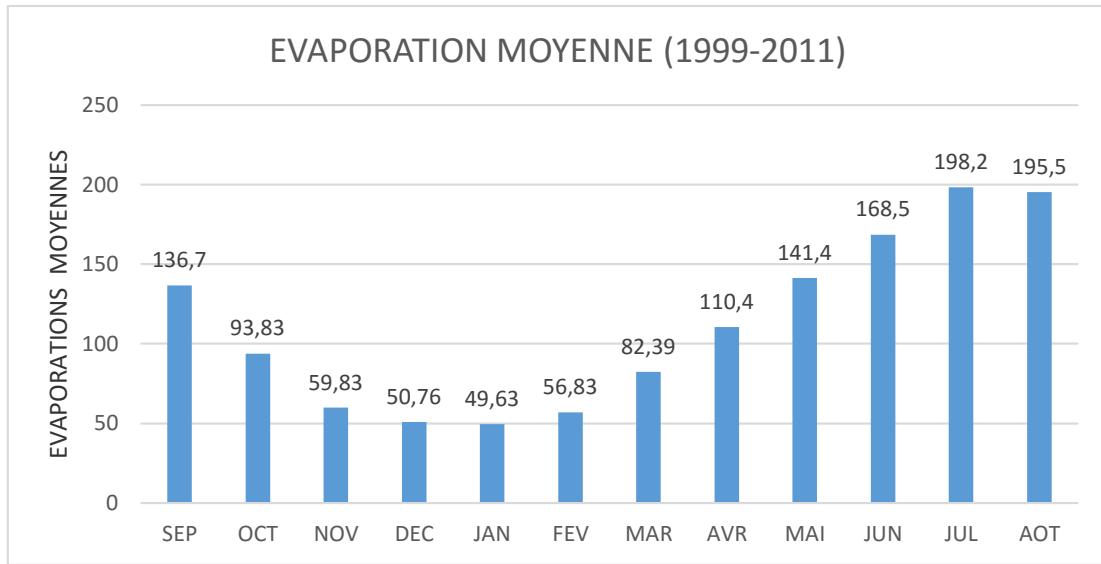


Figure III.21 : Histogramme des Evaporations moyennes mensuelles (1990-2011).

III.8.5. Evapotranspiration potentielle (ETP) :

La répartition mensuelle illustre notamment le type de variations irrégulières dont les écarts par rapport à la moyenne sont nettement considérables pendant la journée. C'est l'effet caractéristique du climat continental qui agit directement sur le comportement des facteurs évaporant.

Comme il est entendu que l'évaporation, désignée généralement sous le terme de l'évapotranspiration en intégrant physiquement le phénomène biologique des espèces de la flore, représente un des principaux éléments de la climatologie rentrant dans la formulation du bilan hydrique d'une unité hydrologique.

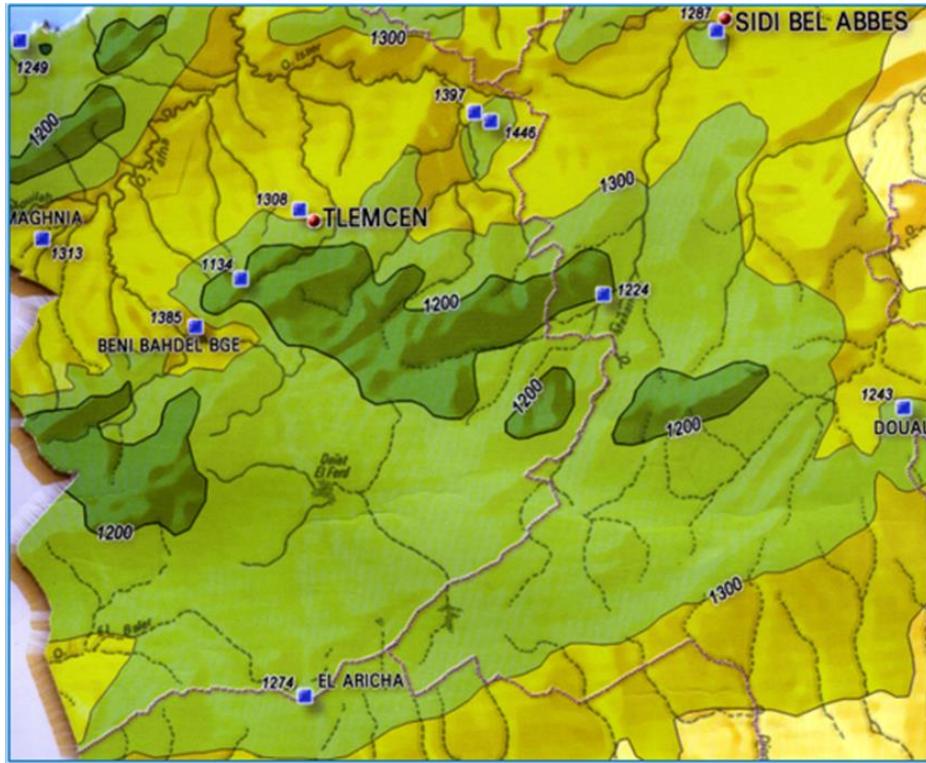


Figure III.22 : Evapotranspiration potentielle (1990-2011)

Tableau III.20 : Répartition mensuelle de l'évapotranspiration potentielle de la région de Tlemcen
(Source, ANRH)

Mois	ETP (mm)	ETP (%)
Septembre	136,66	10,17
Octobre	93,83	6,98
Novembre	59,85	4,45
Décembre	50,76	3,78
Janvier	49,63	3,69
Février	56,83	4,23
Mars	82,39	6,13
Avril	110,42	8,22
Mai	141,42	10,52
Juin	168,54	12,54
Juillet	198,2	14,75
Out	195,5	14,55
Année	1344,03	100

Les mesures effectuées à la station de Tlemcen, montrent une extrême dissipation d'eau par les conditions climatiques sévères en périodes des étiages. Le pouvoir évaporant, très accentué en été, exige pour la grande saison sèche de l'année, près de 70% du total annuel. La tranche d'eau maximale brute évaporée annuellement sur une surface libre est estimée à près de 1344,03mm.

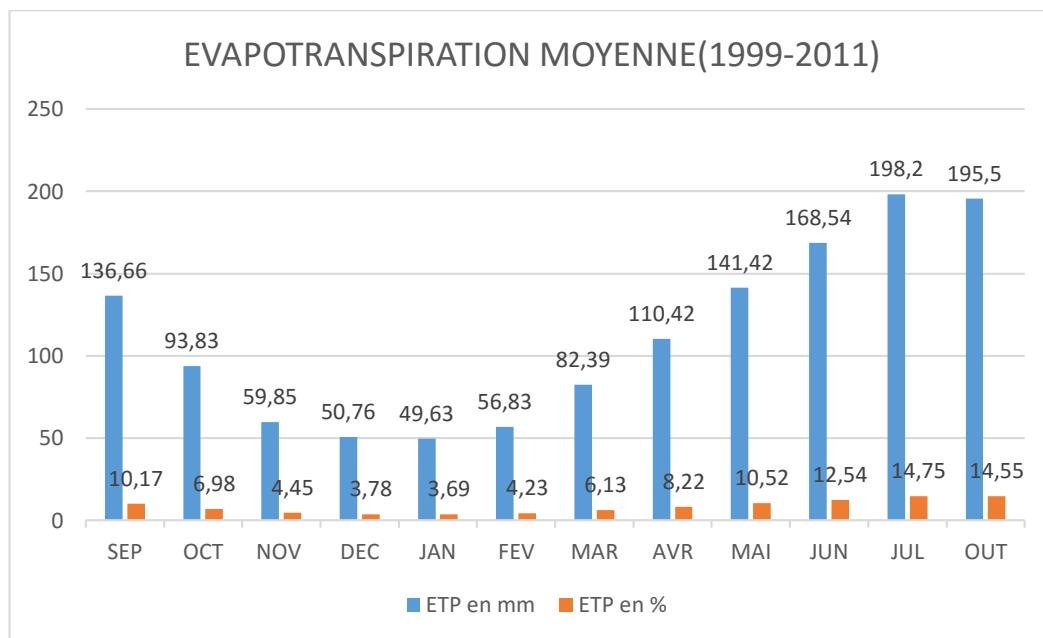


Figure III.23 : Histogramme des Evapotranspirations moyennes mensuelles (1990-2011).

a) Indice climatique :

L'utilisation des indices climatiques est intéressante car elle permet de mieux cerner le type de climat de la région.

b) Indice d'aridité annuel de Martonne :

Cet indice est donné par :

$$I = \frac{P}{T+10} \quad \text{III.14}$$

Avec :

P : Précipitations moyennes annuelles (mm) ;

T : Température moyenne annuelle ($^{\circ}\text{C}$).

$P=413.06\text{mm}$ $T=17.7\text{ }^{\circ}\text{C}$, par conséquence $I=14.91$

De MORTONNE propose la classification suivante :

$I < 5$ Climat hyperaride.

$5 < I < 10$ Climat désertique.

$10 < I < 20$ Climat semi-aride.

$I > 20$ Climat humide (Bennis,2004).

La valeur I calculée ($I=13.15$ comprise entre 10 et 20) et le rapport sur l'abaque (figure III.24) caractérise la région par un climat semi-aride.

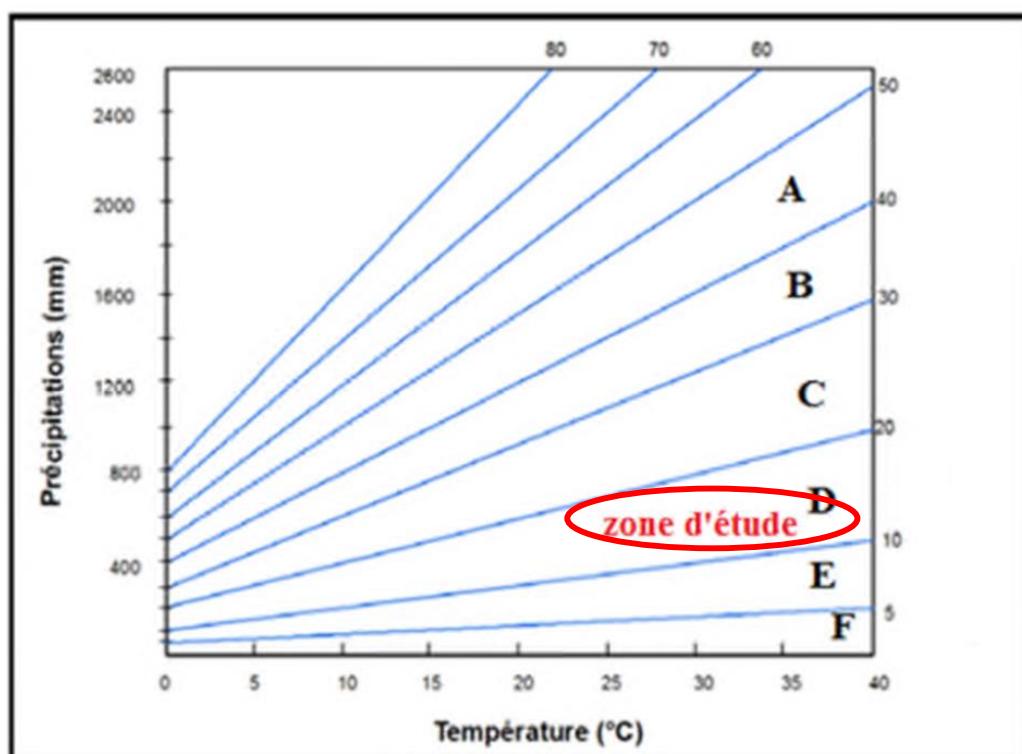


Figure III.24 : Abaque de MARTONNE.

Zone A : Ecoulement abondant ;

Zone B : Ecoulement exoréique ;

Zone C : Zone tempérée, drainage extérieur, irrigation non indispensable ;

Zone D : Régime semi-aride, écoulements temporaires, formations herbacées ;

Zone E : Régime désertique, écoulements temporaires ;

Zone F : Hyper-acidité, aréisme.

Nous remarquons que la zone du site étudié appartient à la « **Zone D** » traduisant un régime semi-aride à écoulement temporaire et à formations herbacées proche du régime tempéré.

c) Indice d'aridité mensuelle de Martonne :

Utilisé par les élèves de De. MORTONNE dans le but de préciser les conditions de semi-aridité mensuelle. Cet indice est donné par la relation suivant :

$$i = \frac{12 P}{t+10} \quad \text{III.15}$$

P : Précipitations moyennes mensuelles (mm) ;

t : Température moyenne mensuelle ($^{\circ}\text{C}$) (**Bennis,2004**).

Le tableau III.21. Représente l'indice d'aridité mensuelle de DE. MORTONNE.

Tableau III.21 : Indice d'aridité mensuelle de MORTONNE à Tlemcen

Mois	S	O	N	D	J	F	M	A	M	J	J'	A'
P	30,3	43,5	61,55	60,28	50,34	45,11	34,9	38,3	32,92	6,21	1,41	5,1
T	22,4	19,5	14,8	12	10,20	11,7	13,7	15,4	18,9	22,3	25,6	26,1
i	11,22	17,69	29,78	32,88	29,90	24,94	17,61	18,09	13,66	2,30	0,47	1,69
Classe	Semi-aride	Semi-aride	Humide	Humide	Humide	Humide	Semi-aride	Semi-aride	Semi-aride	Hypr - Aride	Hypr - Aride	Hypr - Aride

d) Indice d'emberger

La méthode basée sur les limites des aires occupées par les des différentes associations végétales, consiste à reporter sur un diagramme établi par L. Emberger, en ordonnée la valeur de Q_2 , et en abscisse la moyenne des minimas du mois le plus froid en ($^{\circ}\text{C}$) avec :

$$Q_2 = \frac{1000 P}{\left(\frac{M+m}{2}\right) \times (M-m)} \quad \text{III.16}$$

Avec :

Q_2 : Quotient pluvio-thermique d'EMBERGER ;

P : Précipitations moyennes annuelles (mm) ;

M : Moyennes des températures maximales du mois le plus chaud (°K) ;

m : Moyenne des températures minimales du mois le plus froid (°K) ;

M-m : Amplitude thermique extrême moyenne (°K) (**Bennis,2004**).

$T \text{ (°K)} = T \text{ (°C)} + 273$. Le quotient pluvio-thermique d'Emberger pour la station de Zenâta :

$$M \text{ (°K)} = 302$$

$$m \text{ (°K)} = 280,4$$

$$\text{Donc } Q_2 = 65,67$$

Nous reportons la valeur du quotient d'Emberger dans son climogramme sur la figure suivante

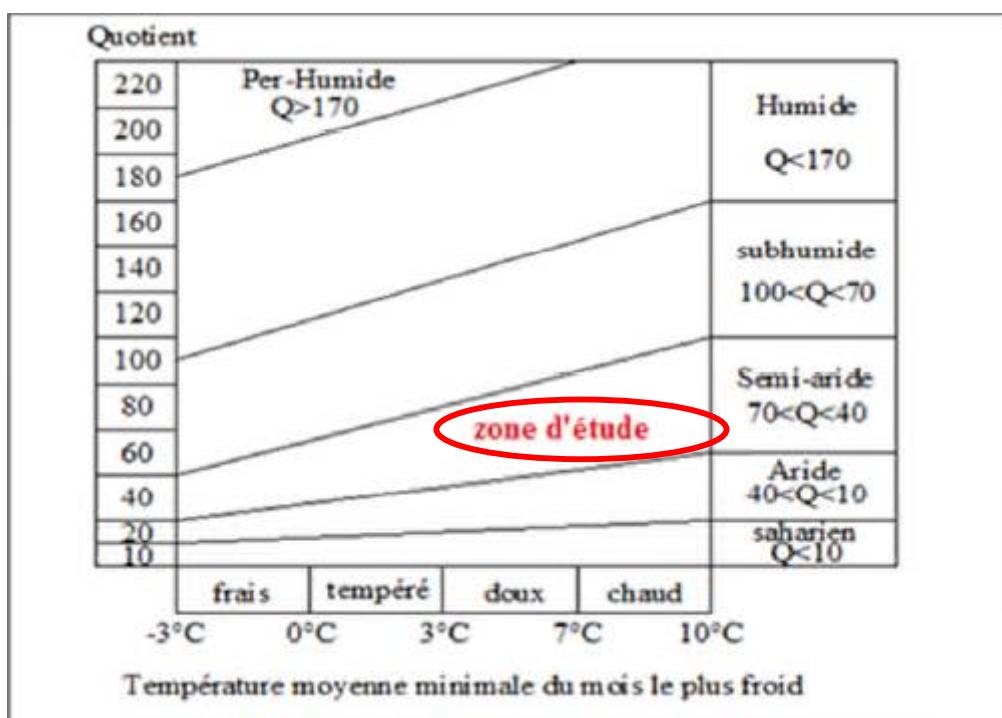


Figure III.25 : Etage bioclimatique de la région étudiée selon le climogramme d'Emberger

Selon le Climogramme d'Emberger, le climat de la région étudiée appartient à une zone semi-aride, ($Q=65,67$).

III.8.6. Diagramme Ombro-thermique :

Afin de préciser les périodes sèches et humides durant l'année, nous avons établi le diagramme ombro-thermique qui caractérise les interactions entre les précipitations moyennes mensuelles et les températures moyennes mensuelles.

Quant à la période sèche, elle s'étale à partir de la mi-avril et dure jusqu'à la fin du mois de Septembre, soit une durée de Cinq mois et demie (5,5).

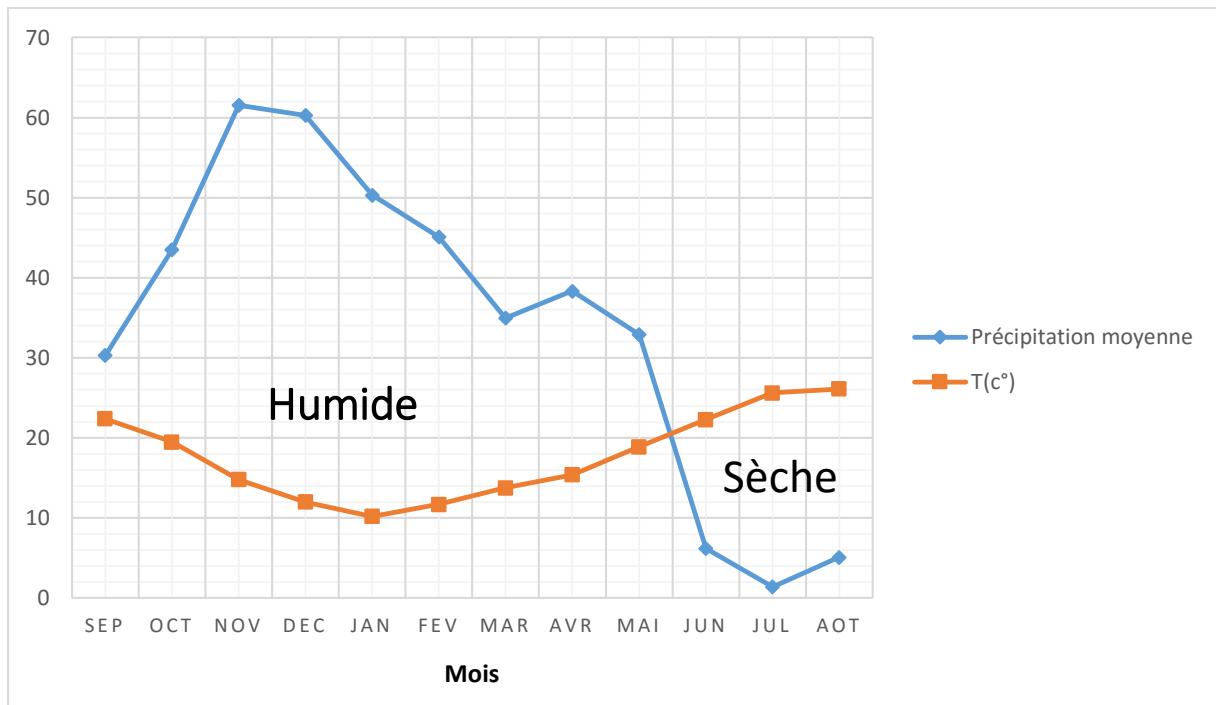


Figure III.26 : Courbe pluviaux-thermique de la région d'étude.

L'analyse climatique est primordiale a permis de déterminer les paramètres fondamentaux pour les calculs hydrologiques, en l'occurrence :

- Précipitation moyenne annuelle à l'échelle de la région, est estimée à 413,046mm
- Précipitation moyenne mensuelle est de 34,172 mm
- Précipitation maximale journalière est de 79.1mm
- La température moyenne annuelle est de 17,72 °C
- La région est caractérisée par un régime semi-aride

Chapitre IV : Etude
Hydrologique des
Aménagements de
Protection

CHAPITRE IV :**Etude Hydrologique Et Conception Des Aménagements De Protection****IV.1. Etude hydrologique :**

L'étude hydrologique pour la réalisation d'un ouvrage hydrotechnique révèle une importance considérable. Le but est donc de mettre en évidence les paramètres hydrologiques de l'oued tels que les débits des crues, les apports du bassin versant (apports liquides et solides) qui constituent la base de dimensionnement des ouvrages constituant l'aménagement.

IV.1.1. Analyse des données statistiques

Pour l'étude des précipitations, nous avons besoin d'une série pluviométrique qui comporte les précipitations maximales journalières pour la période la plus longue possible.

Nous prenons comme base de calcul la série pluviométrique de la station expérimentale de Chouly.

La série à une période de fonctionnement de 1980 à 2002 qui a été fournie par Agence National Ressource hydraulique (ANRH ORAN).

L'analyse statistique des données pluviométriques consiste à déterminer les caractéristiques empiriques d'un échantillon d'une série d'observations de précipitations maximales journalières, de 23 années.

Les caractéristiques de cette série sont représentées dans le tableau IV.1 :

Tableau IV.1 : Précipitations maximales journalières Pjmax, durant 23ans d'observations (ANRH ORAN)

ANNEE	SEPT	OCT	NOV	DEC	JANV	FEV	MARS	AVRIL	MAI	JUIN	JUIL	AOUT
1980	5,8	28,8	8,0	79,1	13,3	25,8	19,4	12,6	5,8	23,2	0,0	0,0
1981	3,5	0,2	0,0	35,3	5,0	28,7	10,6	21,8	37,9	14,0	0,0	4,0
1982	17,1	26,3	24,7	29,8	0,0	6,8	5,7	3,2	4,6	0,0	0,0	0,0
1983	0,0	0,0	5,7	34,1	21,7	20,6	13,4	7,0	16,4	17,9	0,0	0,0
1984	5,6	14,4	35,8	13,9	9,6	6,8	17,2	11,1	11,7	0,0	0,3	0,0
1985	4,2	8,6	22,5	18,5	44,4	36,7	22,7	8,0	0,8	11,3	0,0	7,4
1986	6,7	15,2	22,3	29,5	20,9	50,5	8,7	2,9	6,5	0,0	63,4	0,0
1987	14,3	9,9	21,4	10,2	6,0	7,8	2,4	8,3	6,3	10,3	0,0	0,0
1988	18,3	7,8	21,2	6,2	7,7	5,1	27,2	30,7	6,9	3,4	4,2	1,6
1989	8,2	2,7	4,0	9,6	31,3	0,0	10,3	8,2	25,2	15,0	0,9	3,9
1990	11,7	10,1	6,8	16,0	17,7	14,4	48,9	3,3	11,3	6,0	4,1	6,5
1991	6,8	18,1	10,7	7,4	9,1	5,1	32,4	24,1	23,9	5,2	3,1	0,0
1992	0,0	5,4	15,2	34,0	0,0	50,6	7,2	18,0	64,7	2,4	0,4	0,8
1993	8,8	22,9	9,6	15,4	35,8	13,3	3,6	21,2	14,6	0,3	15,0	0,8
1994	34,4	15,1	12,2	21,7	16,5	34,9	57,4	16,9	1,9	6,0	0,0	3,4
1995	12,5	28,1	7,0	27,9	30,9	16,6	16,5	16,3	18,1	8,8	12,1	7,4
1996	8,4	12,0	0,6	8,7	79,0	0,0	7,5	11,5	15,3	0,7	2,2	7,2
1997	19,8	13,1	18,5	20,9	9,4	18,2	10,4	10,9	13,7	0,0	0,0	2,8
1998	5,7	5,6	16,3	7,6	20,7	27,0	23,5	0,0	0,9	0,0	0,0	0,0
1999	31,1	8,2	31,1	41,9	0,0	0,0	0,1	11,2	4,6	0,0	4,8	0,0
2000	7,4	24,5	37,8	15,9	41,1	44,9	3,5	5,8	3,7	1,4	0,0	1,8
2001	18,8	31,0	66,5	5,6	2,9	8,6	9,4	21,7	40,9	0,2	0,0	17,4
2002	0,0	21,6	57,3	9,7	32,7	28,8	4,8	10,3	14,8	6,0	0,7	0,7

Les caractéristiques de la série pluviométrique (période : 1980-2002) sont dans le tableau V.2 :

Tableau IV.2 : Caractéristiques de la série pluviométrique (période : 1980-2002)

Caractéristiques	Formules	Valeurs
La somme des Pmax j en (mm)	$\sum_{i=1}^{n=23} xi$	1009,6
La moyenne des Pmax j en (mm)	$\bar{x} = \frac{\sum_{i=1}^{n=23} xi}{n}$	43,90
L'écart type δ	$\delta = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^{n=23} (Xi - \bar{X})^2}{n}}$	17.67
Coefficient de variation C_v	$Cv = \frac{\delta}{x}$	0.4

IV.1.2. Etude statistique

L'analyse statistique des précipitations nous a permis de préciser les conditions du régime pluviométrique dans notre zone d'étude, elle nous a menés également à estimer les précipitations extrêmes.

➤ Distribution statistique des Pj max :

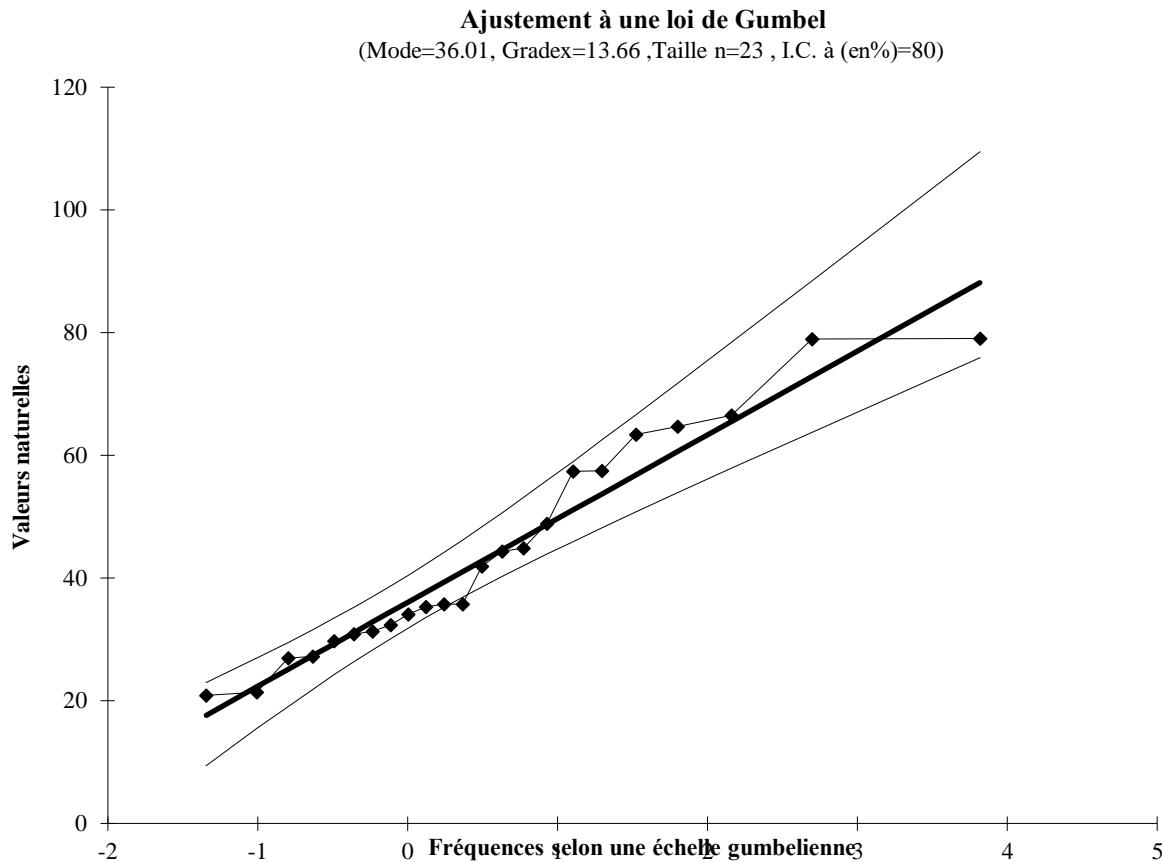
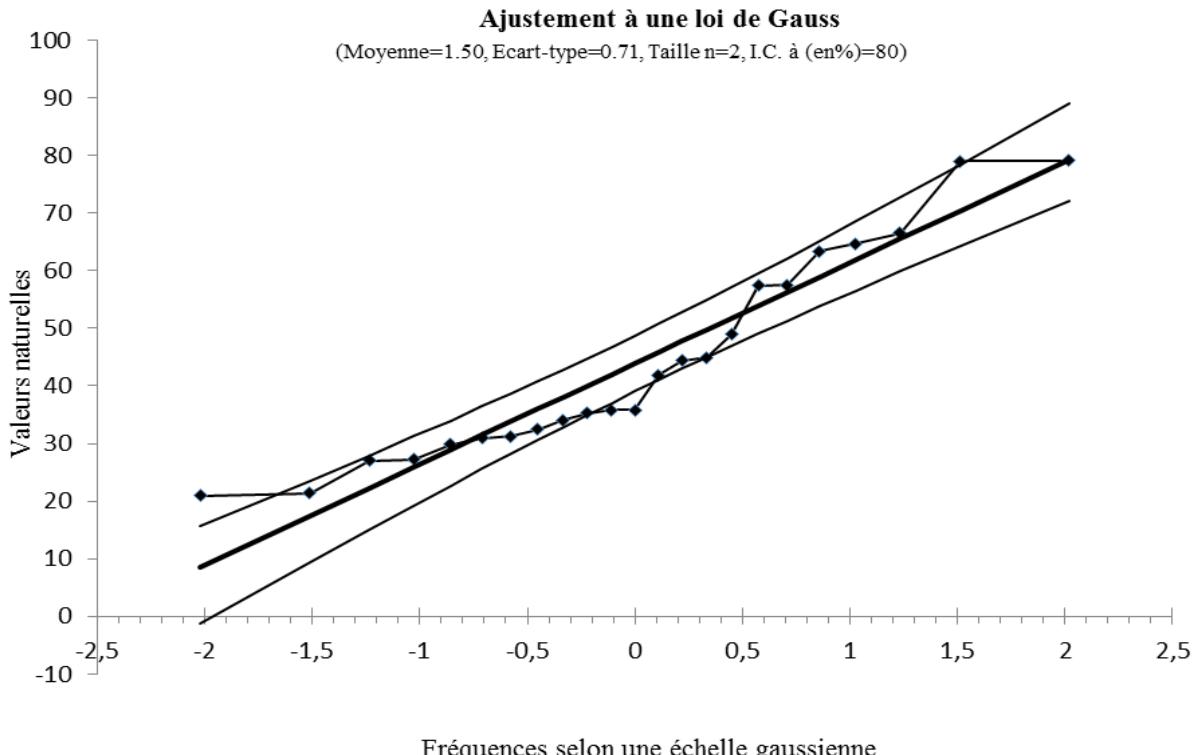
Nous avons essayé de trouver une loi de distribution qui s'ajuste le mieux avec nos séries de données grâce au logiciel hydrolab.

Le tableau IV.3 représente Précipitations maximales (1980 2002)

Tableau IV.3 : Précipitations maximales (1980 2002)

Années	Pjmax (mm)
1980	79.1
1981	35.3
1982	29.8
1983	34.1
1984	35.8
1985	44.4
1986	63.4
1987	21.4
1988	27.2
1989	31.3
1990	48.9
1991	32.4
1992	64.7
1993	35.8
1994	57.4
1995	30.9
1996	79
1997	20.9
1998	27
1999	41.9
2000	44.9
2001	66.5
2002	57.5

Les figures IV.1, IV.2, IV.3, IV.4 représentent les valeurs fréquentielles exprimées sous forme de droite des Pjmax d'ajustement :

Figure IV.1 : Ajustement de pluies maximum journalier **Loi Gumbel**Figure IV.2 : Ajustement de pluies maximum journalier **Loi Normal**

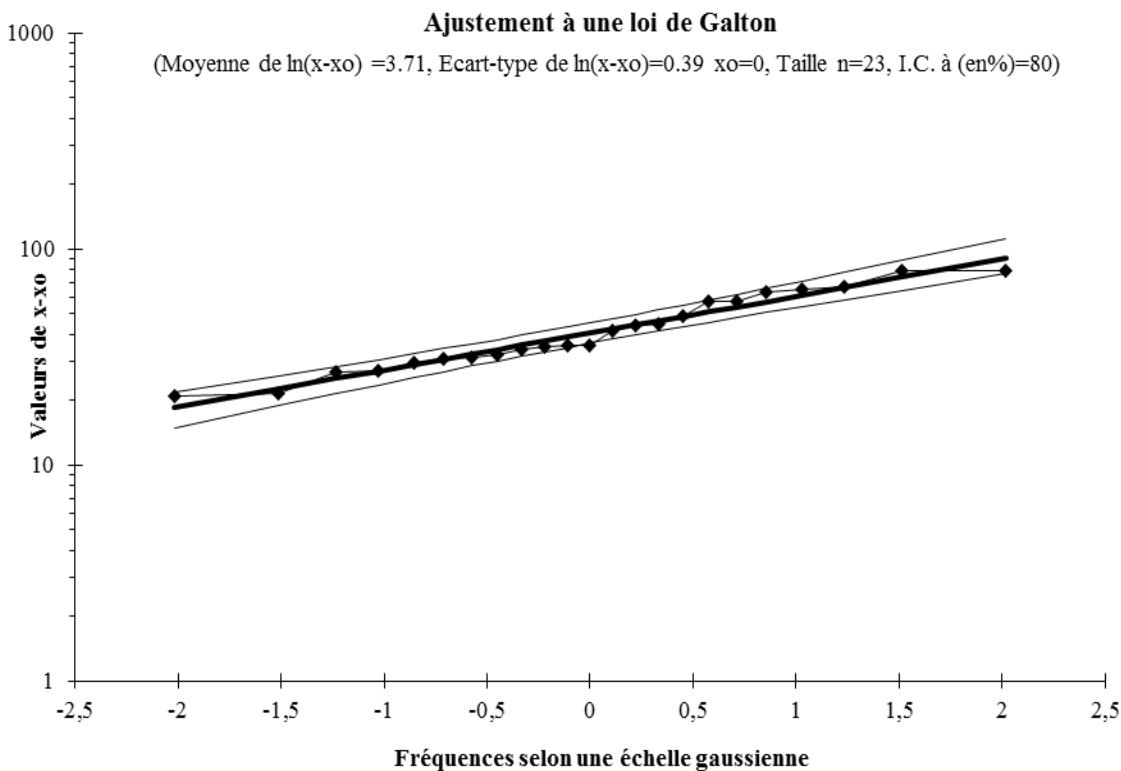


Figure IV.3 : Ajustement de pluies maximum journalier Loi log normal

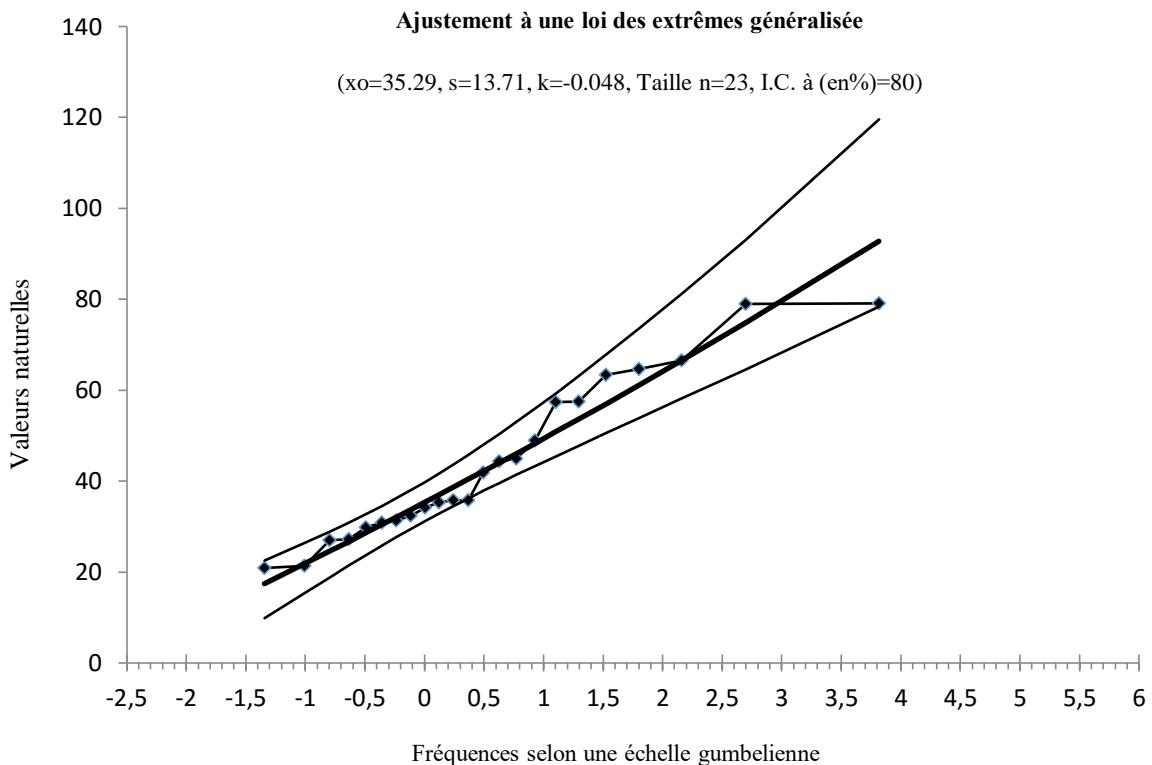


Figure IV.4 : Ajustement de pluies maximum journalier loi GEV

L'estimation statistique des pluies maximales quotidiennes s'ajuste le mieux à la loi de Gumbel, d'où l'adéquation d'ajustement statistique réduisant les erreurs d'estimation à un niveau acceptable au point de vue des valeurs fréquentielles escomptées.

Les équations d'ajustement de ces valeurs fréquentielles s'expriment sous forme de droite des Pjmax d'ajustement :

Pjmax = 36,01 + 13,66 Y ; avec Y variable de Gumbel

Tableau IV.4 : Les résultats des estimations statistiques des pluies maximales journalières.

Période de retour (Ans)	2	5	10	20	50	100	1000
Fréquence (%)	0,5	0,8	0,9	0,95	0,98	0,99	0,999
Variable Réduite de Gumbel U	0,367	1,5	2,25	2,97	3,902	4,6	6,907
Pluie de Fréquence (f)	41,02	56,5	66,74	76,58	89,31	98,84	130,35

Les résultats seront reportés sur la figure de Variation des pluies fréquentielles (figure IV.6).

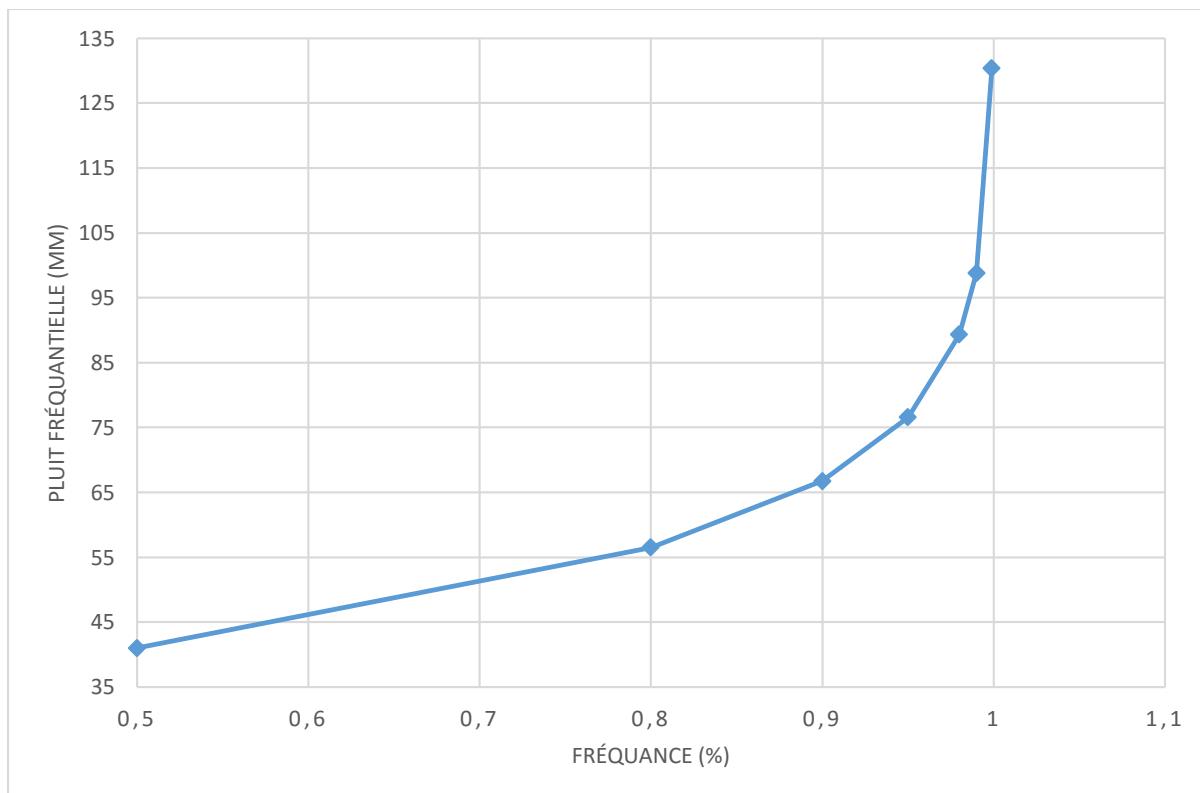


Figure IV.5 : Variation des pluies fréquentielles.

IV.2. Etude des crues :

Les crues étant les événements correspondant à la circulation des débits exceptionnels dans les bassins versants, elles sont influencées par de nombreuses variables parmi lesquelles l'intensité, la durée et la distribution de la pluie dans le bassin, sa topographie etc. Les débits de crues ont une influence directe sur le régime hydrologique particulièrement en Algérie où les Oueds, à cause de la grande irrégularité, passant de débits nuls à des débits de crues exceptionnels. Les crues dépendent essentiellement de l'abondance.

IV.2.1. Intensités de courtes durées :

Pour une période donnée la quantité de pluie tombée dans un temps donné 't' est donnée par la formule de BODY.

$$P = P_{J \max} f \left(\frac{t}{24} \right)^b \quad \text{IV.1}$$

P : pluie maximale annuelle de durée (t) et de fréquence (f) (en mm) ;

P_j max f : pluie journalière maximale de fréquence f (en mm) ;

b : exposant climatique de la station pluviométrique : b = 0,37 ;

t : durée en heure (En heure) (**Bennis, 2004**)..

Nous résumons dans le tableau IV.5 le calcul des pluies fréquentielles :

Tableau IV.5 : Calcul des pluies fréquentielles.

Période de retour	2	5	10	20	50	100	1000	
T (mn)	Pluie (mm)							T (h)
5	4,97	6,85	8,09	9,28	10,82	11,98	15,80	0.08
10	6,57	9,05	10,69	12,27	14,31	15,83	20,88	0.17
15	7,58	10,44	12,33	14,15	16,50	18,26	24,08	0.25
20	8,40	11,57	13,66	15,68	18,28	20,24	26,69	0.33
30	9,79	13,49	15,93	18,28	21,32	23,60	31,12	0.5
45	11,38	15,67	18,51	21,24	24,77	27,42	36,16	0.75
60	12,66	17,43	20,59	23,63	27,56	30,50	40,22	1
84	14,81	20,40	24,10	27,65	32,25	35,69	47,07	1.53
120	16,36	22,53	26,61	30,54	35,61	39,41	51,98	2
150	17,76	24,47	28,90	33,16	38,68	42,80	56,45	2.5
180	19,00	26,18	30,92	35,48	41,38	45,79	60,39	3
240	21,14	29,12	34,39	39,46	46,02	50,94	67,17	4
360	24,56	33,83	39,96	45,85	53,47	59,18	78,05	6
540	28,54	39,30	46,43	53,27	62,13	68,76	90,68	9
720	31,74	43,72	51,64	59,26	69,11	76,48	100,86	12
1440	41,02	56,50	66,74	76,58	89,31	98,84	130,35	24

Les intensités maximales annuelles de durée $t(h)$ et de période de retour $T(Ans)$ sont calculées par la relation suivante :

$$I = \frac{p_t}{t} \quad \text{IV.2}$$

Avec :

P_t : Pluies de courte durée (mm).

I : Intensité maximale (mm/h) (Bennis, 2004).

Nous résumons dans le tableau IV.6 le calcul des intensités pluviales :

Tableau IV.6 : Intensités de courtes durées T (h)

Période de retour	2	5	10	20	50	100	1000	
T (h)	Intensités (mm/h)							T(mn)
0.08	62,14	85,59	101,10	116,01	135,29	149,73	197,46	5
0.17	38,65	53,23	62,88	72,15	84,15	93,13	122,81	10
0.25	30,31	41,75	49,32	56,59	66,00	73,04	96,32	15
0.33	25,45	35,05	41,40	47,51	55,41	61,32	80,87	20
0.5	19,59	26,98	31,87	36,57	42,65	47,20	62,24	30
0.75	15,17	20,90	24,68	28,32	33,03	36,56	48,21	45
1	12,66	17,43	20,59	23,63	27,56	30,50	40,22	60
1.53	9,68	13,34	15,75	18,08	21,08	23,33	30,77	84
2	8,18	11,26	13,31	15,27	17,81	19,71	25,99	120
2.5	7,11	9,79	11,56	13,27	15,47	17,12	22,58	150
3	6,33	8,73	10,31	11,83	13,79	15,26	20,13	180
4	5,28	7,28	8,60	9,87	11,51	12,73	16,79	240
6	4,09	5,64	6,66	7,64	8,91	9,86	13,01	360
9	3,17	4,37	5,16	5,92	6,90	7,64	10,08	540
12	2,65	3,64	4,30	4,94	5,76	6,37	8,41	720
24	1,71	2,35	2,78	3,19	3,72	4,12	5,43	1440

Pour le bon dimensionnement des aménagements de protection pluviaux ; on prend la valeur de l'intensité de pluies qui correspond à la période de retour de 10 ans pour l'évaluation des débits pluviaux. On prend :

$$i=101,10 \text{ mm/h}$$

$$I = \frac{101,10 \times 10000}{3600} = 280.83 \text{ l/s/ha}$$

Tableau IV.7 : Intensités de courtes durées T (h)

Période de retour	2	5	10	20	50	100	1000	
T (h)	Intensités de courtes durées en l/s/ha							T(mn)
0.08	172,61	237,75	280,84	322,25	375,81	415,92	548,51	5
0.17	107,36	147,87	174,67	200,42	233,74	258,68	341,15	10
0.25	84,20	115,98	136,99	157,19	183,32	202,88	267,56	15
0.33	70,69	97,37	115,01	131,97	153,91	170,33	224,63	20
0.5	54,41	74,94	88,52	101,57	118,46	131,10	172,89	30
0.75	42,14	58,05	68,57	78,68	91,76	101,55	133,92	45
1	35,16	48,42	57,20	65,63	76,55	84,71	111,72	60
1.53	26,89	37,04	43,76	50,21	58,55	64,80	85,46	84
2	22,72	31,29	36,96	42,41	49,46	54,74	72,19	120
2.5	19,74	27,19	32,11	36,85	42,98	47,56	62,72	150
3	17,60	24,24	28,63	32,85	38,31	42,40	55,92	180
4	14,68	20,22	23,88	27,41	31,96	35,37	46,65	240
6	11,37	15,66	18,50	21,23	24,76	27,40	36,13	360
9	8,81	12,13	14,33	16,44	19,18	21,22	27,99	540
12	7,35	10,12	11,95	13,72	16,00	17,70	23,35	720
24	4,75	6,54	7,72	8,86	10,34	11,44	15,09	1440

Les résultats seront reportés sur des courbes I.D.F (Intensité, Durée, Fréquence) (figure IV.6) et cela pour mieux exprimer les variations de l'intensité pour chaque fréquence.

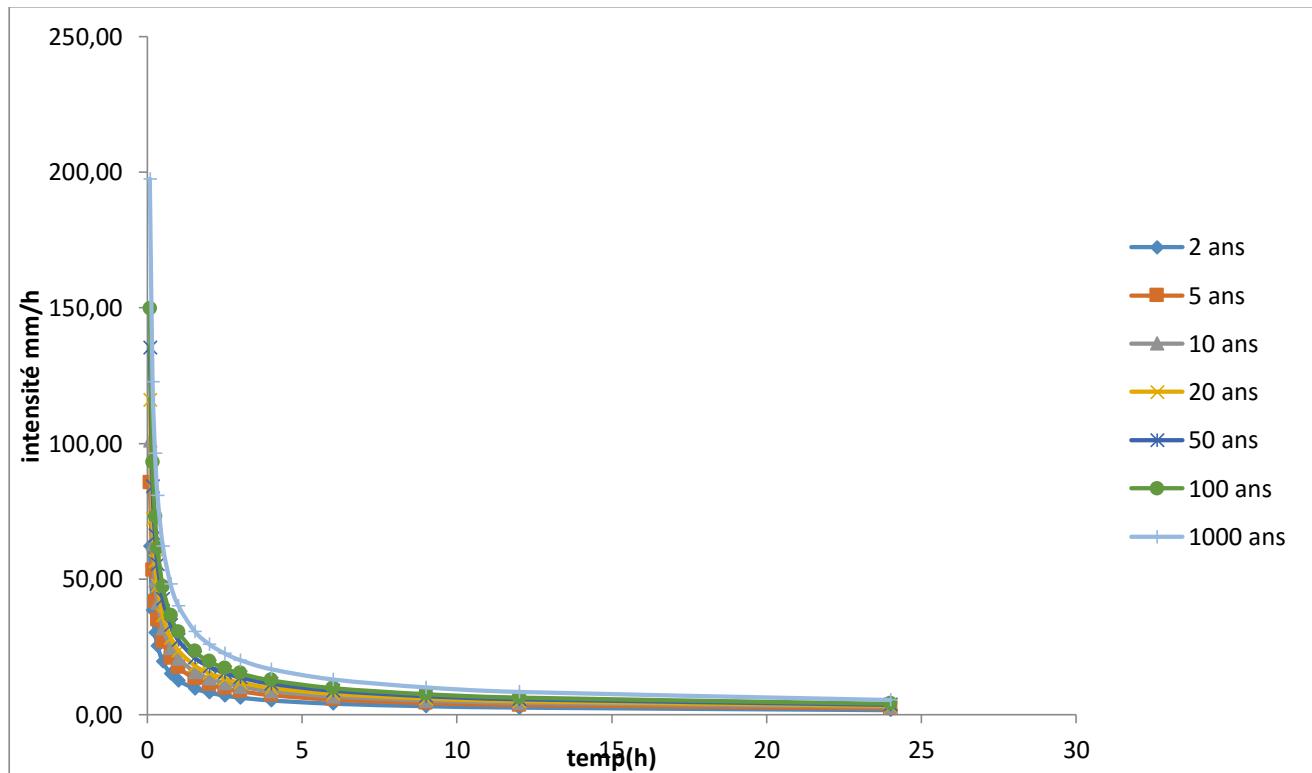


Figure IV.6 : Courbes IDF.

IV.2.2. Différentes méthodes d'évaluation des crues :

Les techniques utilisées pour la détermination des crues dépendent pour une grande part des données disponibles. Presque chaque problème qui se produit est uniquement, d'au x variations des conditions et des données, qui fait que c'est la disponibilité des données plutôt que la nature des problèmes qui conditionnent la procédure. Il n'existe pas encore une unicité de calcul des crues, les méthodes de calcul diffèrent aussi selon le chargé d'études.

Nous rappelons ci-dessous, les différentes méthodes de calcul des crues que chacune d'elles a ses avantages et ses inconvénients (**Hachemi, 2015**).

IV.2.3. Détermination des débits de crue :

a. Application sur le bassin versant d'aine Fezza

Partant des données morphologiques et pluviométriques existantes une évaluation des débits de pointes des crues sera faite à partir de formules empiriques : Mallet –Gauthier, Turazza, et Giandotti. Ces relations sont celles qui traitent au mieux le bassin.

➤ Formule de Mallet -Gauthier :

Afin de confirmer les résultats des débits maxima fréquentiels, il a été usé des formules empiriques, particulièrement celle de Mallet Gauthier qui semble être convenable dans ce genre d'étude, notamment pour évaluer les valeurs de plus faibles fréquences.

$$Q_{\max} = 2.k.\log(1 + A * P_0) \frac{S}{\sqrt{L}} \sqrt{1 + 4 \log T - \log S} \quad \text{IV.3}$$

Qmax = Intensité de la crue en m³/s,

K = 2.5 ; Caractéristique climatique et topographique (k=2.5 à 3.5).

A = 25, pour le régime hydrologique méditerranéen,

P₀ = Pluie annuelle en mètre,

L = Longueur du thalweg principal,

S = Surface du bassin,

T = Temps de retour en années (**Bennis, 2004**).

➤ **Formule de Giandotti :**

Dans le même contexte d'estimation des débits de pointe, la méthode de Giandotti s'inspire des lois de ruissellement basées sur les caractéristiques morpho métriques du bassin versant ainsi que le temps de concentration. Comme précédemment, cette formule, ayant donné de résultats satisfaisants, particulièrement pour les bassins typiquement montagneux, s'exprime en fonction, des paramètres similaires à ceux appliqués dans la méthode synthétique. Le coefficient correctif C, variant entre 0,5 à 1,1 selon la fréquence, est inversement proportionnel avec la surface du bassin,

$$Q_{\max} = C * \left(\frac{166 * S * P_{Tc} \sqrt{H_{moy} - H_{\min}}}{(4 * \sqrt{S}) + 1.5 * L} \right) \quad \text{IV.4}$$

Q_{\max} : Débit max (m³/s)

K : coefficient topographique (0,13)

S : surface du bassin versant (Km²)

L : longueur du talweg principale (km)

P_{Tc} : Pluie durant le temps de concentration Tc (mm)

$H = H \text{ moy} - H \text{ min}$ (**Bennis, 2004**).

➤ **Formule de Turazza:**

$$Q_{\max} = \frac{C.P(Tc).A}{Tc.3.6} \quad \text{IV.5}$$

Où

Q_{\max} : Débit max (m³/s).

P_{Tc} : pluie durant le temps de concentration Tc (mm).

Cv : Coefficient de ruissellement

A : surface du bassin versant (Km²)

Tc : Temps de concentration (heure) (**Bennis, 2004**).

b. Détermination le coefficient de ruissellement Cr :

Le coefficient de ruissèlement en générale est variable selon la période de retour ; donc on a pris en considération un coefficient de ruissellement différent pour chaque période de retour. Les valeurs du coefficient de ruissèlement utilisés sont mentionnées dans le tableau si après :

Tableau IV.8 : Valeurs de coefficient de ruissellement C (**Bousbia, 2011**).

Fréquence%	1	2	5	10	20	50
Période de retour	100	50	20	10	5	2
C	0.8	0.75	0.55	0.6	0.7	0.75

C : coefficient de ruissellement de la crue considérée pour une probabilité P%

IV.2.4. Débit de crue :

Les débits de pointe, en s'appuyant sur les résultats des études réalisées dans la région ou sur les débits enregistrés au niveau des stations hydrométriques des bassins voisins, ont été déterminés par plusieurs formules et méthodes usuelles afin de tirer une meilleure approximation d'estimation. En effet, ces études, ont servi de référence pour toutes les estimations des apports et des débits de crues de projet. En ce sens, tous les résultats ainsi obtenus, fournissent de manière assez convenable, l'ordre de grandeur des débits de projet pour différentes fréquences, avec une marge d'erreur ne dépassant pas les 10-15%. Le tableau suivant montre les résultats des débits de pointe après correction.

Tableau IV.9 : Débits de crues du bassin versant par différents modèles

T Retour	2	5	10	20	50	100
Débit de pointe (m ³ /s)						
Méthode TURAZZA	25,19	32,39	35,79	34,49	54,85	64,75
Méthode Mallet -Gauthier	Déconseillé	35,09	42,19	48,27	55,28	60,04
Méthode Giandotti	14,6	20,11	23,76	27,26	31,79	35,18
Valeur proposée = (moyenne)	19.90	29.20	33.91	36.61	47.31	53,32

Les valeurs du débit obtenu en utilisant la formule de Turazza et celle de Mallet-Gauthier sont très proches pour les différentes périodes de retour. Donc, en raison de sécurité, on retiendra la moyenne des valeurs trouvées par la formule de Turazza Mallet-Gauthier et Giandotti.

IV.2.5. Hydro-gramme de crue

La formule donnant le volume de crue ainsi que la répartition des débits de crue en fonction de la durée (temps de base), telle qu'elle est décrite précédemment, il a été possible de formuler le graphe des hydro grammes fréquentiels en fonction notamment du temps de montée de la crue T_m . La méthode de Sokolovsky consiste à considérer que l'hydro gramme est assimilé à deux équations paraboliques, l'une pour la montée, l'autre pour la décrue.

$$\text{Pour la montée : } Q_m = (Q_{\max}) \times \left(\frac{t}{t_m} \right)^n \quad \text{IV.6}$$

$$\text{Pour la décrue : } Q_d = (Q_{\max}) \times \left(\frac{t_d - t}{t} \right)^m \quad \text{IV.7}$$

Où

t est le temps de concentration

t_m et t_d sont respectivement temps de montée et de décrue

m et n puissances des équations $m=2$ pour la montée, $n= 3$ pour la décrue (Bennis, 2004).

$$t_m = t_c$$

$$t_d = \gamma \cdot t_m \quad \text{IV.8}$$

Où γ coefficient estimer à partir de certaines caractéristiques physiques du cours d'eau de son bassin versant- valeur prise égale à 2, donc la durée de crue sera :

$$Tb = t_m + t_d \quad \text{IV.9}$$

Les débits de crues des différentes périodes de retour de bassin versant sont donnés aux tableaux IV.10:

Tableau IV.10 : débit de crue et les décrue

Pour période de retour 100 ans							
MONTEE DE CRUE				DECRIUE			
T (Heures)	T/tm	(T/tm) ^2	Qmax 1% (m3/s)	Td - t (Heures)	(Td - t) /td	((Td - t) /td)^3	Qmax 1% (m3/s)
0,00	0,00	0,00	0,00				
0,50	0,33	0,11	5,69				
1,00	0,65	0,43	22,78				
1,30	0,85	0,72	38,49				
1,53	1,00	1,00	53,32	3,06	1,00	1,00	53,32
2,00				2,97	0,97	0,91	48,75
2,50				2,47	0,81	0,53	28,04
3,00				1,97	0,64	0,27	14,23
3,50				1,47	0,48	0,11	5,91
4,00				0,97	0,32	0,03	1,70
4,50				0,47	0,15	0,00	0,19
4,90				0,00	0,00	0,00	0,00

Tableau IV.11 : Valeur du débit de crues

T (h)	100 ans	50 ans	20 ans	10 ans	5 ans	2 ans
0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
0,50	5,69	5,18	4,47	3,90	3,28	2,21
1,00	22,78	20,73	17,90	15,62	13,13	8,86
1,30	38,49	35,04	30,25	26,39	22,19	14,97
1,53	53,32	48,53	41,90	36,56	30,74	20,74
2,00	48,75	44,37	38,31	33,43	28,11	18,96
2,50	28,04	25,52	22,04	19,23	16,17	10,91
3,00	14,23	12,95	11,18	9,76	8,20	5,53
3,50	5,91	5,38	4,65	4,05	3,41	2,30
4,00	1,70	1,55	1,33	1,16	0,98	0,66
4,50	0,19	0,18	0,15	0,13	0,11	0,08
4,90	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00

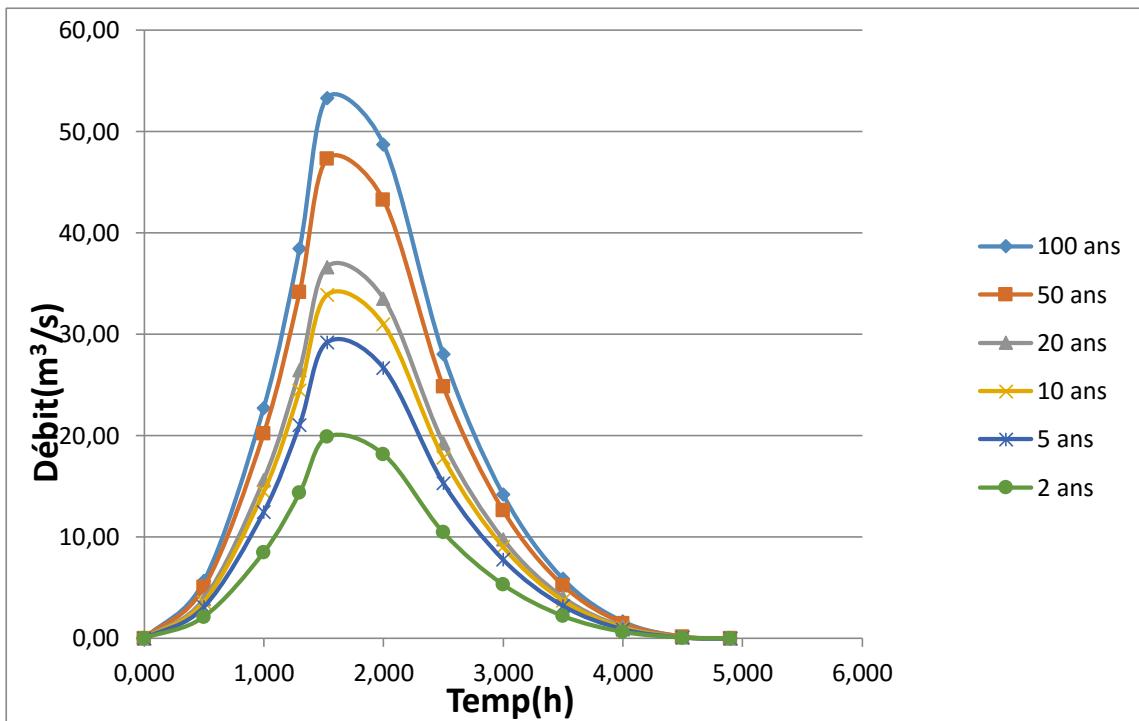


Figure IV.7 : Hydro-grammes de crues exceptionnelles.

Les hydro-grammes des crues établis permettent de voir l'évolution des crues dans le temps. Finalement, une évaluation plus ou moins variée a permis de fixer les valeurs des crues qui traversant la zone d'étude qui nous permettront de faire le dimensionnement et le calcul hydraulique de l'ouvrage de protection de ce centre contre les risques des inondations.

IV.3. Etudes des aménagements de protection contre les crues :

Le calcul hydraulique s'inspire de la règle des valeurs extrêmes (débit et vitesse d'écoulement) ; donc les canaux doivent satisfaire les conditions de l'évacuation rapide et continue de toutes les quantités des eaux dans le but d'assurer une protection suffisante contre les inondations.

Le mode de protection dépend aussi bien des paramètres de base (débit à évacuer, fréquence d'occurrence) que de la configuration du milieu physique par rapport au tissus urbain.

Deux alternatives sont souvent adoptées :

- Interception des crues à l'amont des agglomérations, (écrêtements, dérivations...etc.)
- Aménagement du milieu physique au passage de l'agglomération.

IV.3.1. Typologie des aménagements hydrauliques proposés pour la protection du centre AIN FEZZA contre les inondations

Un aménagement hydraulique comporte différents ouvrages unitaires de nature diverse tel que (barrages, ouvrages de dérivation, etc.) interconnectés entre eux par d'autres ouvrages linéaires de liaison (canaux à ciel ouvert, collecteurs enterrés, etc.). Plusieurs variantes peuvent être envisagées pour la protection du centre Aine Fezza contre les inondations :

Les types d'aménagement Hydraulique proposé au niveau de l'Oued :

- Traitement agricole tel que le reboisement des versants à forte pente et instables.
- Traitement hydro-agricole tel que la réalisation d'un canal pour l'évacuation des eaux pluviales.
- Correction torrentielle.
- Gabionnage.
- Recalibrage de l'oued.
- Recalibrage des ouvrages d'art.

IV.3.2. Identification des points névralgiques visites de la ville d'Ain Fezza

Le risque d'inondation est dû principalement au relief fort, et le sous dimensionnement des ouvrages existant, ainsi qu'une pluviométrie mensuelle de la région.

Les points névralgiques de sous bassin versant causant des dégâts lors des crues sur la ville d'AIN FEZZA.

IV.3.3. Identification des points noires

On a identifié un certain nombre de sites particuliers qui représentent des points noirs soumis aux problèmes d'inondations Par ailleurs, certains points sensibles ont été reportés :

- Point 1 : le point de départ de l'oued, traversant Ain Fezza
- Point 2 : Traversée de route Passage en dalot,
- Point 3 : dégâts sur la zone à proximité de la voie ferrée zone inondable, traversée de chemin de fer
- Point 4 : galerie (Traversée en dalot),
- Point 5 : la fin de l'aménagement de l'Oued Ain Fezza.

La figure IV.8 représente le tracé de l'aménagement de l'oued avec ses points précis.

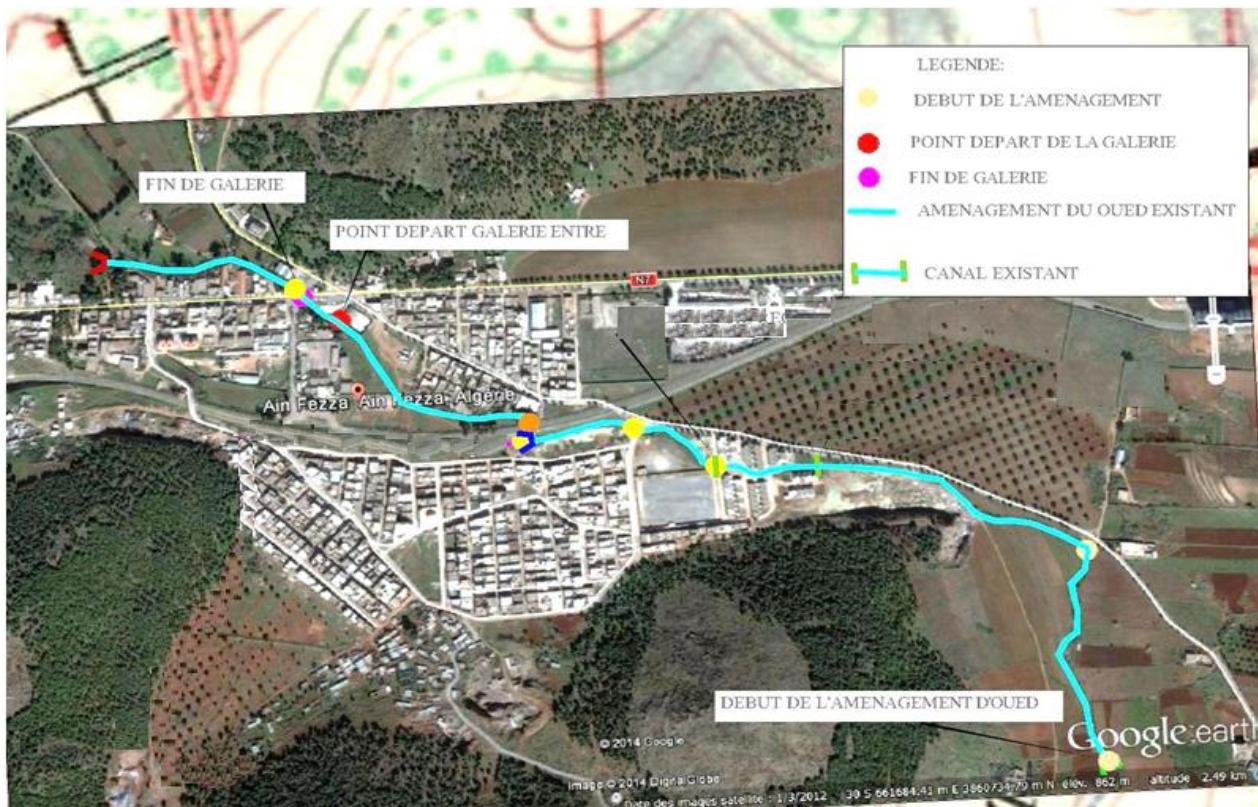


Figure IV.8 : Présentation du tracé d'aménagement de la ville d'Ain fezza sur photo satellite.

IV.4. Etude des écoulements :

Dans l'écoulement à surface libre, le liquide s'écoule à une surface libre sous l'action de son poids propre et la pression atmosphérique à travers des canaux naturels ou artificiels :

- ❖ Les canaux naturels sont les cours d'eau sans aménagement tels que les rivières, les torrents, les fleuves, les oueds et les estuaires qui possèdent des sections irrégulières.
- ❖ Les canaux artificiels sont les canaux construits par l'homme en béton, en maçonnerie, comme les canaux d'adduction, d'évacuation, d'irrigation et de drainage (**Bennis, 2004**).

IV.4.1. Ecoulement uniforme et non uniforme

L'écoulement est uniforme si pour une longueur donnée du canal, la vitesse, la profondeur, la pente et la section du canal restent constantes :

$$\frac{\partial v}{\partial x} = 0 \quad ; \quad \frac{\partial y}{\partial x} = 0 \quad \text{IV.10}$$

IV.4.2. Ecoulement permanent et non permanent

Si les caractéristiques de l'écoulement (Vitesse, profondeur, débit) restent constantes dans une section du canal, et ne change pas par rapport au temps, l'écoulement est dit permanent.

En régime permanent le débit (Q) et la profondeur d'eau (y) sont constants dans le temps.

Le régime permanent peut être uniforme ou varié (graduel, rapide) selon la géométrie du canal (**Bennis, 2004**).

$$\frac{\partial v}{\partial t} = 0 \quad ; \quad \frac{\partial y}{\partial t} = 0 \quad \text{IV.11}$$

IV.4.3. Ecoulement fluvial, critique et torrentiel

Le nombre de Froude qui est le rapport entre les forces d'inertie et celles de gravité. Il permet la classification des régimes d'écoulement (**Bennis, 2004**).

$$Fr = \frac{V}{\sqrt{g * yh}} \quad \text{IV.12}$$

$$yh = \frac{S}{B} \quad \text{IV.13}$$

yh : Profondeur hydraulique

B : Largeur au miroir du canal

V : Vitesse moyenne

Le rôle du nombre de Froude est de permettre le classement des écoulements.

- Si $V > g.h$ $Fr > 1$ Le régime est torrentiel ;
- Si $V < g.h$ $Fr < 1$ Le régime est fluvial ;
- Si $V = g.h$ $Fr = 1$ Le régime est critique ;

La figure IV.9 Schématise les différentes classifications des régimes relatifs aux écoulements à surface libre.

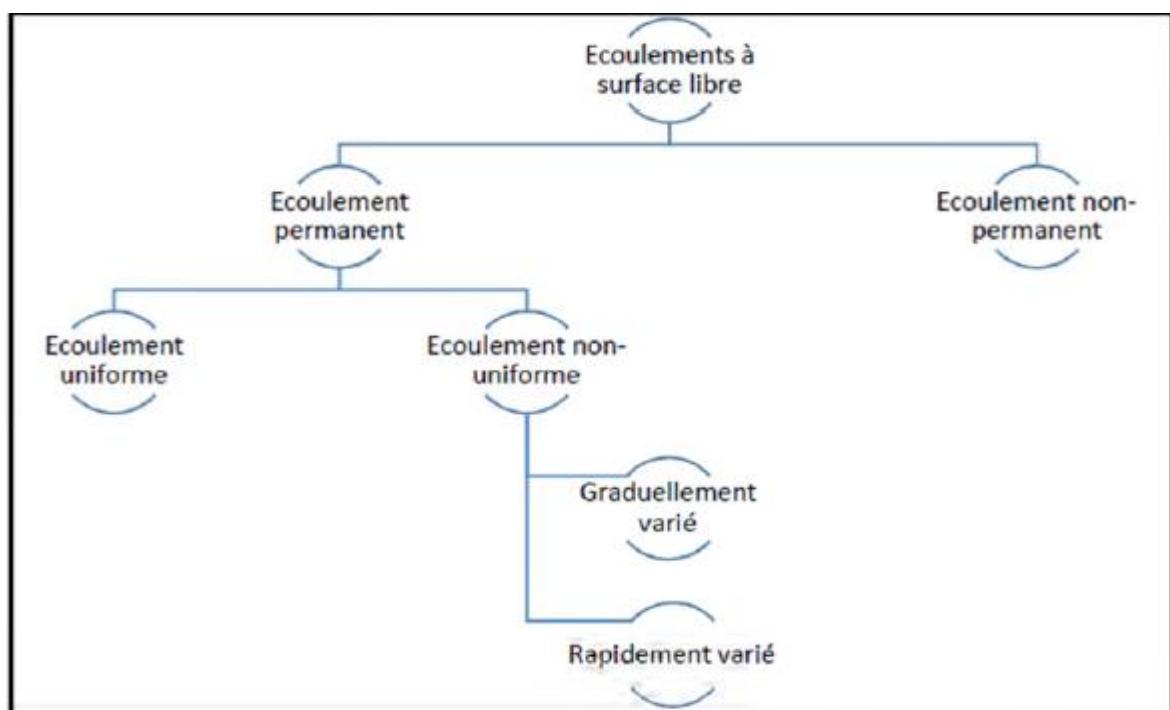


Figure IV.9 : Classification des écoulements à surface libre (**Hachemi, 2015**).

IV.5. Etude des apports solides :

Les sédiments qui pénètrent dans une retenue et qui résultent de l'érosion, sont transportés jusqu'à la retenue par les lits mineurs des réseaux hydrographiques ainsi que par mis elle direct. Ces apports solides qui sont d'une granulométrie extrêmement variée, allant des graviers et des cailloux jusqu'aux particules de limons et d'argile (**Bouvard, 1984**).

Les crues des oueds de la région se caractérisent, compte tenu de leurs volumes d'apports et des grandes vitesses d'écoulement : la vitesse moyenne en crue dépassant les 3,0 m/s surtout en montagne, par leur extrême violence et leur force de charriage de matériaux solides. Aussi tout aménagement quel qu'il soit doit avant tout prendre en considération le travail de l'érosion et de l'alluvionnement dû aux crues et la prise en considération de l'envasement.

IV.5.1. Aménagement de l'oued

Le but principal est l'aménagement de l'oued qui traverse la ville d'Ain fezza qui est la principale cause des inondations.

Donc l'aménagement consiste à stabiliser le lit d'oued par la projection d'un canal trapézoïdale en béton dans ces parties amont et aval, en tenant compte des débits transits calculé sur la base de l'étude hydrologique.

IV.5.2. Présentations de variantes

Une variante d'aménagement de Oueds, a été proposées :

▪ Oued Tedmaia

- La Projection d'un canal trapézoïdale en béton armé sur sa partie amont et aval et sur la zone urbanisée.

Le linéaire total de l'aménagement d'Oued Tedmaia est de 1 943 ml

IV.5.3. Les modes des transports

Il existe donc deux mécanismes physique différents le charriage et la suspension :

a. Transport par charriage :

Est consisté par les galets qui sont entraînés par glissement sur le fond lit s'ils ne se déposent pas, ils sont entraînés dans les ouvrages (**Bouvard, 1984**).

b. Transport par suspension :

Concerne les éléments qui sont maintenues par la turbulence en suspension, on trouve évidemment une majorité d'éléments très fins, comme par exemple, les argiles ils représentent l'essentiel des dépôts d'envasement des ouvrages (**Bouvard, 1984**).

IV.5.4. Calcul de la lame d'eau écoulée sur l'ensemble du Bassin Versant

La lame d'eau écoulée est le rapport entre le volume de pluie précipité et leur déficit par les phénomènes (évaporation, infiltration, évapotranspiration).

L'objectif de ces études est l'estimation de l'apport annuel d'oued Tademai et le volume des crues dans les cas exceptionnels.

Pour calculer la lame d'eau écoulée, il existe plusieurs méthodes dont celles de :

a. Apports liquides

➤ Apport moyen interannuel (A_0)

A défaut de toute donnée hydrométrique dans les différents sous bassins, l'apport moyen interannuel sera estimé par l'utilisation des formules empiriques suivantes :

❖ Modèle SAMIE :

$$L_0 = P_0^2 \{ 293 - 2.5 \cdot \sqrt{A} \} \quad \text{IV.14}$$

$$L_e = 48.47 \text{ mm}$$

Avec ;

L_e : Lame d'eau écoulée (m) ;

P_0 : Pluviométrie moyenne annuelle (mm) ; $P_0 = 413,04 \text{ mm}$

A : superficie du bassin versant (Km^2).

$$A = 12,49 \text{ Km}^2$$

$$A_0 = A \cdot L_e \quad \text{IV.15}$$

$$A_0 = 605.39 \text{ m}^3/\text{an}$$

❖ Modèle Deri :

$$M_0 = 11.8 \cdot P_0^{2.82} \quad \text{IV.16}$$

$$M_0 = 2.81 \text{ l/s.km}^2$$

$$A_0 = M_0 \cdot A \cdot K$$

$$A_0 = 1106.95 \text{ m}^3/\text{an}$$

IV.17

Avec ;

A : Superficie du bassin versant (Km^2) ; $A = 12,49 \text{ Km}^2$

K : Constante donnée ; $K = 31,54 \cdot 10^3$

M_0 : Module spécifique moyenne annuelle (l/s.km^2).

❖ Formule de Medinguer :

$$L_e = 1.024 \times (P_{\text{moy}} - 0.26)^2 \quad \text{IV.18}$$

$$L_e = 17.44 \text{ mm}$$

$$Amoy = L_e \cdot A$$

$$Amoy = 217.82 \text{ m}^3/\text{an}$$

IV.19

Avec :

L_e : Lame d'eau écoulée (m) ;

A : Superficie du bassin versant (Km^2) ;

P_{moy} : Pluie moyenne annuelle (mm)

❖ **Formule de coutagne :**

$$L_e = (0.06 - 0.00145 \times \sqrt{A}) \times P_{moy} \quad \text{IV.20}$$

$$L_e = 22.66 \text{ mm}$$

$$A_{moy} = L_e \cdot A$$

$$A_{moy} = 283.02 \text{ m}^3/\text{an} \quad \text{IV.21}$$

Où :

L_e : Lame d'eau écoulée (m) ;

A : Superficie du bassin versant (Km^2) ;

P_{moy} : Pluie moyenne annuelle (mm) (**Bennis, 2004**).

Les résultats des apports moyens annuels et de la lame d'eau écoulée qui sont évalués par l'applications des formules précédentes sont résumés dans les tableaux IV.11 et IV.2.

Tableau IV.12 : Variation des apports moyens annuels.

Modèle	SAMIE	DERI	MEDINGUER	COUTAGNE
$A_0 (\text{m}^3/\text{an})$	605,39	1106,95	217,82	283,02
$A_0 = 553,3 \text{ m}^3/\text{an}$				

Il est préférable de retenir la moyenne de ces résultats ce qui donne $A_0 = 553,3 \text{ m}^3/\text{an}$.

Tableau IV.13 : Les résultats calculés de la lame d'eau.

Méthode	Lame d'eau écoulée (mm)
Formule de SAMIE	48,47
Formule de MEDINGUER	17,44
Formule de COUTAGNE	22,66

b. Evaluations des apports solides :

L'apport solide a été évalué par application des formules empiriques utilisées et établies sur des données de mesures des oueds du nord de l'Algérie. Le manque de données de mesure du transport solide nous ramène à accepter toute méthode empirique qui nous permet de donner l'ordre de grandeur acceptable de l'écoulement solide (**Bennis, 2004**).

➤ **Formule de TIXERONT**

Cette formule a été établie à partir de 32 bassins versant Algériens et 9 bassins Tunisiens pour des durées d'observations comprises entre 2 et 22 ans, elle tient compte de la répartition du bassin versant en fonction de sa perméabilité (**Bennis, 2004**).

$$E_s = a \cdot L_e^{0,15} \quad \text{IV.22}$$

Où :

E_s : taux d'abrasion ($\text{t}/\text{km}^2/\text{an}$)

Le : lame d'eau ruisselée en (mm)

a : coefficient empirique qui varie en fonction de la perméabilité du terrain **a = 350** (perméabilité moyenne) (**Bennis, 2004**).

En tenant compte du poids spécifique moyen des sédiments $\gamma=1.4 \text{ T/m}^3$.

$$Vs = Es \cdot \frac{a}{\gamma} \quad \text{IV.23}$$

Les résultats des apports solides sont résumés dans le tableau IV.13

Tableau IV.14 : Evaluation des apports solides :

A (km ²)	L _e (mm)	Es (T/km ² /an)	V _s (m ³ /an)
12.49	29.52	581.54	145385

IV.6. Canal d'évacuation des eaux en forme trapézoïdale :

Pour un écoulement lentement varié, on peut admettre qu'en toute section la pente de la ligne de charge est celle d'un régime uniforme.

IV.6.1. Les conditions de l'écoulement uniforme

Pour avoir un écoulement uniforme il faut que :

- Le débit de l'eau dans chaque section des tronçons proposés est constant.
- Le canal est prismatique.
- La profondeur h du courant est constante sur sa longueur.
- La pente de chaque section est constante.
- Les résistances locales sont absentes.

IV.6.2. Calcul des paramètres hydrauliques

La formule de Chézy est souvent utilisée dans l'étude des écoulements à surface en régime uniforme, le débit est calculé par l'expression :

$$Q = C \cdot Sm \cdot \sqrt{R_h \cdot i} \quad \text{IV.24}$$

Avec :

Q : Débit (m³/s)

C : Coefficient de Chézy calculé par l'équation suivante :

$$C = \frac{1}{n} R_h^{1/6} \quad \text{IV.25}$$

n : Coefficient de Manning exprimant la rugosité est égale à = 0,02 (K=50) pour les canaux en terre.

i : La pente du fond du canal

S_m : Section mouillée (m²)

R_h : Rayon hydraulique (m) ; Rh = Sm /Pm

Pm : Périmètre mouillé (m) (**Lencastre, 2008**).

IV.7. Conception des canaux à projeter :

Les sections proposées pour le dimensionnement des canaux sont de type trapézoïdale et en béton.

La formule utilisée pour le dimensionnement pour le canal rectangulaire est celle de « Manning Strickler ».

$$Q = \frac{1}{n} R_H^{2/3} S I^{1/2} \quad \text{IV.26}$$

Où les différents paramètres sont :

n : Rugosité du canal.

R_H : Rayon hydraulique en (m).

S : Section du canal.

I : Pente du canal (**(Lencastre, 2008)**).

$$R_H = \frac{Sm}{Pm} \quad \text{IV.27}$$

➤ Pour une section rectangulaire

$$Sm = b \cdot h$$

$$Pm = b + 2h$$

Pente des talus du canal 1/m = 0.00 (**(Lencastre, 2008)**).

➤ Pour une section trapézoïdale

$$Sm = (b + m \cdot h) \cdot h$$

$$Pm = b + 2h\sqrt{1 + m^2}$$

Pente des talus du canal 1/m = 1.00 (**(Lencastre, 2008)**).

Avec :

n : étant la rugosité du canal dépendant de la nature du revêtement, les valeurs de la rugosité de certain revêtement sont données dans le tableau du coefficient de rugosité :

Tableau IV.15 : Caractéristiques du lit ou du revêtement

Caractéristiques du lit ou du revêtement	Valeur de n
Canal avec revêtement en béton relativement brut	0.014
Canal en terre	0.033
Canal en maçonnerie	0.025
Canal en Gabions remplis de matériaux de carrière	0.027
Canaux en Metlas Reno remplis de matériaux de carrière	0.025

➤ **Canal trapézoïdal en béton :**

La figure IV.10 représente le schéma d'un canal trapézoïdal en béton, il est caractérisé par sa largeur et sa hauteur d'eau, avec une protection des berges par une couche en béton armé et un radier en béton de propreté.

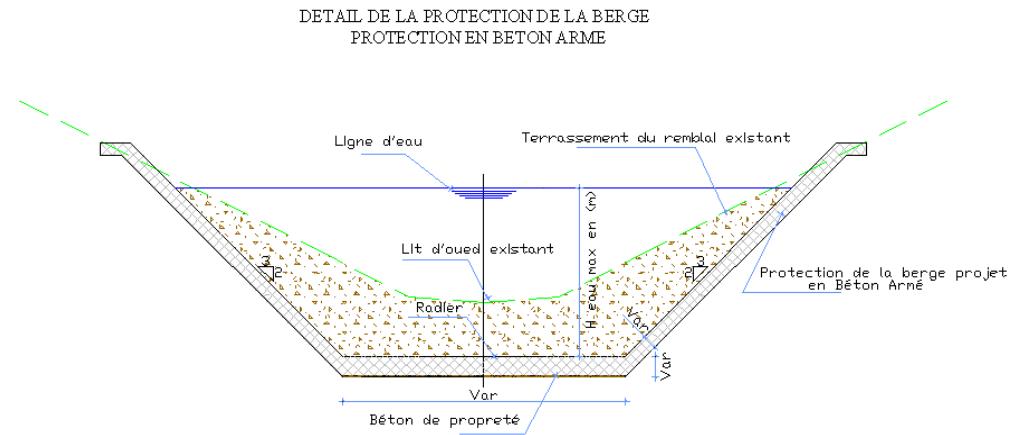


Figure IV.10 : Canal trapézoïdal en béton.

➤ **Canal trapézoïdal en pierres maçonniées :**

La figure IV.11 représente le Schéma d'un canal trapézoïdal en pierre maçonnerie, il est caractérisé par sa largeur et sa hauteur d'eau, avec une protection des berges en pierre maçonnerie et un radier en béton de propreté.

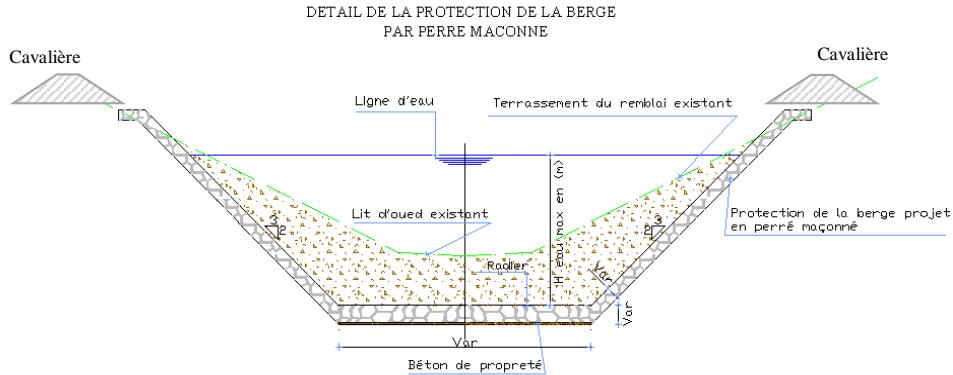


Figure IV.11 : Canal trapézoïdal en pierres maçonniées.

IV.7.1. Dimensionnements des canaux :

Le dimensionnement des canaux à projeter est basé sur l'étude hydrologique ; les débits de crue de dimensionnements sont mentionnés dans le tableau IV.16, la fréquence utilisée pour le dimensionnement est 1% avec une vérification des résultats pour les fréquences de 2% et de 10%, Les calculs hydrauliques ont été réalisé à l'aide du logiciel FLOW MASTER (figures IV.12, IV.13, IV.14).

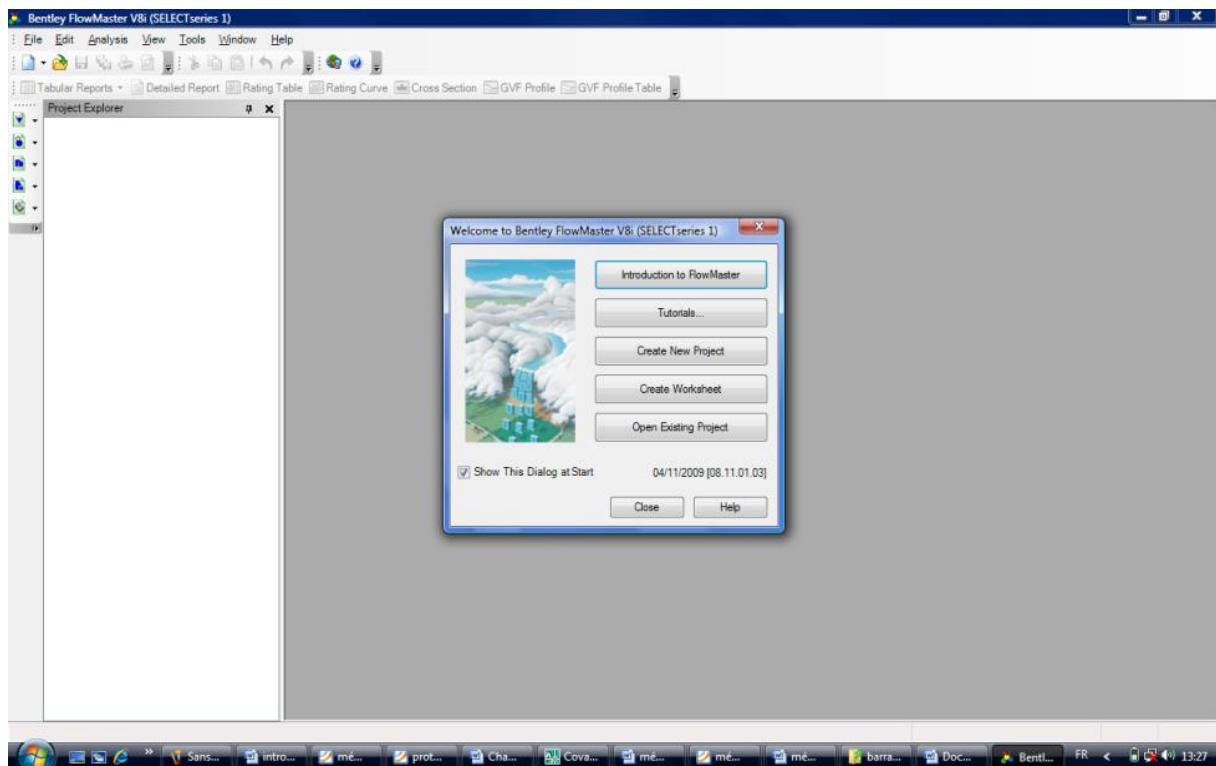


Figure IV.12 : Fenêtre principale du logiciel FLOW MASTER.

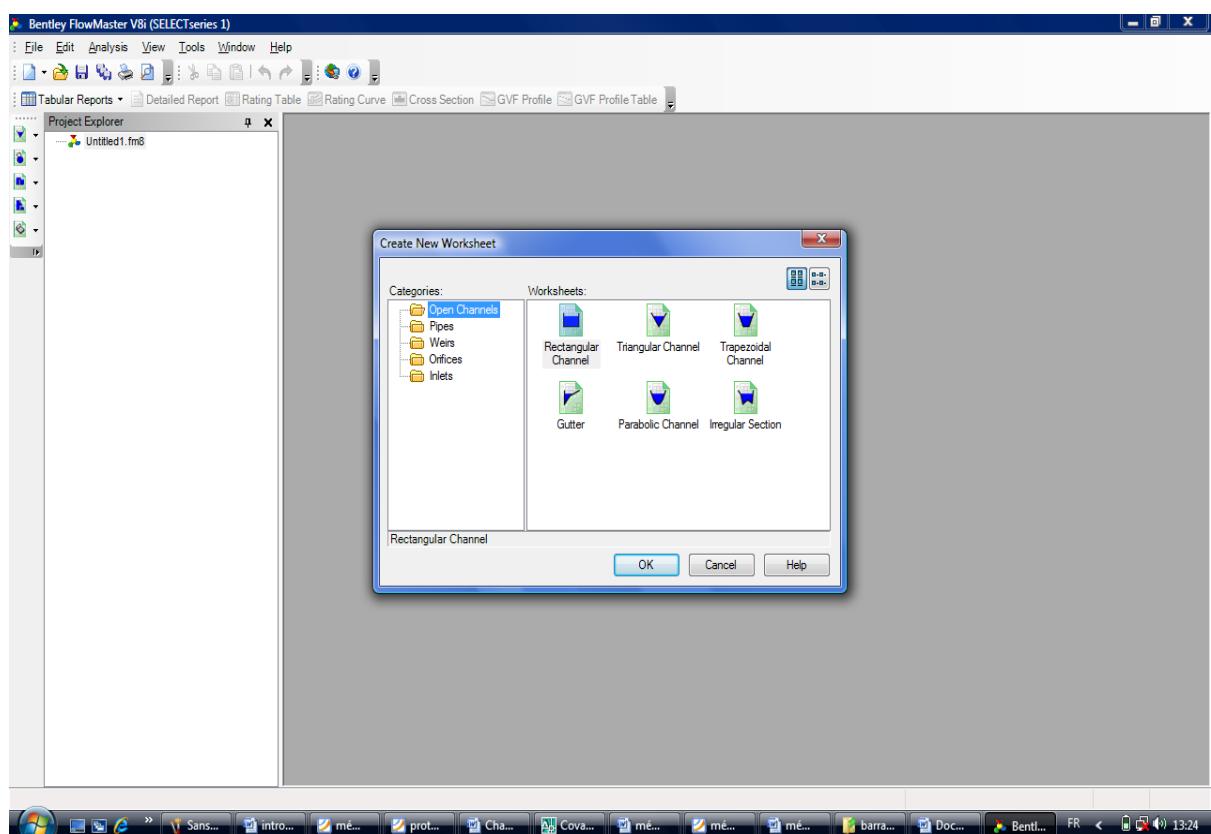


Figure IV.13 : Le choix de la forme de canal.

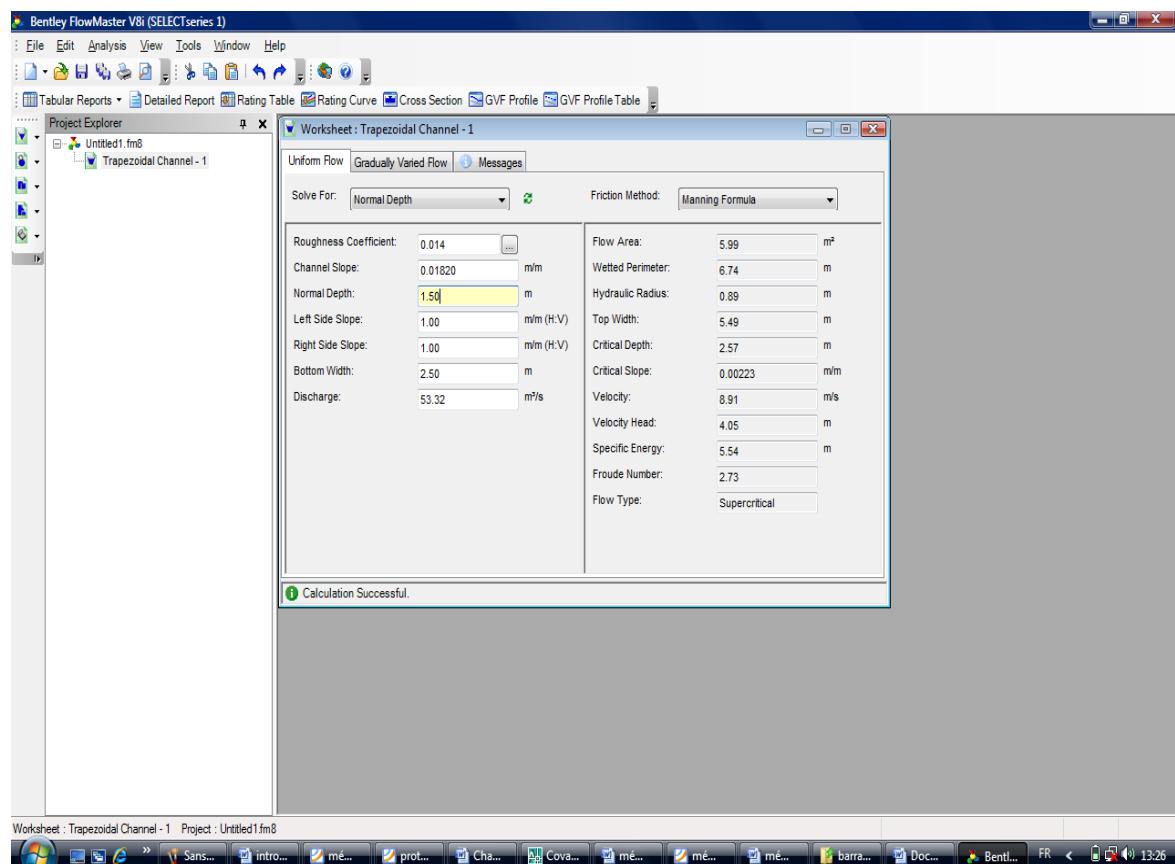


Figure IV.14 : Résultats de validation du logiciel FLOW MASTER.

Les résultats obtenus après vérification sont présentés dans les tableaux IV.15, IV.16, IV.17 :

Tableau IV.16 : Vérification pour la fréquence de 1 %

Canal	Nature	Tronçon	Q1	L	m talus	I	N	b	H canal	H eau	S	P	RH	H cr	NFr	V
			m3/s	M		m/m		m	m	M	m ²	m	m	m		m/s
CANAL _CA_(2,5*2)	CANAL trapézoïdale	CA1-CA7	53,32	300,00	1,00	0,0182	0,014	2,50	2	1,42	5,99	6,74	0,89	2,57	2,73	8,91
		CA7-CA16	53,32	334,70	1,00	0,0144	0,014	2,50	2	1,59	6,52	7,01	0,93	2,57	2,44	8,17
CANAL _CA_(2,5*2)	CANAL trapézoïdale	CA16-CA24	53,32	165,30	1,00	0,0107	0,014	2,50	2	1,72	7,28	7,37	0,99	2,57	2,11	7,32
		CA24-CA30	53,32	313,25	1,00	0,0069	0,014	2,50	2	1,93	8,56	7,96	1,08	2,57	1,71	6,23
		CA30-CA34	53,32	186,75	1,00	0,0153	0,014	2,50	2	1,57	6,38	6,94	0,92	2,57	2,51	8,36
		CA34-CA38	53,32	169,15	1,00	0,0083	0,014	2,50	2	1,84	8,00	7,71	1,04	2,57	1,87	6,67
CANAL _CA_(2,5*2)	Galerie	CA38-CA41	53,32	99,84		0,0159	0,014	2,50	2	1,55	6,29	6,89	0,91	2,57	2,55	8,48
	CANAL trapézoïdale	CA41-CA44	53,32	118,55	1,00	0,0198	0,014	2,50	2	1,46	5,80	6,64	0,87	2,57	2,84	9,19
		CA44-CA51	53,32	255,16	1,00	0,0161	0,014	2,50	2	1,55	6,26	6,88	0,91	2,57	2,57	8,51
			TOTAL	1942,70												

Tableau IV.17. Vérification Pour la fréquence de 2 %

Canal	Nature	Tronçon	Q1	L	m talus	I	N	b	H canal	H eau	S	P	RH	H cr	NFr	V	
			m3/s	M		m/m		m	m	M	m ²	m	m	m		m/s	
CANAL _CA_(2,5*2)	CANAL trapézoïdale	CA1-CA7	47,31	300,00	1,00	0,0182	0,014	2,5	2,00	1,40	5,48	6,47	0,85	2,42	2,71	8,63	
		CA7-CA16	47,31	334,70	1,00	0,0144	0,014	2,5	2,00	1,50	5,98	6,73	0,89	2,42	2,42	7,92	
CANAL_ CA_(2,5*2)	CANAL trapézoïdale	CA16-CA24	47,31	165,30	1,00	0,0107	0,014	2,5	2,00	1,62	6,66	7,08	0,94	2,42	2,10	7,10	
		CA24-CA30	47,31	313,25	1,00	0,0069	0,014	2,5	2,00	1,82	7,84	7,64	1,03	2,42	1,71	6,04	
CANAL _CA_(2,5*2)		CA30-CA34	47,31	186,75	1,00	0,0153	0,014	2,5	2,00	1,47	5,84	6,66	0,88	2,42	2,50	8,10	
		CA34-CA38	47,31	169,15	1,00	0,0083	0,014	2,5	2,00	1,73	7,32	7,39	0,99	2,42	1,86	6,46	
		CA38-CA41	47,31	99,84		0,0159	0,014	2,5	2,00	1,46	5,76	6,62	0,87	2,42	2,54	8,21	
		CA41-CA44	47,31	118,55	1,00	0,0198	0,014	2,5	2,00	1,37	5,32	6,38	0,83	2,42	2,82	8,90	
		CA44-CA51	47,31	255,16	1,00	0,0161	0,014	2,5	2,00	1,45	5,74	6,61	0,87	2,42	2,56	8,25	
			TOTAL	1942,70													

Tableau IV.18 : vérification Pour la fréquence de 10 %

Canal	Nature	Tronçon	Q1	L	m talus	I	N	b	H canal	H eau	S	P	RH	H cr	NFr	V	
			m3/s	m		m/m		m	m	M	m ²	m	m	m	m	m/s	
CANAL _CA_ (2,5*2)	CANAL trapézoïdale	CA1-CA7	33,91	300,00	1,00	0,0182	0,025	2,5	2,00	1,17	4,30	5,81	0,74	2,02	2,67	7,88	
		CA7-CA16	33,91	334,70	1,00	0,0144	0,025	2,5	2,00	1,25	4,68	6,03	0,78	2,02	2,39	7,24	
CANAL _CA_ (2,5*2)	CANAL trapézoïdale	CA16-CA24	33,91	165,30	1,00	0,0107	0,014	2,5	2,00	1,35	5,22	6,33	0,82	2,02	2,07	6,50	
		CA24-CA30	33,91	313,25	1,00	0,0069	0,014	2,5	2,00	1,52	6,13	6,81	0,90	2,02	1,68	5,53	
CANAL _CA_ (2,5*2)		CA30-CA34	33,91	186,75	1,00	0,0153	0,014	2,5	2,00	1,23	4,58	5,98	0,77	2,02	2,46	7,40	
		CA34-CA38	33,91	169,15	1,00	0,0083	0,014	2,5	2,00	1,45	5,73	6,60	0,87	2,02	1,84	5,92	
		CA38-CA41	33,91	99,84	1,00	0,0159	0,014	2,5	2,00	1,22	4,52	5,94	0,76	2,02	2,50	7,51	
CANAL _CA_ (2,5*2)	CANAL trapézoïdale	CA41-CA44	33,91	118,55	1,00	0,0198	0,025	2,5	2,00	1,14	4,17	5,74	0,73	2,02	2,78	8,13	
		CA44-CA51	33,91	255,16	1,00	0,0161	0,025	2,5	2,00	1,21	4,50	5,93	0,76	2,02	2,52	7,54	
			TOTAL	1942,70													

A termes les calculs hydrauliques le profil a adopté et de type trapézoïdal pour tout l'oued avec une largeur de fond de 2.5m, une hauteur de 2 et pente de talus de 1. Il est à signaler que les vitesses d'écoulement dans les différents tronçons sont élevées ($>5\text{m/s}$) ; bien que ces vitesses soient obtenues pour des événements exceptionnels (crues). Un soin particulier doit être accordé pour la réalisation de ces ouvrages en béton (qualité du béton, bonne méthode de réalisation...).

IV.7.2. Vérification des dimensionnements hydraulique des ouvrages et des traverses existantes

Il est indispensable de vérifier le comportement hydraulique de l'écoulement de l'oued en période exceptionnelles dans les traversées existantes afin de remédier à leurs réaménagements pour assurer une sécurité suffisante. Idem dans cette partie, le logiciel Flow Master a été utiliser pour les calculs hydrauliques. Ainsi les résultats de cette vérification sont résumés dans le tableau IV.18.

Tableau IV.19 : Vérification des traverses existantes

OUVRAGE EXISTANT	Tronçon	Linéaire (m)	Débit véhiculé (m ³ /s)	Dimensionnement actuelle		Dimensionnement projeté		Coef de rugosité	Vitesse	Observation
			Fréquence 1%	B (m)	h (m)	B (m)	h (m)		(m/s)	
Traversée de route	CA11- CA12 I=0,0144	3,8	53,32	2,1	1,4	3	2,5	0,014	7,97	Traversée sou dimensionner à changer
Canal existant Rectangulaire en PM, avec n=0,025	CA16- CA24 I=0,0107	166	53,32	3	1,15	4	2	0,025 Sa devient 0,014	7,20	Canal existant à changer
Chemin de fer	CA30- CA31 I=0,0153	8,1	53,32	5,2	3	2,8	2,5	0,014	8,1	Traversée de chemin de fer à maintenir
Galerie	CA38- CA41 I=0,0159	100	53,32	3	3,2	3	2,15	0,014	8,29	Galerie à maintenir

IV.8. Profil en long cours d'eau

Le profil en long permet d'estimer la pente moyenne du cours d'eau. Cette pente moyenne sert surtout dans l'évaluation des temps de concentration d'un bassin versant, ce dernier étant lié à la vitesse de propagation des ondes de crues.

Les figures IV.16 & IV.17 représentent respectivement le profil en long de l'oued et la vue en plan de l'oued avec des sections de contrôle.

➤ Choix des sections de contrôle et profils en travers

Suite à la vue en plan les figures (IV.18 ... IV.40) représentent le choix des profils en travers est opéré vers quelques points principaux de l'oued et qui sont comme suit :

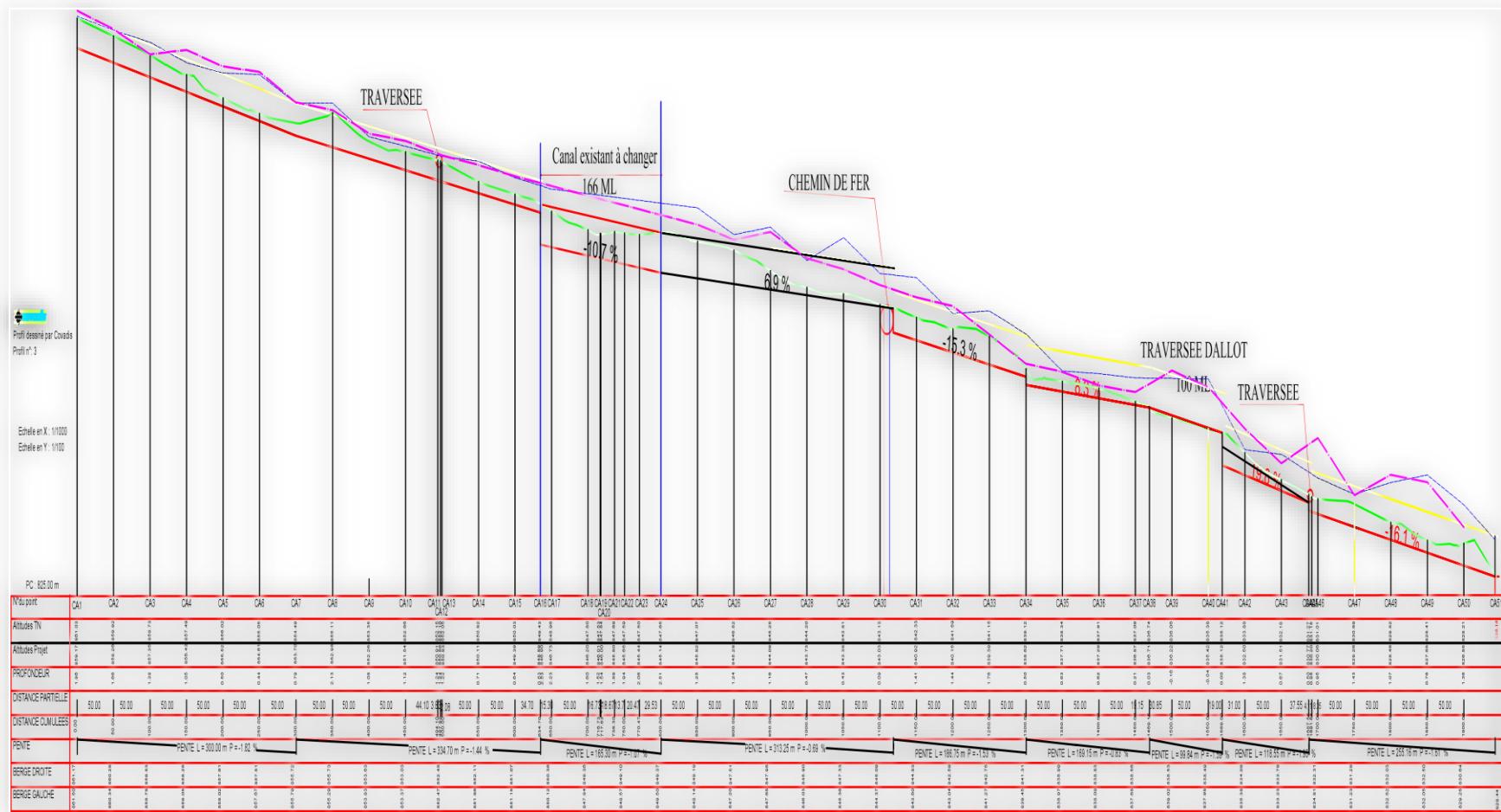


Figure IV.15 : Profil en long de l'oued traversant en bief.

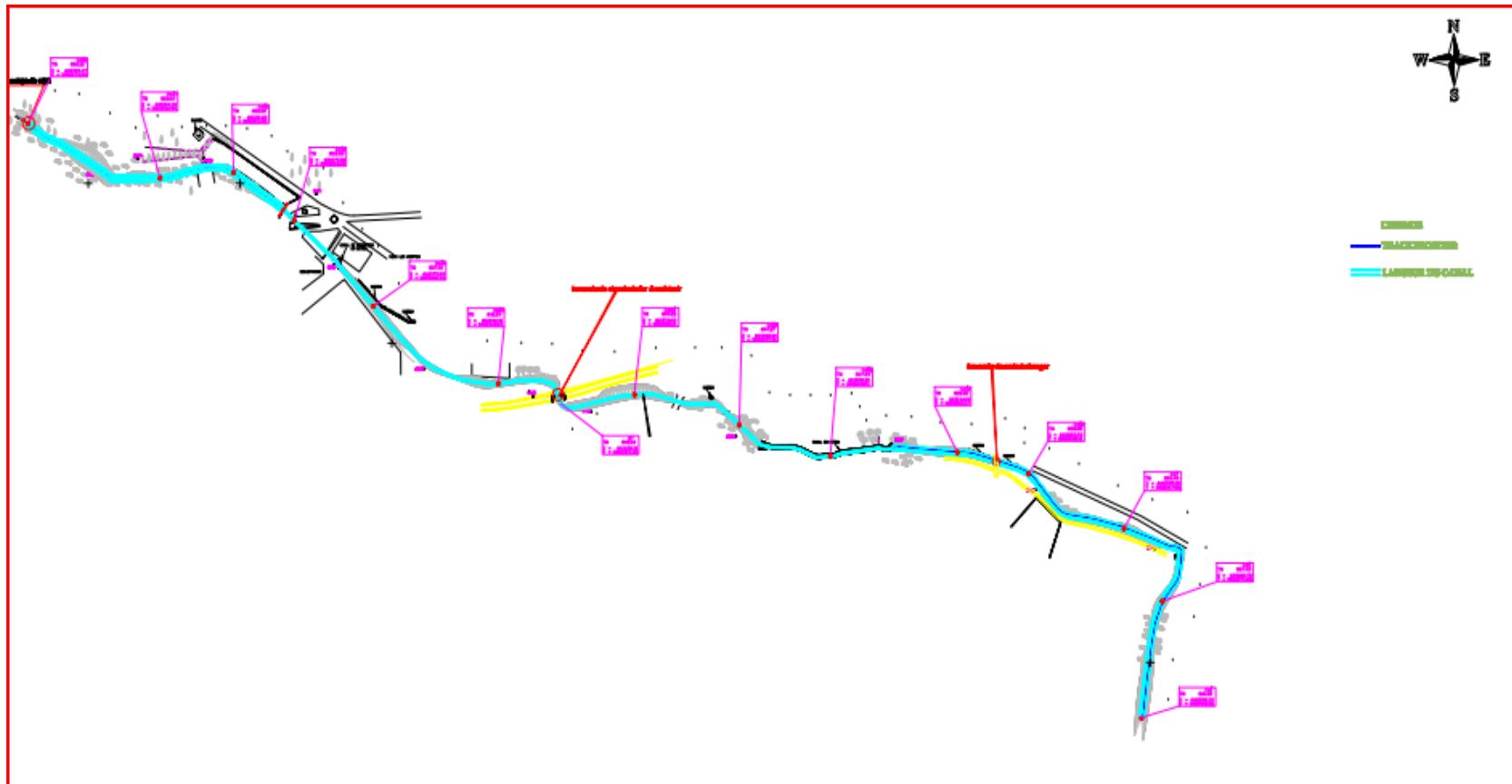


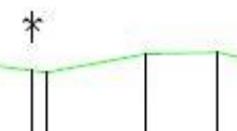
Figure IV.16 : La vue en plan de l'oued avec des sections de contrôle.



Profil dessiné par Covadis
Profil en long n° : PL1
X axe : 862303,980
Y axe : 3859377,170

Profil n°: 3

Abscisse : 46,377 m
Echelle des longueurs : 1/200
Echelle des altitudes : 1/50



PC : 1886,20 m

Altitudes TN	1886	1886	1886	1886	1886	1886	1886
Distances à l'axe TN	15	15	15	15	15	15	15
Distances parallèles TN	7,202	12,24	4,094	6,020	4,261	4,691	1,241
Altitudes Projet							
Distances à l'axe Projet							
Distances parallèles Projet							

Figure IV.18 : Profil en travers section 3

Profil n°: 6

Abscisse : 142,715 m
Echelle des longueurs : 1/200
Echelle des altitudes : 1/50



PC : 1886,20 m

Altitudes TN	1886	1886	1886	1886	1886	1886	1886
Distances à l'axe TN	15	15	15	15	15	15	15
Distances parallèles TN	4,096	4,915	5,280	5,319	5,098	5,203	5,000
Altitudes Projet							
Distances à l'axe Projet							
Distances parallèles Projet							

Figure IV.19 : Profil en travers section 6



Profil dessiné par Covadis
Profil en long n° : PL1
X axe : 862423,507
Y axe : 3860089,138

Profil n°: 7

Abscisse : 163,574 m
Echelle des longueurs : 1/200
Echelle des altitudes : 1/50



PC : 1886,20 m

Altitudes TN	1886	1886	1886	1886	1886	1886	1886
Distances à l'axe TN	15	15	15	15	15	15	15
Distances parallèles TN	1,240	3,418	1,234	5,118	3,298	1,240	5,000
Altitudes Projet							
Distances à l'axe Projet							
Distances parallèles Projet							

Figure IV.20 : Profil en travers section 7

Profil n°: 8

Abscisse : 175,146 m
Echelle des longueurs : 1/200
Echelle des altitudes : 1/50



PC : 1886,20 m

Altitudes TN	1886	1886	1886	1886	1886	1886	1886
Distances à l'axe TN	15	15	15	15	15	15	15
Distances parallèles TN	15,276	14,988	14,798	14,508	14,218	13,928	13,638
Altitudes Projet							
Distances à l'axe Projet							
Distances parallèles Projet							

Figure IV.21 : Profil en travers section 8



Profil dessiné par Covadis
Profil en long n° : PL1
X axe : 662197,228
Y axe : 3860251,809

Profil n°: 25
Abscisse : 494,027 m
Echelle des longueurs : 1/200
Echelle des altitudes : 1/50



PC : 850,00 m

Altitudes TN	850	850	850	850	850	850	850
Distances à l'axe TN	0,00	1,00	2,00	3,00	4,00	5,00	6,00
Distances parallèles TN	3,200	3,230	3,450	3,200	3,000	2,800	3,200
Altitudes Projet							
Distances à l'axe Projet							
Distances parallèles Projet							

Figure IV.22 : Profil en travers section 25



Profil n°: 24
Abscisse : 461,612 m
Echelle des longueurs : 1/200
Echelle des altitudes : 1/50



PC : 851,00 m

Altitudes TN	851	851	851	851	851	851	851
Distances à l'axe TN	0,00	1,00	2,00	3,00	4,00	5,00	6,00
Distances parallèles TN	3,200	3,230	3,450	3,200	3,000	2,800	3,200
Altitudes Projet							
Distances à l'axe Projet							
Distances parallèles Projet							

Figure IV.23 : Profil en travers section 24



Profil dessiné par Covadis
Profil en long n° : PL1
X axe : 662069,707
Y axe : 3860269,177

Profil n°: 29
Abscisse : 623,169 m
Echelle des longueurs : 1/200
Echelle des altitudes : 1/50



PC : 865,00 m

Altitudes TN	865	865	865	865	865	865	865
Distances à l'axe TN	0,00	1,00	2,00	3,00	4,00	5,00	6,00
Distances parallèles TN	4,200	4,230	4,450	4,150	4,000	3,800	4,200
Altitudes Projet							
Distances à l'axe Projet							
Distances parallèles Projet							

Figure IV.25 : Profil en travers section 29



Profil n°: 30
Abscisse : 636,258 m
Echelle des longueurs : 1/200
Echelle des altitudes : 1/50



PC : 848,00 m

Altitudes TN	848	848	848	848	848	848	848
Distances à l'axe TN	0,00	1,00	2,00	3,00	4,00	5,00	6,00
Distances parallèles TN	4,200	4,230	4,450	4,150	4,000	3,800	4,200
Altitudes Projet							
Distances à l'axe Projet							
Distances parallèles Projet							

Figure IV.26 : Profil en travers section 30



Profil dessiné par Covadis
Profil en long n° : PL1
X axe : 661992,937
Y axe : 3860261,764

Profil n°: 33

Abscisse : 700,644 m
Echelle des longueurs : 1/200
Echelle des altitudes : 1/100

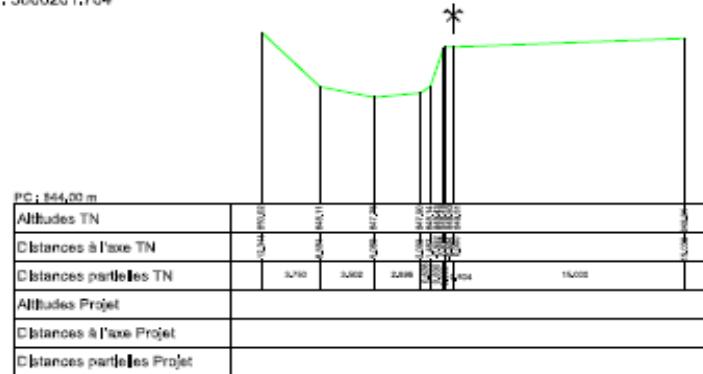


Figure IV.27 : Profil en travers section 33

Profil n°: 34

Abscisse : 710,364 m
Echelle des longueurs : 1/200
Echelle des altitudes : 1/100

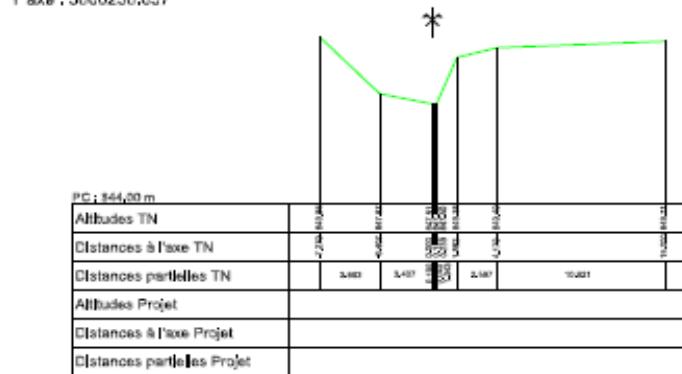


Figure IV.28 : Profil en travers section 34



Profil dessiné par Covadis
Profil en long n° : PL1
X axe : 661977,865
Y axe : 3860258,179

Profil n°: 35

Abscisse : 716,245 m
Echelle des longueurs : 1/200
Echelle des altitudes : 1/50

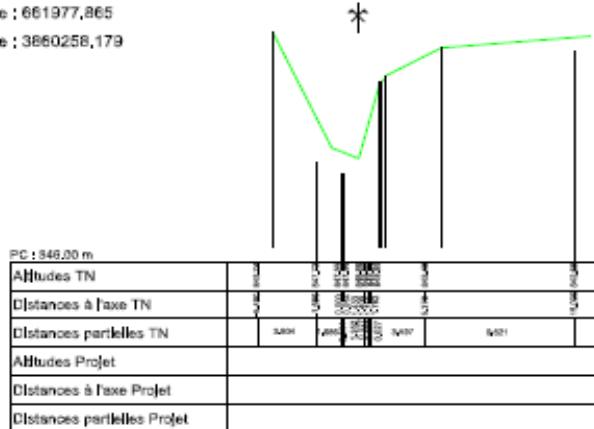


Figure IV.29 : Profil en travers section 35

Profil n°: 37

Abscisse : 765,505 m
Echelle des longueurs : 1/200
Echelle des altitudes : 1/50



Profil dessiné par Covadis
Profil en long n° : PL1
X axe : 661940,546
Y axe : 3860265,469

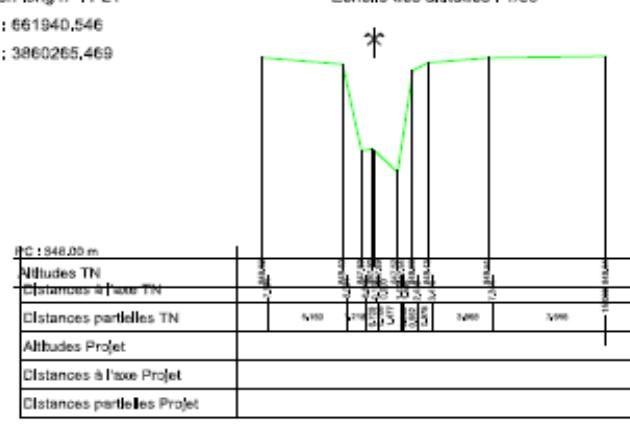


Figure IV.30 : Profil en travers section 37



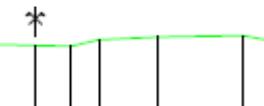
Profil dessiné par Covadis
Profil en long n° : PL1
X axe : 661884,843
Y axe : 3860273.027

Profil n°: 40

Abscisse : 812,211 m

Echelle des longueurs : 1/200

Echelle des altitudes : 1/50



PC : 1847,03 m

Altitudes TN	847,03	847,03	847,03	847,03	847,03	847,03	847,03
Distances à l'axe TN	0,00	120	240	360	480	600	720
Distances partielles TN	0,00	120	240	360	480	600	720
Altitudes Projet							
Distances à l'axe Projet							
Distances partielles Projet							

Figure IV.31 : Profil en travers section 40

Profil n°: 39

Abscisse : 797,214 m

Echelle des longueurs : 1/200

Echelle des altitudes : 1/50



PC : 1847,03 m

Altitudes TN	847,03	847,03	847,03	847,03	847,03	847,03	847,03
Distances à l'axe TN	0,00	120	240	360	480	600	720
Distances partielles TN	0,00	120	240	360	480	600	720
Altitudes Projet							
Distances à l'axe Projet							
Distances partielles Projet							

Figure IV.32 : Profil en travers section 39



Profil dessiné par Covadis
Profil en long n° : PL1
X axe : 661798,088
Y axe : 3860323,509

Profil n°: 43

Abscisse : 918,375 m

Echelle des longueurs : 1/200

Echelle des altitudes : 1/50



PC : 544,00 m

Altitudes TN	544,00	545	545	545	545	545	545
Distances à l'axe TN	0,00	120	240	360	480	600	720
Distances partielles TN	0,00	120	240	360	480	600	720
Altitudes Projet							
Distances à l'axe Projet							
Distances partielles Projet							

Figure IV.33 : Profil en travers section 43



Profil dessiné par Covadis
Profil en long n° : PL1
X axe : 661828,584
Y axe : 3860269,173

Profil n°: 38

Abscisse : 788,027 m

Echelle des longueurs : 1/200

Echelle des altitudes : 1/50



PC : 547,00 m

Altitudes TN	547,00	547,00	547,00	547,00	547,00	547,00	547,00
Distances à l'axe TN	0,00	120	240	360	480	600	720
Distances partielles TN	0,00	120	240	360	480	600	720
Altitudes Projet							
Distances à l'axe Projet							
Distances partielles Projet							

Figure IV.34 : Profil en travers section 38



Profil dessiné par Covadis
Profil en long n° : PL1
X axe : 661821,898
Y axe : 3860326,582

Profil n°: 52

Abscisse : 1100,938 m

Echelle des longueurs : 1/200

Echelle des altitudes : 1/100



PC : 849,00 m

Altitudes TN

Distances à l'axe TN

Distances partielles TN

Altitudes Projet

Distances à l'axe Projet

Distances partielles Projet

Figure IV.35 : Profil en travers section 52



Profil n°: 53

Abscisse : 1123,949 m

Echelle des longueurs : 1/200

Echelle des altitudes : 1/100



PC : 838,00 m

Altitudes TN

Distances à l'axe TN

Distances partielles TN

Altitudes Projet

Distances à l'axe Projet

Distances partielles Projet

Figure IV.36 : Profil en travers section 53



Profil dessiné par Covadis
Profil en long n° : PL1
X axe : 661329,672
Y axe : 3860497,336

Profil n°: 63

Abscisse : 1486,984 m

Echelle des longueurs : 1/200

Echelle des altitudes : 1/100



PC : 835,00 m

Altitudes TN

Distances à l'axe TN

Distances partielles TN

Altitudes Projet

Distances à l'axe Projet

Distances partielles Projet

Figure IV.37 : Profil en travers section 63



Profil n°: 70

Abscisse : 1576,134 m

Echelle des longueurs : 1/200

Echelle des altitudes : 1/100



PC : 832,00 m

Altitudes TN

Distances à l'axe TN

Distances partielles TN

Altitudes Projet

Distances à l'axe Projet

Distances partielles Projet

Figure IV.38 : Profil en travers section 70



Profil dessiné par Covadis
Profil en long n° : PL1
X axe : 661219,490
Y axe : 3860593,220

Profil n°: 71

Abscisse : 1613,746 m
Echelle des longueurs : 1/200
Echelle des altitudes : 1/100



PC : 830,20 m

Altitudes TN	830,20	830,20	830,20	830,20	830,20	830,20	830,20
Altitudes Projet							
Distances à l'axe TN	4,000	4,000	4,000	4,000	4,000	4,000	4,000
Distances parallèles TN	8,000	8,000	8,000	8,000	8,000	8,000	8,000
Distances parallèles Projet							
Distances à l'axe Projet							
Distances parallèles Projet							

Figure IV.39 : Profil en travers section 71

Profil n°: 81

Abscisse : 1629,206 m
Echelle des longueurs : 1/200
Echelle des altitudes : 1/50



PC : 830,20 m

Altitudes TN	830,20	830,20	830,20	830,20	830,20	830,20	830,20
Altitudes Projet							
Distances à l'axe TN	4,000	4,000	4,000	4,000	4,000	4,000	4,000
Distances parallèles TN	8,000	8,000	8,000	8,000	8,000	8,000	8,000
Distances parallèles Projet							
Distances à l'axe Projet							
Distances parallèles Projet							

Figure IV.40 : Profil en travers section 81



Profil dessiné par Covadis
Profil en long n° : PL1
X axe : 660965,623
Y axe : 3860648,666

Profil n°: 82

Abscisse : 1689,933 m
Echelle des longueurs : 1/200
Echelle des altitudes : 1/100



PC : 829,20 m

Altitudes TN	829,20	829,20	829,20	829,20	829,20	829,20	829,20
Altitudes Projet							
Distances à l'axe TN	4,000	4,000	4,000	4,000	4,000	4,000	4,000
Distances parallèles TN	8,000	8,000	8,000	8,000	8,000	8,000	8,000
Distances parallèles Projet							
Distances à l'axe Projet							
Distances parallèles Projet							

Figure IV.41 : Profil en travers section 82

Conclusion Générale

Conclusion générale

A travers ce mémoire, nous avons essayé d'abord d'expliquer la notion du risque d'inondation en montrant qu'il est un concept binomial ; combinant en plus de l'aléa (le phénomène physique), la vulnérabilité qui est les conséquences dommageables de cet aléa sur les enjeux.

Nous nous sommes efforcés tout d'abord de caractériser les principaux facteurs physico-géographiques agissant sur l'écoulement, phase primordiale pour la connaissance d'un système hydrologique.

L'aménagement du bassin versant de la ville de Ain Fezza n'était pas un but en lui-même, on s'est contracté à un exemple simple d'aménagement afin de concrétiser la méthodologie de l'impact des interventions sur la réduction de risque, et de présenter les résultats de façon simple permettant aux différents acteurs de l'utiliser pour comparer les différents projets susceptibles d'être réalisés, cette méthodologie peut aussi présenter un outil de conviction au profit des projeteurs pour convaincre le décideur.

Une protection fiable passe certainement par une étude des causes d'inondation puis par une proposition des solutions convenables.

En discutant les modes de protection on s'est amené à la conjugaison de plusieurs mesures dans le but d'assurer le plus de sécurité.

✓ Au niveau du chevelu hydrographique :

L'oued Tedmai draine un bassin versant qui a nécessité une étude morpho métrique

Permettant de mettre au point tous les paramètres d'influence du bassin versant et sa réponse vis-à-vis des précipitations.

Ce bassin versant de forme ramassée ($K_c = 1,27$) possède un relief fort ($I_g=0.072$), un temps de concentration moyen ($t_c=1,53$) induisant de forts débits instantanés. La valeur de la densité de drainage ($D_d = 2,96$) témoigne de fortes capacités de drainage de l'oued avec un caractère torrentiel des écoulements.

✓ Au niveau des zones drainantes des eaux pluviales :

Pour cette zone les intensités de précipitations ont fait l'objet également d'analyse par l'étude des averses de courtes durées et l'établissement des courbes durées – intensités – Fréquences.

Toutes ces investigations multiples ont été consolidées par l'utilisation des différents documents topographiques permettant la projection des ouvrages de protection. le profil en long de l'oued a été analysé pour la définition de ses pentes et pour le choix des sections de contrôle.

Les résultats de calcul et d'analyse des différents paramètres cités, nous ont permis la conception et le dimensionnement des ouvrages de protection en l'occurrence.

Recalibrage, reprofilage de l'oued et la projection d'un canal trapézoïdal sur sa partie amont aval de l'oued. Le dimensionnement du canal à projeter est basé sur l'étude hydrologique, pour un débit centennal de crue de 53.32 (m³/s). Le canal est la solution la plus approprié pour l'aménagement de notre bassin versant, dont les caractéristiques sont : une largeur de 2.5m, une hauteur de 2m et une pente de talus de 1, sur un linéaire d'aménagement de 1 943 ml.

Tenant compte de la nature géologique des sols de la région, l'érosion et le transport solide peuvent constitués des contraintes majeures soit en termes de l'aspect qualitatif des écoulements, soit en termes de réduction des capacités des ouvrages d'évacuation.

A cet effet nous recommandons deux actions principales :

- Traitement des versants d'eaux pluviales.
- Correction torrentielle par des seuils en gabions à l'amont de la traversée du tissu Urbain.

En fin notre travail le diagnostic de la situation de Ain Fezza est basée sur la construction d'un modèle hydraulique en régime permanant des écoulements débordants et notamment les crues avant et apres l'aménagement.

Les résultats obtenus sont corrects et confirment la fiabilité du modèle flow master en ce qui concerne les hauteurs d'eau et l'extension spatiale des crues.

En définitive, pour assurer la durabilité et le bon fonctionnement de nos ouvrages, nous espérons que les travaux d'entretien et de maintenance seront pris en vigueur.

Bibliographie

Bibliographie

- **Abdeddaim H., 2008**, Contribution à la mise en œuvre d'une méthode d'analyse du risque d'inondation et de prévision des solutions d'aménagement, Thèse de magister, Université de Batna.
- **Abdelbaki C., 2011**, Allal M. A. & Bachi M, Cartographie de l'aléa inondation par approche hydraulique : Cas de l'agglomération de sidi bel Abbés, Editions universitaires européennes.
- **ASNOUNI F., 2014**, Etude du transport solide en suspension dans le Bassin Versant d'oued AL ABD, Mémoire de master en hydraulique, Université de Tlemcen.
- **Bachi M., 2011**, Problématique du Risque Inondation en milieu urbain ; cas de l'agglomération de Sidi Bel Abbés » Mémoire de Magister en hydraulique, Université de Tlemcen.
- **BARROCA B, POTTIER N, LEFORT E., 2005**, Analyse et évaluation de la vulnérabilité aux inondations du bassin de l'Orge Aval, Septièmes Rencontres de Théo Quant, janvier 2005.
- **BARROCA B., 2006**, Risque et vulnérabilités territoriales : les inondations en milieu urbain, Thèse de Doctorat en hydraulique, Université de Marne-La-Vallée.
- **BENAICHA AMAR CHERIF., 2011**, Etude des processus des transports solides et leur impact sur l'alluvionnement des barrages, Mémoire de Magister en Hydraulique, Université Hadj Lakhdar Batna.
- **BENMECHERNANE N., 2013**, étude de protection de la ville de bensekrane (w. Tlemcen) contre les inondations, Master en hydraulique, Université de Tlemcen.
- **BENMIA K., 2012**, Evaluation de la performance des barrages de protection contre les inondations, cas de la ville de Ghazaouet, Thèse de magister, Université de Tlemcen.
- **BENNIS SAAD, 2004, Canada**, Hydraulique et hydrologie 2^{eme} édition.
- **BLIN PIERRICK., 2001**, Développement d'une nouvelle méthode de cartographie du risque unitaire d'inondation (crue) pour des résidences-Université du Québec.
- **BOUANANI A., 2004**, Hydrologie, Transport solide et modélisation. Etude de quelques sous bassins de la Tafna (NW – Algérien). Thèse de Doctorat d'état, Univ. Tlemcen, 250
- **BOUBCHIR A., 2007**, Risques d'inondation et occupation des sols dans le thore (région De Labruguière et de Mazamet), Mémoire de Master de Géographie et Aménagement, Université de Toulouse.

- **BOUDJERDA M., 2005**, Protection contre les inondations de la région de fouka (W. Tipaza), Mémoire de magister, Ecole national supérieur d'hydraulique.
- **BOUSBIA.L.A.,2011**, Etude de protection de la ville d'Ain abaissa (w.Sétif) contre les inondations, Thèse de magister en hydraulique, Ecole nationale supérieure de l'hydraulique.
- **Bouvard Maurice, 1984, Paris**, Barrage mobiles et ouvrages de dérivation, à partir de rivières transportant des matériaux solides.
- **BRAVARD. J.P., 1991**, Les crues et inondations du Rhône, la dynamique fluviale à l'épreuve des changements environnementaux quels enseignements applicables à l'aménagement des rivières la houille blanche.
- **CAHIER TECHNIQUE N°8**, DRIRE Haute-Normandie - 21, avenue de la Porte des champs - 76037 ROUEN CEDEX Tél. 02 35 52 32 00.
- **CHACHOUA A., 2010**, Gestion de crue dans un bassin versant –Etude hydrologique, hydraulique et aménagement, Mémoire de Magister, Université de Tlemcen.
- **DEFRANCE B., 2009**, Plan de prévention des risques naturels d'inondation (PPRNi) Brévenne –Turdine », Compte-Rendu de la 1ère réunion publique le 1er octobre 2009 à Tarare, P69, p80
- **DESBOS E.,1995**, Quantification de la vulnérabilité du territoire face aux inondations. Rapport de D.E.A. “Conception en bâtiment et techniques urbaines”, INSA Lyon, laboratoire Méthodes. Cemagref Lyon. p70 .
- **DUNGLAS J., 2014**, Stockage de l'eau : quel avenir pour les retenues collinaires, La gestion du risque inondation
- **GERARED DEGOUTTE, 2012**, Diagnostic aménagement et gestion des rivières Hydraulique et morphologie fluvial appliquées 2édition Expert hydraulique à Irstea, enseignant en écoles d'ingénieur.
- **GRELOT F., 2004**, Gestion collective des inondations, peut-on tenir compte de l'avis de la population dans la phase d'évaluation économique a priori ? Thèse de doctorat, Ecole Nationale Supérieure d'Arts et Métiers, Université de Paris.
- **HACHEMI S.M., 2015**, Protection Des Agglomérations Contre Les inondations cas Du Centre D'el Gouassir (W. TLEMCEN), Mémoire de Master en hydraulique, Université de Tlemcen.
- **HALLOUCHE B., 2007**, <<Cartographie des zones inondables de la plaine de sidi Bel Abbes par l'approche Hydro géomorphologique Mémoire Magister Université de Sidi Bel Abbes.

- **HOSTACHE R., 2006**, Analyse d'images satellitaires d'inondation pour la caractérisation tridimensionnelle de l'aléa et l'aide à la modélisation hydraulique, Thèse de Doctorat, Ecole nationale du Génie Rural des Eaux et Forêt, Université de Montpellier.
- **INTITULE DU RAPPORT, 2005**, Etude de réduction du risque inondation sur le bassin versant de l'Orne (Départements du Calvados et de l'Orne) Rapport de phase 4 Propositions de principes d'aménagement BURGÉAP 27, rue de Vanves 92772 BOULOGNE-BILLANCOURT Cedex RPR.4912a/A.11692/C.3R4203 JHO – SGa - YRa Décembre 2005 Page : 51/59 !
- **Journées, 2014, Actes Des Journées Techniques /Risques→ Naturels Inondation, Prévision, Protection Batna 15/ 16 décembre 2004.**
- **LEDOUX B., 2006**, La gestion du risque inondation, Edition TEC et DOC 11, rue La vorisier-Paris.
- **LENCASTRE A., 2008**, Hydraulique Générale, professeur en hydraulique Université nouvelle-Lisbonne-Portugal.
- **MARC IGIGABEL, 2014**, Virginie Chaouch (CETMEF), Mohamed El Fadili (CETMEF) Juillet 2014-Coût des protections contre les inondations fluviales
- **MEDD, 2004**, Le ralentissement dynamique pour la prévention des inondations. Guide des aménagements associant l'épandage des crues dans le lit majeur et leur écrêtement dans de petits ouvrages, Ministère de l'environnement et du développement durable, Cemagref, 129 p. Le guide est téléchargeable à l'adresse suivante (consultée le 30/8/2010) : Mémoire de Magister, Université de Djilali Liabes-Sidi Bel Abbés.
- **MERABET A., 2006**, Etude de la protection de la ville de Sidi Bel Abbés contre les inondations, Mémoire de Magister, Université de Djilali Liabes-Sidi Bel Abbés.
- **METREVELI. V, 1990, Alger**, Hydrogéologie Et Phénomène De Transport.
- **Mériaux. P et Royet. P et Folton. C, 2001**, Surveillance, entretien et diagnostic des digues de protection contre les inondations, Cemagref Editions,
- **NAAIM M, DEGOUTTE G, DELORME F., 2010**, Les vagues dans les retenues d'altitudes analyse et méthodes pour la prévention. Cemagref, Sciences eaux et territoires, numéro spécial risques naturels.
- **PIERRE J., 2007**, Surveillance du risque hydrologique diffus le long des itinéraires routiers, Thèse de Doctorat, Ecole nationale des ponts et chaussées, Paris.
- **ROYET P, DEGOUTTE G, MERIAUX P, 2009**, Méthodologie pour le recensement d'un parc de nombreux petits barrages et d'établissement d'un ordre de priorité en vue de leur classement. Cemagref, PATOUH, MEEDDM

- **SALOMON J.N., 1997** : « L'homme face aux crues et aux inondations », Presses Universitaire de Bordeaux, Université Michel de Montaigne - Bordeaux.p69-80
- **SERRE D., 2005**, Evaluation de la performance des digues de protection contre les inondations Modélisation de critères de décision dans un Système d'Information Géographique THÈSE pour obtenir le grade de Docteur de l'Université de Marne-La-Vallée Paris.
- **SPPPI., 2004**, Prise en compte du risque inondation dans les études de dangers des installations classées Cahier technique N°8, DRIRE Haute-Normandie - 21, avenue de la Porte des champs - 76037 ROUEN CEDEX Tél. 02 35 52 32 00.
- **TALAH S., 2014**, Contribution à l'étude des risques des inondations de l'oued Mellah W. Djelfa par les systèmes d'informations géographiques (Arc Gis et HEC-geoRAS) ; en utilisant le logiciel HEC-RAS, Mémoire de Magister, Université de M'silla.
- **YAHIAOUI A., 2012**, Inondations torrentielles_ cartographie des zones vulnérables en Algérie du nord (cas de l'oued Mekrra, Wilaya de Sidi Bel Abbés), Thèse de doctorat, Ecole Nationale Polytechnique.

Annexes

Annexes

Annexe 1 : pluies maximums journalières (mm) à la station de Chouly (1980-2002)

CODE	X	Y	ANNEE	SEPT	OCT	NOV	DEC	JANV	FEV	MARS	AVRIL	MAI	JUIN	JUIL	AOUT
160601	151,8	181,2	1980	5,8	28,8	8,0	79,1	13,3	25,8	19,4	12,6	5,8	23,2	0,0	0,0
160601	151,8	181,2	1981	3,5	0,2	0,0	35,3	5,0	28,7	10,6	21,8	35,5	14,0	0,0	4,0
160601	151,8	181,2	1982	17,1	26,3	24,7	29,8	0,0	6,8	5,7	3,2	4,6	0,0	0,0	0,0
160601	151,8	181,2	1983	0,0	0,0	5,7	34,1	21,7	20,6	13,4	7,0	16,4	17,9	0,0	0,0
160601	151,8	181,2	1984	5,6	14,4	35,8	13,9	9,6	6,8	17,2	11,1	11,7	0,0	0,3	0,0
160601	151,8	181,2	1985	4,2	8,6	22,5	18,5	44,4	36,7	22,7	8,0	0,8	11,3	0,0	7,4
160601	151,8	181,2	1986	6,7	15,2	22,3	29,5	20,9	50,5	8,7	2,9	6,5	0,0	63,4	0,0
160601	151,8	181,2	1987	14,3	9,9	21,4	10,2	6,0	7,8	2,4	8,3	6,3	10,3	0,0	0,0
160601	151,8	181,2	1988	18,3	7,8	21,2	6,2	7,7	5,1	27,2	25,0	6,9	3,4	4,2	1,6
160601	151,8	181,2	1989	8,2	2,7	4,0	9,6	31,3	0,0	10,3	8,2	25,2	15,0	0,9	3,9
160601	151,8	181,2	1990	11,7	10,1	6,8	16,0	17,7	14,4	48,9	3,3	11,3	6,0	4,1	6,5
160601	151,8	181,2	1991	6,8	18,1	10,7	7,4	9,1	5,1	32,4	24,1	23,9	5,2	3,1	0,0
160601	151,8	181,2	1992	0,0	5,4	15,2	34,0	0,0	50,6	7,2	18,0	64,7	2,4	0,4	0,8
160601	151,8	181,2	1993	8,8	22,9	9,6	15,4	35,8	13,3	3,6	21,2	14,6	0,3	15,0	0,8
160601	151,8	181,2	1994	34,4	15,1	12,2	21,7	16,5	34,9	57,4	16,9	1,9	6,0	0,0	3,4
160601	151,8	181,2	1995	12,5	28,1	7,0	27,9	30,9	16,6	16,5	16,3	18,1	8,8	12,1	7,4
160601	151,8	181,2	1996	8,4	12,0	0,6	8,7	79,0	0,0	7,5	11,5	15,3	0,7	2,2	7,2
160601	151,8	181,2	1997	19,8	13,1	18,5	20,9	9,4	18,2	10,4	10,9	13,7	0,0	0,0	2,8
160601	151,8	181,2	1998	5,7	5,6	16,3	7,6	20,7	27,0	23,5	0,0	0,9	0,0	0,0	0,0
160601	151,8	181,2	1999	31,1	8,2	31,1	41,9	0,0	0,0	0,1	11,2	4,6	0,0	4,8	0,0
160601	151,8	181,2	2000	7,4	24,5	37,8	15,9	41,1	44,9	3,5	5,8	3,7	1,4	0,0	1,8
160601	151,8	181,2	2001	18,8	31,0	66,5	5,6	2,9	8,6	9,4	21,7	40,9	0,2	0,0	17,4
160601	151,8	181,2	2002	0,0	21,6	57,5	9,7	32,7	28,8	4,8	10,3	14,8	6,0	0,7	0,7

Annexe 2 : Précipitation mensuelle (1999 - 2012)

Année	Sep	oct.	nov.	déc.	Jan	Fève	Mar	Avre	Mai	Juin	juill.	Aout	Annuelle
1999 - 2000	36.2	21.6	90.6	85.1	0.0	0.0	0.1	27.7	14.3	0.0	4.8	0.0	280.4
2000 - 2001	18.3	89.2	67.0	35.9	105.4	88.3	5.3	6.0	6.8	1.4	0.0	3.1	426.7
2001 - 2002	23.6	48.9	140.0	20.5	2.9	8.9	26.40	85.8	49.7	0.2	0.0	18.0	424.9
2002 - 2003	0.0	35.6	69.3	20.1	136.6	80.3	7.9	25.1	16.7	6.5	1.2	0.7	400.0
2003 - 2004	5.7	46.7	62.4	83.6	55.9	23.2	62.8	21.9	94.3	10.20	5.9	7.4	480.0
2004 - 2005	10.1	32.0	37.6	91.4	21.4	56.1	43.2	17.9	2.5	2.1	0.5	0.0	314.8
2005 - 2006	22.0	30.9	56.9	18.4	38.3	80.5	16.2	12.7	33.8	4.8	1.8	0.0	316.3
2006 - 2007	52.3	12.1	5.8	59.8	17.9	28.8	69.6	91.4	14.2	0.0	0.0	0.0	351.9
2007 - 2008	9.6	92.4	42.8	31.1	19.0	14.5	29.5	20.7	39.9	11.9	2.8	0.2	314.4
2008 - 2009	67.9	56.6	93.5	198.9	127.8	47.4	37.9	53.5	10.1	5.6	0.0	1.9	701.1
2009 - 2010	124.1	0.8	55.3	51.3	37.3	86.4	99.2	38.8	32.2	15.5	0.0	19.7	560.6
2010 - 2011	17.8	55.3	24.9	27.3	41.6	27.0	21.6	58.6	80.6	16.4	0.0	13.9	385.0
2011 - 2012	6.3	43.9	54.1	25.5	29.2	83.7	26.0	84.7	20.3	38.0	0.4	1.4	413.5