

**Ministère de l'enseignement supérieur
Et de la recherche scientifique**

Université Mohamed Boudiaf - M'sila



Faculté de technologie

Département d'Hydraulique

MEMOIRE

**Présenté pour l'obtention du diplôme
De MASTER**

FILIERE : Hydraulique

Option : HYDROULIQUE URBAINE

THEME

**Aménagement de l'oued Barika pour lutter
Contre L'inondation**

Dirigé par :

Mr. HASBAIA MAHMOUD

Présenté par :

**BEKRI ABDELFATH
GHESRI IBTISSAM**

Promotion: 2019/2020

Remerciement

Nous commençons par remercier dieu le tout puissant de nous avoir donné le courage, la volonté et l'amour du savoir pour pouvoir réaliser ce modeste travail.

Nos plus vifs remerciements vont à Dr. Hasbaia Mahmoud pour avoir accepté de nous encadrer et nous diriger tout ou long de la réalisation de ce projet, et pour Tous les conseils instructifs et judicieux et leur disponibilité.

Nous remercions fortement mes familles et mes collègues.

Nous tenons à remercier également les membres de jury pour avoir accepté d'examiner ce travail.

Mes remerciements aussi A tous les enseignants du département d'hydraulique.



Dédicace

À chaque fois qu'on achève une étape importante dans notre vie, on fait une pose pour regarder en arrière et se rappeler toutes ces personnes qui ont partagé avec nous

tous les bons moments de notre existence, mais surtout les mauvais. Ces personnes qui nous ont aidés sans le leurs dire, soutenus sans réserve, aimé sans compter, ces personnes à qui notre bonheur devient directement le leur, à qui un malheur en nous, en eux se transforme en pleur.

Je dédie ce modeste travail qui est l'accomplissement de longues années d'études, en premier lieu à :

À ma très chère mère, à qui je dois beaucoup pour ces sacrifices, son amour, son aide et son soutien, sans elle j'avoue je ne serai pas ce que je suis aujourd'hui.

À mon cher père, pour ces conseils, son soutien et sa patience.

Grand merci à vous. Vous vous êtes dépensés pour moi sans compter. En reconnaissance de tous les sacrifices consentis par tous et chacun pour me permettre d'atteindre cette étape de ma vie.

À toute mes chères SŒURS : ZAHRA , KHAWLA , NAFISSA

À mon cher Frère : AYOUB

À toute la famille GUESRI de près ou de loin

À tous mes amis, particulièrement : Imane , Sanaa, khadidja , Rania , Meriem , Dalal, Chaima , Amel , Khawla , Fouziya, Marwa T, Marwa B , Roumaissa , Rawiya, AbdElfattah, Badr Eddine , Saddam , Walid , Zakariya , Djamel Eddine .

À tous la promotion 2019/2020 DE 2^{ème} master Hydraulique.



Dédicace

*Je dédie ce modeste travail à mes chers parents. Ma mère pour
m'avoir mis au Monde et pour m'avoir accompagné tout le long
de ma vie. Je lui dois une fière*

*Chandelle. Mon père qui sans lui je ne serais pas arrivé
jusqu'ici. J'espère toujours Rester fidèle aux valeurs morales
qu'il m'a apprises.*

*Mes très chères sœurs ,frères et toute ma famille,
Spécialement Mourad Bakri*

*Tous mes collègues et amis et tous ceux qui m'ont aidé de près
ou de loin dans ce modeste travail*



Sommaire

introduction générale

Chapitre I : Généralités

I.1. Introduction.....	3
I.2.Définition	3
I.2.1. Inondation.....	3
I.2.2. Crue	3
I.3. Mécanismes de l'inondation.....	5
I.4. Paramètres fondamentaux du cours d'eau	5
a)- Lits du cours d'eau	5
b)- Rive – berge	7
c)- Ripisylve.....	7
d)- Alluvions et substratum.....	8
I.5. Type d'inondations	8
I.5.1. Les inondations par crues torrentielles	8
I.5.2. Les inondations par débordement directe (débordement des plaines).....	9
I.5.3. Les inondations par accumulation d'eau ruisselée	9
I.5.4. Les inondations par rupture d'un ouvrage artificiel hydraulique	10
I.5.5. Les inondations par submersion marine	10
I.6. Les causes et origines des inondations	10
I.7. Conséquences engendrées par les inondations	11
I.8. Les inondations en Algérie	12
I.8.1. Causes et types de crues catastrophiques en Algérie.....	12
Conclusion.....	13

Chapitre II : présentation de la zone d'étude

Introduction	14
II.1.Situation géographique	14
II.2. SITUATION CLIMATIQUE	15
II.2.1. TEMPERATURE.....	15
II.2.2. PLUVIOMETRIE	18
II.2.3. VENTS	18

Sommaire

II.2.4. HUMIDITE	19
II.2.5. Evaporation	20
II.2.6. population.....	21
II.2.7. La neige et la grêle	22
II.2.8. La rosée et la gelée	22
Conclusion.....	22

Chapitre III: Etude hydrologique

Introduction.....	23
III.1. Situation géographique	23
III.2. Caractéristiques hydrographiques du BV BARIKA	23
III.2.1. Les caractéristiques morphométriques	23
III.2.1.1. Caractéristiques de forme	25
III.2.1.2. Etude du réseau hydrographique.....	26
III.2.1.3. Etude du relief.....	30
III.3. Aperçu Climatique	35
III.3.1. L'étude des précipitations.....	35
III.3.1.1. Caractéristiques des stations pluviométriques	35
III.3.1.2. Critique et Homogénéisation des données pluviométriques.....	36
Figure III.5 : Critique des données pluviométriques par la méthode des doubles cumuls	37
III.3.3. Les paramètre de dispersion	40
III.3.3.1. La moyenne $\bar{x}$:.....	40
III.3.3.2. L'écart-type σ	41
III.3.3.3. Coefficient de variation c.v :.....	41
III.4. Etude des Apports liquides :	42
III.4.1. Caractéristiques de l'écoulement et les débits des crues	42
III.4.1.1. Les formes extrêmes de l'écoulement (les crues).....	42
III.4.2. Ajustement des Débits journaliers des crues de l'Oued BARIKA	43
III.4.2. 1 Ajustement de la pluie annuelle à la loi de Gauss	44

Sommaire

III.4.2.2. Ajustement de la pluie maximale journalière à la loi de GUMBEL.....	45
III.5. Les séries pluviométriques représentatives des bassins versant	47
III.6. Pluies de courtes durées et leur intensité à différentes fréquences	47
III.7. Apports moyens interannuels.....	49
a). Formule de SAMIE:	49
b). Formule de DERY II:	49
C). Formule de l' ANRH:.....	49
III.8. Etude de crues	50
III.8.1. Application sur les bassins versants	50
a). Formule de Giandotti:.....	51
d). Formule de Turazza:.....	51
III.9. Hydro gramme de crue.....	52
III.10. Récapitulatif des résultats	54
Conclusion	55

Chapitre IV: Procédés de Protection Contre les Inondations

IV.1. Introduction.....	56
IV .2 . Procédés de protection des agglomérations contre les inondations	56
IV .2.1. Recalibrage du cours d'eau.....	56
a) Les conséquences d'un recalibrage.....	57
b) Les inconvénients du recalibrage.....	58
IV.2.2. Endiguement du cours d'eau	58
a) Les digues en charge en permanence.....	58
Les digues de protection contre les inondations	59
IV.2.3. Caractéristiques des digues de protection contre les inondations.....	60
IV.3. Reboisement.....	61
IV.4 . Recalibrage des systèmes d'évacuation de l'eau	62
V.5. Recalibrage des systèmes d'évacuation de l'eau.....	62

Sommaire

IV.6. Barrage écrêteur	63
IV .6.1. Principes de fonctionnement.....	63
IV.6.2 .Conséquences et effets perturbateurs possibles	64
IV .7. Correction torrentielle	64
IV . 8. Les épis	66
IV.9. Banquette	66
V.10. Ouvrage de stockage en dérivation	67
IV.10.1 . Fonctionnement	67
IV.11. Risques et aménagement du territoire	67
IV.12. Retenues d'eau	68
V .13. Les protections classiques	68
IV .13.1. La prévention passive	68
IV.13.2.L'entretien des lits	69
IV.13.3. Les travaux de protection.....	69
Conclusion.....	69

Chapitre V: Simulation de la crue centennale

V.1 Introduction	80
V.2 Les modèles hydrauliques	80
V.2.1 Modèles 1D	80
V.2.1.1 Equation de continuité (Conservation de la masse)	81
V.2.1.2 Conservation de la quantité de mouvement (énergétique).....	82
V.2.2 Modèles 2D	83
V.2.3 Modèles 3D	83
V.3 Description du modèle RubarBE.....	83
V.4 Utilisation du programme SAIRUBE 3.....	84
V.4.1 Saisie du maillage	85
V.4.2 Saisie de la géométrie	85
V.4.3 Saisie du frottement	87
V.4.4 Saisie des données initiales	87

Sommaire

V.4.5 Saisie des conditions aux limites	88
V.5 Déroulement d'une simulation	89
V.6 Les résultats de simulations.....	89
V.6 traitement des données	90
V.7 traitement des données	93
V.8 conclusion.....	96
Conclusion Générale	
Références bibliographiques	
Annexe	

Liste des tableaux

Tableau II.1. Température mini moyenne mensuelle (1984 – 1993)	16
Tableau II.2. Température mini maximale moyenne (1984 – 1993).....	17
Tableau II.3. Les pluies moyennes mensuelles	18
Tableau II.4. Les variations concernant les moyennes mensuelles et annuelles.....	19
Tableau II.5. Les variations concernant l’humidité (1984 - 1993).....	20
Tableau II.6. Les variations concernant l’évaporation	21
Tableau II.7. Population de la commune de Barika de 1954 à 2008 [2.3]	22
Tableau III.1: Profil en long du cours d'eau principal	28
Tableau III.2: Répartition en (%) des surfaces élémentaires	31
Tableau III.3: Classification des reliefs d’après l'O.R.S.T.O.M.	33
Tableau III.4 : Récapitulatif des paramètres morphométriques du bassin versant	33
Tableau III.5 :Coordonnées des stations pluviométriques étudiées	35
Figure III.5 : Critique des données pluviométriques par la méthode des doubles cumuls	37
Tableau III.8 :Ajustement de la pluie annuelle à une loi de Gauss (ATTOUTA BARRAGE).	45
Tableau III.9 :Ajustement de la pluie max j à une loi de GUMBEL(ATTOUTA BARRAGE)	46
Tableau III.10. Pluies et intensités maximales de durée t(h) et les périodes de retour	47
Tableau III.11. les valeurs des débits de crues de fréquence 20%, 10% ,5% ,2% ,1% ,0.1%	53
tableau V.1 Exemple de données traitées avant l’aménagement.....	83
tableau V.2 Exemple de données traitées après l’aménagement.....	85

Liste des figures

Figure I -1 : Eléments descriptif d'une crue.....	5
Figure I-2 : Lit mineur d'un cours d'eau.....	6
Figure I-3 : Lit moyen d'un cours d'eau	6
Figure I-4 : Lit majeur d'un cours d'eau	7
Figure I-5 : Embâcle sur un torrent, inondation par crue torrentielle.....	9
Figure I-6 : Embâcle sur un torrent, inondation par crue torrentielle.....	9
Figure I-7 : Stagnation des eaux pluviales	10
Figure II .1. La zone d'étude	15
Figure II.2.Distribution mensuelle de température moyenne minimale.....	17
Figure II.3. Distribution mensuelle de température moyenne maximale	18
Figure II.4. Les pluies moyennes mensuelles	19
Figure II.5. Distribution mensuelle de l'humidité moyenne	21
Figure III.1.Le site de BV	24
Figure III.2 : Classification de Horton	27
Figure III.3 : profile en long de la cour d'eau principale	28
Figure III.4 : Courbes hypsométriques du BV BATNA	31
Figure III.5 : Critique des données pluviométriques par la méthode des doubles cumuls	37
Figure III.6 : Régression non linéaire	38
Figure III.7.Régression des précipitations à l'échelle annuelle.	39
Figure III.8.Régression des précipitations à l'échelle journalière maximale.....	40
Figure III.9: Schématisation de processus de genèse des crues	43
Figure III.10.Ajustement de la pluie annuelle à une loi de Gauss (ATTOUTA BARRAGE).	45
Figure III.12.Courbes intensité pour différentes durée et fréquence.	48
Figure III.13.Courbes de pluies fréquentielles.....	49
Figure III.14.hydrogramme de crue	54
Figure IV-1 : Recalibrage d'un cours d'eau.....	57
Figure IV-2 : Oued Mekerra (wilaya de Sidi Bel Abbès) rééquilibré dans la traversée de Ras El-Ma.....	58
Figure IV-3 : Digue de navigation du Rhône en charge en permanence	59
Figure IV-4 : Positions de la digue par rapport aux cours d'eau.....	60
Figure IV-5 : Digue enrochée.....	61

Liste des figures

Figure IV-6 : Aménagement des berges de l'oued contre le glissement.....	62
Figure IV-7: Schéma de fonctionnement d'un barrage écrêteur de crue	63
Figure IV-8 : Schéma de fonctionnement d'un barrage écrêteur de crue	64
Figure IV-9 : Correction torrentielle	65
Figure IV-10: Correction torrentiel	66
Figure IV-11 : Implantation des épis.....	66
Figure IV-12 : Technique de banquettes	67
Figure V.1 Le schéma de code du RubarBE.	75
Figure V.2 Rentrer le nom de l'étude.....	76
Figure V.3 Liste des choix principaux.	76
Figure V.4 Les étapes de saisie de la géométrie.	77
Figure V.5 La géométrie d'oued Barika.....	78
Figure V.6 Les étapes de saisie du frottement.	79
Figure V.7 Les étapes de saisie les données initiales.....	79
Figure V.8 Les conditions limites d'oued Barika (T = 100 ans).....	80
Figure V.9 exemple de résultats de la vitesse pk 100m	81
Figure V.10 exemple de résultats de la charge hydraulique pk 100m	81
Figure V.11 hauteur de débordement.....	82
Figure V. 12La cartographie de l'oued de barika.....	87

Introduction

Générale

Introduction générale

Introduction générale

Les inondations ont à leur origine des événements météorologiques-hydrologiques qui à cause de leur nature stochastique, sont très difficiles à prévoir quant à leur période de retour et leur intensité. Elles sont d'autant plus à redouter lorsqu'elles se produisent en ville, là où se situe une forte concentration des activités humaines.

L'Algérie est l'un des pays confrontés aux phénomènes de crues et d'inondation qui se manifestent de façon catastrophique constituant ainsi une contrainte majeure pour le développement économique et social.

La commune de BARIKA(W. BATNA) est soumise à chaque événement pluvial à des inondations. L'agglomération se trouvant au pied de la montagne, l'écoulement superficiel venant dans le sens de cette dernière, provoque à chaque fois des dégâts au niveau des habitations.

Les travaux principaux à réaliser dans le cadre de cette étude consiste en premier lieu à la collecte des informations et données officielles émanant des différents établissements publics concernés (ANRH, ...) et autres sources non vérifiées provenant de personnes âgées natives de la région.

La reconnaissance détaillée de la zone concernée à travers les levées topographiques et les états des lieux, on passe aux seconds lieux aux dépouillements et l'analyse des données de base.

Le dimensionnement, la sécurité et la bonne exploitation des ouvrages hydrauliques sont étroitement liés aux paramètres hydrologiques notamment les apports et les débits de crues qui sont calculés par une étude hydrologique.

Sur la base des résultats obtenus (étude hydrologique) nous simulons la crue de projet par le modèle 1D de Rubarbe, cette simulation nous permettra d'identifier les zones débordantes. Selon ce calcul nous proposerons un aménagement de l'oued pour éliminer ce risque de débordement.

Nous ferons une deuxième simulation pour contrôler l'oued aménagé à véhiculer la crue de projet

Chapitre I

Généralité

I.1. Introduction

Événement récurrents partout dans le monde, les inondations constituent le risque naturel majeur le plus répandu sur le globe. Tantôt bénéfique, tantôt dévastatrices, elles font partie du cycle saisonnier. Ainsi, pour conquérir plus le territoire, l'homme a depuis longtemps composé avec la nature, soit en vivant simplement à ses côtés, soit en tentant de la domestiquer. Au cours des derniers siècles, les progrès techniques et scientifiques ont permis de mettre au point des dispositifs d'utilisation et de protection contre la puissance des eaux, autorisant une colonisation du milieu encore plus efficace et effective. Les sciences ont donné les moyens d'exercer une maîtrise extrêmement forte sur la nature.

Une inondation est un fléau naturel qui affecte plusieurs pays du monde. Elle est due à de nombreux facteurs et aggravée par d'autre dont l'activité de l'homme qui fait souvent parti de l'un de ces facteurs. Les dégâts engendrés par cette catastrophe, qu'ils soient humains ou matériels sont généralement de statistiques lourdes.

I.2.Définition

I.2.1. Inondation

Une **inondation** est une submersion temporaire d'une zone habituellement sèche, par des eaux douces (fortes pluies, débordements de rivières,...etc.) Ou salées (submersion marine, tsunami,...etc.). Elle peut être un phénomène régulier ou catastrophique et peut se produire lentement ou très rapidement selon les conditions topographiques et météorologiques de la zone affectée. L'**inondation** est issue de nombreux facteurs dont le plus répandu dans le monde est les crues.

L'**inondation** est un phénomène spatial, qui peut s'étendre sur de vastes espaces géographiques, et cyclique, résultant de l'alternance des hautes et basses eaux d'une rivière. De fait, la gestion de se risque s'organise également de façon cyclique, autour de trois temps principaux : avant pendant et après.

I .2.2. Crue

Une **crue** terme plutôt hydrologique peut être définie comme l'augmentation plus ou moins brutale du débit ou le dépassement d'une certaine hauteur d'un cours d'eau, permanent ou non, due à une précipitation ou éventuellement à une autre cause (fonte de neige par exemple). 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.

Elle est caractérisée par quatre paramètres :

- Le débit.
- La hauteur d'eau.
- La vitesse d'écoulement.
- La durée.

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** ».

I.2.3. Éléments descriptifs d'une crue :

Une **crue** est décrite par quatre éléments (**Figure I-1**), qui sont :

- **Temps de concentration** : durée nécessaire à la goutte d'eau tombée au point le plus éloigné du bassin pour atteindre l'exutoire.
- **Pointe de crue** : puissance de la crue et durée de la période critique.
- **Courbe de tarissement** : retour de la rivière au niveau antérieur à la crue.
- **Fréquence de retour** : une crue centennale a, chaque année, une chance sur cent (1/100) de se produire.

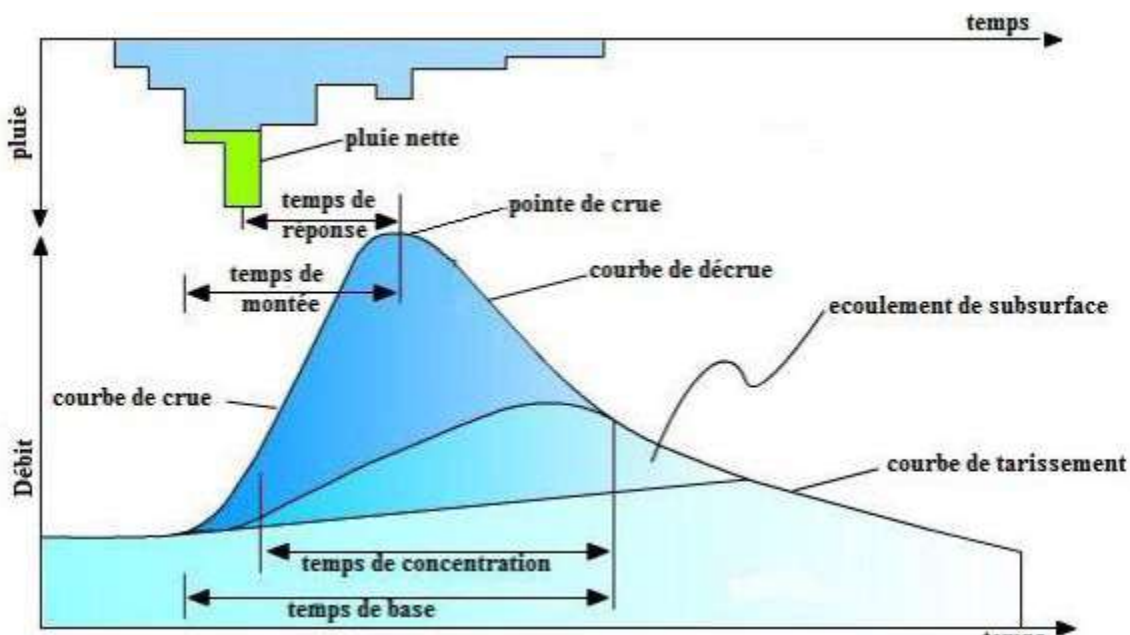


Figure I -1 : Eléments descriptif d'une crue

I.2 .4. Principaux paramètres nécessaires pour évaluer la catastrophe :

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

La possibilité d'apparition d'une crue dépend de nombreux paramètres autres que les quatre précédemment cités, exemple : **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,...etc.

Les dégâts occasionnés par les inondations dépendent des paramètres suivants :

- La hauteur de submersion.
- La durée de submersion.
- Les vitesses d'écoulement.
- Le volume de matériaux solide transportés.
- L'érosion des berges.

I.3. Mécanismes de l'inondation

Les facteurs physiques qui influencent les inondations sont :

- Le régime des pluies.
- Le relief.
- La taille du bassin versant.
- L'état des sols.

Les facteurs aggravants le risque d'inondation sont :

- ⇒ L'usage et l'occupation des sols.
- ⇒ Aménagements du territoire.
- ⇒ Le manque d'entretien des cours d'eau.

I.4. 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 a deux ans)

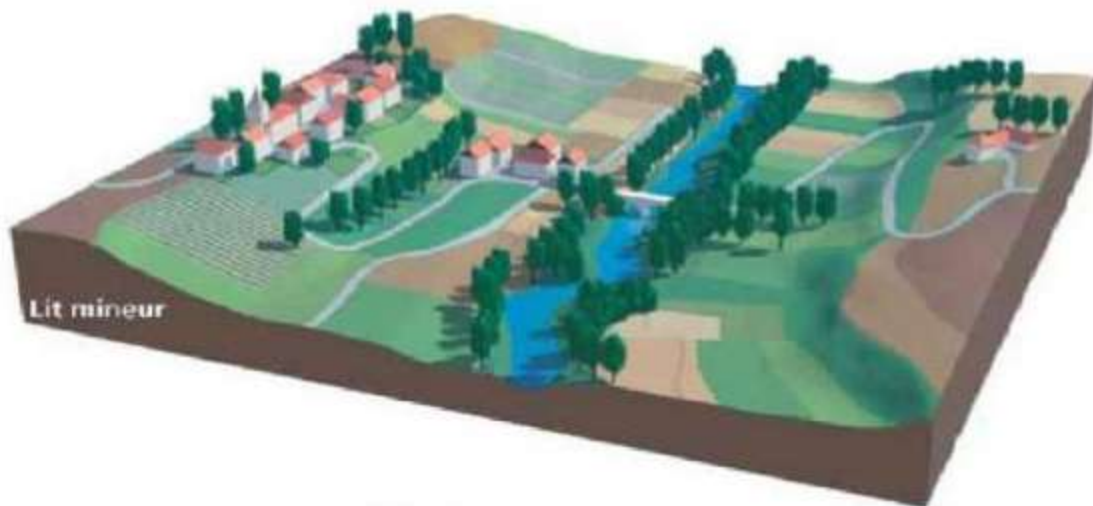


Figure I-2 : Lit mineur d'un cours d'eau

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



Figure I-3 : Lit moyen d'un cours d'eau

◆**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.

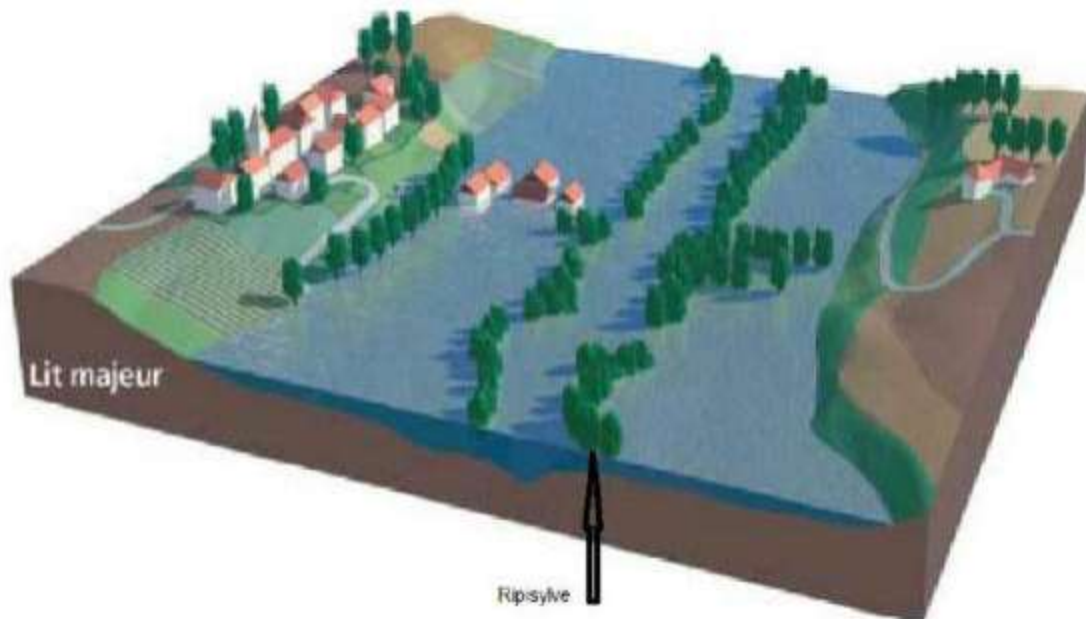


Figure I-4 : Lit majeur d'un cours d'eau

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.

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.

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 notablement 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.

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, grès, marnes...).

I.5. Type d'inondations

Même si d'autres causes sont possibles (rupture de barrage, raz de marée, etc....), les inondations résultent généralement de crues.

Selon la rapidité d'évolution du phénomène, on distingue souvent les crues fluviales et les crues torrentielles (ou crues rapides), même si le passage d'un type de crue à l'autre est continu;

Il existe au moins cinq types d'inondations :

I.5.1. Les inondations par crues torrentielles

Les **crues torrentielles** sont des phénomènes brusques et violents issues d'épisodes pluvieux d'une importante intensité. Le ruissellement de ces eaux charrie une grande quantité de matériaux solides (sédiments, bois morts,... etc.) qui font, en quelque sections, colmater le lit du cours d'eau et former des obstacles appelés **embâcles (Figure I-5)**.

En cédant, ces embâcles libèrent brutalement l'eau qu'ils ont retenue. En conséquence à cela des dégâts très importants sont engendrés.

On parle de **crues torrentielles**, lorsque le **temps de concentration** d'un bassin est inférieur à 12h.

Elles touchent, généralement, les bassins de montagnes et les régions méditerranéennes mais aussi de petits bassins au relief accentué et à forte capacité de ruissellement peuvent être concernés.

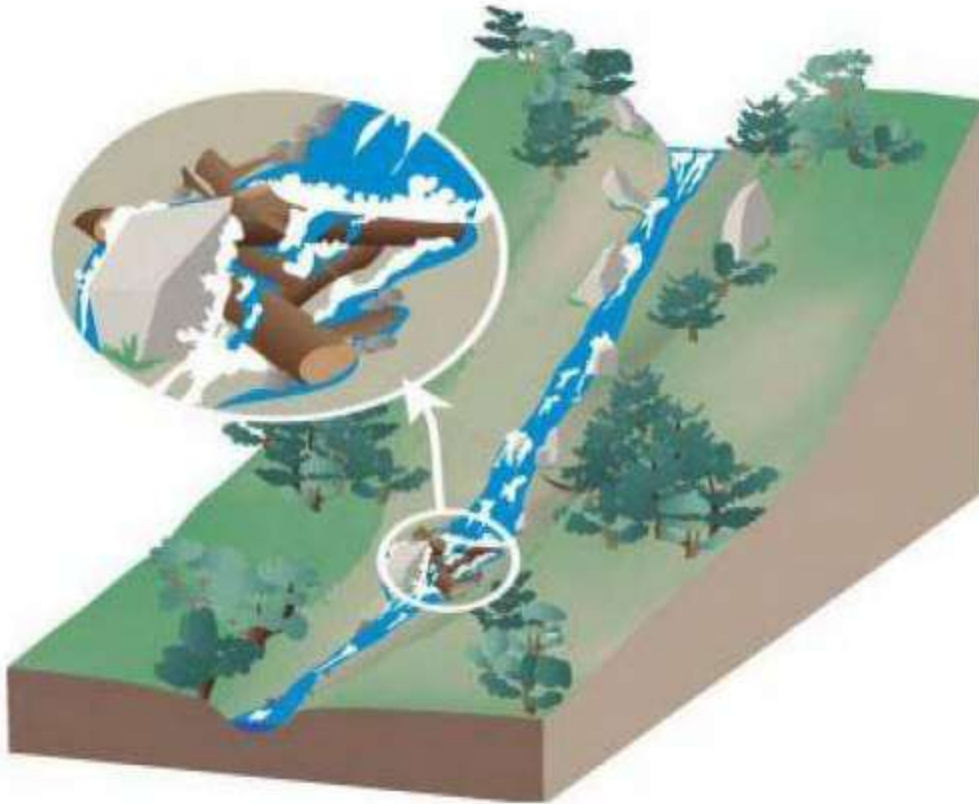


Figure I-5 : Embâcle sur un torrent, inondation par crue torrentielle

I.5.2. Les inondations par débordement direct (débordement des plaines)

Les inondations de plaine résultent d'épisodes pluviaux de longue durée et d'intensité modérée. Le sol recevant ces pluies est caractérisé par une faible capacité de ruissellement (lent à déclencher). Par accumulation d'eau, dépassant sa capacité, le cours d'eau déborde, l'écoulement sort du lit mineur pour occuper les terres avoisinantes.

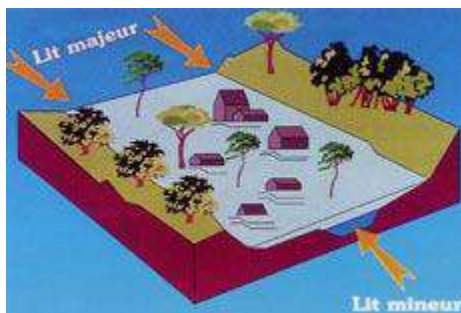


Figure I-6 : Embâcle sur un torrent, inondation par crue torrentielle

I .5.3. Les inondations par accumulation d'eau ruisselée

Ce type d'inondation est provoqué suite à des pluies exceptionnelles ou d'orages

violents s'abattant sur un sol de capacité d'infiltration et de drainage insuffisantes. Cette insuffisance est due essentiellement à deux facteurs :

- Soit, l'intensité des pluies est supérieure à l'infiltrabilité du sol,
- Ou bien, le ruissellement se fait sur un sol déjà saturé par une nappe.

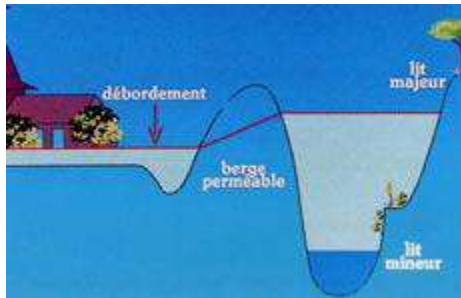


Figure I-7 : Stagnation des eaux pluviales

I.5.4. Les inondations par rupture d'un ouvrage artificiel hydraulique

L'**inondation** causée par la destruction d'un ouvrage est un phénomène brutal et extrêmement dangereux. En effet, cette rupture provoque la libération d'une énorme quantité d'eau munie d'une force dévastatrice gigantesque détruisant tout sur son passage. Les statistiques des dégâts matériels et humains engendrés sont inestimables. La rupture d'un ouvrage est très difficile à prévoir par conséquent la prévention de la calamité est encore plus difficile.

I.5.5. Les inondations par submersion marine

Une submersion marine est une inondation temporaire des régions côtières par des eaux salées provenant de la mer avoisinante. Elle est due à des événements météorologiques ou océanographiques de dimensions inhabituelles, tels que : marée haute de vives eaux exceptionnelle, phénomène de la surcote et l'élévation du niveau de la mer suite à une fonte importante des glaciers.

I. 6. Les causes et origines des inondations

Elles sont causées par plusieurs facteurs, dont on cite :

- **Causes d'origine naturelle** : elles correspondent aux phénomènes météorologiques et climatiques tels que : pluies exceptionnelles, orages violents, pluies torrentielles, fonte des neiges,...etc.
- **Causes d'origine humaine directe** : elles consistent dans la modification du

système fluvial des cours d'eau ou de leurs caractéristiques morphologiques (largeur, longueur, pente, etc.) par la construction d'ouvrages hydrauliques, le drainage, l'irrigation, la dégradation des sols et l'agriculture intensive (accélère le ruissellement et limite l'infiltration).

- **Causes d'origine humaine directe** : elles consistent dans la modification du système fluvial des cours d'eau ou de leurs caractéristiques morphologiques (largeur, longueur, pente, etc.) par la construction d'ouvrages hydrauliques, le drainage, l'irrigation, la dégradation des sols et l'agriculture intensive (accélère le ruissellement et limite l'infiltration).

- **Causes d'origine humaine indirecte** : elles sont liées à la pollution et le réchauffement climatique qui ont modifié les conditions climatiques du monde entier. L'émission de gaz à effet de serre provoque la fonte des glaciers des pôles (nord et sud), ceci entraîne la montée du niveau des océans et des cours d'eau ainsi que la procréation de cyclones d'intensité importante.

I.7. Conséquences engendrées par les inondations

Les inondations touchent presque tous les pays du monde avec des influences très différentes. L'aléa présente des impacts importants sur la société, les dommages qu'elle procure atteignent plusieurs secteurs : le secteur santé et vie, le secteur socioéconomique et le secteur environnement.

a- Santé et vie :

Propagation des maladies infectieuses et psychologiques.

Manque d'hygiène.

Blessures physiques

Décès.

Malnutrition.

b- Socio-économique :

Destructions des infrastructures.

Baisse d'emploi à long terme.

Menace le développement des villes et des villages.

Migration.

Pertes financières.

c- Environnement :

Destructions des cultures.

Pertes animales.

Contaminations des eaux.

I.8. Les inondations en Algérie

L'Algérie, comme la plupart des autres pays du monde, connaît épisodiquement des phénomènes de crues et d'inondation qui se manifestent de façon catastrophique constituant ainsi une contrainte majeure pour les activités et une entrave pour le développement économique et social.

Plusieurs régions du pays sont régulièrement menacées par ces catastrophes naturelles dont les effets sont souvent intensifiés par d'autres facteurs qui aggravent les effets de crues. Ces événements dramatiques engendrent souvent des bilans lourds de dégâts humains et matériels, cependant ils ne sont pas toujours procrés par des situations météorologiques exceptionnelles et se produisent dans beaucoup de régions suite à des épisodes pluviales saisonniers ordinaires, les causes de telles inondations sont liées en grande partie aux agissements de l'homme, dont on cite :

- L'occupation des rives des cours d'eau et l'urbanisation anarchique.
- La défaillance des réseaux d'assainissement et de collecte des eaux pluviales.
- Le gonflement des oueds par les décombres et les détritiques, ...etc.

I.8.1. Causes et types de crues catastrophiques en Algérie

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

Bien que la cause fondamentale de la plupart des inondations soit les fortes pluies, elles ne sont pas toutes dues aux phénomènes exceptionnels. Des facteurs hors les conditions climatiques agissent soit pour aggraver les effets d'une crue, soit pour créer eux-mêmes des phénomènes hydrauliques dans les surfaces d'eau, tels que la présence de détritiques et des troncs d'arbres qui réduisent la capacité du lit des oueds, ...etc.

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

- Inondations liées aux situations météorologiques remarquables se traduisant par une forte pluviosité (pluies importantes et orages violents).
- Inondations résultant des activités humaines : défaillance des réseaux d'assainissement et

de collecte des eaux de pluie, l'encombrement des oueds par les déchets, les décombres et les troncs d'arbre,... etc.

- Inondations produites dans des régions à topographie défavorable ; comme le cas des villes traversées par des oueds (El Bayadh, Bordj Bou Arreridj, Sidi Bel Abbes, etc.), ou situées au pied d'une montagne (Ain Deffa, Batna et Médéa). Ces agglomérations à forte concentration de populations et sous l'effet d'une urbanisation anarchique sont exposées au risque d'inondation aussi légère qu'elle soit.

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

- Inondations engendrées par crues torrentielles (crues éclaires), elles affectent les petits bassins versants de quelque dizaines de km² et sont le plus souvent liées à des chutes de pluies isolées et localement intenses issues de phénomènes de convection sous forme de tempêtes orageuses se produisant en automne et en été. Les crues de ce type sont particulièrement dangereuses en raison de leur soudaineté et leur rapidité.
- Inondation des grands bassins versants, elles résultent des précipitations importantes généralisées sur des grands étendues et caractérisées par leur quantité et leur longue durée qui peut atteindre 10 à 15 jours. Ces crues sont massives, lentes et à évolution facilement prévisible sauf lorsqu'elles sont brutalement aggravées par des affluents avals plus courts et plus rapides.

Conclusion

Une crue est un niveau inhabituel observé dans un cours d'eau, son intensité varie spatialement et temporairement. Les conséquences qu'elle engendre en milieu naturel sont moindre tant dis que en milieu urbain, on ne peut jamais prévoir quel ampleur peuvent atteindre les dégâts humains et matériels entraînés par les inondations qui se procrées.

La problématique des inondations est particulièrement complexe à gérer. La protection des agglomérations de ce type de catastrophe nécessite l'implication de plusieurs disciplines afin de déterminer les divers paramètres contribuant dans leur formation ainsi que les solutions appropriées.

Chapitre II

Présentation de la zone d'étude

Introduction

Avant d'entamer n'importe quel projet de protection, l'étude du site est nécessaire pour connaître les caractéristiques physiques du lieu et les facteurs qui influencent sur la conception

de ce projet.

En effet, chaque site présente des spécificités, touchant en particulier la protection que ce soit :

- Les données naturelles du site.
- Les données relatives à l'agglomération.
- Les données relatives au développement futur de l'agglomération.
- Les données propres d'hydrologique.

Donc le relief du centre est une phase importante pour procéder à l'élaboration de l'étude de la protection.

II.1.Situation géographique

La ville de Barika concernée par l'étude de protection est située à environ 85 Km au Sud – Ouest du chef-lieu de la wilaya de Batna, à vol d'oiseau à l'est du chott El Honda. Le centre de Barika est localisé sur la carte d'état-major N 227 les coordonnées (UTM 1959) du site Sont :

X = 715.370

Y = 3918.312.

Elle est limitée par :

- La commune DJEZZAR au nord.
- La commune BITAM au sud.
- La commune SEGGANA à l'Est.
- La commune ABDELKADER AZIL à l'Ouest.

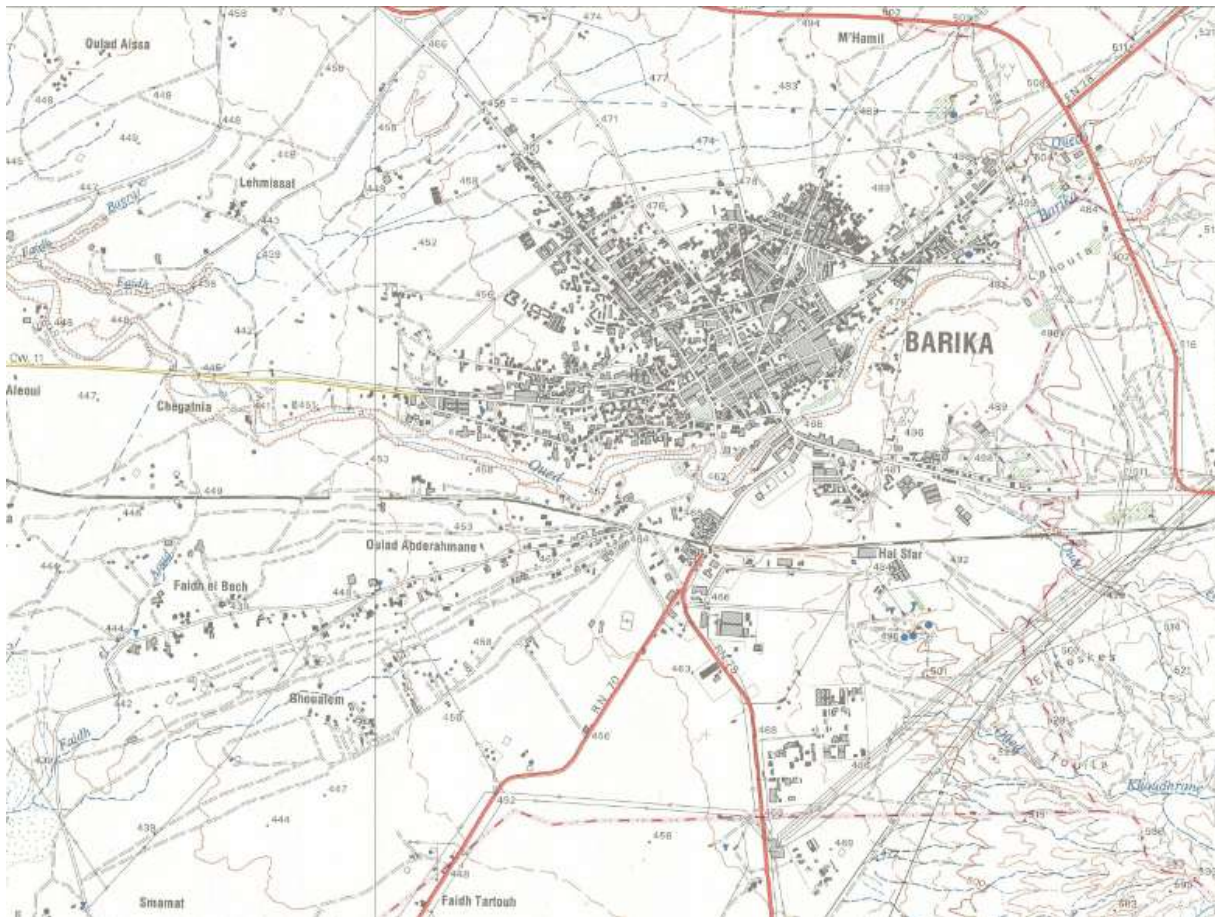


Figure II .1. La zone d'étude.

II.2. Situation Climatique

L'étude de la climatologie est très importante car avant toute projection ou dimensionnement d'un aménagement ou d'un ouvrage hydraulique, il faut impérativement tenir compte des facteurs climatiques..

II.2.1. Température

L'ensemble des données de températures montre que l'hiver est très froid et l'été très chaud. Les mois les plus froids sont janvier, février et décembre. Les mois les plus chauds sont juin, juillet et août.

Les données concernant les températures relèvent toujours de la station de Barika (période d'observation 1984/93). Les tableaux en 2 et 3 montrent des minima moyens mensuels oscillant entre 0°C en hiver (janvier) et 23,5 °C au mois d'août. Les maximums moyens sont de 14.3°C en hiver et 37.9 °C en été. L'amplitude est de 15.7°C environ.

Station météo : Barika

Paramètre : Température mini moyenne mensuelle

Période : 1984 – 1993

Tableau II.1. Température mini moyenne mensuelle (1984 – 1993)

années	jan	fev	Mars	avr	mai	juin	juil	août	sep	oct.	nov.	Dec.
1984	2.3	4	5.1	10.3	12.8	19.9	22.4	22.1	17.7	11.9	8.1	3.8
1985	1.4	6.2	5.3	10.6	14.2	21.7	23.7	23.5	18.1	13.1	9.5	2.8
1986	2.4	3.3	6.2	8.2	15.9	19.2	21	22.9	18.3	14.7	7.6	3.9
1987	2	4.1	7.3	11.3	14.5	20.4	24	22.8	20.4	15.9	8.1	5.9
1988	4.9	3.8	6.9	10.5	16.9	19.9	24	24.2	17.4	14.7	9.7	2.5
1989	2.3	4.4	8.2	9.3	14.6	17.8	21.4	23.3	18.4	13.1	8.3	6.7
1990	3.8	4.9	6.9	8.3	14.5	20.7	21.3	20.1	19.9	12.8	8	2
1991	1	2.3	7.6	8.2	9.7	17.3	22	21	18	11.9	4.7	2.3
1992	1.1	2.3	6	8	13.5	17.5	20.7	22	18.6	12.2	7.6	3.8
1993	0.8	3.5	5.6	8.3	14.6	20.9	22.6	22.8	16.9	14.4	8.7	4

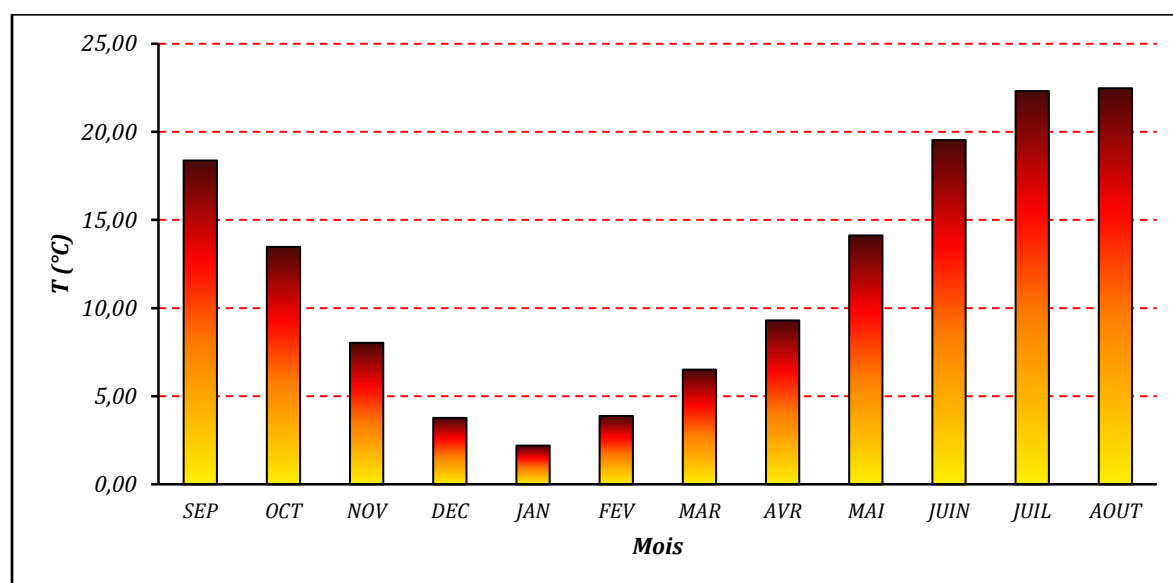


Figure II.2. Distribution mensuelle de température moyenne minimale

Station météo : Barika

Paramètre : Température maximale moyenne

Période : 1984 – 1993

Tableau II.2. Température mini maximale moyenne (1984 – 1993)

années	jan	fev	mars	avr	mai	juin	juil	août	sep	oct.	nov.	Dec.
1984	12.5	13.5	17.3	23.1	25.7	32.2	36.7	35.8	30.3	21.9	18.7	14
1985	11.3	18.2	15.5	23.7	25.8	35.3	38.4	37.8	31.6	24	19.7	12.2
1986	12.4	14.2	16.6	22	30	33	35.7	31.8	31.3	24.5	17.3	13.3
1987	12.3	13.9	18.3	25	27.4	33.8	36.9	37.8	34.1	28.1	17.2	13.3
1988	15.1	15.4	19	23.6	29.6	31.9	39.2	37.1	30.4	27	18.8	12.3
1989	12.9	14.8	20.8	21.1	27.6	30.6	35.7	36.6	30.2	25.2	20.3	16.8
1990	12.5	19.9	19.3	20.6	25.9	35	36.3	34.4	34.6	26.4	18.1	12.2
1991	13.5	13.2	17.9	19.3	23.6	33.1	38	37.3	31.3	22.4	16.7	11.3
1992	11.6	14.4	16.5	20.5	16.5	30.5	35.1	37.2	32.2	25.6	19.5	14.9
1993	14.3	13.3	17.1	22.7	28.7	36.5	37.9	37.7	31	26.1	18.2	15.3

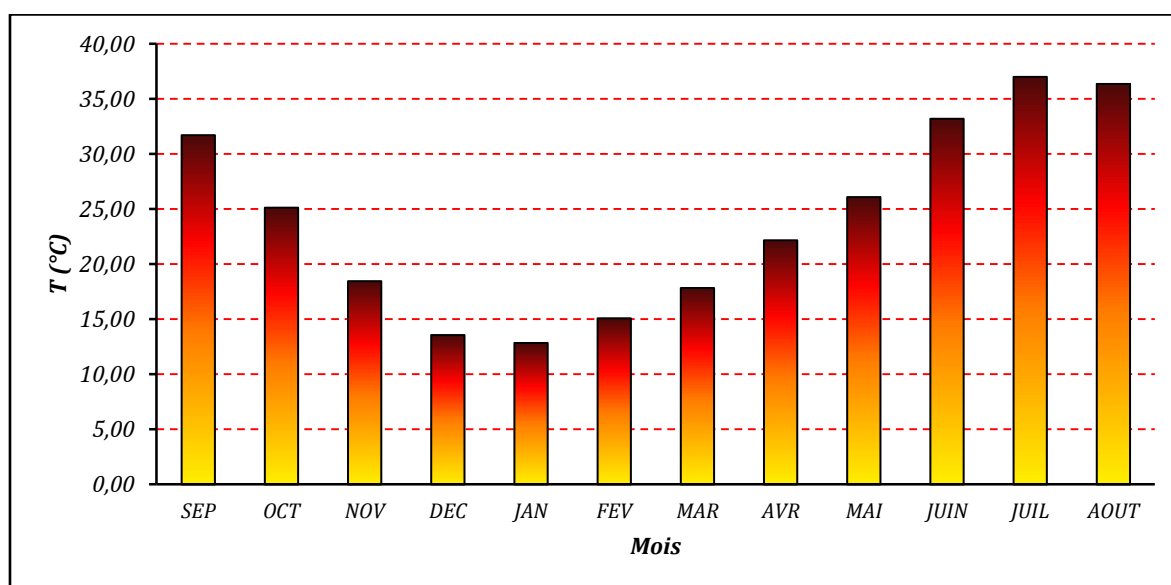


Figure II.3. Distribution mensuelle de température moyenne maximale

II.2.2. Pluviométrie

Les pluies moyennes mensuelles

Tableau II.3. Les pluies moyennes mensuelles

Mois	Sept	octo	nov	Déc	jan	fév	mar	avr	mai	juin	juil	Aoû	ΣP (mm)
%	11,5	8,2	10,3	8,1	7,5	8,9	12,4	10,0	9,1	6,4	2,4	5,2	100,0
P(mm)	24,4	17,4	21,9	17,2	16,0	18,9	26,5	21,3	19,4	13,6	5,2	11,2	213,0

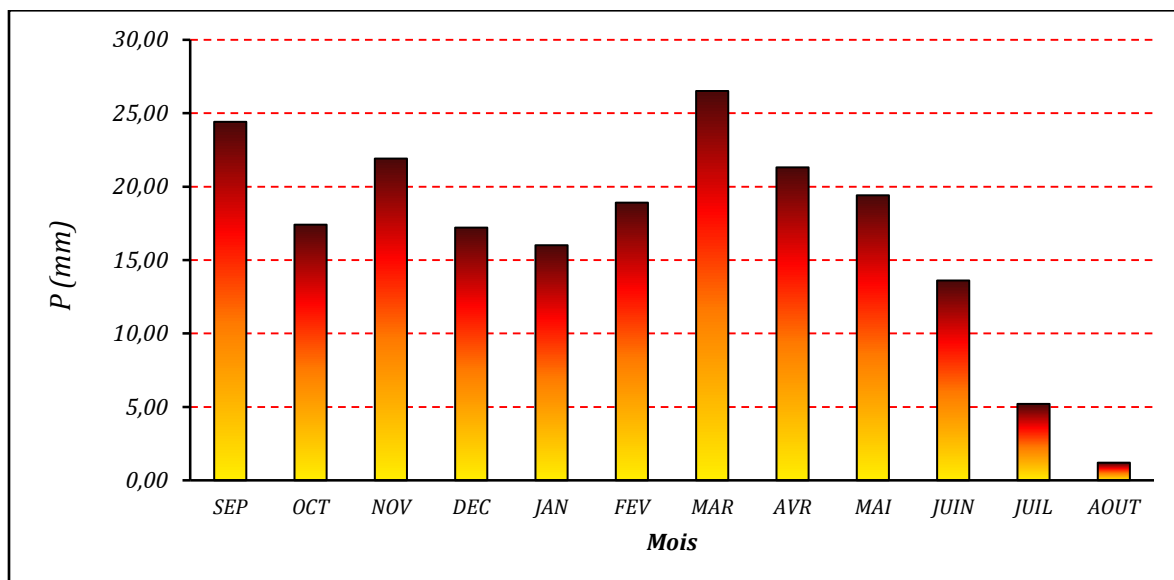


Figure II.4. Distribution mensuelle de température moyenne

II.2.3. Vents

Les vents les plus dominants sont ceux provenant du NORD – OUEST et du SUD – EST la zone connaît le SIROCCO pendant les mois de JUILLET et AOÛT avec une moyenne annuelle de 15 jours.

Le tableau suivant indique les variations concernant les moyennes mensuelles et annuelles.

Tableau II.4. Les variations concernant les moyennes mensuelles et annuelles.

Sens		N	NE	E	SE	S	SW	W	NW
Moy Annuelle		8,3	23,3	3	2,6	4	31	18	9,3
SAISONS	AUTOM	6,8	20,3	6,4	2,5	3,1	36,7	18	9
	HIVER	9,3	22	2,1	1,4	1,4	33	20,6	12,1
	PRINT	8,7	23,5	3,2	4,4	4,5	28,7	18,3	9,8
	ETE	8,6	28,6	3,7	3,4	6,1	25,6	15,3	7,3

II.2.4. Humidité

L'humidité relative est le rapport exprimé en pourcentage entre la masse d'eau contenu dans l'air et celle que contiendrait le même volume.

D'après le tableau, on enregistre une moyenne saisonnière inférieure à 50 % dans les saisons du printemps et de l'été où l'air est très sec. Par contre, dans les deux autres saisons on voit que l'air est relativement humide.

Station météo : Barika

Paramètre : Humidité relative (en pourcent)

Période : 1984 - 1993

Tableau II.5. Les variations concernant l'humidité (1984 - 1993)

années	jan	fév.	mars	avr.	mai	juin	juil.	août	Sep	oct.	nov.	Déc.
1984	56	52	50	35	29	24	26	31	31	47	55	58
1985	66	56	52	34	38	30	25	27	36	47	67	69
1986	65	61	51	35	28	28	31	30	54	52	70	73
1987	62	59	48	29	48	32	30	31	27	35	56	74
1988	58	55	41	35	34	38	25	31	29	37	48	61
1989	55	48	32	31	22	27	24	27	38	44	45	54
1990	62	45	44	45	46	28	26	36	29	41	61	68

1991	59	55	46	46	38	27	24	27	39	53	49	67
1992	68	61	51	39	36	32	33	29	36	40	58	55
1993	56	59	46	31	29	23	24	25	34	36	61	63

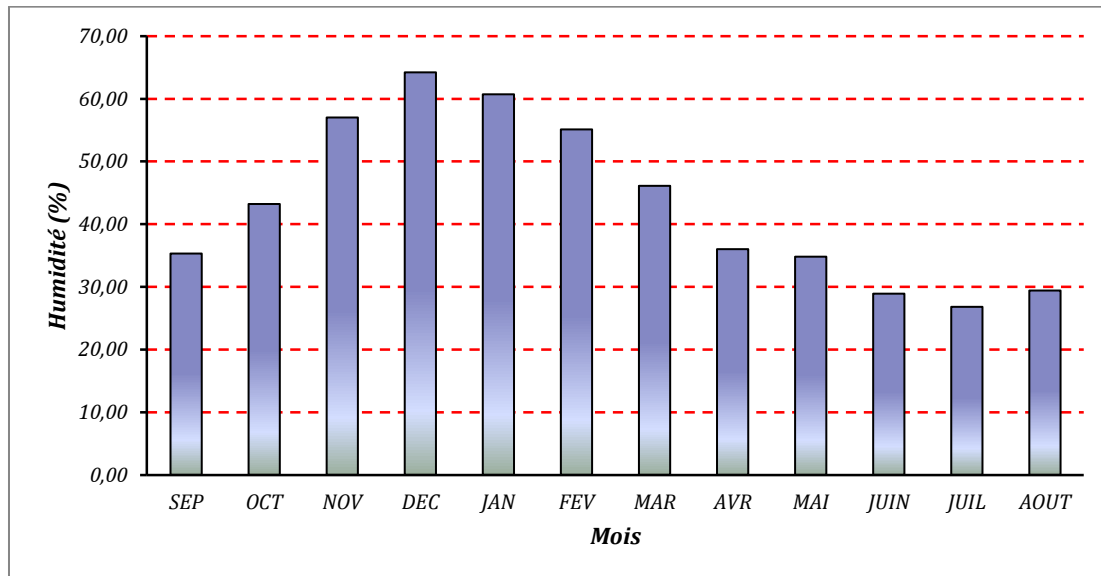


Figure II.5. Distribution mensuelle de l'humidité moyenne

II.2.5. Evaporation

L'évaporation est déterminée à partir des mesures faites au niveau du DU BARRAGE DE L'ATTOUTA parce que l'évaporation est liée aux paramètres température et altitude.

Les résultats sont dressés dans le tableau (6) :

Tableau (7) Répartition mensuelle de l'évaporation (Source DU BARRAGE DE L'ATTOUTA (1978_2002)).

Tableau II.6. Les variations concernant l'évaporation

Mois	sep	oct	nov	dec	jan	fev	mars	avr	mai	jui	juil	aou	tot
E(m/m)	142	82	42	28	33	28	34	58	79	115	112	195	1075
E (%)	13	7.6	4.5	2.6	3.1	2.6	3.14	5.4	7.3	14.3	10.8	18	100

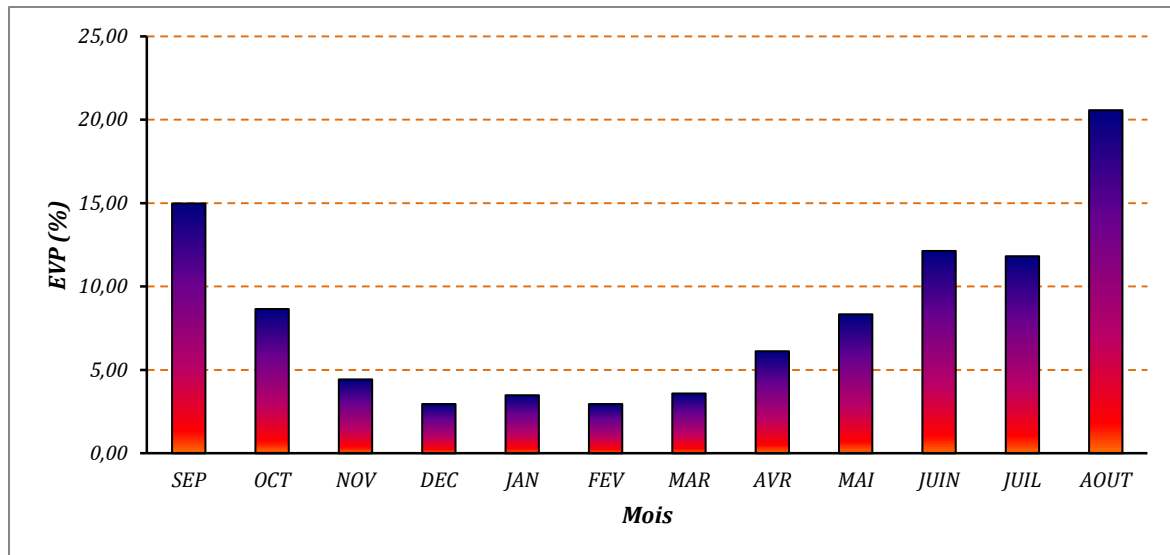


Figure II.6. Distribution mensuelle de l'évaporation

II.2.6. population

La population de la commune BARIKA est la plus importante dans la wilaya de BATNA avec : 162 711 hab (1) en 2008.

Tableau II.7. Population de la commune de Barika de 1954 à 2008 [2.3]

année	2008	1998	1987	1984	1977	1966	1902	1892
Pop(hab)	162711	90811	65713	54 000	44 932	40 957	823	404

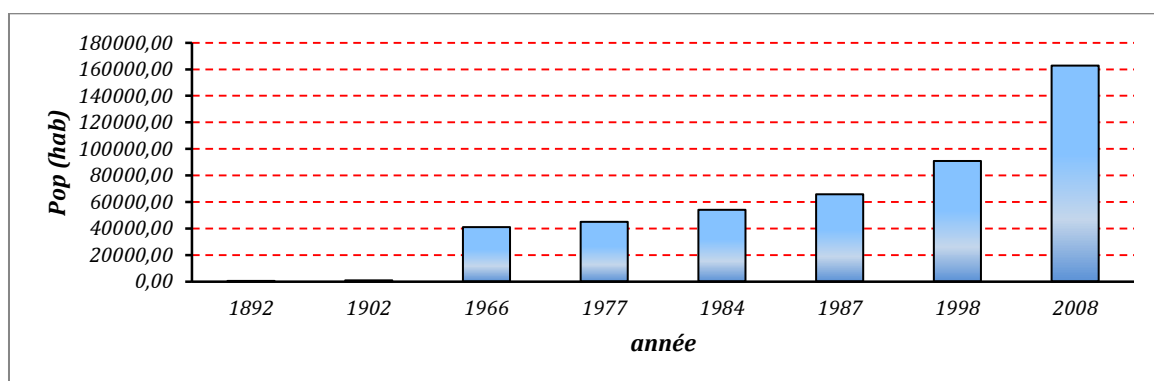


Figure II.7. Développement de la population

II.2.7. La neige et la grêle

Les chutes de neige est de 10 à 15 jours en moyenne, alors que la grêle est faible durant toute l'année.

II.2.8. La rosée et la gelée

Ce phénomène se produit en contact direct avec un objet froid qui peut être le sol, et ce pour deux raisons :

- Le refroidissement du sol par rayonnement.
- L'arrivée d'une masse d'air plus humide sur un sol froid.

Si le substrat a une température supérieure à 0°C, il se dispose de la rosée.

Si la température est inférieure à 0°C, il se dispose de la gelée blanche ou de givre.

Parfois la rosée commence au début de la nuit et il gèle ensuite. On obtient alors du Verglas pelliculaire. Les précipitations dans ce cas sont dites occultes (secrètes), c'est pourquoi l'estimation et la quantification des apports en eau est difficile. Nous rappelons que la gelée est présente du mois d'octobre jusqu'au mois de juin, ce qui constitue un véritable danger pour les cultures qu'elle compromet parfois à 100%.

Conclusion

Après la définition des données concernant notre agglomération du point de vue géographique, climatologique, nous procédons à élaborer une étude qui consiste à aménager l'Oued BARIKA de la ville de BARIKA pour protéger l'agglomération de la ville contre les inondations en temps de crues.

Chapitre III

Etude

Hydrologique

Introduction :

L'hydrologie est la science qui étudie les eaux de la planète et leurs différentes caractéristiques (origines, mouvements, répartitions, propriétés physiques et climatiques) ; elle a pour but essentiel l'étude des conditions d'alimentation des cours d'eau et les variations de leurs débits dans une superficie bien déterminée appelée « bassin » dont leurs résultats sont nécessaires pour le dimensionnement des ouvrages d'aménagement.

III.1. Situation géographique

La ville de Barika concernée par l'étude de protection est située à environ 85 Km au Sud – Ouest du chef-lieu de la wilaya de Batna. Le centre de Barika est localisé sur la carte d'état-major N 227 les coordonnées (UTM 1959) du site

Sont :

$X = 715.370$

$Y = 3918.312$.

$Z = 545.00 \text{ m}$

III.2. Caractéristiques hydrographiques du BV BARIKA

Les principaux paramètres morpho métriques qui agissent sur la variation du régime hydraulique sont : le profil en long, les rapports de confluence et de longueur, les pentes du BV et du cours d'eau principal, etc....

Les travaux effectués sur les cartes d'état-major :

1. Carte d'état-major Barika Ouest N°NI-31- XXIV-5 échelle 1/50000
2. Carte d'état-major Barika Est N°NI-31- XXIV-5
3. Carte de réseau hydro climatologique et de la surveillance de la qualité de l'eau échelle 1/500000

III.2.1. Les caractéristiques morpho métriques

Le bassin versant est l'ensemble de la surface topographique drainée par un cours d'eau avec ses affluents; dont les rapports hydriques naturels sont alimentés exclusivement par les

précipitations et transformés en ruissellement à l'aide d'un réseau de drainage vers un point unique de l'espace appelé "embouchure" (exutoire).

Pour bien préciser les facteurs caractéristiques du milieu physique du bassin et définir le régime d'écoulement du cours d'eau, il faut étudier sa morphométrie (qui est une représentation quantitatif du relief) où elle est liée aux caractéristiques lithologiques des roches du bassin versant.

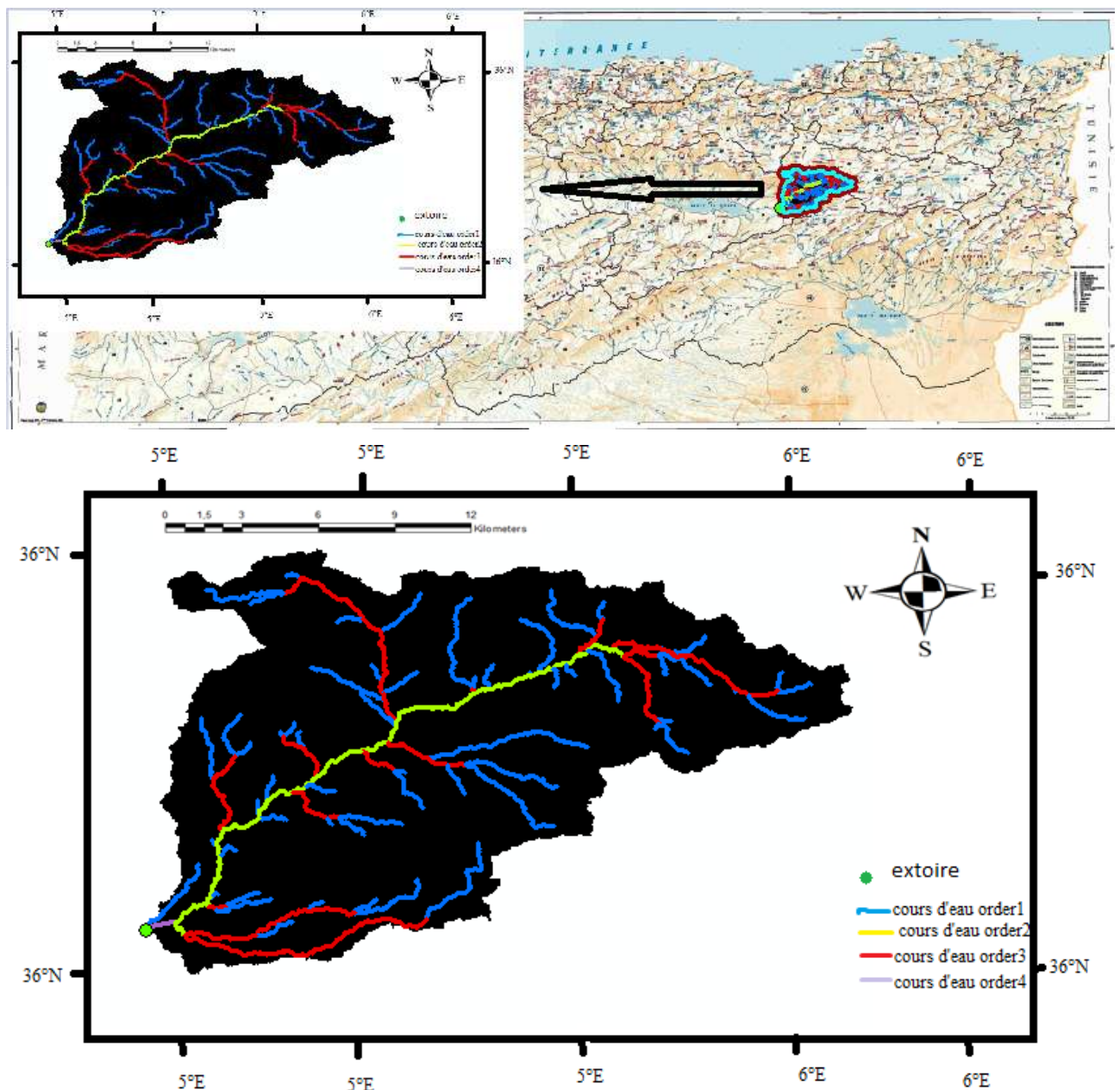


Figure III.1. Le site de BV

III.2.1.1. Caractéristiques de forme

- Superficie (S) : c'est le paramètre le plus important du bassin car il permet de contrôler l'intensité de plusieurs phénomènes hydrologiques tels que : le débit, la quantité des précipitations ou d'infiltration. Celle-ci correspond à l'aire délimitée par l'ensemble des points les plus hauts qui constitue la ligne de partage des eaux, elle s'obtient en planimètres la carte topographique du bassin versant ou mieux par les techniques de la digitalisation.
- Périmètre (P) : correspond à la longueur de la limite extérieure du bassin mesuré généralement par un curvimètre sur une carte topographique ou automatiquement par des logiciels(on a utilisé ARCGIS) . L'intérêt essentiel du périmètre est de pouvoir calculer l'indice de compacité et la longueur du rectangle équivalent.
- Forme : la forme d'un bassin versant est la configuration géométrique telle qu'elle est projetée sur un plan horizontal ; elle doit avoir une influence sur le temps de réponse du bassin et par conséquent le type des hydrogrammes, l'indice de compacité (ou indice de Gravélius) caractérise ce phénomène, plus " K_c " est faible plus le bassin aura une forme ramassée et le temps de concentration sera court:

$$K_c = 0,282 * \left(\frac{P}{\sqrt{S}} \right) \quad \dots\dots\dots(III.1)$$

Où: P: périmètre du bassin versant;

S:surface du bassin versant.

$K_c=1$  le bassin versant est circulaire,

$K_c=1,12$  le bassin versant est carré,

$K_c \sim 1$  le bassin versant est arrondi compacte,

K_c S'éloigne de 1  le bassin versant est allongé.

- Rectangle équivalent : est définie comme le rectangle de longueur "L" et largeur " ℓ " qui a la même superficie, le même périmètre, le même temps de concentration et même hypsométrie que le bassin étudié dont les courbes de niveau devenant des droites parallèles aux petits côtés et l'exutoire du bassin étant assimilé à l'un de ces petits cotés où la climatologie, la répartition des sols, la couverture végétale et la densité de drainage restent inchangées entre les courbes de niveau . Ce modèle est mis au point par "M. Roche" pour faciliter la comparaison des bassins versant du point de vue de leurs influences sur l'écoulement.

Les dimensions "L" et "ℓ" du rectangle équivalent sont déterminés en faisant :

$$L_r, I_r = \frac{K_c \sqrt{S}}{1,128} \left[1 \pm \sqrt{1 - \left(\frac{1,128}{K_c} \right)^2} \right] \dots\dots\dots(III.2)$$

Tel que:

L: longueur du rectangle équivalent, ℓ: largeur du rectangle équivalent.

S: surface du BV, K_c: indice de compacité.

III.2.1.2. Etude du réseau hydrographique

- La longueur de plus long parcours de l'eau: exprime le plus long cheminement de l'eau d'un bassin versant naturel depuis l'exutoire jusqu'à la ligne de partage des eaux, il peut être intervenir directement dans les modèles de calcul des débits ou indirectement à travers le temps de concentration du bassin.
- Réseau hydrographique: la classification des talwegs peut être faite par la méthode de Horton selon leur importance comme suit :

les tributaires n'ayant pas d'apports sont des vecteurs d'ordre "1", ceux dont les rapports sont exclusivement des vecteurs d'ordre "1" sont des cours d'eau de 2^{ème} ordre ou des vecteurs d'ordre "2", et ainsi de suite.

De cette façon, celui dont l'ordre maximal de ses cours d'eau est "n" s'appelle "bassin d'ordre n".



Figure III.2 : Classification de Horton

- Densité de drainage (D_d) : est définie pour un bassin versant donné comme le rapport entre la longueur totale des cours d'eau de tous ordre et la surface drainée; les morphologues l'appelle densité de Talwegs :

$$D_d = \left(\frac{\sum_{i=1}^n L_i}{S} \right) \dots\dots\dots (III.4)$$

Tel que :

D_d : densité de drainage,

$\sum L$: longueur total de tous les cours d'eau (km),

S : superficie du bassin versant en (km^2).

La densité de drainage (D_d) peut varier de 0,02 à 300 km^{-1} pour les réseaux les plus denses

- Densité de talwegs élémentaires (F_1) : elle s'appelle aussi la fréquence des thalwegs d'ordre 1 ou fréquence des oueds élémentaires.

C'est le rapport du nombre total de thalwegs d'ordre 1 à la surface du bassin versant:

$$F_1 = N_1 / S \dots\dots\dots (III.5)$$

N_1 : Nombre des talwegs d'ordre 1. S_{bv} : Surface du bassin versant.

- Profil en long de l'oued : Le profil en long est tracé à partir de la carte topographique on portant sur un graphique :

- En abscisse, la distance du point à l'exutoire.
- En ordonnées, l'altitude du même point.

Tableau III.1: Profil en long du cours d'eau principal

Altitudes (m)		Distances partielles (km)	Distances cumulées (km)
	478.00	0.00	0.00
478.00	550.00	20.60	20.60
550.00	600.00	8.60	29.20
600.00	700.00	13.40	42.60
700.00	800.00	11.40	54.00
800.00	900.00	21.20	75.20
La somme		75.20	

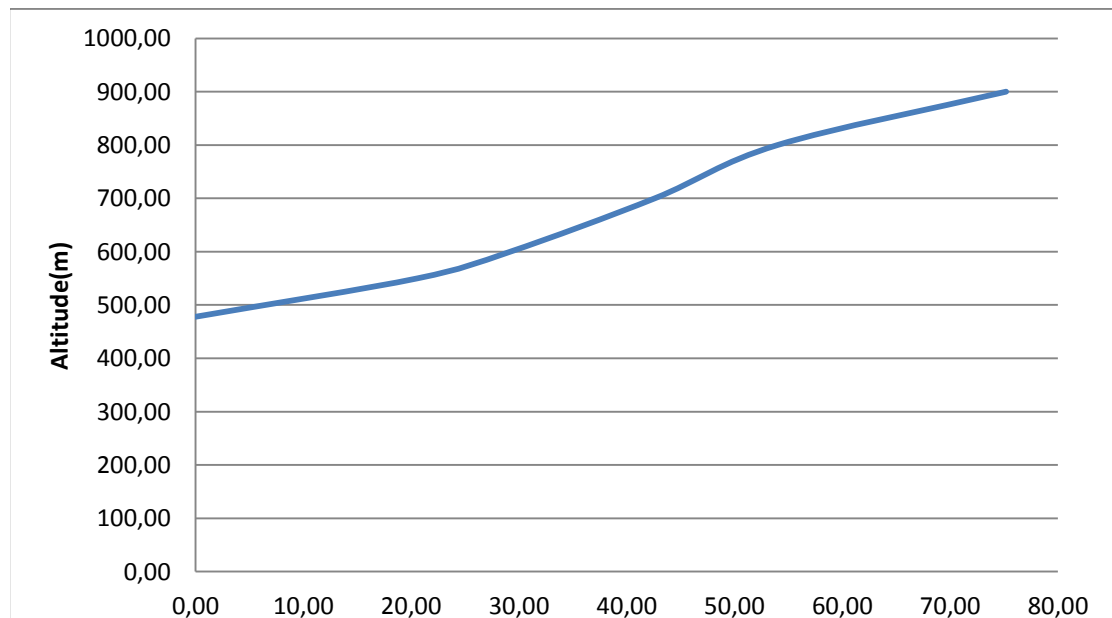


Figure III.3 : profile en long de la cour d'eau principale

➤ Le coefficient de torrentialité (Ct):

$$C_t = F1 \times D_d \dots \dots \dots (III.6)$$

Avec :

D_d : la densité de drainage,

$F1$: Densité des talwegs élémentaires

- Temps de concentration (T_c) : représente la durée que mettait une goutte d'eau provenant de la partie la plus éloignée du bassin pour parvenir à l'exutoire. Il est utilisé par certaines méthodes pour déterminer les crues (méthode rationnelle, méthode de l'hydrogramme unitaire).

Il est fonction de:

- Caractéristiques du bassin (surface, forme, relief, couverture, etc....)
- Etat de saturation du sol (humidité du sol)
- Précipitations (intensité, durée, volume)

Généralement, l'estimation du temps de concentration est faite par des formules empiriques, par exemple celle de :

Giandotti :

$$T_c = \frac{4\sqrt{S} + 1.5L_{cp}}{0.8\sqrt{H_{moy} - H_{min}}} \dots\dots\dots(III.7)$$

Où:

- T_c : Temps de concentration en heure,
 S : Surface du bassin versant en km^2 ,
 L : Longueur du talweg principal en km,
 H_{moy} : Altitude moyenne en m, H_{min} :
 Altitude minimal en m.

formule de KIRPICH

1^{er} formule : $T_c = 0,6615 L_{cp}^{0.77} \cdot I_g^{0.385} \dots\dots\dots(III.8)$

2^{eme} formule : $T_c = 0,945 \frac{L_{cp}^{1.155}}{D^{0.385}} \dots\dots\dots(III.9)$

Avec :

L_{cp} : longueur du cours d'eau principal (Km)

I_g : indice de pente globale (%).

- D : dénivelé entre les extrémités du cours d'eau principal (m).

Formule de CALIFORNIA

$$T_c = \left(\frac{0.87 \cdot L_{cp}^3}{H_{max} - H_{min}} \right)^{0.386} \dots\dots\dots(III.10)$$

T_c=7,88 Heures

Avec :

H_{max} : Altitude maximale du bassin versant (m).

H_{min} : Altitude minimale du bassin versant (m).

L_{cp} : longueur du cours d'eau principal (Km).

- **Formule de GOPTCHENKO**

$$T_C = \left(\frac{L_{cp}}{1,19 \cdot S^{0,14} I_b^{0,33}} \right) \dots \dots \dots (III.11)$$

Avec :

L_{cp} : longueur de cours d'eau principal (km).

S : surface du bassin versant (km²).

I_b: indice de pente brute (‰).

- **Formule de SOGREAH**

$$T_C = 3 \left(\frac{S \cdot L_{cp}}{(10 \cdot I_{c.p})^2} \right)^{\frac{1}{4}} \dots \dots \dots (III.12)$$

Avec:

L_{cp} : longueur de cours d'eau principale (km).

S : surface du bassin versant (km²).

I_{cp} : pente moyenne de cours d'eau principal (%).

III.2.1.3. Etude du relief

- La courbe hypsométrique : elle donne le pourcentage de la superficie du BV située au-dessus d'une altitude donnée en fonction de cette même altitude. Cette courbe permet de donner plusieurs informations sur le BV tel que : la distribution du relief, la pente, le genre d'écoulement et l'altitude moyenne.

Tableau III.2: Répartition en (%) des surfaces élémentaires

Altitudes (m)		Surfaces partielles (km ²)	Surfaces partielles (%)	Surfaces cumulées (%)	LA SOMME Si (km ²)	Altitudes moyennes (m)	Si*Hi (km ² *km)
2157	1459	0.40	1.05	1.05	0.40	1808	723.20
1459	1215	2.06	5.42	6.47	2.46	1337	2754.22
1215	998	6.52	17.15	23.63	8.98	1107	7214.38
998	768	11.92	31.36	54.99	20.90	883	10525.36
768	478	17.11	45.01	100.00	38.01	623	10659.53
La somme		38.01	100.00	-	-	-	31877

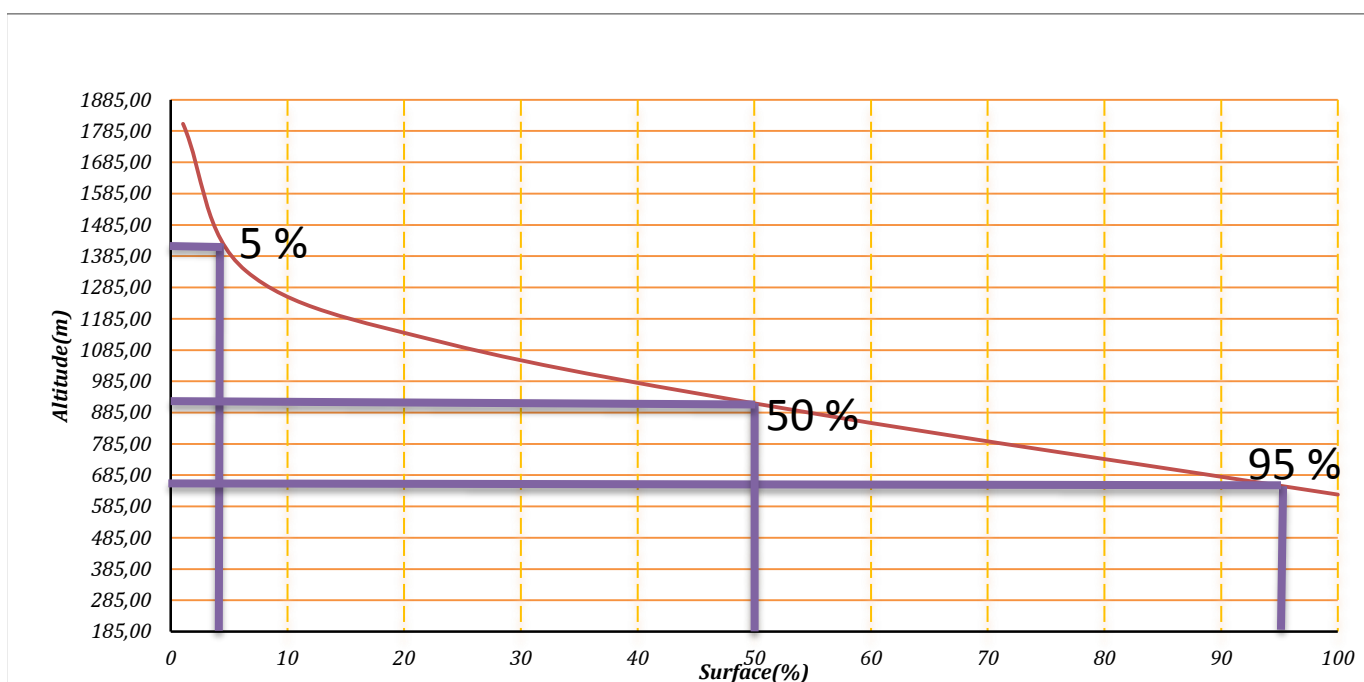


Figure III.4 : Courbes hypsométriques du BV BATNA

- **L'altitude moyenne du bassin versant (H_{moy}):** relevée de la courbe hypsométrique du bassin par la formule :

$$H_{\text{moy}} = \frac{\sum S_i H_i}{S} \dots \dots \dots (\text{III.14})$$

Où: H_{moy} : l'altitude moyenne du bassin versant en (m),

H_i : l'altitude (i) en (m),

S_i : la surface correspondante à l'altitude (i) relevé de la courbe hypsométrique en (km²),

S : la surface du bassin versant en (km^2).

- **Indice de pente moyenne (I_m)**: déterminé par la formule :

$$I_m = \frac{H_{\text{max}} - H_{\text{min}}}{\sqrt{S}} \dots\dots\dots(\text{III.15})$$

Où:

I_m : indice de pente moyenne,

H_{Max} : hauteur maximale du Bassin versant,

H_{Min} : hauteur minimale du bassin versant,

L_r : longueur du rectangle équivalent.

Il permet de classer et comparer les bassins et déterminer le genre d'écoulement (lent, rapide, nul, torrentiel), la vitesse de drainage.

Une grande pente favorise l'alimentation rapide des débits d'écoulement.

- **Indice de pente globale (I_g)**: Calculé à l'aide de la formule :

$$I_g = \Delta h / L_r \dots\dots\dots(\text{III.16})$$

Où:

Δh = dénivelée total, mais en réalité on prend:

$\Delta h = H_{95\%} - H_{5\%}$,

L_r = longueur du rectangle équivalent en (km).

- **Dénivelée spécifique** : la Dénivelée spécifique permet d'utiliser la classification de ORSTOM qui permet de définir les différents types de relief des BV quel que soit leurs superficie. Elle est définie comme suit :

$$Ds = I_g \cdot \sqrt{S_{BV}} \dots\dots\dots(\text{III.17})$$

Où:

I_g : indice de pente globale,

S : surface du bassin versant en (km^2).

Tableau III.3: Classification des reliefs d'après l'O.R.S.T.O.M.

R1	$D_s < 10 \text{ m}$	Relief très faible
R2	$10 \text{ m} < D_s < 25 \text{ m}$	Relief faible
R3	$25 \text{ m} < D_s < 50 \text{ m}$	Relief assez faible
R4	$50 \text{ m} < D_s < 100 \text{ m}$	Relief modéré
R5	$100 \text{ m} < D_s < 250 \text{ m}$	Relief assez fort
R6	$250 \text{ m} < D_s < 500 \text{ m}$	Relief fort
R7	$500 \text{ m} < D_s$	Relief très fort

➤ Pente moyenne de l'oued (I_{CP}):

$$I_{CP} = (H_{\max} - H_{\min}) / L_{CP} \quad \dots\dots\dots(\text{III.18})$$

➤ Coefficient d'allongement (k_a) :

$$k_a = L_{CP} / S_{BV} \quad \dots\dots\dots(\text{III.19})$$

Où:

L_{CP} : longueur du talweg principal en ((km^2)),

S_{BV} : Surface du bassin versant en ((km^2)).

➤ Vitesse de propagation de la crue (V) :

$$V = L_{CP} / T_c \quad \dots\dots\dots(\text{III.20})$$

Où:

V : vitesse de transfert Des eaux,

L_{CP} : longueur du talweg,

T_c : temps de concentration du bassin versant en heure,

Tableau III.4 : Récapitulatif des paramètres morphométriques du bassin versant

Désignation		Symbole	Unités	Valeur
Superficie		S	km ²	1891
Périmètre		P	km	240.153
Longueur de la cours d'eau principale		L _{CP}	km	76.43
Coefficient de compacité de GRAVILUS K _C		K _C	-	1.55
Coefficient de compacité de HOROTON K _H		K _H	-	0.36
Coefficient d'allongement		Ca	-	2.74
Longueur de rectangle équivalent		L _r	km	100.83
Largeur de rectangle équivalent		l _r	km	18.84
Dénivelé brute		D _b	m	698
Altitude	Maximale de B.V	H _{max}	m	2157
	-	H _{5%}	m	1464.74
	médiane de B.V	H _{50%}	m	918.44
	Moyenne de B.V	H _{moy}	m	839
	-	H _{95%}	m	651.88
	Minimale de B.V	H _{min}	m	478.00
Indice de pente global		I _g	m/km	0.81
Indice pente de roche		I _{M.R}	m/m	3.23
Indice pente moyenne de B.V		I _{B.V}	m/m	3.86

Indice de Pente brute	I_b	m/km	2.33
Densité de drainage	D_d	km/km ²	0.28
Coefficient de torrentialité	C_t	-	0.02
Densité hydrographique	D_h	km ⁻²	0.11
Indice pente moyenne du cour d'eau principale	I_o	m/km	2.33
pente moyenne pondérée du cour d'eau principale	$I_{c,p}$	m/km	53.06
Temps de concentration	T_c	h	10.95
Vitesse de ruissellement	V_r	m/s	1.83

III.3. Aperçu Climatique

III.3.1. L'étude des précipitations

La précipitation constitue un phénomène physique qui décrit le transfert de l'eau entre l'atmosphère et le sol. Elle représente l'élément le plus important du cycle hydrologique ; et avec sa distribution dans le temps et dans l'espace détermine le genre du climat.

Les précipitations hydriques se subdivise en précipitations liquides (pluies, bruine, rosée) et en précipitations solides (neige, grêle, gelée blanche) dont la pluie et la neige sont les formes les plus importants pour les calculs hydrologiques.

L'étude des précipitations constitue un élément essentiel pour l'analyse des ressources en eau, dont la connaissance des pluies journalières maximales est primordiale pour l'étude des crues.

III.3.1.1. Caractéristiques des stations pluviométriques

Afin de dégager une étude hydro-pluviométrique on a sélectionné (09) stations pluviométriques dont leurs caractéristiques, la période d'observation, ainsi le nombre d'année fourni sont présentés dans le tableau (III-5) :

Tableau III.5 : Coordonnées des stations pluviométriques étudiées

Code mécanographique	Nom de la station	coordonnées		Altitude	Période disponible
		X	Y		
051305	ATTOUTA BARRAGE	744,85	236,6	471	1967 - 1995
051201	MEROUANA	790.75	263.65	1000	1976 - 1995

051202	-	-	-	112	1972-1999
--------	---	---	---	-----	-----------

III.3.1.2. Critique et Homogénéisation des données pluviométriques

Avant d'exploiter les informations statistiques des pluies fournies par les services gestionnaires, il est plus prudent de tester leur qualité et combler les lacunes d'observation, le cas échéant.

III.3.1.2.1. Contrôle de la fiabilité des séries pluviométriques

Toute étude climatique ou hydrologique est basée sur l'exploitation des séries de données recueillies pendant des périodes plus ou moins longues, continues ou discontinues. Les méthodes statistiques d'analyse de ces séries, exigent une homogénéité de leurs composantes, il est donc nécessaire, avant toute utilisation des variables pluviométriques, de contrôler leur qualité par l'emploi d'outils statistiques et graphiques, afin de réduire les erreurs systématiques qui pourraient les affecter.

La méthode des " **double cumuls** " est la plus utilisée, et la courbe des doubles cumuls est obtenue en portant en abscisses les totaux annuels cumulés de la station de base, et en ordonnées les totaux annuels cumulés de la station à vérifier; Si les points sont distribués de façon linéaire, on conclut que la série est homogène, au contraire, s'il apparaît une ou plusieurs cassures dans la distribution des points, la série n'est pas homogène.

Pour rendre les séries homogène il faut affecter la valeur du rapport correctif, selon le cas, m/m' ou m'/m , aux totaux annuels considérés comme erronés.

A l'échelle du bassin BARIKA, la station de référence (ATTOUTA BARRAGE), a été choisie (Une série de 29 ans : 1967– 1995) pour la raison de sa continuité, fiabilité et longueur relative des observations.

Les points des graphiques des doubles cumuls des stations (05 12 01 et 05 12 02) s'alignent suivant une seule direction. Donc les séries pluviométriques sont homogènes .

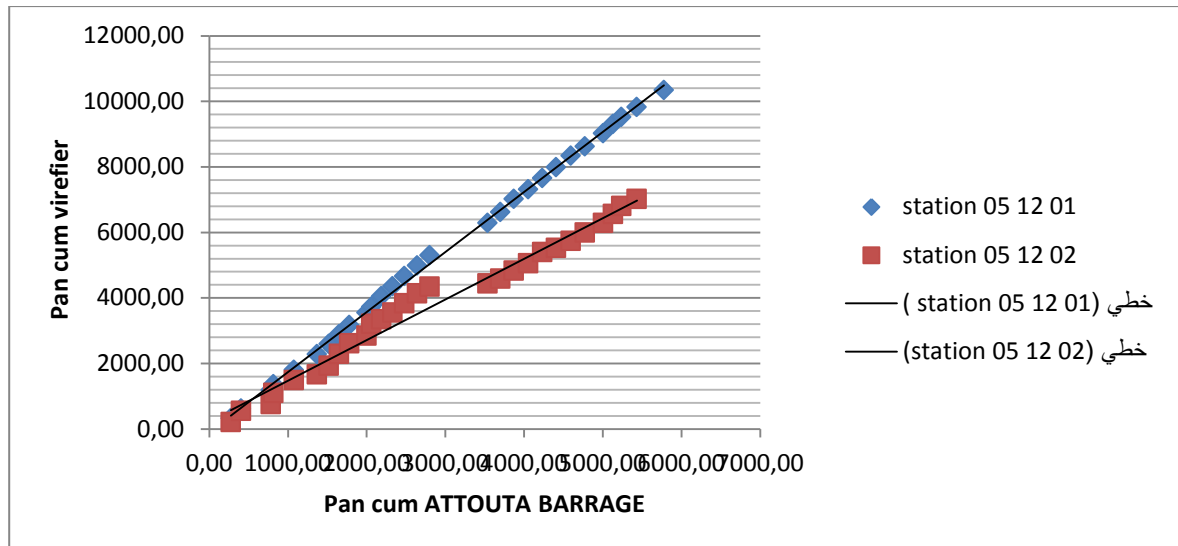


Figure III.5 : Critique des données pluviométriques par la méthode des doubles cumuls

III.3.1.2.2. Comblement des lacunes d'observations

L'analyse des séries d'observations pluviométriques révèle que les stations disponibles Présentent des lacunes à l'échelle mensuelle (de un à plusieurs mois) et donc annuelle, ces lacunes sont dues soit à l'absence de l'observation soit à une défaillance du pluviomètre. La restitution de ces données manquantes a été établie à l'aide de la méthode de régression (corrélation linéaire ou non linéaire) : Soit X et Y, les deux stations comparées, $x(i)$ et $y(i)$ leurs observations, nous convenons d'appeler X la station de longue durée, dont l'abondante information (de taille n), devra venir compléter celle plus courte sur Y (Sellaoui, 2005).

On utilise dans cette méthode une équation simple plus souvent linéaire ($y = a x + b$).

Le coefficient de corrélation peut être un indice utile de fiabilité pour une telle extrapolation de données. Il est donné par :

$$r = \frac{S_{xy}}{S_x \cdot S_y}$$

Avec : S_{xy} est la covariance de x et y.

Le jugement de la corrélation en hydrologie est exprimé comme suit :

- $r = 1$ dépendance fonctionnelle direct.
- $0.8 < r < 1$ très bonne corrélation directe.
- $0.6 < r < 0.8$ bonne corrélation directe.

- $0.5 < r < 0.6$ corrélation directe insuffisante.
- $0 < r < 0.5$ mauvaise corrélation directe.
- $r = 0$ aucune corrélation.
- $-0.5 < r < 0$ mauvaise corrélation réciproque.
- $-0.6 < r < -0.5$ corrélation réciproque insuffisante.
- $-0.8 < r < -0.6$ bonne corrélation réciproque.
- $-1 < r < -0.8$ dépendance fonctionnelle réciproque.

III.3.1.2.2.1.Régression

La régression est un ensemble de méthodes statistiques très utilisées pour exprimer la relation d'une variable par rapport à une (régression simple) ou plusieurs variables (régressions multiples).

III.3.1.2.2.2.Méthodes de régression

La régression permet de décrire la forme de la relation liant les variables, cette relation peut être définie a priori d'après le diagramme de dispersion. Selon la tendance du nuage de point on distingue deux méthodes de régression :

a- Régression non linéaire

Le principe de base de la régression non linéaire consiste à transformer les données pour en arriver à une droite. Parmi les transformations, on cite : la fonction logarithmique, racine carrée, exponentielle...etc.

Le modèle " non linéaire" le plus couramment utilisé est la régression polynomiale.

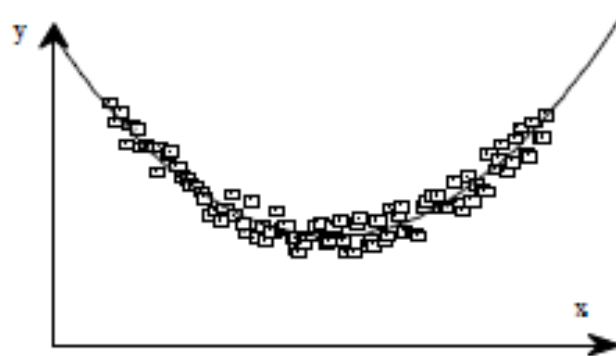


Figure III.6 : Régression non linéaire

L'équation de régression polynomiale s'écrit :

$$Y = A + B_1X + B_2X^2 + B_3X^3 + \dots$$

A : représente l'ordonnée à l'origine, tandis que B_1 , B_2 et B_3 sont les coefficients de régression.

b- Régression linéaire

Cette régression transforme les relations entre les données sous forme d'une équation linéaire comme suit :

$$Y = aX + b$$

Avec :

Y : Valeur estimée de la série à homogénéiser.

a : Pente de la droite (coefficient angulaire de la droite de régression linéaire).

b : Coordonnée à l'origine (constante).

X : Valeur connue de la série homogène.

Afin de mesurer la dispersion des points observés autour de la droite de régression, nous pouvons utiliser le coefficient de détermination R^2 , qui explique le pourcentage de la variance S_2 (la pluie) qui peut être expliqué par le modèle de régression.

Dans notre étude on opte pour le modèle linéaire en utilisant le logiciel Excel pour combler les données pluviométriques des stations.

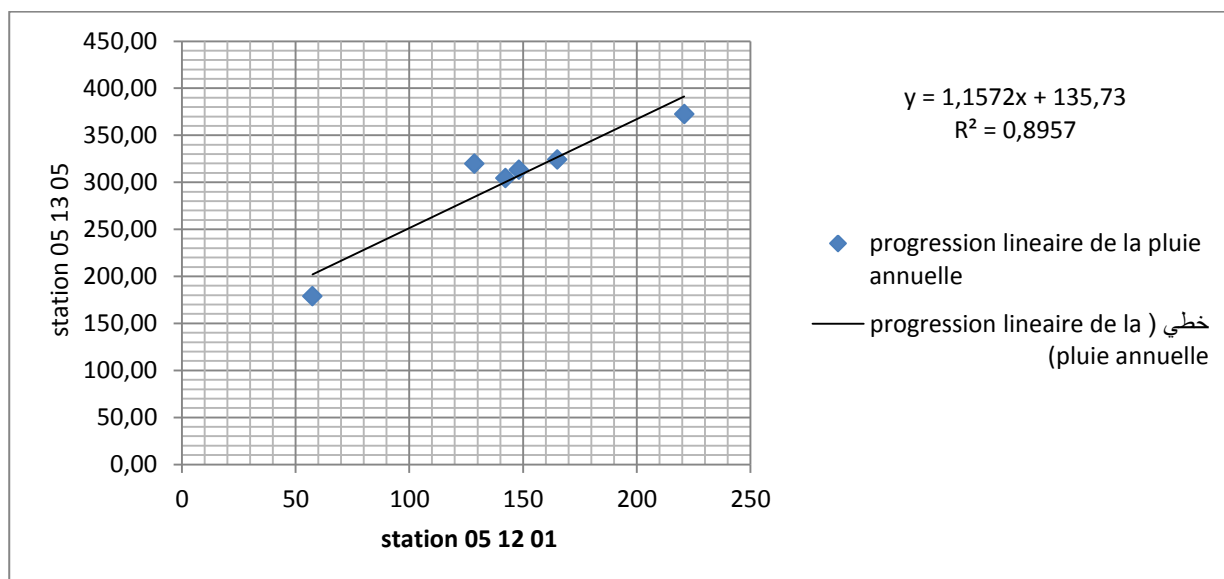


Figure III.7. Régression des précipitations à l'échelle annuelle.

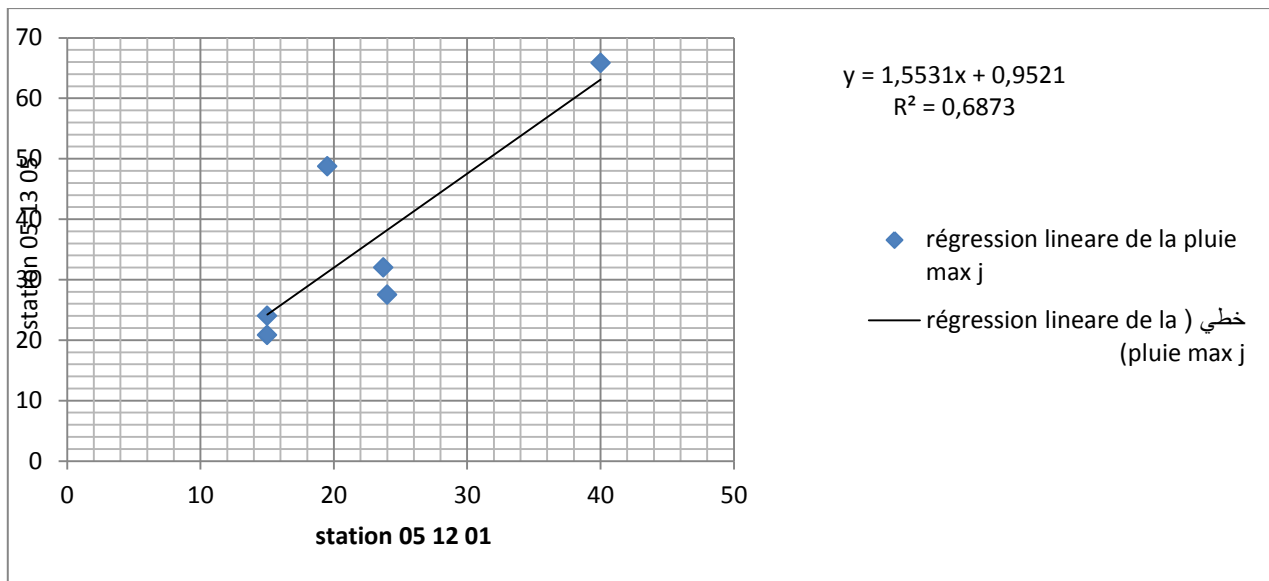


Figure III.8. Régression des précipitations à l'échelle journalière maximale.

III.3.3. Les paramètre de dispersion

III.3.3.1. La moyenne $\bar{x}$:

La moyenne est une mesure statistique caractérisant les éléments d'un ensemble de quantités (pluie expérimentale). Elle exprime la grandeur qu'aurait chacun des membres de l'ensemble S'ils étaient tous identiques sans changer la dimension globale de l'ensemble.

Elle est donnée par la formule suivante :

$$\bar{x} = \frac{\sum_i^n x_i}{n}$$

Avec :

$\bar{x}$: La moyenne de la pluie (annuelle, max journalière) en mm.

$\sum_i^n x_i$: La somme de la pluie en mm.

n : Nombre d'observations par ans.

III.3.3.2. L'écart-type σ

L'écart type est une quantité réelle positive, éventuellement infinie, utilisée dans le domaine des probabilités pour caractériser la répartition d'une variable aléatoire autour de sa moyenne.

L'écart type est exprimé par la formule :

$$\sigma = \sqrt{\frac{\sum_i^n (x_i - \bar{x})^2}{n}} \dots \dots \dots (III.21)$$

III.3.3.3. Coefficient de variation c.v :

Le coefficient de variation (Cv) est le rapport de l'écart-type à la moyenne. Plus la valeur du coefficient de variation est élevée, plus la dispersion autour de la moyenne est grande, il permet la comparaison de distributions de valeurs dont les échelles de mesure ne sont pas comparables.

$$Cv = \frac{\sigma}{\bar{x}} \dots \dots \dots (III.22)$$

Tableau III.6 : Le coefficient de variations de la pluie annuelles.

B V	BARIKA		
STATION	05 13 05	05 12 01	05 12 02
$\bar{x}$	199	356	169
σ	128	149	135
Cv	0.641	0.419	0.799

Tableau III.7 : Le coefficient de variations de pluie max journalières..

B V	BARIKA		
STATION	05 13 05	05 12 01	05 12 02
$\bar{x}$	27.6	41.8	33.8
σ	11.5	18.6	14.8
Cv	0.417	0.444	0.437

III.4. Etude des Apports liquides :

Le BV a un rôle d'un collecteur et d'un transformateur. Il recueille les pluies dont la partie qui n'est pas absorbée par le sol est retenue à la surface (représente la pluie efficace qui est la portion de pluie qui se transforme totalement en écoulement) ; et si la pente est suffisante et la hauteur d'eau nécessaire est atteinte le ruissellement s'organise suivant la pente et se transforme en écoulement à l'exutoire.

L'écoulement superficiel est nul au départ, il augmente faiblement ensuite rapidement pour atteindre une portion constante des précipitations.

Le passage des précipitations aux débits est très complexe puisqu'il dépend de plusieurs paramètres (type de sol, le couvert végétal, l'impact des ouvrages et aménagement « cas d'une piste, un pont ou une buse... ») qui réduit sensiblement l'écoulement à l'aval (s'il n'est pas violent).

III.4.1. Caractéristiques de l'écoulement et les débits des crues

III.4.1.1. Les formes extrêmes de l'écoulement (les crues)

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

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

III.4.1.1.1. Les maximums annuels : les crues

Le débit maximal d'un oued est le résultat des pluies d'hiver et de printemps, il s'établit entre mars, mai et présente près de la moitié du flux annuel de l'oued, se manifeste souvent par d'importantes inondations qu'affrontent les agglomérations situées aux pieds des versants notamment, les villes situées à l'embouchure des oueds.

Les estimations des débits des crues maximales ont été toujours perçues comme une nécessité impérieuse, pour se protéger contre les séquences néfastes.

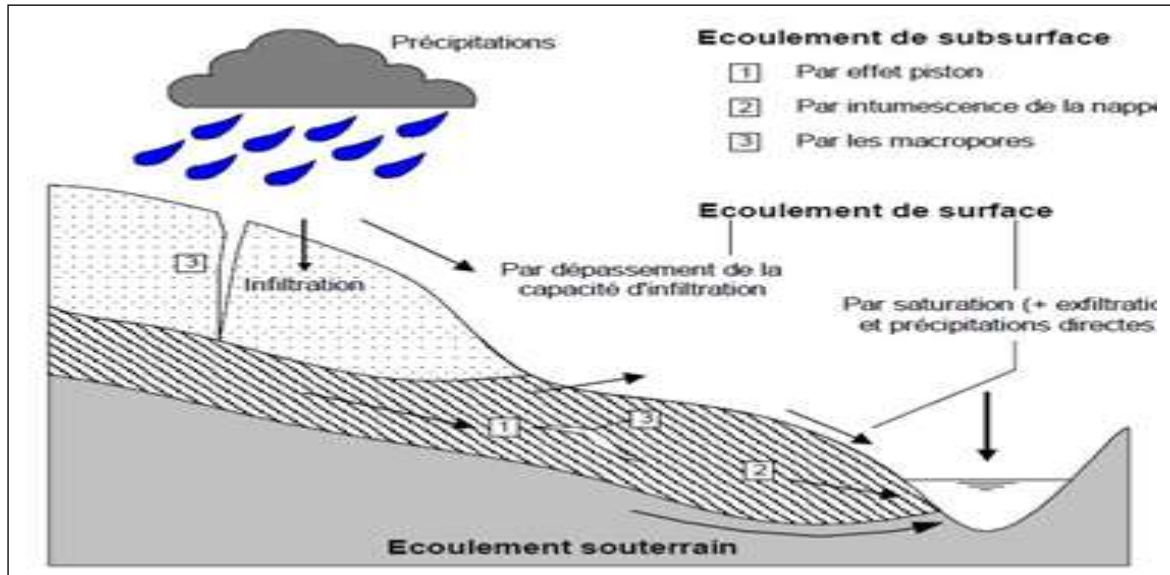


Figure III.9: Schématisation de processus de genèse des crues

III.4.2. Ajustement des Débits journaliers des crues de l'Oued BARIKA

L'étude des phénomènes climatiques et hydrologiques est une tâche assez délicate du fait des fluctuations saisonnières et interannuelles qu'elles peuvent revêtir. Ils sont complexes et dépendent d'un certain nombre de paramètres considérés comme aléatoires. Parmi ceux-ci, les précipitations et les débits sont les paramètres qui déterminent l'évolution hydrologique. Pour établir la fiabilité de ces données on a souvent recours à plusieurs méthodes, cependant, de toutes celles utilisées, la statistique semble être de nos jours la plus prisée. Elle procède d'un tirage au hasard d'un échantillon d'une population mère et détermine à partir de lois spécifiques les probabilités d'ajustements des données.

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

Avec :

i : Rang de classement.

n : Taille de l'échantillon.

En y trouve également, les paramètres de l'ajustement, la taille de l'échantillon et l'intervalle de confiance exprimé en %.

III.4.2. 1 Ajustement de la pluie annuelle à la loi de Gauss

En général, les pluies annuelles s'ajustent à la loi normale de Gauss ou la loi log normale.

Dans ce paragraphe on montre que les pluies annuelles de toutes nos stations étudiées s'ajustent bien à la loi de Gauss.

La loi théorique de Gauss s'écrit comme suit :

$$X = \bar{x} + \sigma U$$

Avec :

U : Variable de Gauss.

$\bar{x}$: Valeur ajustée (Gauss).

L'ajustement de nos séries de pluies à la loi de Gauss est réalisé par le logiciel HYFRAN.

Nous avons fait l'ajustement de les 3 stations, comme exemple, on donne le cas de la station de ATTOUTA BARRAGE.

Les précipitations annuelles de cette station pour les différentes périodes de retour (10, 20, 50, 100, 200 et 1000 ans) sont présentées dans Tableau (III.8) et l'ajustement graphique à la loi de Gauss est représenté dans les figures (III.8). L'ajustement des autres stations est récapitulé dans l'annexe III.

Tableau III.8 : Ajustement de la pluie annuelle à une loi de Gauss (ATTOUTA BARRAGE).

T	F	P	Ecart type	intervalle de confiance
1000	0.999	594	57.8	480 - 707
200	0.995	528	49.9	430 - 626
100	0.99	496	46.2	406 - 587
50	0.98	461	42.3	379 - 544
20	0.95	409	36.7	337 - 481
10	0.9	363	32.2	300 - 426

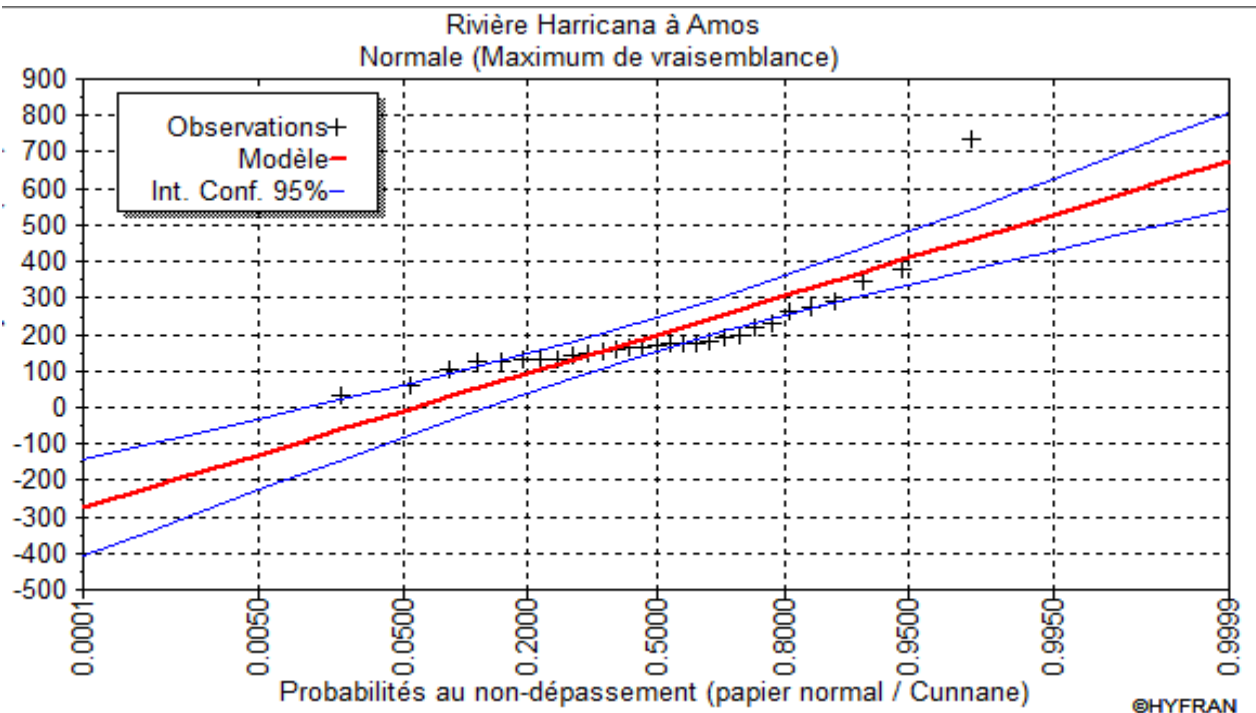


Figure III.10. Ajustement de la pluie annuelle à une loi de Gauss (ATTOUTA BARRAGE).

III.4.2.2. Ajustement de la pluie maximale journalière à la loi de GUMBEL

Cette loi est appelée aussi loi doublement exponentielle ou loi des "valeurs extrêmes". En considérant des échantillons de taille n de variable aléatoire indépendante et une valeur u de la variable dont la probabilité au non dépassement est $F(u)$.

La précipitation maximale journalière est très variable dans le temps.

Pour pouvoir estimer les pluies maximales journalières pour n'importe quelle période de retour, nous procédons à son analyse fréquentielle pour l'ajuster à une loi de probabilité. La précipitation maximale journalière est ajustée souvent à la loi Gumbel.

La fonction de répartition de la loi de GUMBEL est :

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

Tel que:

$$y = a(x - x_0)$$

$1/a$: La pente de la droite de GUMBEL.

y : Variable réduite de GUMBEL.

x : Précipitation maximale journalière (mm).

x_0 : ordonnée à l'origine en (mm).

On peut écrire :

$$y = -\ln(-\ln(F(x)))$$

L'ajustement de nos séries de pluies maximales journalières à la loi de Gumbel est réalisé par le logiciel HYFRAN.

Les résultats d'ajustement de la station (ATTOUTA BARRAGE) à la loi de Gumbel pour différentes périodes de retour (10, 20, 50, 100, 200 et 1000 ans) sont présentés dans le tableau (III.9) et la figure (III.9). Les résultats de l'ajustement des autres stations sont récapitulés dans l'annexe III.

Tableau III.9 : Ajustement de la pluie max j à une loi de GUMBEL (ATTOUTA BARRAGE)

T	F	P	Ecart type	intervalle de convirance
1000	0.999	83.2	9.7	64.1 - 102
200	0.995	69	7.63	54.0 - 83.9
100	0.99	62.8	6.74	49.6 - 76.1
50	0.98	56.7	5.86	45.2 - 68.2
20	0.95	48.5	4.7	39.3 - 57.7
10	0.9	42.2	3.83	34.7 - 49.7

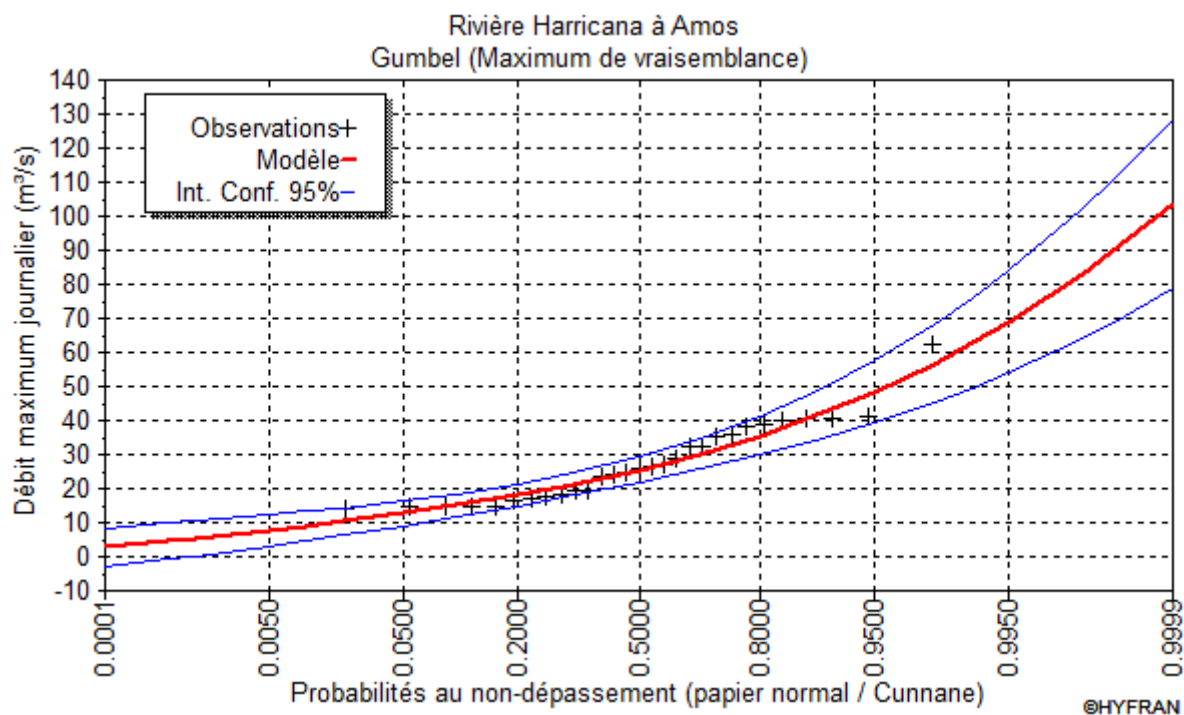


Figure III.11. Ajustement de la pluie max j à une loi de GUMBEL (ATTOUTA BARRAGE).

III.5. Les séries pluviométriques représentatives des bassins versant

Pour déterminer les précipitations moyenne dans le bassin versant de BARIKA, on a choisi les données de la station de MEROUANA (code 05 12 01), car elle a la plus grande valeur de la pluie maximale journalière à la période de retour de 100 ans, avec une valeur de $96.3 \text{ m}^3/\text{j}$.

III.6. Pluies de courtes durées et leur intensité à différentes fréquences

$$P_{tc} = P_{\max j} \left(\frac{t}{24} \right)^b \dots\dots\dots(\text{III-23})$$

P_{tc} : pluies de courte durée (mm) de fréquence égale à celle de $P_{\max j}$.

$P_{\max j}$: pluies maximales fréquentielles.

t : temps en heure.

b : exposant climatique ($b = 0.29$).

L'intensité de pluies est donnée par la formule suivante:

$$I_t = \frac{P_{ct}}{t} \dots\dots\dots(\text{III-24})$$

Les résultats de calcul sont exposés dans le tableau III-10:

Tableau III.10. Pluies et intensités maximales de durée $t(\text{h})$ et les périodes de retour

période de retour	10		20		50		100		1000	
temps(h)	P	I_t	P	I_t	P	I_t	P	I_t	P	I_t
0	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
1	25.54	25.54	29.44	29.44	34.53	34.53	38.31	38.31	50.93	50.93
2	31.23	15.62	36.00	18.00	42.22	21.11	46.85	23.42	62.27	31.13
3	35.13	11.71	40.49	13.50	47.49	15.83	52.69	17.56	70.03	23.34
4	38.18	9.55	44.01	11.00	51.62	12.91	57.27	14.32	76.13	19.03
5	40.74	8.15	46.95	9.39	55.08	11.02	61.10	12.22	81.22	16.24
6	42.95	7.16	49.50	8.25	58.07	9.68	64.42	10.74	85.63	14.27
7	44.91	6.42	51.77	7.40	60.72	8.67	67.37	9.62	89.54	12.79
8	46.68	5.84	53.81	6.73	63.12	7.89	70.03	8.75	93.08	11.63
9	48.31	5.37	55.68	6.19	65.31	7.26	72.46	8.05	96.31	10.70
10	49.81	4.98	57.41	5.74	67.34	6.73	74.71	7.47	99.30	9.93
11	51.20	4.65	59.02	5.37	69.22	6.29	76.80	6.98	102.08	9.28
12	52.51	4.38	60.52	5.04	70.99	5.92	78.76	6.56	104.69	8.72

13	53.74	4.13	61.95	4.77	72.66	5.59	80.61	6.20	107.15	8.24
14	54.91	3.92	63.29	4.52	74.24	5.30	82.36	5.88	109.48	7.82
15	56.02	3.73	64.57	4.30	75.74	5.05	84.03	5.60	111.69	7.45
16	57.08	3.57	65.79	4.11	77.17	4.82	85.62	5.35	113.80	7.11
17	58.09	3.42	66.96	3.94	78.54	4.62	87.14	5.13	115.82	6.81
18	59.06	3.28	68.08	3.78	79.85	4.44	88.59	4.92	117.75	6.54
19	59.99	3.16	69.15	3.64	81.11	4.27	89.99	4.74	119.62	6.30
20	60.89	3.04	70.19	3.51	82.33	4.12	91.34	4.57	121.41	6.07
21	61.76	2.94	71.19	3.39	83.50	3.98	92.64	4.41	123.14	5.86
22	62.60	2.85	72.16	3.28	84.64	3.85	93.90	4.27	124.81	5.67
23	63.41	2.76	73.09	3.18	85.74	3.73	95.12	4.14	126.43	5.50
24	64.20	2.68	74.00	3.08	86.80	3.62	96.30	4.01	128.00	5.33

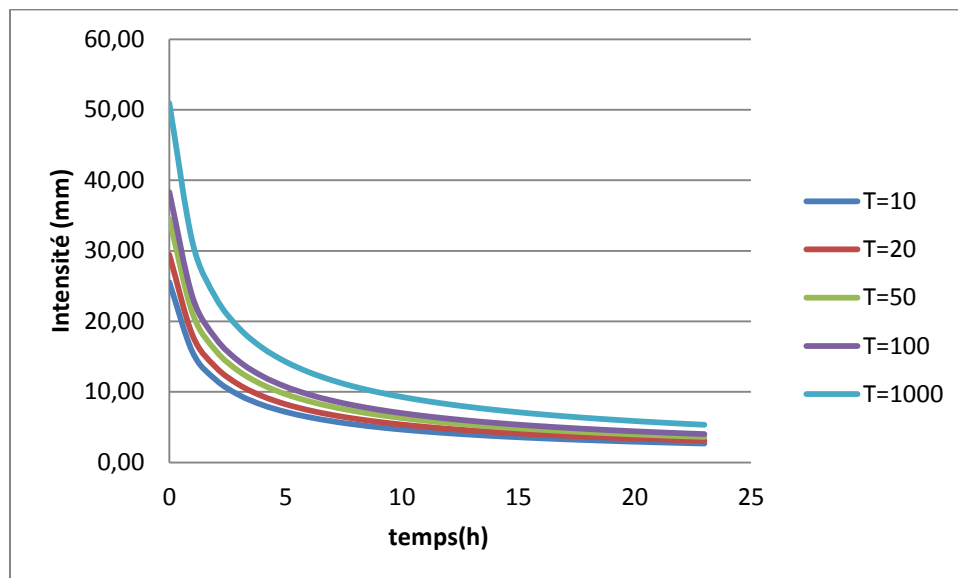


Figure III.12. Courbes intensité pour différentes durée et fréquence.

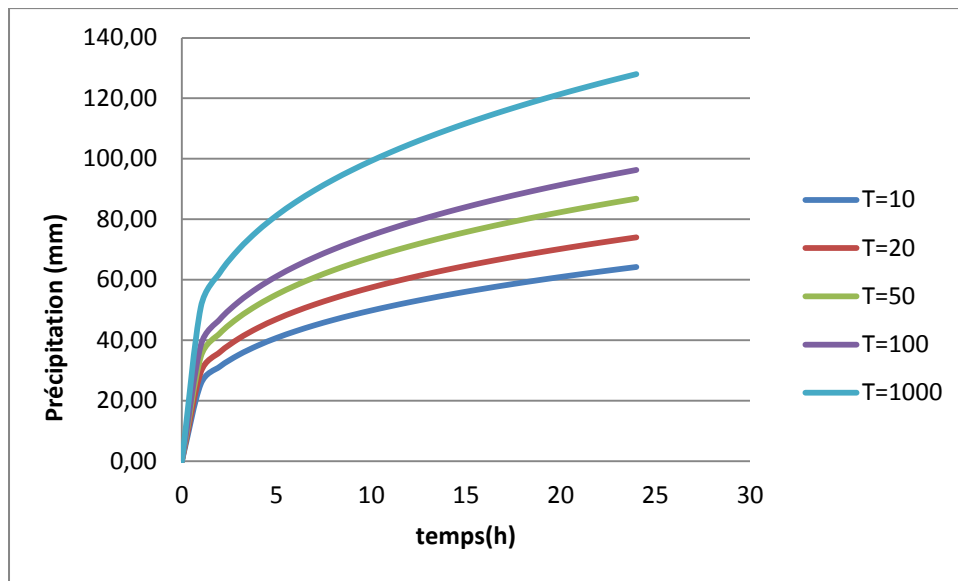


Figure III.13. Courbes de pluies fréquentielles.

III.7. Apports moyens interannuels

a). Formule de SAMIE:

$$A = L_e \cdot S \dots\dots\dots (III-25)$$

$$L_e = P^2 (293 - 2.2\sqrt{S}) \dots\dots\dots (III-26)$$

Ou:

L_e : lame d'eau écoulée (mm).

P : précipitation moyenne (m).

S : la superficie en Km² du bassin versant.

b). Formule de DERY II:

$$A = 0.513 \cdot P^{2.683} \cdot Dd \cdot S^{0.842} \dots\dots\dots (III-27)$$

Ou:

A : apport moyen interannuel (en hm³).

P : précipitation moyenne (m).

S : superficie (en Km²).

C). Formule de l' ANRH:

L'apport moyen interannuel est donnée par:

$$A_0 = 0.915 \cdot \bar{P}^{2.684} \cdot S^{0.842} \dots\dots\dots (III-28)$$

P : précipitation moyenne (m).

S: superficie (en Km²).

Les résultats sont portés sur le tableau suivant:

Formule	Apport moyen A (hm ³)
SAMIE	2.65
DERY II	0.66
INRH	4.23
moy	2.52

D'après ces résultats on adopte finalement la valeur de SAMIE qui est la plus proche de la moyenne des autres valeurs, c'est-à-dire:

$$A = 2.65 \text{ hm}^3$$

III.8. Etude de crues

Les techniques utilisées pour la détermination des crues dépendent pour une grande part des données disponibles. 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 :

- Méthodes historiques.
- Méthodes probabilistes.
- Méthodes empiriques.
- Méthodes déterministes.

Dans notre étude on va utiliser les méthodes empiriques.

Relation établies entre le débit et la surface du bassin versant, la pluie et la période de retour comme les formules de Greager. Fuller. Snyder. Possenti etc...

III.8.1. Application sur les bassins versants

L'étude des crues a pour but l'estimation des débits de pointe fréquentiels et la définition de la forme de l'hydrogramme.

A cause de l'inexistante de station hydrométrique dans le bassin versant de l'oued BARIKA, des formulations empiriques ont été utilisée pour la prédétermination des débits de crues maximales.

a). Formule de Giandotti:

$$Q_{\max \%} = \frac{170.S.(H_{\text{moy}} - H_{\text{min}})^{1/2}}{4(S)^{1/2} + 1.5L} . P_{tc} \dots\dots\dots \text{(III-29)}$$

$Q_{\max}$ (%): débit maximum de crue en m³/s de même fréquence que celle de la pluie de courte durée.

S: superficie du bassin versant.

L: longueur du talweg principal.

H_{moy} , H_{min} : altitudes moyennes et minimales (en m).

P_{tc} : pluies de courte durée.

b). Formule de Sokolovsky:

$$Q_{\max \%} = \frac{0.28.S.\alpha.P_{\text{ct}}}{T_c} \cdot f \dots\dots\dots(\text{III-30})$$

S: superficie du bassin versant.

P_{tc} : pluies de courte durée.

T_c : temps de concentration.

α : coefficient de ruissellement du bassin versant ($0.6 < \alpha < 0.8$)

f: coefficient de forme de l'hydrogramme de crue $f = 1.2$.

c). Formule de Mallet-Gauthier:

$$Q_{\max \%} = 2k \text{Log}(1 + AP) \cdot \frac{S}{\sqrt{L_p}} \cdot \sqrt{1 + 4 \text{Log} T - \text{Log} S} \dots\dots\dots(\text{III-31})$$

S: superficie du bassin versant (Km²).

L_p : longueur du talweg principal (Km).

A: coefficient régional pris égal a 20.

k: constante qui dépend des caractéristiques du bassin versant pris égal a 2.

P: précipitation moyenne interannuelle.

T: période de retour années.

d). Formule de Turazza:

$$Q_{\max \%} = \frac{C.S.I_t}{3.6.T_c} \dots\dots\dots(\text{III-32})$$

S: superficie du bassin versant (Km²).

T_c : temps de concentration.

I_t : intensité des pluies fréquentielles (en mm/h).

C : coefficient de ruissellement de la crue considérée ;

C=0.6 pour P= 10%

C=0.7 pour P= 1 %

C=0.8 pour P= 0.1 %

Les résultats de calcul sont regroupés dans le tableau suivant:

Période de retour	5	10	100	1000
Giandotti	837.39	1027.06	1619.31	2202.62
Sokolovsky	591.88	816.68	1716.83	2919.08
MalletGautier	829.09	1284.00	1510.35	1509.79
Turazza	434.95	600.15	1261.63	2145.12

On prend la moyenne $Q=1496.47 \text{ m}^3/\text{s}$

III.9. Hydro gramme de crue

C'est une représentation graphique indiquant la variation du débit en fonction du temps en un point donnée d'un cours d'eau (la station). Il peut être annuel ou instantané.

L'hydro gramme de crue a deux équations paraboliques l'une pour le temps de montée et définie par:

$$Q_t = Q_{\max \%} \left(\frac{t}{t_m} \right)^n \dots\dots\dots (III.33)$$

Et l'autre pour la décrue exprimée par:

$$Q_t = Q_{\max \%} \left(\frac{t_d - t}{t_d} \right)^m \dots\dots\dots (III-34)$$

$Q_{\max \%}$: débit maximum de fréquence donnée.

Q_t : débit instantané au moment (t).

t_m, t_d : temps de montée et de décrue.

m, n: puissances des paraboles pour les bassins de petites gabarits $m=3$ et $n=2$.

Temps de base:

$t_b = t_m + t_d$

On considère généralement que: $t_d = 2 t_m$, et $t_m = t_c$ (pour des petits bassins).

On a donc:

$t_m = t_c = 2.1 \text{ h}$

$t_d = 2 t_m = 4.2 \text{ h}$

$t_b = t_m + t_d = 6.3 \text{ h}$

pour construire l'hydrogramme des crues de oued BARIKA ,on a utilisé les valeurs des débits de crues de fréquence 20%, 10% ,5% ,2% ,1% ,0.1%,les résultats obtenue sont exposés dans le tableau III-12

Tableau III.11. les valeurs des débits de crues de fréquence 20%, 10% ,5% ,2% ,1% ,0.1%

T (ans)	10	5	100	1000
0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
0.40	0.70	0.00	2.00	3.13
0.80	2.78	2.64	7.99	12.51
2.00	17.38	16.48	49.92	78.21
2.40	25.03	23.73	71.89	112.63
8.00	278.06	263.65	798.77	1251.44
8.40	306.56	290.68	880.64	1379.71
8.80	336.45	319.02	966.51	1514.24
9.20	367.74	348.68	1056.37	1655.03
9.60	400.41	379.66	1150.23	1802.07
10.00	434.47	411.96	1248.08	1955.37
10.40	469.92	445.58	1349.92	2114.93
10.80	506.77	480.51	1455.76	2280.75
10.95	520.94	493.95	1496.47	2344.54
11.00	518.57	491.70	1489.65	2333.85
11.40	499.83	473.93	1435.81	2249.51
11.80	481.54	456.59	1383.29	2167.21
12.20	463.71	439.68	1332.06	2086.96
12.60	446.32	423.20	1282.12	2008.70
13.00	429.37	407.13	1233.43	1932.43
13.40	412.86	391.47	1186.00	1858.12
13.80	396.78	376.22	1139.80	1785.73
14.20	381.12	361.37	1094.81	1715.25
14.60	365.87	346.92	1051.02	1646.65
15.00	351.04	332.85	1008.42	1579.90
15.40	336.62	319.18	966.98	1514.98
15.80	322.60	305.88	926.70	1451.86
16.20	308.97	292.96	887.55	1390.53
16.60	295.73	280.40	849.51	1330.94
17.00	282.87	268.21	812.58	1273.08
17.40	270.39	256.38	776.74	1216.93
17.80	258.29	244.90	741.96	1162.44
18.20	246.55	233.77	708.24	1109.61
18.60	235.17	222.99	675.56	1058.41
19.00	224.15	212.54	643.90	1008.80

25.00	97.65	92.59	280.50	439.47
25.40	91.55	86.80	262.98	412.01
25.80	85.70	81.26	246.20	385.72
26.20	80.12	75.97	230.14	360.57
39.00	1.63	1.54	4.67	7.31
39.40	1.25	1.19	3.60	5.63
39.80	0.94	0.89	2.70	4.23
40.20	0.69	0.65	1.97	3.09
40.60	0.48	0.46	1.38	2.17
41.00	0.32	0.31	0.93	1.45
41.40	0.20	0.19	0.58	0.91
41.80	0.12	0.11	0.34	0.53
42.20	0.06	0.06	0.17	0.27
42.60	0.03	0.02	0.07	0.11
43.00	0.01	0.01	0.02	0.03
43.40	0.00	0.00	0.00	0.00

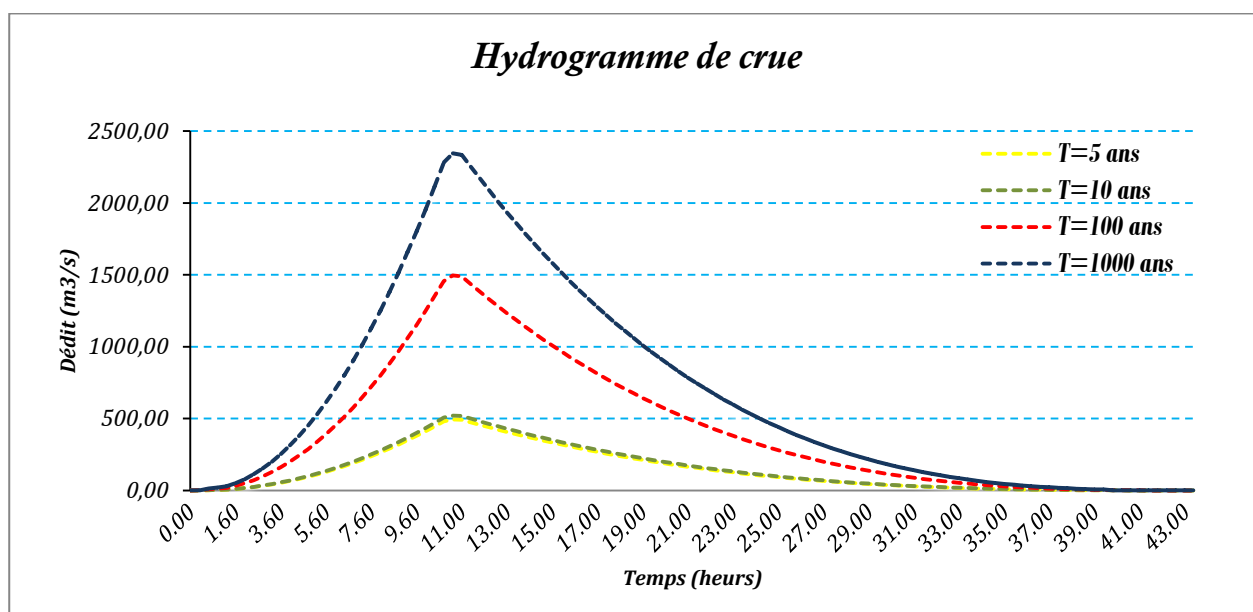


Figure III.14.hydrogramme de crue

III.10.Récapitulatif des résultats

P moy (mm)	Q 100ans M³/s	T_c (h)	Hmoy (m)	L oued (km)
356.37	1496.47	10.95	839	76.43

Conclusion

L'objectif de ce chapitre est de calculer les caractéristiques du bassin versant qui influent sur l'oued à aménager. De présenter les principales méthodes utilisées pour l'estimation des crues, de choisir la méthode adéquate pour tracer les hydro grammes des crues qui nous permettent de voir leur évolution dans le temps et d'avoir le débit optimal pour l'utiliser dans le dimensionnement.

Chapitre VI

Procédés de Protection Contre les Inondations

IV.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.

IV .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.

IV .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 oeuvre 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. 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).

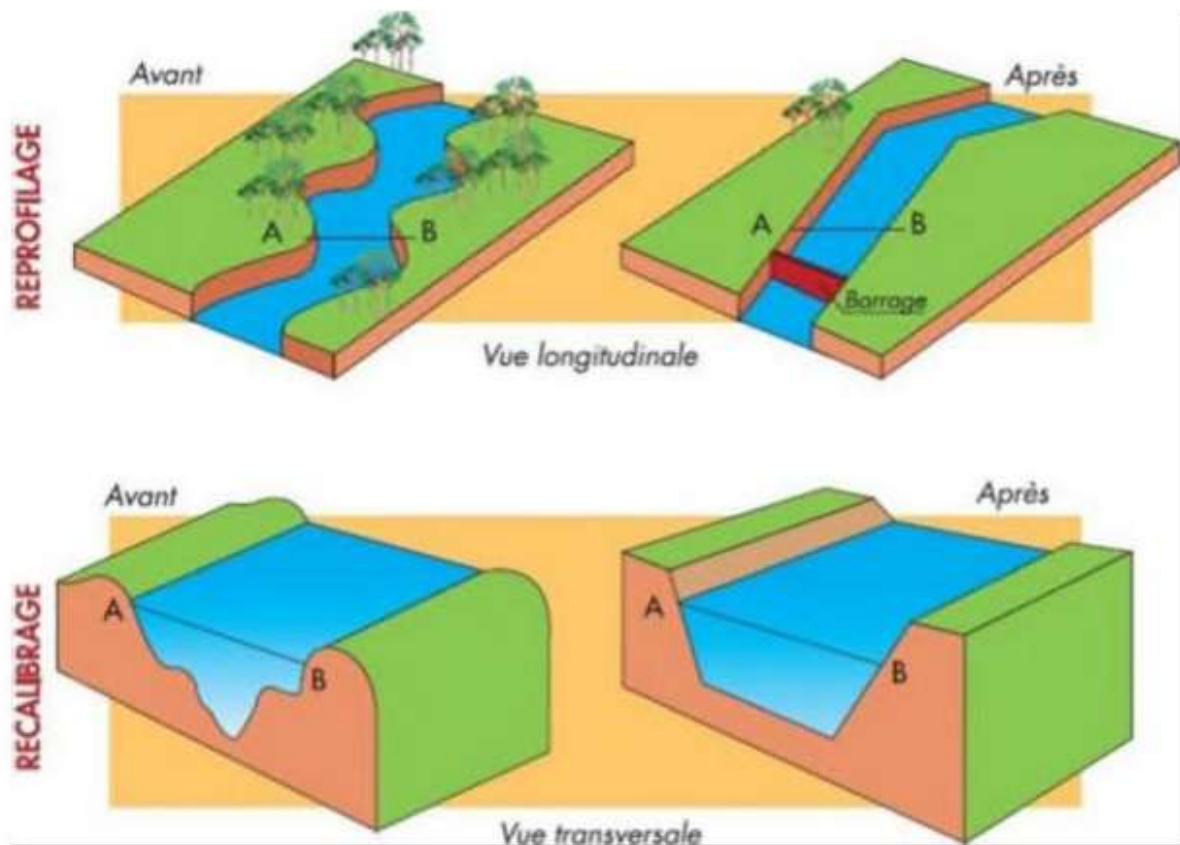


Figure IV-1 : Recalibrage d'un cours d'eau

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 :

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.

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 coudes 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.



Figure IV-2 : Oued Mekerra (wilaya de Sidi Bel Abbès) 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.

IV.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, il existe 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.



Figure IV-3 : Digue de navigation du Rhône en charge en permanence

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.

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. IV-4**).

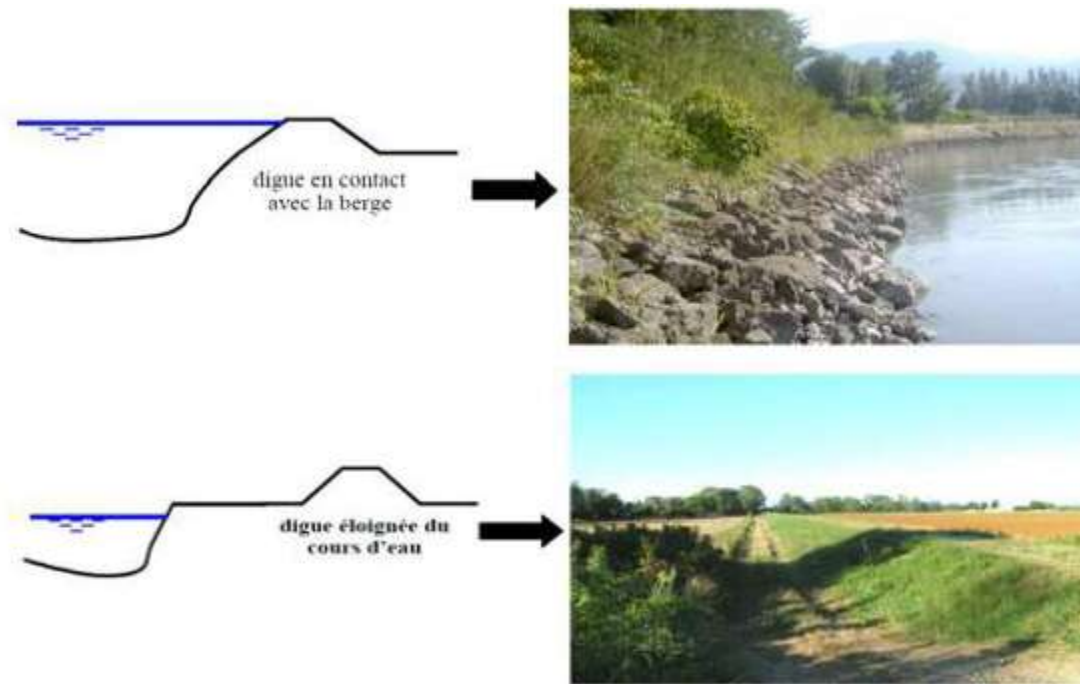


Figure IV-4 : Positions de la digue par rapport aux cours d'eau

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.).

IV.2.3. Caractéristiques des digues de protection contre les inondations

On peut décrire le fonctionnement hydraulique d'une vallée endiguée (Figure II-5) de la façon suivante :

- 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 .



Figure IV-5 : Digue enrochée

IV.3. Reboisement

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

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 .

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 IV-6 : Aménagement des berges de l'oued contre le glissement

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.

IV.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.

V.5. 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.

IV.6. Barrage écrêteur

Le barrage écrêteur a pour but l'écêtement 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 diminuer le débit de crue en aval selon le schéma.

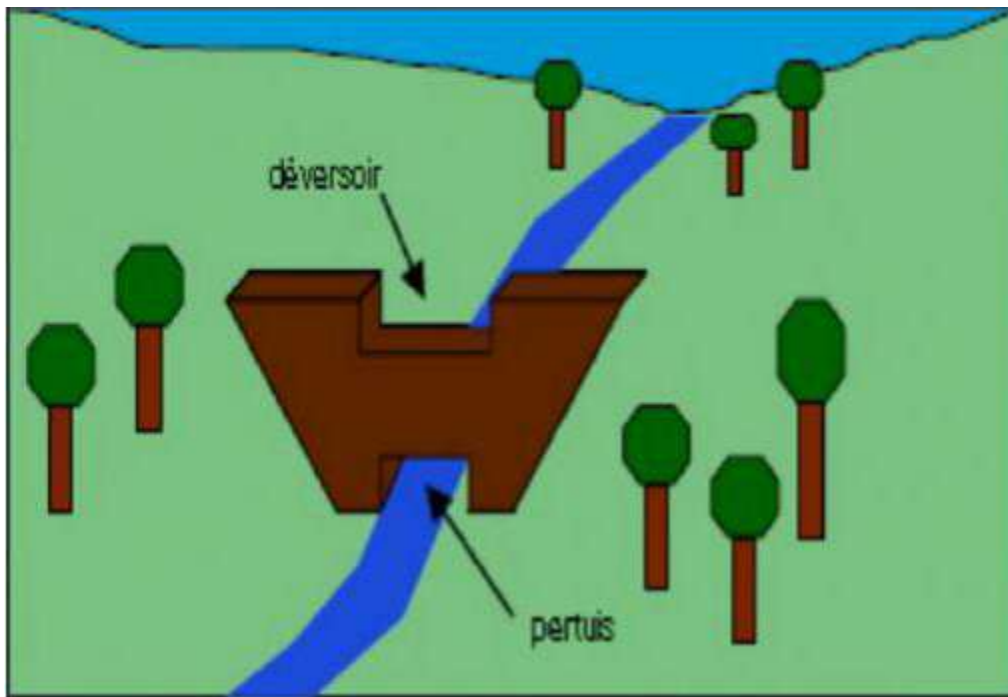


Figure IV-7: Schéma de fonctionnement d'un barrage écrêteur de crue

IV .6.1. Principes de fonctionnement

Les barrages écrêteurs 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 écrêteur 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.

IV.6.2 .Conséquences et effets perturbateurs possibles

Parmi les conséquences de barrage écrêteur 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).

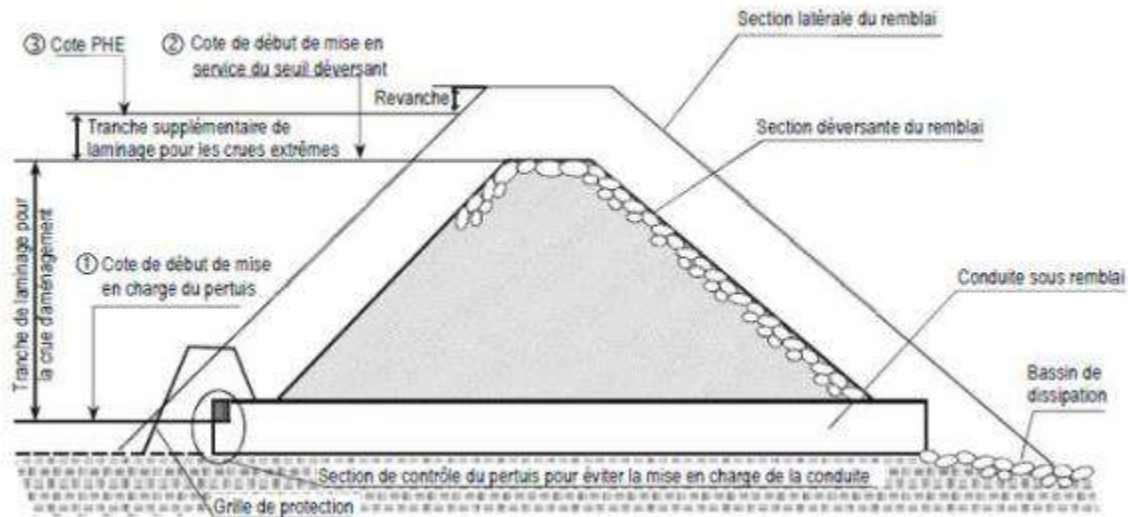


Figure IV-8 : Schéma de fonctionnement d'un barrage écrêteur de crue

IV .7. 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.



Figure IV-9 : Correction torrentielle

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

$$N = L. (P-I) / H \dots\dots\dots (II-1)$$

N : Nombre de Dignes

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) $i \approx 0.01$

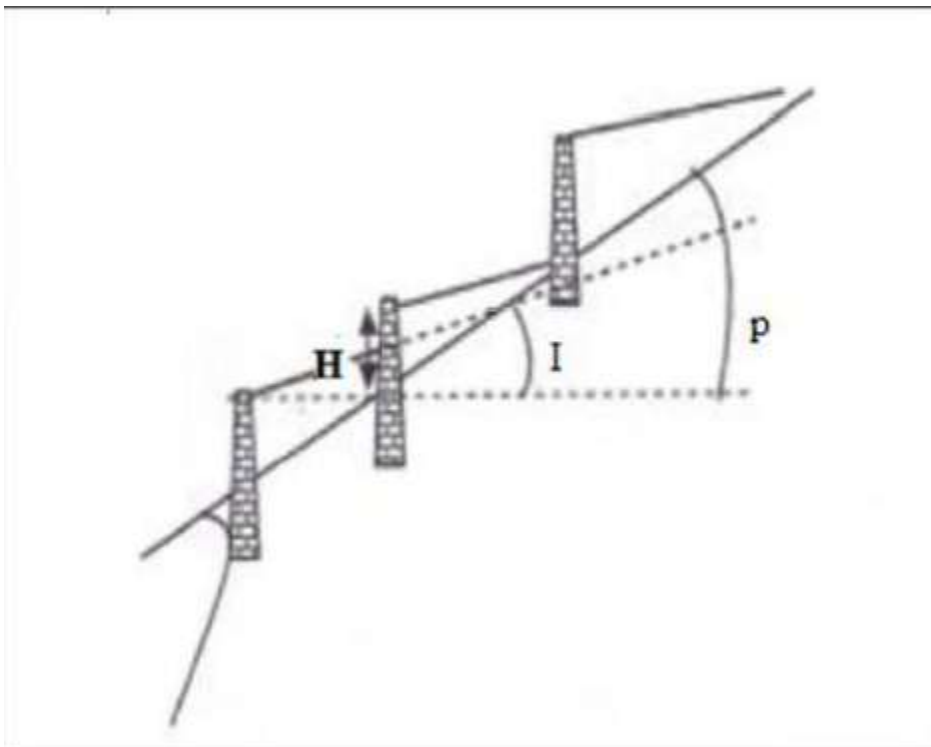


Figure IV-10: Correction torrentiel

IV . 8. 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.

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.

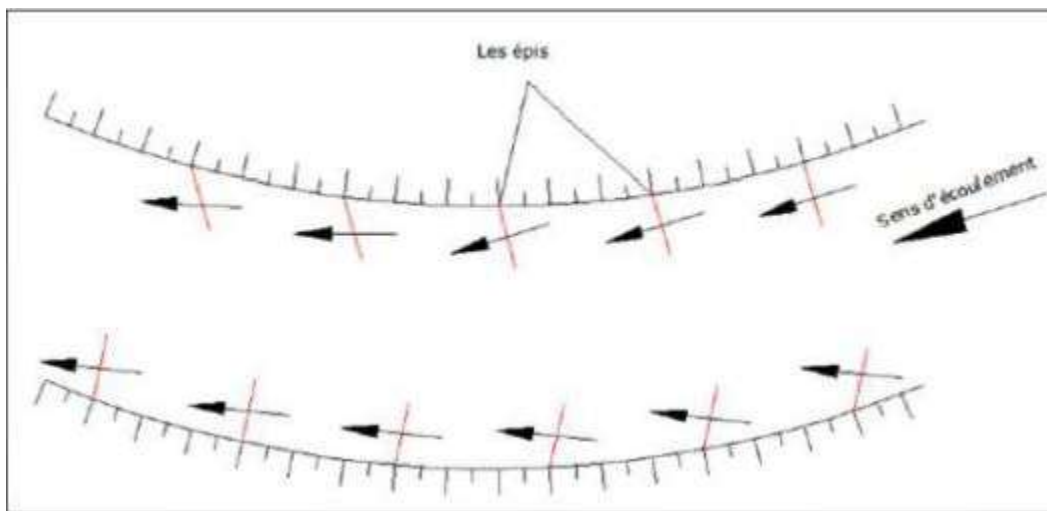


Figure IV-11 : Implantation des épis

IV.9. 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.

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 appoint d'eau par drainage à travers le bourrelet lors des grosses averses.

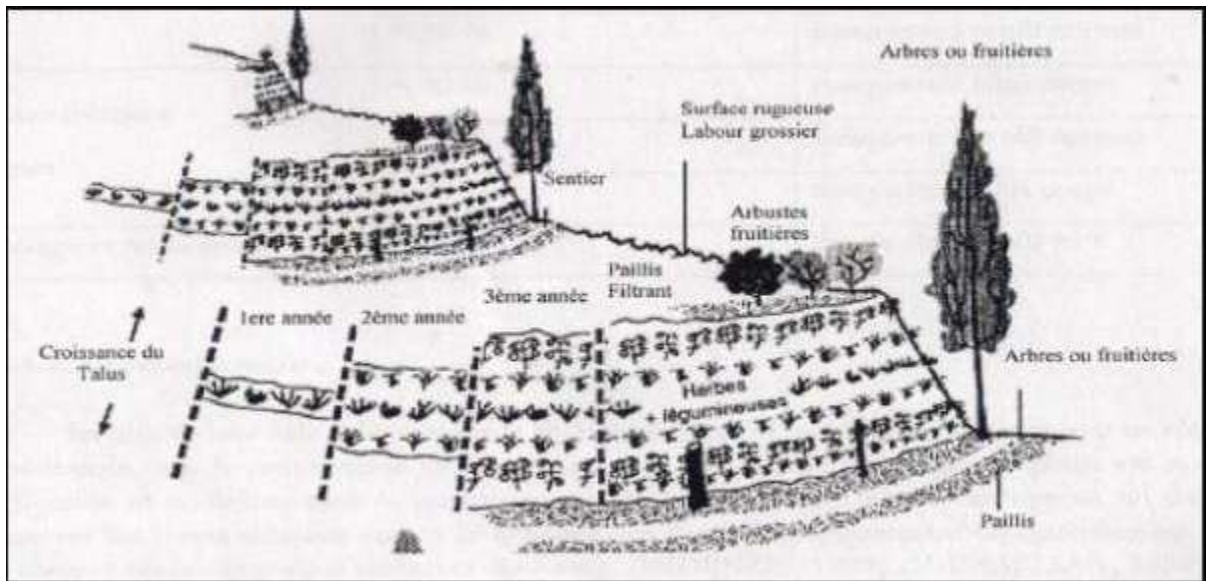


Figure IV-12 : Technique de banquettes

V.10. Ouvrage de stockage en dérivation

IV.10.1 . 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 nécessitent 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.

IV.11. 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 forêts...etc.

IV.12. Retenues d'eau

Les retenues collinaires sont des réservoirs de stockage d'eau de dimensions modestes créés 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. 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.

V.13. Les protections classiques

Face au problème des crues l'homme n'est pas démuni et il faut souligner que si le coût 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 "maîtrise" du phénomène.

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 ; hauts de versants, collines, etc.

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

IV.13.1. 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).

IV.13.2.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.

IV.13.3. 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 migrateurs, 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.

Conclusion

En conclusion, le problème de protection contre les inondations ne possède pas de solution unique, car ce sont les conditions locales qui commandent. On peut dire qu'il y a autant de problèmes différents à résoudre que de zones inondables. De plus, la réalisation de telle ou telle protection nécessite la réunion d'un certain nombre de conditions qui la plupart du temps limite les possibilités et les résultats. Il faut donc rechercher toujours le type de protection le mieux adapté à la zone à protéger en prenant les marges de sécurité suffisantes, car les méthodes d'études ne sont pas toujours précises.

Dans le domaine de la protection contre les inondations, il ne faut pas attacher également une valeur formelle aux études économiques qu'elles n'ont pas. Les résultats auxquels elles conduisent doivent être beaucoup plus considérés comme étant des estimations grossières, mais qui permettent de juger si les opérations envisagées ne sont pas déraisonnables sur le plan économique et surtout de comparer les solutions entre elles.

Chapitre V

Simulation de la crue centennale

V.1 Introduction

Les écoulements à surface libre dans le système de réseau hydrographique d'un bassin versant est un processus distribué où le débit, la vitesse et la profondeur varient en fonction de l'espace et du temps à travers le cours d'eau.

L'estimation du débit ou la hauteur à une section locale importante du cours d'eau est souvent faite par un modèle distribué, basé sur les équations de Barré de Saint-Venant unidimensionnelle (le modèle 1D).

Il existe aussi, des autres modèles plus complexes à ce modèle soit le 2D qui repose sur les équations de Barré de Saint-Venant, ou le 3D qui reposent sur les équations de Navier-Stokes avec des simplifications plus au moins importantes selon le type de modèle considéré.

Dans ce chapitre, on choisit une programme pour fait la simulation des crues, à partir ses résultats on limite les aléas des débordements.

V.2 Les modèles hydrauliques

V.2.1 Modèles 1D

Ce type de modèles considère le cours d'eau comme étant une succession de profil en travers dans la direction privilégiée du cours d'eau.

Les modèles 1D sont basés sur les équations 1D de Saint-Venant qui supposent une distribution hydrostatique des pressions dans la section et des faibles pentes des cours d'eau, elles sont intégrées aux équations de Navier-Stokes, qui permettent de calculer les hauteurs d'eau et les vitesses moyennes variables en fonction du temps.

Les équations de Barré de Saint - Venant 1D reposent sur les hypothèses suivantes (Drouin, 1991) :

- ✓ L'écoulement a une direction privilégiée (écoulement 1D) correspond à l'axe principal.
- ✓ Les vitesses transversales sont négligeables de sorte que le niveau est horizontal dans la direction perpendiculaire à celle de l'écoulement.
- ✓ L'écoulement varie graduellement le long du canal, la répartition de la pression est hydrostatique et varie verticalement, ainsi que l'accélération suivant la verticale est négligeable (Chow, 1959).
- ✓ La formule de Manning est applicable.
- ✓ La courbure des lignes de courant doit rester faible.

Les principes de base de la physique des équations, appliqué généralement à un fluide incompressible, à savoir le principe de la conservation de la masse, et le principe de la conservation de la quantité de mouvement.

V.2.1.1 Equation de continuité (Conservation de la masse)

L'équation de continuité, qui est l'une des équations fondamentales de la mécanique des fluides, exprime le principe de conservation de la masse.

La variation de la masse fluide contenue dans un volume donné pendant un certain temps doit être égal à la somme des masses fluides qui y entrent, diminuées de celles qui en sortent.

Le volume entrant par la première section dans le temps dt est Qdt , le volume sortant par la

deuxième section de la distance dx est $\left[Q + \left(\frac{\partial Q}{\partial x} \right) dx \right] dt$. La variation de volume entre

ces deux sections pendant le temps dt est donc : $\left(\frac{\partial Q}{\partial x} \right) dx dt$

La variation de volume est le résultat de la modification de la surface libre : $(Bdx) \frac{\partial h}{\partial t} dt$

Où $B(h)$ est la largeur à la surface libre et $h(x, t)$ la profondeur d'eau.

Suivant les deux expressions de (Chow, 1959), on obtient :

$$\frac{\partial Q}{\partial x} + \frac{\partial S}{\partial t} = 0 \quad (\text{V.1}) \quad \text{Où} \quad ds = Bdh \quad (\text{V.2})$$

On peut écrire : $Q = US$; $D_h = S/B$

Avec :

U : la vitesse moyenne dans la section.

D_h : la profondeur hydraulique.

On peut écrire l'équation comme suite :

$$D_h \frac{\partial U}{\partial x} + U \frac{\partial D_h}{\partial x} + \frac{\partial h}{\partial t} = 0 \quad (\text{V.3})$$

Si un débit supplémentaire sort (ou entre) dans le canal entre les deux sections, l'équation se écrit :

$$\frac{\partial Q}{\partial x} + \frac{\partial S}{\partial t} \mp q_l = 0 \quad (\text{V.4})$$

Finalement, l'équation de continuité ou première équation de Barré de Saint - Venant s'écrit :

$$\frac{\partial Q}{\partial x} + \frac{\partial S}{\partial t} = q_l \quad (\text{V.5})$$

V.2.1.2 Conservation de la quantité de mouvement (énergétique)

L'équation de l'énergie est une expression du premier principe de la thermodynamique.

L'énergie pour un élément d'un fluide incompressible dans un écoulement presque rectiligne est donnée par :

$$\frac{U^2}{2g} + \frac{P}{\gamma} + z_p = \frac{P_t}{\gamma} = \text{cte} \quad (\text{V.6})$$

Les différents termes représentent :

$\frac{U^2}{2g}$: La hauteur due à la vitesse.

$\frac{P}{\gamma}$: La hauteur due à la pression

z_p : La cote

L'énergie (charge) totale dans une section est donnée par :

$$\frac{U^2}{2g} + h + z = H \quad (\text{V.7})$$

Pour l'écoulement à surface libre non permanent et non uniforme (graduellement varié) d'un liquide réel, la différence de la charge totale entre deux sections d'une distance dx est :

$$\alpha_e \frac{U^2}{2g} + h + z = \left[\alpha_e \frac{U^2}{2g} + d \left(\alpha_e \frac{U^2}{2g} \right) \right] + [h + dh] + [z + dz] + \frac{1}{g} \frac{\partial U}{\partial t} dx + h_r \quad (\text{V.8})$$

Avec :

$\frac{1}{g} \frac{\partial U}{\partial t} dx$: L'énergie due à l'accélération dans la direction selon x .

h_r : La perte de charge due au frottement.

α_e : le coefficient de correction de l'énergie.

Après la simplification, la divisant et l'utilisation des différentielles, on a :

$$\frac{1}{g} \frac{\partial U}{\partial t} + \frac{U}{g} \frac{\partial U}{\partial x} + \frac{\partial h}{\partial x} - J_f = -J_e \quad (\text{V.9})$$

On remplace dans cette formule la vitesse par le débit $Q = U * A$ on trouve :

$$\frac{\partial Q}{\partial t} + \frac{\partial}{\partial x} \left(\beta \frac{Q^2}{A_m} + P_{pr} \right) = -gA \frac{\partial z_f}{\partial x} - gA \frac{Q|Q|}{D_{eb}^2} + B_{pr} \quad (\text{V.10})$$

Avec :

P_{pr} : Représente la pression hydrostatique (pression verticale).

B_{pr} : Traduit la pression latérale.

On a $J_e = \frac{Q^2}{K^2 R^{4/3} A^2}$ donc le terme $\frac{Q|Q|}{D_{eb}^2}$ représente J_e et D_{eb}^2 est $K^2 R^{4/3} A^2$.

V.2.2 Modèles 2D

Il existe d'autres modèles plus complexes que le modèle monodimensionnel, en 2D (bidimensionnels horizontaux). Ces modèles sont basés sur l'intégration verticale des équations de Navier Stokes, gardent les variations (la géométrie, la vitesse) dans les deux dimensions (x : longitudinale et y : transversale), Ils sont adaptés pour traiter les tronçons de cours d'eau larges ou avec des configurations particulières (large avec des obstacles, méandre, confluences...) et les modifications locales de la morphologie.

C'est le cas de certaines grandes plaines inondables où l'on ne connaît pas à priori le fonctionnement hydraulique détaillé, le modèle bidimensionnel permet alors de déterminer à tout moment l'importance et la direction des écoulements et favorisé l'étude des écoulements dans les estuaires et les plages.

V.2.3 Modèles 3D

Les modèles 3D sont développés pour reproduire la réalité des écoulements dans les cours d'eau dans les trois dimensions. Ces modèles sont basés sur les équations de Navier-Stokes, la considération du fond comme mobile pose des difficultés supplémentaires. Papanicolaou et al. (2004) décrit une dizaine de modèles 3D, leur application est limitée aux phénomènes locaux 3D. L'étude des changements morphologiques des cours d'eau pour des longues périodes ou sur des longues distances pose de sérieux problèmes de calcul, à savoir le temps des simulations et les capacités de stockage. La contrainte supplémentaire dans l'application des codes 3D réside dans l'introduction de quelques paramètres (rugosité) dans tout le domaine étudié, les conditions initiales et les conditions aux limites.

V.3 Description du modèle RubarBE

RubarBE est un logiciel intégré pour l'analyse hydraulique qui permet de simuler les écoulements à surface libre.

Ce code est décrit en détail par Balayn (2001), El kadi (2006) et les éléments clés de la modélisation résumés par (El Kadi et al. 2008, El Kadi et Paquier, 2009). Le calcul s'appuie sur le logiciel hydrodynamique unidimensionnel *Rubar3* Paquier (1995), se crée pour l'étude de la propagation des ondes de rupture en une dimension et plus généralement tout écoulement qui suit les équations de Saint- Venant.

La première version (se calculer les écoulements dans un seul bief) de ce logiciel a été développée par le *Cemagref* à partir des travaux de Vila (1984, 1986) sur la modélisation mono-dimensionnelle des problèmes de choc (avalanches, ondes de rupture, glissements de

terrain dans une retenue, etc.). Les modifications de cette version et adaptée à la modélisation des écoulements dans les rivières à fond fixe Paquier (1995), le traitement du second membre des équations hydrodynamiques pour le calcul dans les cas où il devient important.

La troisième version (permet de calculer les écoulements en compte de plusieurs biefs) qui se développe par Balayn (2001) a intégré un module de transport solide (sans sédiments) et d'évolution morphologique de la topographie du lit, qu'est décrite par une série de profils en travers.

Dans cette étude on utilise ce code 1D de calcul (RubarBE) pour la simulation des crues dans l'oued de Barika.

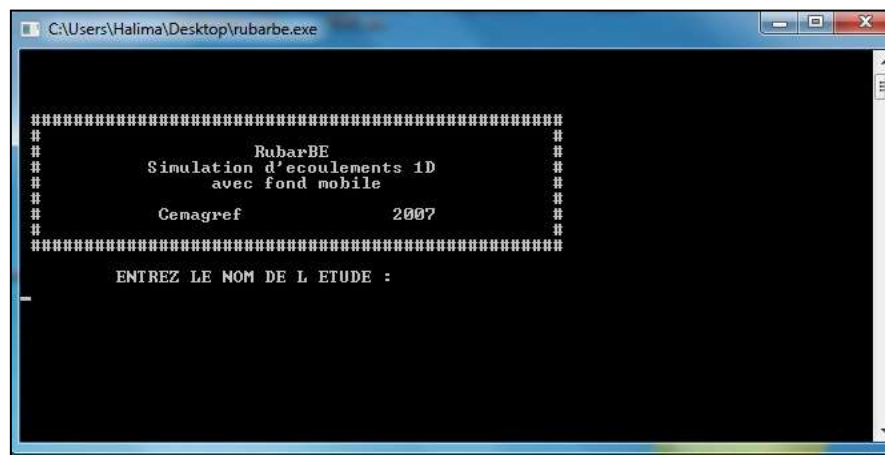


Figure V.1 Le schéma de code du RubarBE.

Le code du RubarBE s'appuie sur les équations de Saint-Venant, écrites en utilisant : la section mouillée A et le débit liquide Q sous les formes suivantes :

$$\int \frac{\partial A}{\partial t} + \frac{\partial Q}{\partial x} = q \text{ (VI.11)}$$

$$\frac{\partial Q}{\partial t} + \frac{\partial}{\partial x} \left(\beta \frac{Q^2}{A_m} + P_{pr} \right) = -g A \frac{\partial z_f}{\partial x} - g A \frac{Q|Q|}{D_{eb}^2} + B_{pr} \text{ (V.11)}$$

V.4 Utilisation du programme SAIRUBE 3

Le programme Saisie 3 (sairube) permet la constitution de l'ensemble des fichiers nécessaires au lancement du programme RubarBe, la première donnée est rentré le nom de l'étude (20 caractères au maximum). Ce nom sera utilisé comme extension dans le nom de tous les fichiers sous la forme "NomFichier.Etude", dans le cadre de cette étude, on va étudier l'oued de Barika

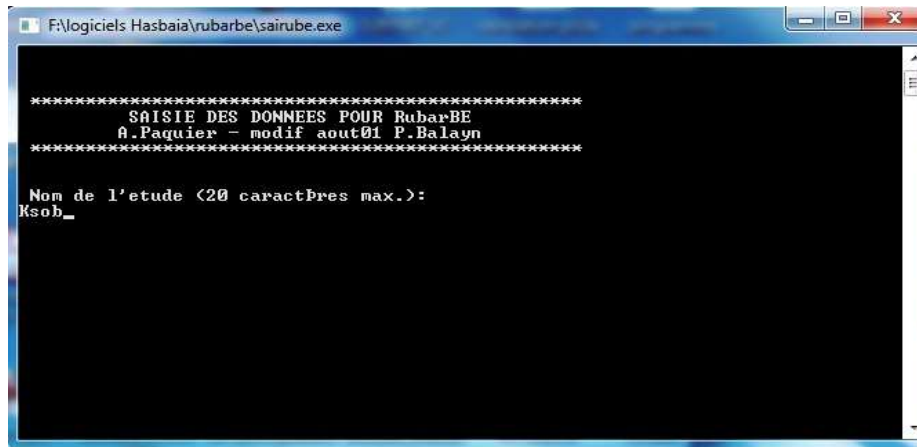


Figure V.2 Rentrer le nom de l'étude.

Nous expliquons ci-dessous la constitution des différents fichiers et leur contenu.

V.4.1 Saisie du maillage

Les mailles de calcul hydrodynamiques sont centrées sur les "centremailles"(CM) en s'appuient sur les "intermailles"(IM). Dans la version RubarBE, les mailles de calcul sédimentaires sont décalées d'une demi-maille.

Pour saisie la géométrie d'oued Barika on choisit le maillage à pas constant et déclaré la longueur du pas d'espace $DX = 100$ m, l'abscisse origine -5400 et le nombre de centremailles $LM = 56$. Alors la longueur du Barika est $(LM-2)*DX$; $(56 - 2) * 100$.

Enfin se donne deux fichiers mail et mail0 qui facilité la saisir de la géométrie.

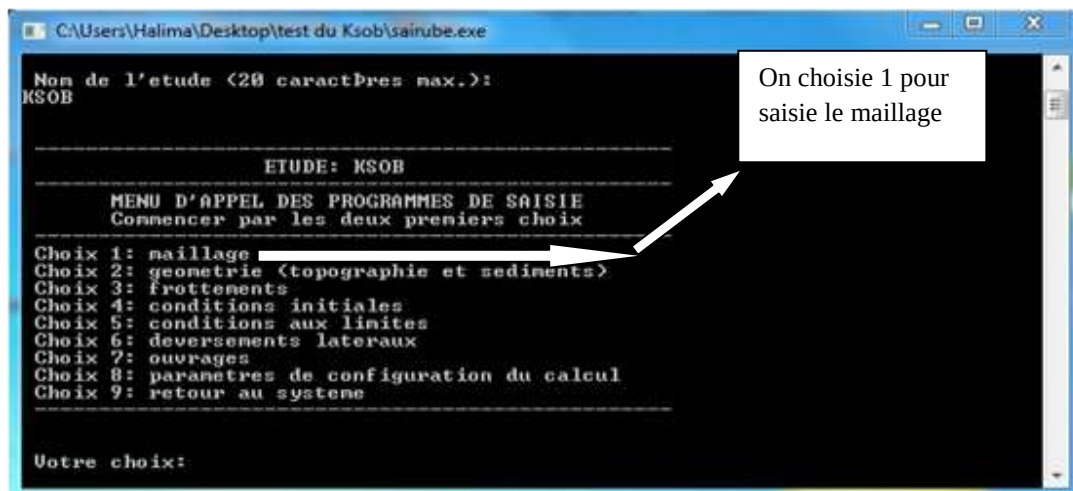


Figure V.3 Liste des choix principaux.

V.4.2 Saisie de la géométrie

Pour un calcul avec déformation du fond, la géométrie est plus complexe. Elle comprend deux parties : une description de la topographie du lit (obligatoirement en abscisse- cote) et une

description des sédiments en place à la surface du lit et éventuellement dans des strates plus profonds.

Le programme de préparation des données Sairube permet d'entrer la géométrie (topographie + description sédimentaire) au format attendu par RubarBE. Dans Saisie 3, il y a quatre options sont proposées, on choie le premier choix (pour les topographies simples, saisie de la géométrie en abscisse- cote puis interpolation linéaire dans geomac- i0), entré tous les abscisses d'oued Barika de longueur 5.5km et 65 sections, chaque abscisse se déclarer par une section à des cotes de fonds différents et limités en gauche et droite jusqu'à la dernière abscisse. Enfin donnée deux fichier geomac-i00 (donne les abscisses et les sections qui vous avez déclarés) et geomac-i0 (donne l'interpolation linéaire point à point en abscisse- section).

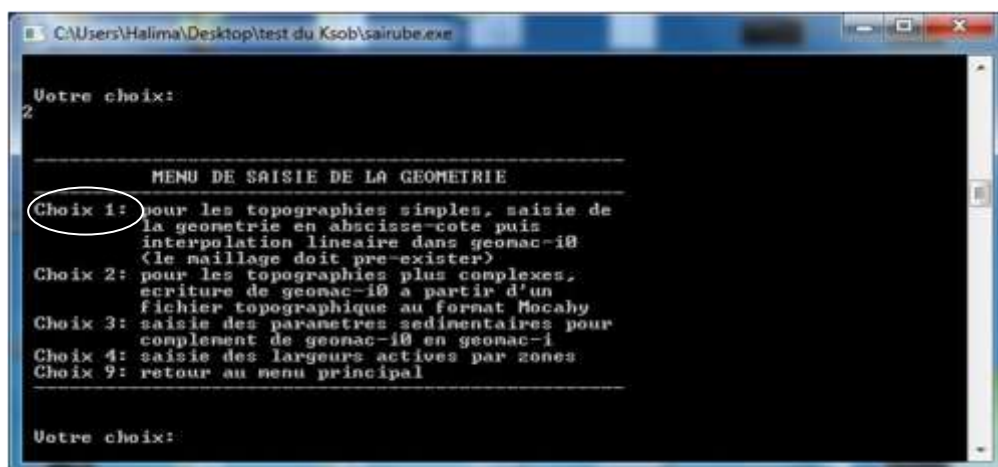


Figure V.4 Les étapes de saisie de la géométrie.

Après ça, On utilise le programme de Pamhyr pour lit la géométrie d'oued Barika

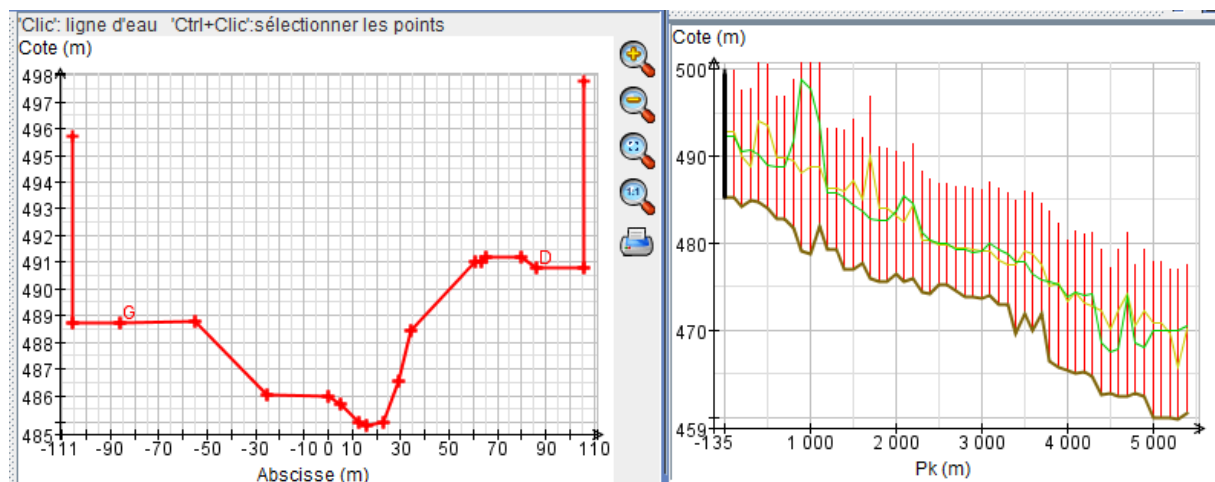


Figure V.5 La géométrie d'oued Barika.

V.4.3 Saisie du frottement

On saisit les couples de coefficient de Strickler ($K = \frac{21}{d_{50}^{1/6}}$, d_{50} le diamètre médian des sections se définit à partir la graphie des diamètres 50 (picages G et D)) pour des abscisses en long de chaque traçons de la géométrie des oueds qui peuvent être spécifiques pour le frottement.(35.0, 55.0).

A partir les choix données, on choisit (saisie par zones des coefficients de Strickler du lit mineur dans frot0) qui permet le passage de cote du lit mineur au lit moyen et donné par l'interpolation linéaire entre les sections dans le fichier frot.



Figure V.6 Les étapes de saisie du frottement.

Les coefficients de Strickler caractérisent les frottements externes à l'écoulement.

V.4.4 Saisie des données initiales

Pour saisir les conditions initiales on utilise le programme complémentaire Sairube qui offre les deux options de saisie et d'interpolation dans deux fichiers (sauvegarder les conditions dans un fichier condi0, interpoler dans un fichier condin).

Les données initiales concernent les paramètres hydrodynamiques (vitesses, débits, tirants d'eau), sont nécessaire pour la simulation des crues.

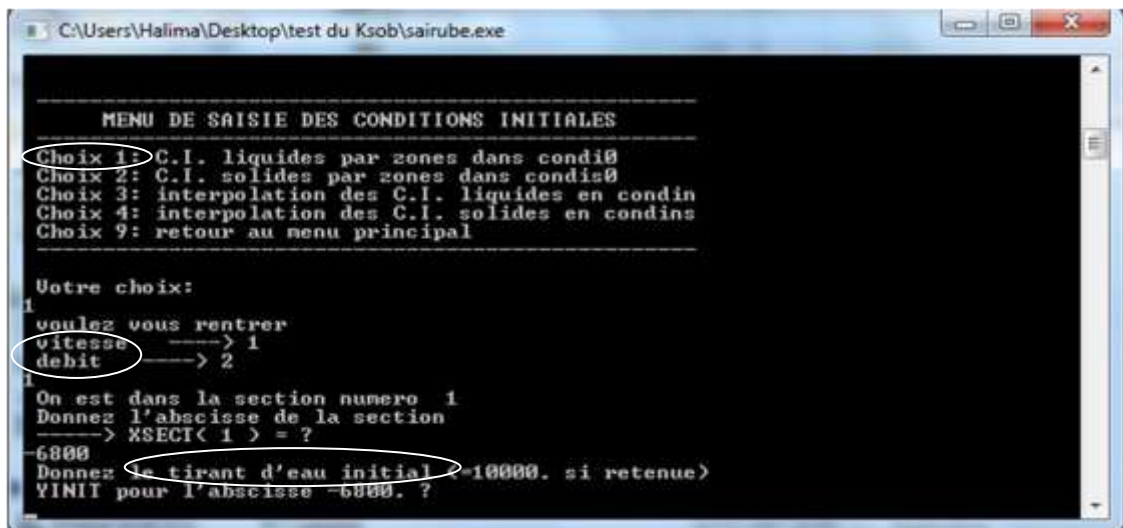
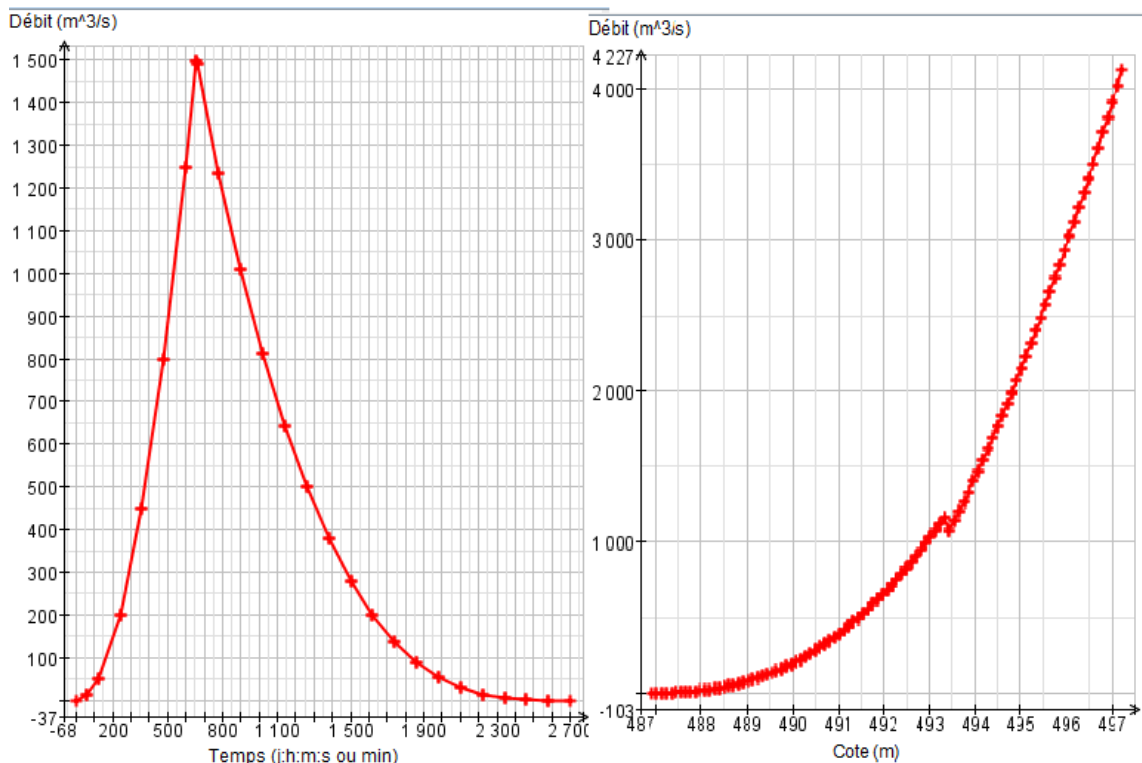


Figure V.7 Les étapes de saisie des données initiales.

V.4.5 Saisie des conditions aux limites

Dans ce cas on choisit l'utilisation l'interface graphique PAMHYR pour saisir les conditions amont Hydro gramme de crue ($Q=F(t)$) et les conditions aval (régime critique).

Figure V.8 Les conditions limites d'oued Barika ($T = 100$ ans).

V.5 Déroulement d'une simulation

L'ensemble des fichiers nécessaires à une simulation (sur la totalité du temps) ayant été obtenu par l'usage de Sairube, il est préférable de lancer le programme Rubarbe en plusieurs étapes.

Pour la première étape, le temps initial doit obligatoirement être égal à 0, le temps de calcul $T_{\max}$ sera pris petit afin de vérifier la cohérence des données utilisées.

L'option "pas de temps fixe" permet d'effectuer les calculs avec un pas de temps donné et d'obtenir ainsi le résultat à un temps donné précisément.

V.6 Les résultats de simulations

Après la fin de la simulation, on peut visualiser les résultats sous forme de fichiers textes ou sous forme de graphes à partir l'interface PAMHYR suivant le pas de temps déclaré.

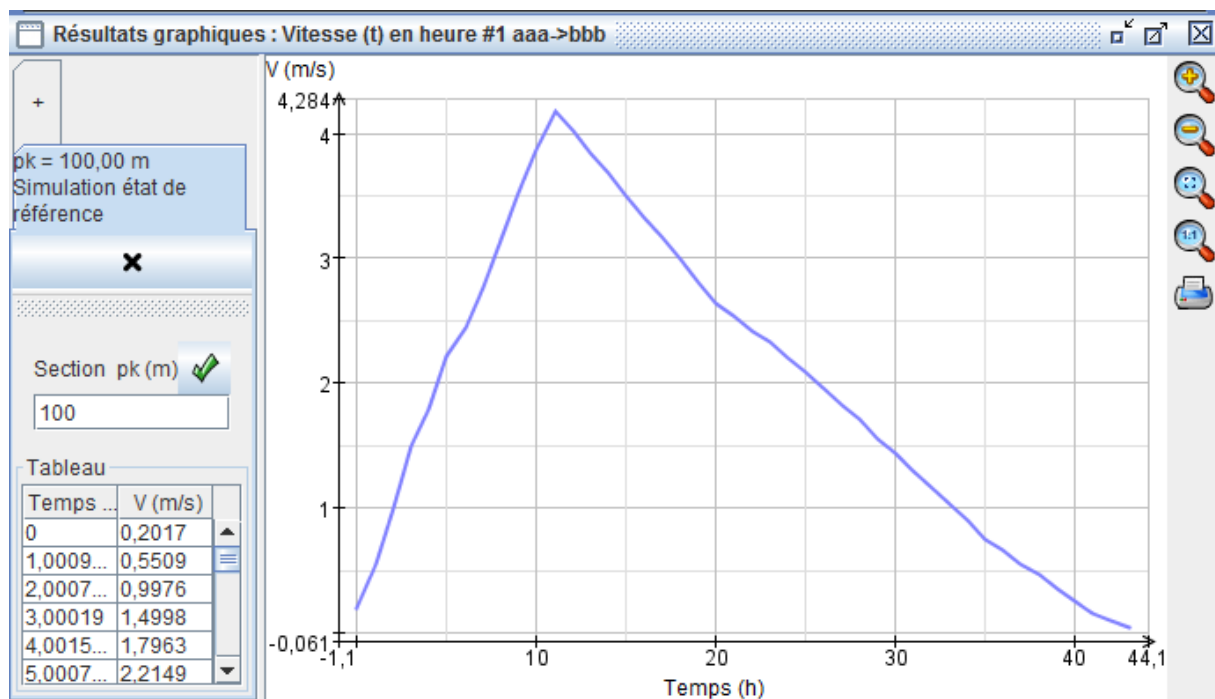


Figure V.9 exemple de résultats de la vitesse pk 100m

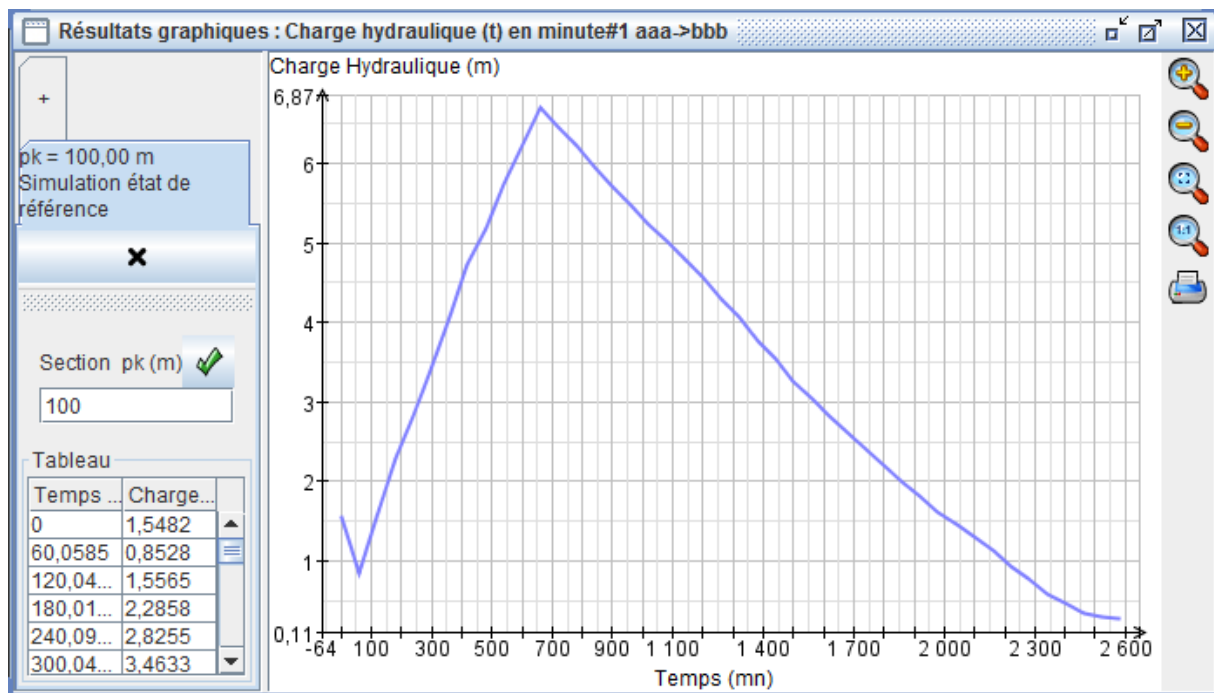


Figure V.10 exemple de résultats de la charge hydraulique pk 100m

V.6 traitement des données

Pour exploiter des résultats du code, on doit convertir la profondeur d'eau en hauteur de débordement H_d définie suit (figure V.11)).

La cote d'eau maximale atteinte pendant la crue est confrontée aux cotes de terrain du lit majeur, les intersections entre ces deux côtes représentent les limites de débordement.

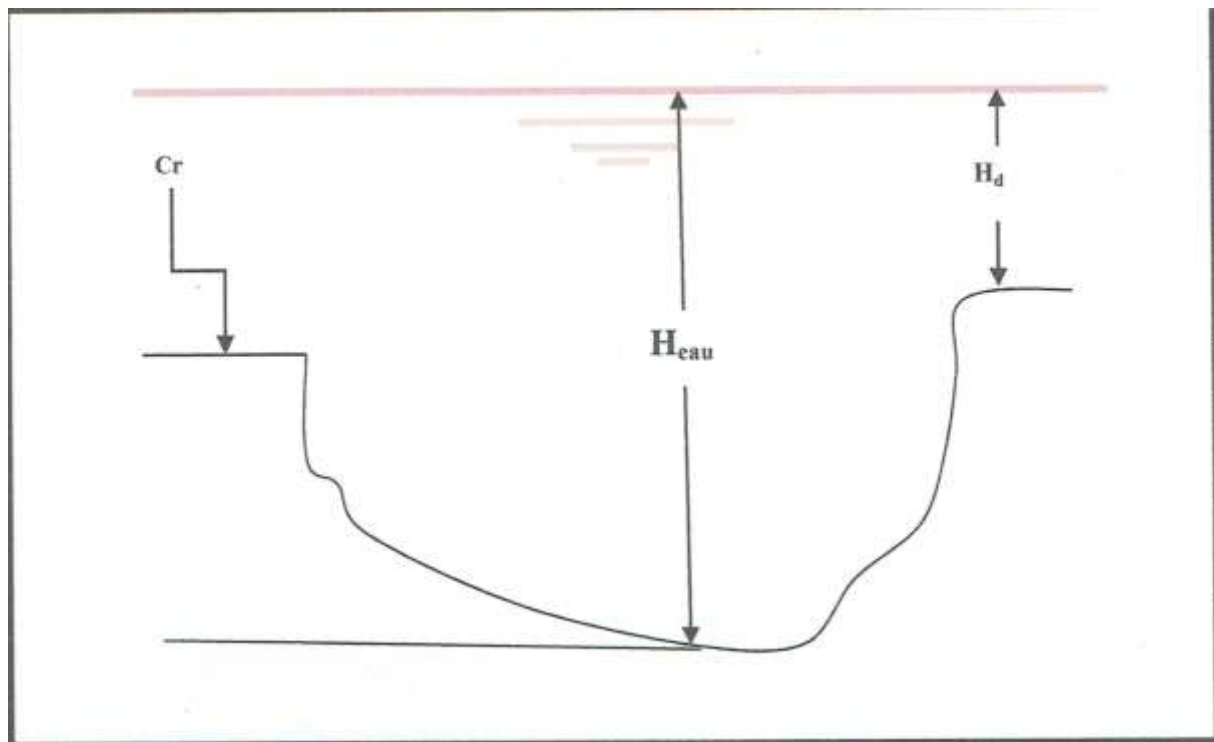


Figure V.11 hauteur de débordement

Tels que

Hd : la hauteur de débordement

Heau : la hauteur d'eau

Cr : la cote de rive la plus basse

Pour calculer la hauteur de débordement il faut connaître :

- La hauteur d'eau (Heau)
- La cote de rive la plus basse (Cr)

Dance la hauteur de débordement $(Hd) = Heau - Cr$

Nous présentent un exemple des données pour calculer le débordement dans une section pendant un temps donnée (tableau V.1)

tableau V.1 Exemple de données traitées avant l'aménagement

Abscisse	temps(h)	la cot de la rive gauche	la cot de la rive droit	la cote d'eau	Zeau-Z rive D	Zeau-Z rive G	Remarque
600	0	489.82	488.77	487.00	-2.82	-1.77	pas de débordement
600	1	489.82	488.77	485.92	-3.90	-2.85	pas de débordement
600	2	489.82	488.77	486.64	-3.18	-2.13	pas de débordement
600	3	489.82	488.77	487.40	-2.42	-1.37	pas de débordement
600	4	489.82	488.77	487.94	-1.88	-0.83	pas de débordement
600	5	489.82	488.77	488.60	-1.22	-0.17	pas de débordement
600	6	489.82	488.77	489.22	-0.60	0.45	débordement D
600	7	489.82	488.77	489.84	0.02	1.07	débordement G ET D
600	8	489.82	488.77	490.34	0.52	1.57	débordement G ET D
600	9	489.82	488.77	490.92	1.10	2.15	débordement G ET D
600	10	489.82	488.77	491.43	1.61	2.66	débordement G ET D
600	11	489.82	488.77	491.91	2.09	3.14	débordement G ET D
600	12	489.82	488.77	491.65	1.83	2.88	débordement G ET D
600	13	489.82	488.77	491.40	1.58	2.63	débordement G ET D
600	14	489.82	488.77	491.15	1.33	2.38	débordement G ET D
600	15	489.82	488.77	490.90	1.08	2.13	débordement G ET D
600	16	489.82	488.77	490.65	0.83	1.88	débordement G ET D
600	17	489.82	488.77	490.41	0.59	1.64	débordement G ET D
600	18	489.82	488.77	490.18	0.36	1.41	débordement G ET D
600	19	489.82	488.77	489.93	0.11	1.16	débordement G ET D
600	20	489.82	488.77	489.70	-0.12	0.93	débordement D
600	21	489.82	488.77	489.43	-0.39	0.66	débordement D
600	22	489.82	488.77	489.20	-0.62	0.43	débordement D
600	23	489.82	488.77	488.89	-0.93	0.12	débordement D
600	24	489.82	488.77	488.68	-1.14	-0.09	pas de débordement
600	25	489.82	488.77	488.38	-1.44	-0.39	pas de débordement
600	26	489.82	488.77	488.16	-1.66	-0.61	pas de débordement
600	27	489.82	488.77	487.94	-1.88	-0.83	pas de débordement
600	28	489.82	488.77	487.73	-2.09	-1.04	pas de débordement
600	29	489.82	488.77	487.51	-2.31	-1.26	pas de débordement
600	30	489.82	488.77	487.30	-2.52	-1.47	pas de débordement
600	31	489.82	488.77	487.08	-2.74	-1.69	pas de débordement
600	32	489.82	488.77	486.89	-2.93	-1.88	pas de débordement
600	33	489.82	488.77	486.70	-3.12	-2.07	pas de débordement
600	34	489.82	488.77	486.54	-3.28	-2.23	pas de débordement
600	35	489.82	488.77	486.35	-3.47	-2.42	pas de débordement
600	36	489.82	488.77	486.18	-3.64	-2.59	pas de débordement
600	37	489.82	488.77	485.99	-3.83	-2.78	pas de débordement
600	38	489.82	488.77	485.84	-3.98	-2.93	pas de débordement
600	39	489.82	488.77	485.64	-4.18	-3.13	pas de débordement
600	40	489.82	488.77	485.54	-4.28	-3.23	pas de débordement
600	41	489.82	488.77	485.42	-4.40	-3.35	pas de débordement

L'analyse de ce tableau nous permet de conclure que plusieurs sections avec terrain nu ne permettent pas d'évacuer toutes les eaux de la crue (sections 3, 4, 5, 6, 7, 8, 13, 14, 17, 18, 19, 21, 24, 26, 27, 28, 29, 30, 31, 33, 34, 36, 38, 46, 47, 49, 50, 54). D'après ces résultats l'aménagement de l'oued est incontournable. Plusieurs types d'aménagement on peut citer la solution qui consiste à rééquilibrer les berges de l'oued en vue de :

- Surélévation des berges de l'oued sur certaines sections, curage de toute la longueur de l'oued en vue de le débarrasser des dépôts occasionnés par les diverses crues qui se sont abattues, et creusement des zones présentant un relief en pente qui ont tendance à réduire la vitesse des eaux et une surréservation des eaux, d'où inondation.
- Surélévation des berges de l'oued au moyen d'un mur en gabions ou en béton de manière à augmenter les capacités de sections. Cette solution être accompagnée, selon le cas par le traitement des berges aux endroits sensible dans tous les cas, le curage de lite devra être exécuté en vue de débarrasser des immondices, pierrailles ou autres déchets qui obstruent le passage des eaux.

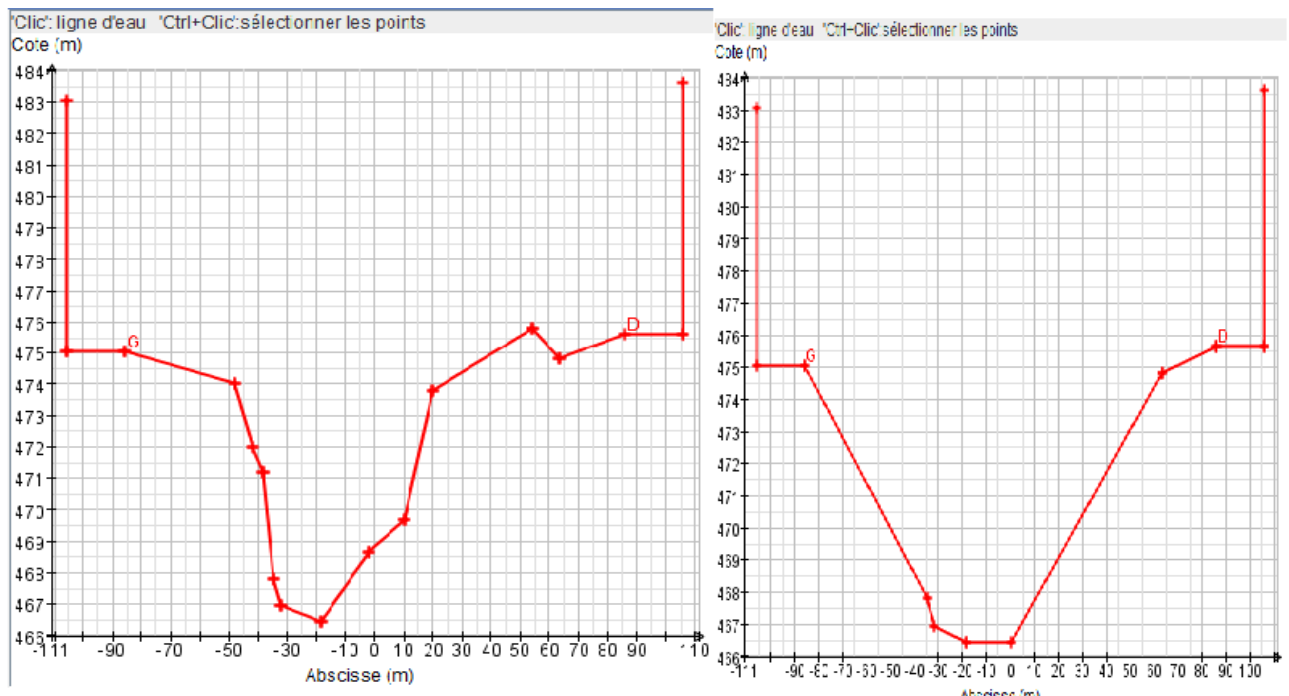


Figure V.12 : exemples de section modifiée (section 17)

V.7 traitement des données

Nous présent un exemple des données traites pour calculer le débordement dans une section pend un temps donné.

La cote d'eau maximale atteint pendant la crue est confrontée aux de terrain du lit majeur,

Pour calculer la hauteur de débordement il faut connaitre :

- La hauteur d'eau (H_{eau}) .
- La cote de rive la plus basse (Cr).

Dance la hauteur de débordement (H_d)= $H_{eau}-Cr$

tableau V.2 Exemple de données traitées après l'aménagement

Abscisse	temps(h)	la cot de la rive gauche	la cot de la rive droit	la cote d'eau	Zeau-Z rive D	Zeau-Z rive G	Remarque
600	0	489.82	488.77	483.75	-6.07	-5.02	pas de débordement
600	1	489.82	488.77	483.14	-6.68	-5.63	pas de débordement
600	2	489.82	488.77	483.58	-6.24	-5.19	pas de débordement
600	3	489.82	488.77	484.14	-5.68	-4.63	pas de débordement
600	4	489.82	488.77	484.58	-5.24	-4.19	pas de débordement
600	5	489.82	488.77	485.10	-4.72	-3.67	pas de débordement
600	6	489.82	488.77	485.60	-4.22	-3.17	pas de débordement
600	7	489.82	488.77	486.18	-3.64	-2.59	pas de débordement
600	8	489.82	488.77	486.68	-3.14	-2.09	pas de débordement
600	9	489.82	488.77	487.23	-2.59	-1.54	pas de débordement
600	10	489.82	488.77	487.73	-2.09	-1.04	pas de débordement
600	11	489.82	488.77	488.23	-1.59	-0.54	pas de débordement
600	12	489.82	488.77	487.99	-1.83	-0.78	pas de débordement
600	13	489.82	488.77	487.73	-2.09	-1.04	pas de débordement
600	14	489.82	488.77	487.48	-2.34	-1.29	pas de débordement
600	15	489.82	488.77	487.23	-2.59	-1.54	pas de débordement
600	16	489.82	488.77	486.99	-2.83	-1.78	pas de débordement
600	17	489.82	488.77	486.74	-3.08	-2.03	pas de débordement
600	18	489.82	488.77	486.51	-3.31	-2.26	pas de débordement
600	19	489.82	488.77	486.27	-3.55	-2.50	pas de débordement
600	20	489.82	488.77	486.05	-3.77	-2.72	pas de débordement
600	21	489.82	488.77	485.81	-4.01	-2.96	pas de débordement
600	22	489.82	488.77	485.60	-4.22	-3.17	pas de débordement
600	23	489.82	488.77	485.37	-4.45	-3.40	pas de débordement
600	24	489.82	488.77	485.16	-4.66	-3.61	pas de débordement
600	25	489.82	488.77	484.94	-4.88	-3.83	pas de débordement
600	26	489.82	488.77	484.75	-5.07	-4.02	pas de débordement
600	27	489.82	488.77	484.61	-5.21	-4.16	pas de débordement
600	28	489.82	488.77	484.44	-5.38	-4.33	pas de débordement
600	29	489.82	488.77	484.26	-5.56	-4.51	pas de débordement
600	30	489.82	488.77	484.11	-5.71	-4.66	pas de débordement
600	31	489.82	488.77	483.94	-5.88	-4.83	pas de débordement
600	32	489.82	488.77	483.80	-6.02	-4.97	pas de débordement
600	33	489.82	488.77	486.70	-3.12	-2.07	pas de débordement
600	34	489.82	488.77	486.54	-3.28	-2.23	pas de débordement
600	35	489.82	488.77	486.35	-3.47	-2.42	pas de débordement
600	36	489.82	488.77	486.18	-3.64	-2.59	pas de débordement
600	37	489.82	488.77	485.99	-3.83	-2.78	pas de débordement
600	38	489.82	488.77	485.84	-3.98	-2.93	pas de débordement
600	39	489.82	488.77	485.64	-4.18	-3.13	pas de débordement
600	40	489.82	488.77	485.54	-4.28	-3.23	pas de débordement
600	41	489.82	488.77	485.42	-4.40	-3.35	pas de débordement

D'après la simulation du tronçon après l'aménagement on peut voir qu'il n'y a aucun débordement dans toute la section.

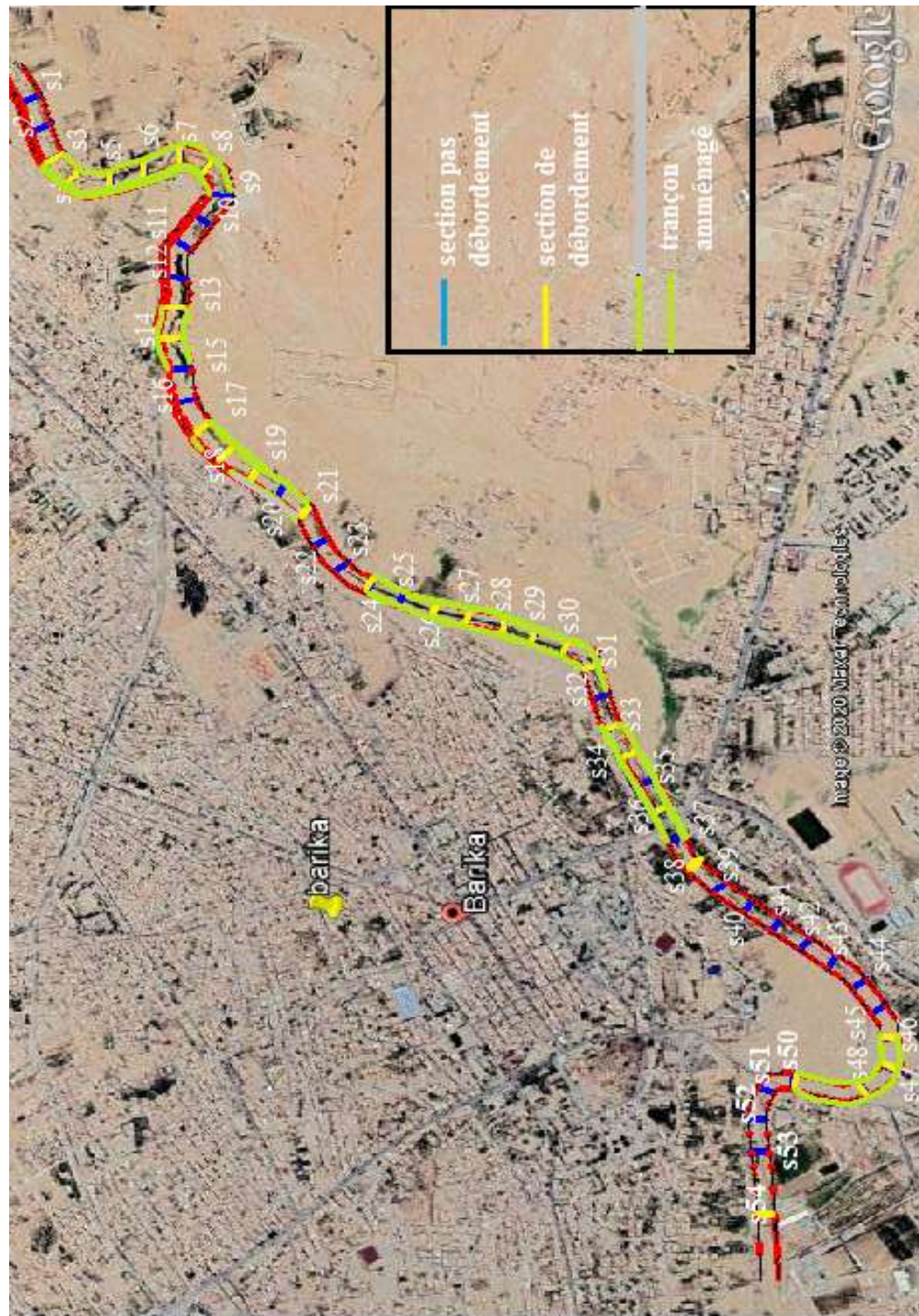


Figure V.13 La cartographie de l'oued de barika

V.8 conclusion

A travers ce chapitre, nous avons constaté que l'oued de Barika nécessite un aménagement la crue centennale ($Q_{\max}=1496.47 \text{ m}^3/\text{s}$) peut atteindre le centre-ville BARIKA.

D'après les résultats de simulation du tronçon après l'aménagement on a conclue qu'il n'a pas de débordements dans toutes les sections du tronçon.

Conclusion

Générale

Conclusion Générale

La protection des sites urbains contre les crues et les inondations est une nécessité Indispensable afin de réduire le dégât humain, matériel et économique.

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.

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

Nous avons tout d'abord caractérisé les principaux facteurs physico-géographiques agissant sur l'écoulement, phase primordiale pour la connaissance d'un système Hydrologique.

Le présent travail s'est orienté pour protéger la ville de Barika contre l'inondation causée par le débordement de l'oued. L'étude hydrologique a montré que le débit maximum de la crue centennale est de l'ordre 1496.47 m³/s. La simulation de ce débit à l'aide du code Rubarbe à travers le tronçon qui traverse la ville montre plusieurs zones débordantes. Pour éliminer ce risque, on a modifié la section de l'oued dans les zones à risque en faisant élargir les sections à risque. L'oued ainsi aménagé ne présente aucun risque de débordement en ré-simulant la crue de projet.

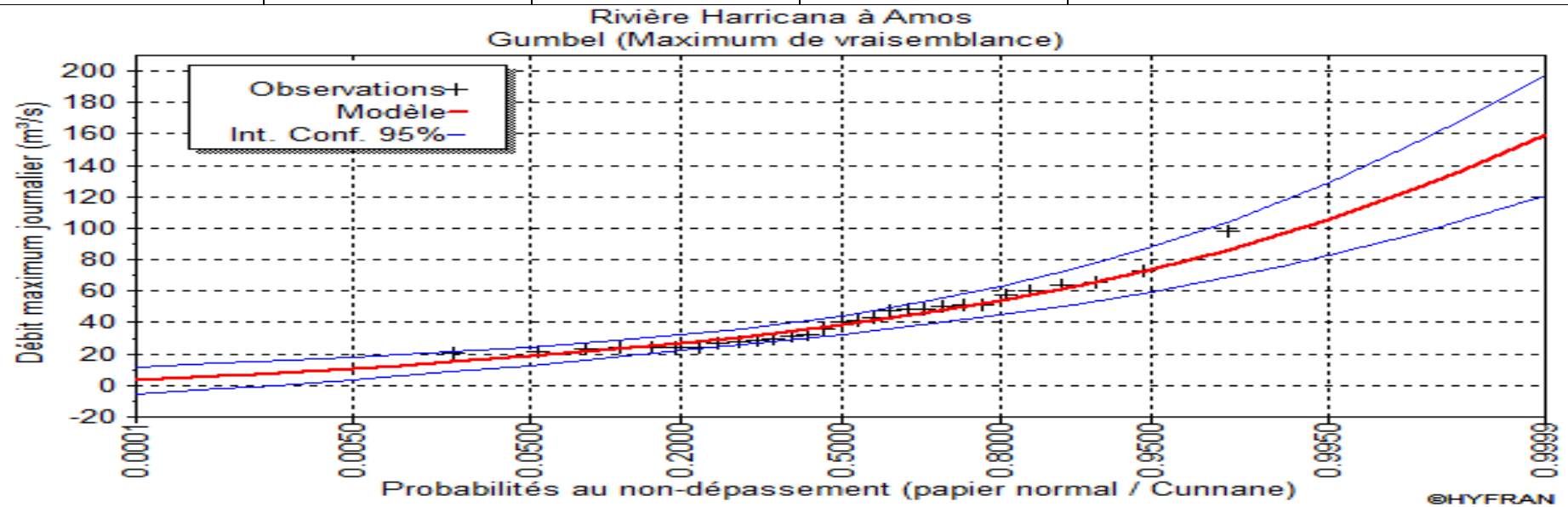
Bibliographie

- ❖ « Wilaya de Batna : répartition de la population résidente des ménages ordinaires et collectifs, selon la commune de résidence et la dispersion ». Données du recensement général de la population et de l'habitat de 2008 sur le site de l'ONS.
- ❖ (en) historicaldemographical data of the urbancenters Consulté le 16 décembre 2011
- ❖ PhilippeThiriez, en flanant dans les Aures, chap. 3 « Batna ».
- ❖ **BENDJAFER Ahmed** :étude d'aménagement de l'Ouad Boussaada ,projet fin d'étude, master, université de M'sila.
- ❖ **BACHI. M** : Problématique du risque d'inondation en milieu urbain; cas de l'agglomération de Sidi Bel Abbès, Projet de Fin d'Etudes, Magister, Université Aboubakr BELKAID, Tlemcen, Algérie, 2011.
- ❖ **LAHLAH.S** : Les inondations en Algérie, Actes des Journées Techniques/Risques Naturels :Inondation, Prévision, Protection/BATNA, 2004.
- ❖ **BOUZIANE Abdelkrim** : Protection cde la ville de Meftah contre les inondations par l'aménagement d'Oued ZERGA (W.BLIDA), Projet de fin d'études, ingéniorat, ENSH, Blida ,Algérie, 2011.
- ❖ **TALATIZI.A** : Etude des infiltrations à travers une digue de barrage en terre, cas d'un barrage Algérien, Projet de fin d'étude, Magister, Université Mouloud Mammeri de Tizi-Ouzou, Algérie, 2014.

ANNEXE

Ajustement de la pluie max j à une loi de GUMBEL(MEROUANA)

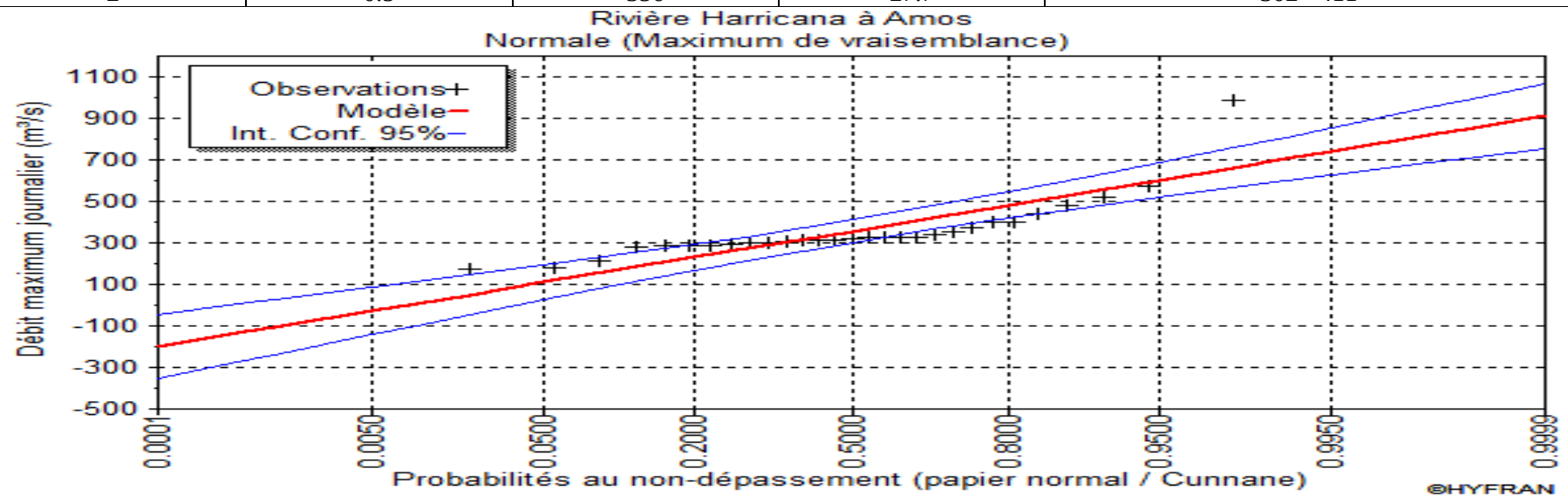
T	F	P	Ecart type	intervalle de confiance
10000	0.9999	159	19.7	121 - 198
2000	0.9995	137	16.4	105 - 169
1000	0.999	128	15	98.3 - 157
200	0.995	106	11.8	82.6 - 129
100	0.99	96.3	10.5	75.8 - 117
50	0.98	86.8	9.08	69.0 - 105
20	0.95	74	7.28	59.8 - 88.3
10	0.9	64.2	5.93	52.6 - 75.8
5	0.8	54	4.6	44.9 - 63.0
3	0.6667	45.8	3.65	38.7 - 53.0
2	0.5	38.5	2.96	32.7 - 44.3



ANNEXE

Ajustement de la pluie moy à une loi normale (MEROUANA) :

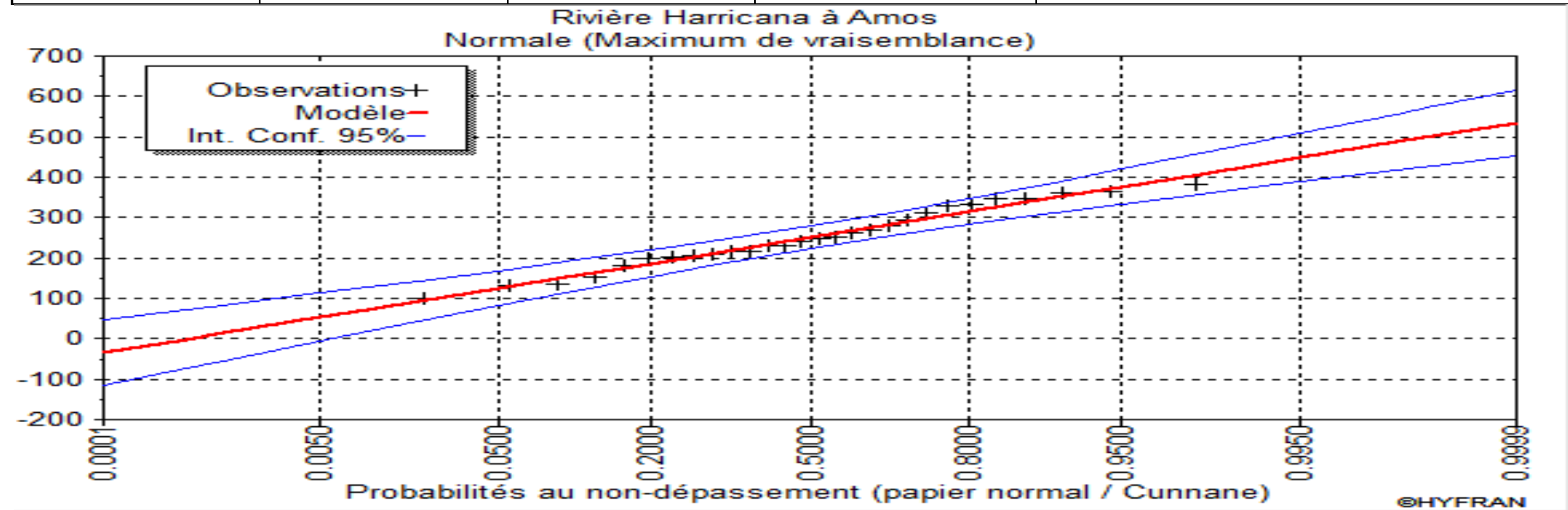
T	F	P	Ecart type	intervalle de confiance
10000	0.9999	912	79.2	756 - 1070
2000	0.9995	848	71.3	708 - 988
1000	0.999	818	67.6	685 - 950
200	0.995	741	58.4	627 - 856
100	0.99	704	54.1	598 - 810
50	0.98	663	49.5	566 - 760
20	0.95	602	43	518 - 686
10	0.9	548	37.7	474 - 622
5	0.8	482	32.4	418 - 546
3	0.6667	421	29	364 - 478
2	0.5	356	27.7	302 - 411



ANNEXE

Ajustement de la pluie moy à une loi normale(STATION 05 12 02)

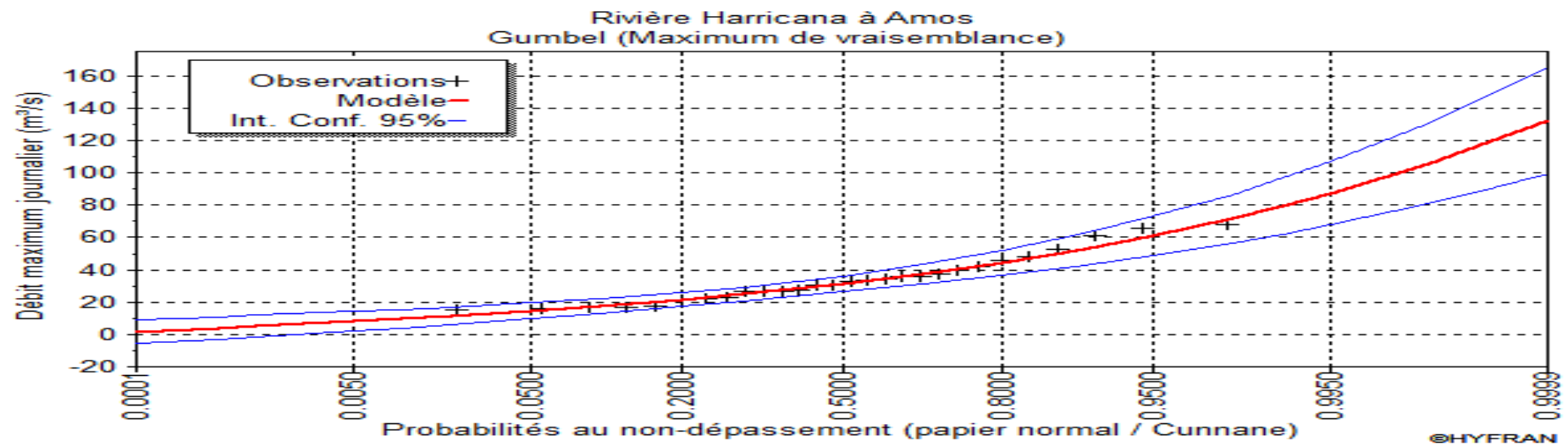
T	F	P	Ecart type	intervalle de confiance
10000	0.9999	536	41.4	454 - 617
2000	0.9995	503	37.2	430 - 576
1000	0.999	487	35.3	418 - 557
200	0.995	448	30.5	388 - 508
100	0.99	429	28.2	374 - 484
50	0.98	408	25.8	357 - 459
20	0.95	377	22.4	333 - 421
10	0.9	349	19.7	310 - 388
5	0.8	315	16.9	282 - 348
3	0.6667	284	15.2	254 - 313
2	0.5	251	14.5	222 - 279



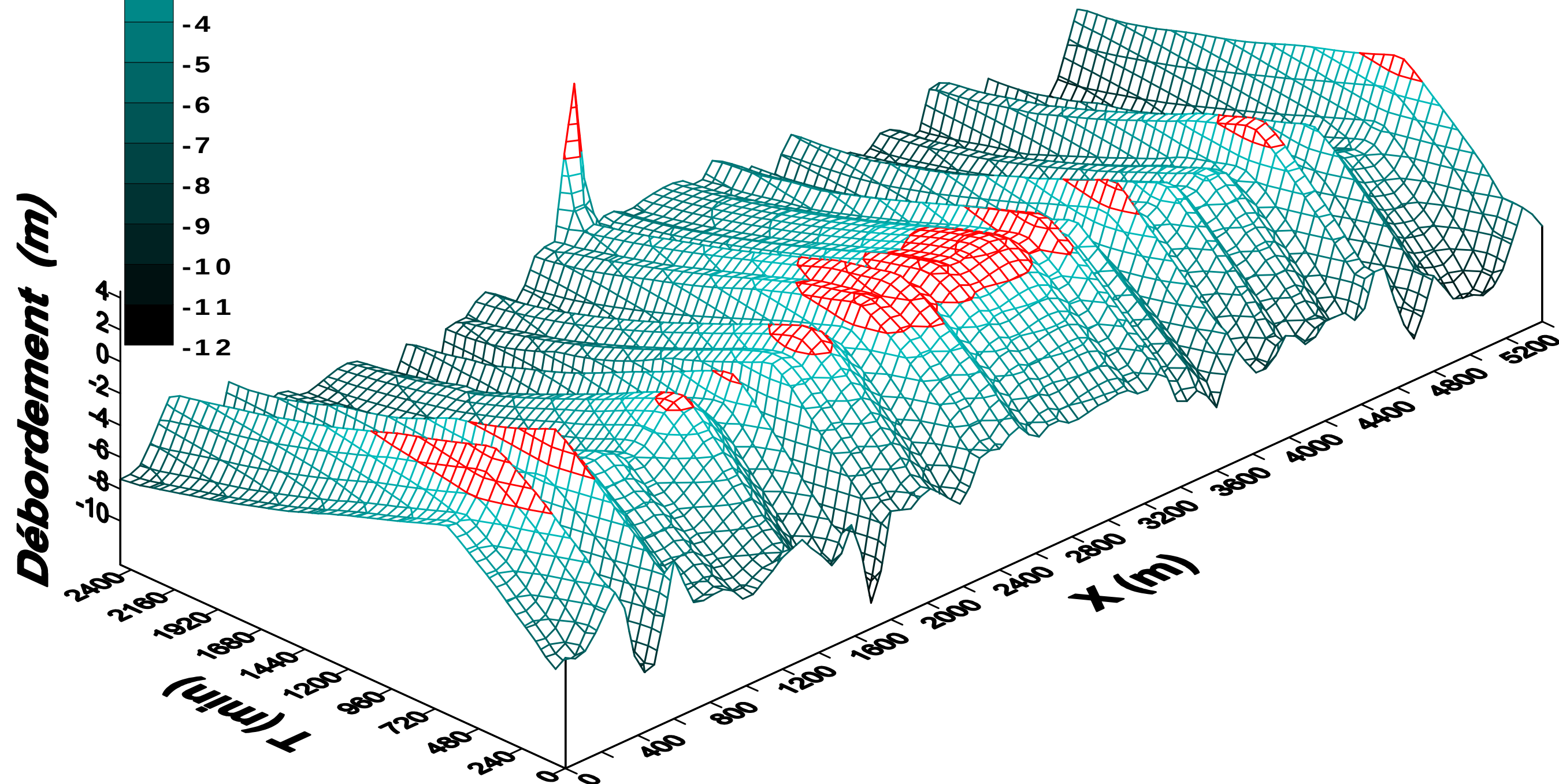
ANNEXE

Ajustement de la pluie max j à une loi de GUMBEL(STATION 05 12 02)

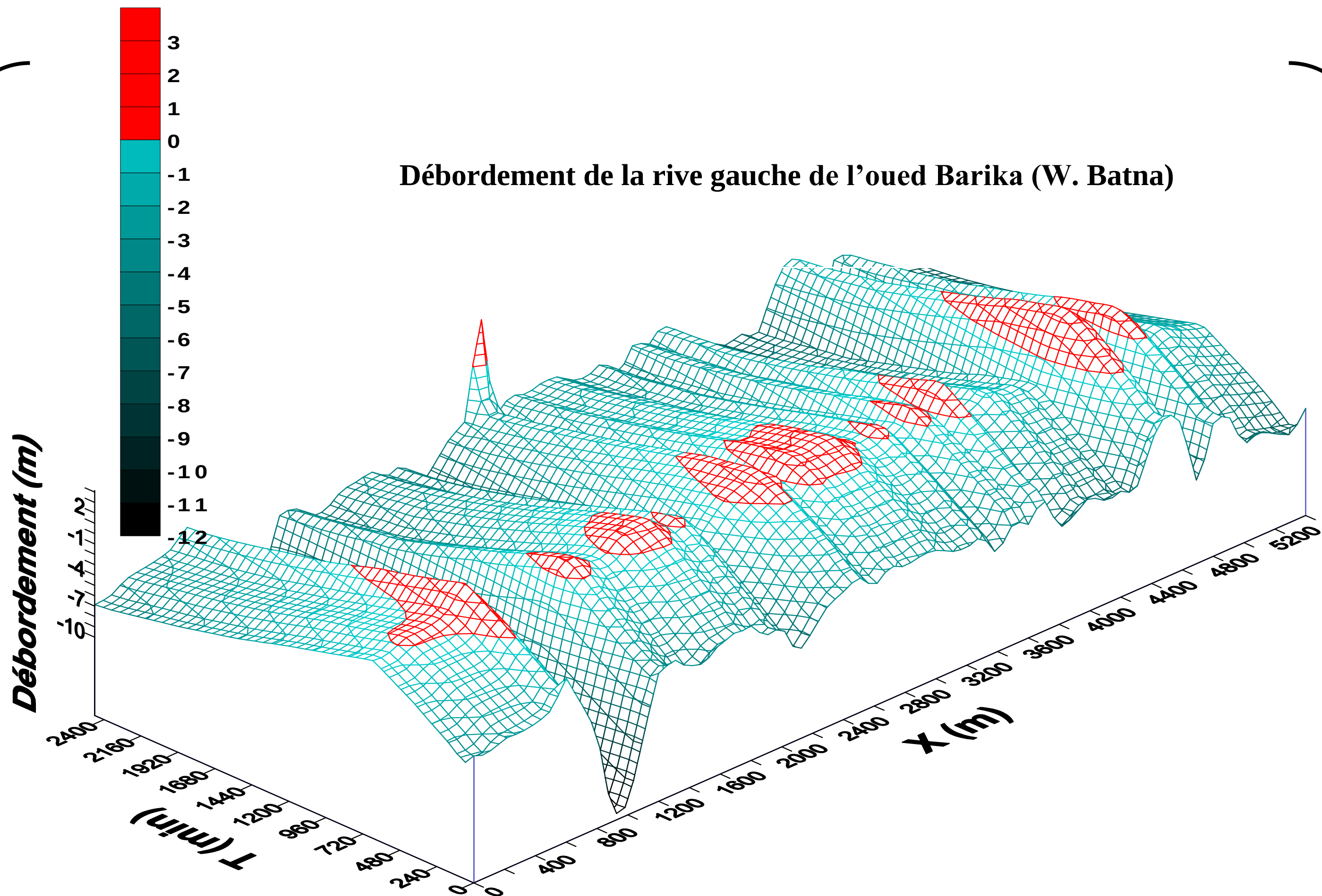
T	F	P	Ecart type	intervalle de confiance
10000	0.9999	132	16.7	99.2 - 165
2000	0.9995	114	14	86.2 - 141
1000	0.999	106	12.8	80.7 - 131
200	0.995	87.4	10.1	67.7 - 107
100	0.99	79.4	8.88	62.0 - 96.9
50	0.98	71.5	7.72	56.4 - 86.6
20	0.95	60.9	6.19	48.7 - 73.0
10	0.9	52.7	5.04	42.8 - 62.6
5	0.8	44.1	3.91	36.5 - 51.8
3	0.6667	37.3	3.1	31.3 - 43.4
2	0.5	31.2	2.52	26.3 - 36.1



Débordement de la rive droite de l'oued Barika (W. Batna)



Débordement de la rive gauche de l'oued Barika (W. Batna)



Résumé

La problématique des risques naturels et plus particulièrement du risque d'inondation est un sujet d'actualité en Algérie et dans le monde entier, notamment au regard des dernières grandes crues catastrophiques donc la gestion de ce risque devient de plus en plus une nécessité qui doit impliquer tous les acteurs concernés (décideurs, techniciens et population) afin d'identifier les enjeux à protéger, les moyens disponibles et alternatives possibles pour atténuer les dégâts humains et matériels provoqués par ce phénomène. Le présent travail consiste à l'étude de protection du centre de BARIKA, Wilaya de BATNA, contre les inondations.

Sur la base des données du milieu physique morpho-métriques et climatiques, une étude hydrologique a été engagée et a permis de déterminer l'ensemble des Paramètres servant à la conception et aux dimensionnements des ouvrages de protection du Centre contre les inondations de cette agglomération. En incluant notamment la simulation des écoulements avec le model.

Mots clés : Inondations, crues, eaux pluviales, protection, RUBARBE.

ملخص

تعد مشكلة الاخطار الطبيعية وخاصة خطر الفيضانات موضوعا ساخنا في الجزائر والعالم , وخاصة في ضوء اخر الفيضانات الكارثية الكبرى , ولذلك اصبحت ادارة هذا الخطر ضرورة اكثر فاكثرا و اشراك جميع اصحاب المصلحة المعنيين (صناع القرار, التقنيين والسكان) في تحديد المصالح الواجب حمايتها و الوسائل البديلة المتاحة لتخفيف الاضرار البشرية و المادية الناجمة عن هذا الظاهرة.

يتكون العمل الحالي من دراسة و حماية مدينة بركة, ولاية باتنة ضد الفيضانات.

المرفومترية والمناخية , تم البدء في دراسة هيدرولوجية وتم السماح لنا بتحديد جميع على اساس بيانات المنطقة الفيزيائية المعلومات المستخدمة لتصميم وتحجيم اعمال الحماية في المركز ضد الفيضانات بما في ذلك محاكات التدفق مع نموذج RUBARBE.

حماية الكلمات المفتاحية : RUBARBE الفيضانات, التدفقات, مياه العواصف

Abstract

The issue of natural risks and more particularly the risk of flooding is a topical issue in Algeria and around the world, especially with regard to the latest major catastrophic floods, therefore the management of this risk is increasingly becoming a necessity which must involve all the actors concerned (decision-makers, technicians and the population) in order to identify the issues to be protected, the means available and possible alternatives to mitigate the human and material damage caused by this phenomenon. The present work consists of the study of protection of the center of BARIKA, Wilaya of BATNA, against floods.

Based on morphometric and climatic physical environment data, a hydrological study was initiated and made it possible to determine all the parameters used for the design and sizing of the centre's flood protection works in this agglomeration. By including in particular the simulation of flows with the model.

Keywords: Floods, floods, rainwater, protection, RUBARBE.