



Faculté de Technologie
Département d'**Hydraulique**
Laboratoire de Recherche en Hydraulique Appliquée et Environnement (LRHAE)

MÉMOIRE DE FIN D'ÉTUDES

Présenté par :

CHABANE Rabah

LABBAOUI Thanina

En vue de l'obtention du diplôme de **MASTER en Hydraulique**

Option : **Ouvrages et Aménagements Hydrauliques**

INTITULE :

ETUDE DE PROTECTION CONTRE LES INONDATIONS DE LA VILLE D'EL BAYADH (OUED DEFFA)

Soutenu le **28 / 06 / 2016** devant le jury composé de :

- Président : C. LABIOD
- Promoteur (s) : **A. BERREKSI**

T. IKNI

- Examineur (s) : **S. HADDAD**

Dédicace

Je rends un grand hommage à travers ce modeste travail en signe de respect et de reconnaissance à

Ma très chère mère FATHMA

Mon très cher père AMOK RANE.

Pour tous leurs sacrifices et leurs soutiens moraux et matériels dont ils ont fait preuve pour que je réussisse.

Je le dédie particulièrement à

Mon défunt oncle, que dieu se tout puissant l'accueil en son vaste paradis, que rien ni personne ne pourra combler le vide qu'il a laissé dans nos vie.

Je le dédie aussi à

A tous mes chers amis (e)

Pour l'amour qu'ils me portent, le soutien moral et les prières de réussite.

Mes sœurs et mes frères.

Tous mes amis (es) spécialement : La promo OAH Hydraulique 2016

Pour tous les moments de joie et de bonheur que nous avons partagé.

A mon binôme THANGA

Qui m'a aidée du mieux qu'elle a pu et a donné le meilleur d'elle dans l'élaboration de ce travail.

Je le dédie à tous ceux que ma plume à oublier mais qui sont dans mon cœur.

THABANE Rabah

Dédicace

Je rends un grand hommage à travers ce modeste travail en signe de respect et de reconnaissance à

Ma très chère mère MALIKA.

Mon très cher père MOHAMMED.

Pour tous leurs sacrifices et leurs soutiens moraux et matériels dont ils ont fait preuve pour que je réussisse.

Je le dédie particulièrement à

Ma défunte tante, que dieu le tout puissant l'accueille en son vaste paradis, que rien ni personne ne pourra combler le vide qu'elle a laissée dans nos vies.

Je le dédie aussi à

Mon oncle DADA, ma tante HOURRA et leurs fils, filles et belles filles ainsi qu'à ma Grand-mère adorée.

Pour l'amour qu'ils me portent, le soutien moral et les prières de réussite.

Mes sœurs et mon petit frère.

Khali et sa femme Nabila.

Mes cousins et cousines.

Tous mes amis (es) spécialement : Diha, Hanan, Sara, Neila, Lamia, Lila et Nawal.

Pour tous les moments de joie et de bonheur que nous avons partagé.

A mon binôme RABAH

Qui m'a aidé du mieux qu'il a pu et a donné le meilleur de lui dans l'élaboration de ce travail.

Je le dédie à tous ceux que ma plume a oubliés mais qui sont dans mon cœur.

LABBAOUJ Thanina

TABLE DES MATIERES

Introduction générale.....	1
----------------------------	---

Chapitre I : Généralités

I.1 Introduction.....	2
I.2 Définition	2
I.2.1 Inondation	2
I.2.2 Crue.....	2
I.2.3 Éléments descriptifs d'une crue	2
I.2.4 Principaux paramètres nécessaires pour évaluer la catastrophe.....	3
I.3 Mécanismes de l'inondation	3
I.4 Type d'inondations	4
I.4.1 Les inondations par crues torrentielles	4
I.4.2 Les inondations par débordement directe (débordement des plaines).....	5
I.4.3 Les inondations par accumulation d'eau ruisselée.....	5
I.4.4 Les inondations par rupture d'un ouvrage artificiel hydraulique.....	5
I.4.5 Les inondations par submersion marine	5
I.5 Les causes et origines des inondations.....	5
I.6 Conséquences engendrées par les inondations.....	6
I.7 Les inondations en Algérie	6
I.7.1 Causes et types de crues catastrophiques en Algérie	7
I.7.2 Historique des inondations catastrophiques en Algérie	7
I.8 Conclusion	14

Chapitre II : Présentation du site

II.1 Introduction	15
II.2 Situation du projet	15
II.3 Géomorphologie	16
II.4 VEGETATION.....	17
II.5 Géologie.....	17
II.6 CLIMAT	17
II.7 HYDRAULIQUE	18
II.8 DONNEES HYDROGRAPHIQUES	19
II.9 Situation actuelle de la zone d'étude	19
II.9.1 Description de la zone d'étude	20

II.9.2 Historique des inondations de la ville d'El Bayadh.....	23
II.9.3 Analyse des inondations de la ville d'el bayadh par ASAL	24
II.10 Conclusion	27

Chapitre : III Etude hydrologique

III.1 Introduction	28
III.2 Le bassin versant et son complexe	28
III.3 Relief	30
III.4 Caractéristiques du réseau hydrographique.....	34
III.5 Analyse des données pluviométriques	38
III.6 Pluie de courte durée	47
III.7 Les apports	50
III.8 Etude de crue	54
III.9 Conclusion :.....	60

Chapitre IV : Etude hydraulique

IV.1 Introduction.....	61
IV.2 Proposition d'aménagement.....	61
IV.3 Généralités	61
IV.3.1 Canal à ciel ouvert.....	62
IV.3.1.1 Type de canal	62
IV.3.1.2 Géométrie des canaux	63
IV.3.2 Ecoulement dans les canaux.....	63
IV.3.2.1 Types d'écoulement	63
IV.3.2.2 Régime d'écoulement.....	65
IV.3.3 Dimensionnement des canaux.....	67
IV.3.3.1 Détermination du coefficient de CHEZY	67
IV.3.3.2 Calcul des paramètres géométriques	68
IV.3.3.3 Calcul de la ligne d'eau.....	71
IV.3.3.4 Calcul des paramètres de courbure du canal	75
IV.4 Calcul de l'aménagement.....	76
IV.4.1 Logiciel canal 21	76
IV.4.2 Dimensionnement de l'aménagement.....	76
IV.4.2.1 Calcul du tronçon N°1.....	76

IV.4.2.2 Calcul du tronçon N°2.....	78
IV.4.2.3 Calcul du tronçon N°3.....	80
IV.4.2.4 Calcul du tronçon N°4.....	81
IV.4.2.5 Calcul du tronçon N°5.....	83
IV.5 Conclusion	85
Conclusion générale.....	86

Chapitre I : Généralités

Tableau I.1 : Conséquences des inondations.....	06
Tableau I.2 : Caractéristiques des crues observées lors des inondations du 27 au 29 Mars 1978...	08
Tableau I.3 : Caractéristiques des crues observées lors des inondations du 28 au 31 Mars 1974...	09
Tableau I.4 : Caractéristiques des crues observées lors des inondations du 03 Février 1984.....	10
Tableau I.5 : Caractéristiques des crues observées lors des inondations du 29 Décembre au 01 Janvier 1985	10

Chapitre II : Présentation du site

Tableau II.1 : Caractéristiques du B.V d'Oued Deffa, à l'exutoire de la zone d'étude	19
Tableau II.2 : Historique des inondations de 1994 à 2011	24

Chapitre III : Etude hydrologique

Tableau III.1 : Répartition altimétrique du bassin versant	33
Tableau III.2 : Les altitudes caractéristiques.....	34
Tableau III.3 : Indice de pente global	34
Tableau III.4 : Pente moyenne du bassin versant.....	35
Tableau III.5 : Dénivelée spécifique	35
Tableau III.6 : Pente moyenne du cours d'eau principal.....	37
Tableau III.7 : Temps de concentration pour les différents auteurs.....	38
Tableau III.8 : Caractéristiques du bassin versant.....	39
Tableau III.8 : Caractéristiques du bassin versant (suite et fin).....	40
Tableau III.9 : Station pluviométrique El Bayadh (coordonnées Lambert).....	40
Tableau III.10 : Séries des Pluies Maximales Journalières (1971-2011) à la station El Bayadh (ANRH).....	41
Tableau III.11 : Caractéristique de la série de donnée avec N = 41ans	41
Tableau III.12 : Résultats de l'ajustement à la loi de GALTON.....	44

Tableau III .11 : Résultats de l’ajustement à la loi de GUMBEL	47
Tableau III.14 : Pluies et intensités maximales de durée t(h) et période de retour (ans)	50
Tableau III.15 : Apports moyens interannuels	64
Tableau III.16 : Les caractéristiques de l’écoulement.....	66
Tableau III.17 : Récapitulatif des apports liquides et solides du bassin versant.....	67
Tableau III.18 : Coefficient de ruissellement de la crue considérée pou une probabilité p%	69
Tableau III.19 : Coefficient de ruissellement pour la crue probable.....	70
Tableau III.20 : Résultats d’évaluation des crues par les lois empiriques	71
Tableau III.21 : Débits de crues pour différentes périodes de retour	72

Chapitre IV : Etude hydraulique

Tableau IV.1 : Paramètres géométriques d’un canal trapézoïdal.....	73
Tableau IV.2 : Type de canaux en fonction de la pente	76
Tableau IV.3 : Condition de classification des courbes de remous	77
<i>Tableau IV.4 : Paramètres géométriques de ressaut hydraulique.....</i>	<i>79</i>
<i>Tableau IV.6 : Paramètres hydrauliques du tronçon N°1</i>	<i>82</i>
<i>Tableau IV.8 : Calcul de la pente critique</i>	<i>83</i>
<i>Tableau IV.9 : Caractéristiques de la courbe de remous du tronçon N°1</i>	<i>83</i>
<i>Tableau IV.10: Paramètres hydrauliques du tronçon N°2</i>	<i>84</i>
<i>Tableau IV.11 : Caractéristique de la courbe de remous du tronçon N°2</i>	<i>85</i>
<i>Tableau IV.12: Paramètres hydrauliques du tronçon N°3</i>	<i>85</i>
<i>Tableau IV.12 : Caractéristique de la courbe de remous du tronçon N°3</i>	<i>86</i>
<i>Tableau IV.13 : Paramètres hydrauliques du tronçon N°4</i>	<i>87</i>
<i>Tableau IV.14 : Caractéristique de la courbe de remous du tronçon N°4</i>	<i>88</i>
<i>Tableau IV.15 : Paramètres hydrauliques du tronçon N°5</i>	<i>88</i>
Tableau IV.16 : Caractéristique de la courbe de remous du tronçon N°5.....	89

Chapitre I : Généralités

Figure I.1. Eléments descriptif d'une crue	03
Figure I.2. Embâcle sur un torrent, inondation par crue torrentielle	04

Chapitre II : Présentation du site

Figure II.1. Plan de situation de à l'échelle de la wilaya	15
Figure II.2. Plan de situation de la ville la ville	15
Figure II.3. Communes limitrophes de la ville d'El Bayadh	16
Figure II.4. Routes d'accès à la ville d'El-Bayadh	16
Figure II.5. Situation géographique de la ville d'El Bayadh	17
Figure II.6. Carte de protection	20
Figure II.7. Oued Saffiet en amont de l'Oued Deffa.....	20
Figure II.8. Pont sur Oued Saffiet avec charriage	20
Figure II.9. Pont menant vers Tiaret entrée de la ville avec une conduite d'AEP	21
Figure II.10. Quartier Grabba	21
Figure II.11. Pont Grabba, rétrécissement de section	21
Figure II.12. Niveau d'eau atteint en pointillés rouge au-dessus de la maison de la culture ...	22
Figure II.13. Oued Deffa avec les voiles de protection en partie détruits	22
Figure II.14. Oued Deffa avec les voiles de protection en partie détruits	23
Figure II.15. Superposition du réseau hydrographique hiérarchisé du bassin versant de l'oued Deffa sur une ortho image Alsat-2A prise sur El Bayadh et ses environs (ASAL)	25
Figure II.16.A. Détection de la zone inondée par l'identification de traces d'humidité de part et d'autre de l'oued Deffa, grâce à une analyse diachronique des images Alsat-2A, prises avant les inondations (ASAL)	26
Figure II.16.B. Vue globale de la zone inondée (en jaune) détectée sur les images multispectrales d'Alsat-2A (©ASAL), prises après les inondations.....	26
Figure II.17. Vue globale de la zone inondée (ligne rouge en pointillé) superposée sur une image Alsat-2A (© ASAL)	27

Figure II.18. Impact de l'inondation visible sur les images du satellite Kompsat (© KARI)..	27
Figure II.19. Impacts de l'inondation identifiés sur les images du satellite Kompsat (©KARI), matérialisés par la destruction de deux passerelles (cercle en jaune).....	28
Figure II.20. La délimitation de la zone inondée réalisée à partir des Images du satellite Worldview-2.....	28

Chapitre III : Etude hydrologique

Figure III.1. Bassin versant de la zone d'étude.	41
Figure III.2. Courbes de niveau du bassin versant (relief).	43
Figure III.3. Courbe hypsométrique du bassin versant	44
Figure III.4. Hiérarchisation du réseau hydrographique	47
Figure III.5. Représentation des observations sur papier normale	53
Figure III.6. Histogramme des observations	53
Figure III.7. Ajustement à la loi de GALTON	56
Figure III.8. Ajustement à la loi de GUMBEL	59
Figure III.9. Comparaison entre les deux lois d'ajustement.....	59
Figure III.10. Courbes des pluies fréquentielle	62
Figure III.11. Courbes des intensités- durées- fréquences	62
Figure III.12. Hydrogrammes de crue	73

Chapitre IV : Etude hydraulique

Figure IV.1. Géométrie d'un canal naturel	65
Figure IV.2. Types de canaux artificiels (couvert et découvert).....	65
Figure IV.3. Schéma d'un écoulement permanent	67
Figure IV.4. Schéma d'un écoulement non permanent	67
Figure IV.5. Schéma illustrant les différents écoulements	68
Figure IV.6. Passage du régime fluvial au régime torrentiel	69
Figure IV.7. La section de meilleure conductivité pour différentes formes de canal	72
Figure IV.8. Différents types de courbes de remous	78

Figure IV.9. Ressaut hydraulique	79
Figure IV.10. Paramètres du tronçon N°1	82
Figure IV.11. Paramètres du tronçon N°2	84
Figure IV.12. Paramètres hydrauliques du tronçon N°3	86
Figure IV.13. Paramètres hydrauliques du tronçon N°4	87
Figure IV.14. Paramètres hydrauliques du tronçon N°5	89
Figure IV.15. Schéma général des cinq tronçons	90

INTRODUCTION GENERALE

INTRODUCTION GENERALE

L'eau peut être une source bénéfique comme elle peut être une source de problèmes. Elle présente des situations de paradoxe, d'une part de pénuries et d'une autre part d'inondations. Ce dernier cas constitue un risque majeur sur le territoire national et dans le monde entier.

Classées au premier rang des catastrophes naturelles dans le monde, les inondations entraînent la mort d'environ 500 000 personnes par an [1], la destruction des villes et des villages, la propagation des maladies dangereuses et le gel de toute activité contribuant au développement des différents secteurs économiques et sociaux.

Plusieurs régions du pays sont régulièrement menacées par ces catastrophes hydrologiques. Pour un pays en voie de développement les bilans des dégâts humains et matériels engendrés sont souvent lourds à porter.

Les risques d'inondations sont dus à l'interaction complexe de plusieurs facteurs, c'est le résultat de la concordance de paramètres topographiques, géologiques, hydrologiques et météorologiques. Cependant, elles ne sont pas toujours procréées par des événements exceptionnels car elles peuvent avoir lieu suite à des épisodes météorologiques ordinaires en étant favorisées par l'intervention d'autres paramètres tel que : l'urbanisation anarchique, l'aménagement des territoires et le manque d'entretien des cours d'eau.

Les statistiques obtenues de l'étude effectuée sur les zones inondées, au sein du pays, montrent que les bassins versants algériens, de superficies importantes, de terres agricoles, de plaines et d'agglomérations sont fréquemment affectées par des oueds en crue [2].

Le présent travail a pour objectif le dimensionnement d'un ouvrage de protection de la ville d'El-Bayadh, située à l'Ouest du pays, contre les crues de l'Oued Deffa, traversant la ville, qui à chaque crue qu'elle soit exceptionnelle ou ordinaire, provoque des inondations importantes dont la hauteur a atteint, lors de l'inondation du 01 au 02 octobre 2011, les 10 m, suite à cette catastrophe, d'immenses dégâts, matériels et humains, ont été enregistrés.

Dans l'optique de réaliser un ouvrage fiable, invulnérable et capable d'assurer la haute protection pour laquelle il sera conçu, une étude profonde doit être faite dans le but de dégager les paramètres essentiels intervenant dans la genèse des crues ou dans l'aggravation des inondations.

L'étude qu'on a effectuée dans ce manuel est scindée en quatre chapitres bien distincts.

Le premier chapitre définit le phénomène d'inondations et présente les différentes causes qui leur donnent naissance ainsi que les conséquences engendrées que ce soit dans le monde ou en Algérie.

Le deuxième chapitre porte sur la présentation de la zone d'étude et nous informe sur sa localisation, le climat dominant, la géologie du terrain ainsi que la situation actuelle de l'Oued.

Le troisième chapitre traite l'étude hydrologique du bassin versant, source essentielle des eaux alimentant l'Oued, nous renseigne sur les différentes caractéristiques de celui-ci et de celles du réseau hydrographique. L'ajustement des séries pluviométriques permettra la déduction de la loi statistique la plus adéquate afin de nous éclairer sur les pluies probables pour diverses périodes de retour et les débits qui leur correspondent. L'établissement du diagramme de crue nous permettra aussi d'extraire le débit de crue maximal qui sera le débit de projet selon lequel le dimensionnement de la protection sera fondé.

Le quatrième et dernier chapitre concerne le calcul hydraulique du dimensionnement du canal de protection, de forme trapézoïdale en béton armé, projeté sur l'oued.

CHAPITRE I : GENERALITES

I.1 Introduction

Une inondation est un fléau naturel qui affecte plusieurs pays du monde. Elle est due à de nombreux facteurs et aggravée par d'autres 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.

I.2.2 Crue

Une crue est une augmentation rapide et temporaire du débit d'un cours d'eau. Elle est caractérisée par quatre paramètres :

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

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.

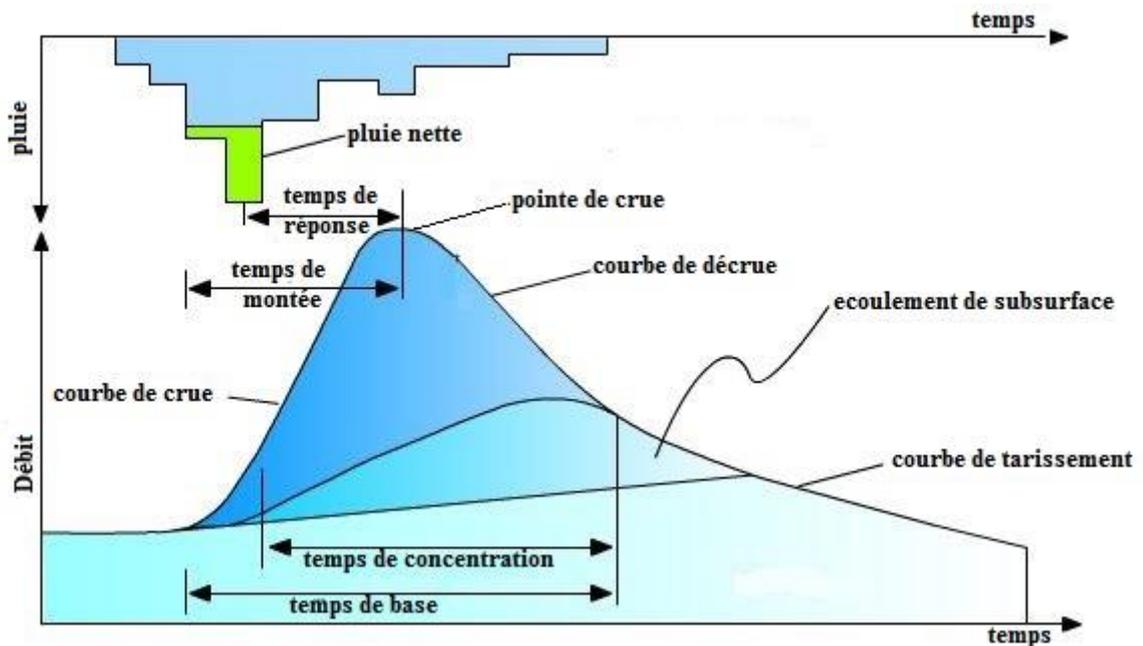


Figure I.1 : Eléments descriptif d'une crue [3]

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 Type d'inondations

Il existe au moins cinq types d'inondations : [4]

I.4.1 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.2). 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.

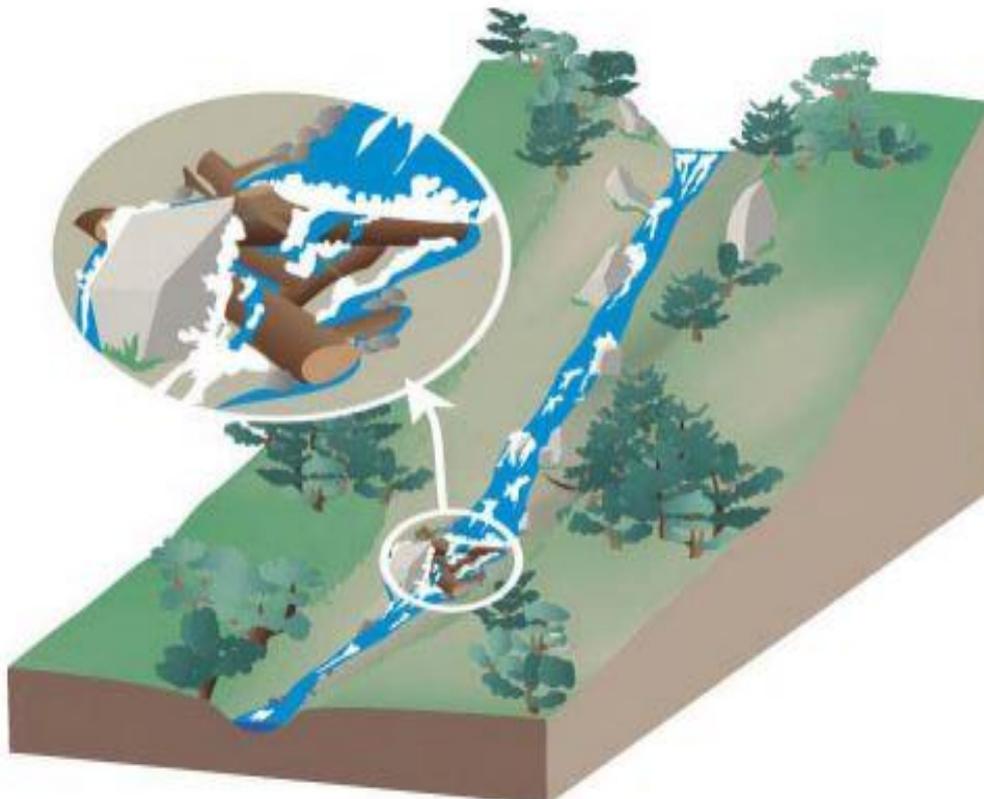


Figure I.2 : Embâcle sur un torrent, inondation par crue torrentielle

I.4.2 Les inondations par débordement directe (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.

I.4.3 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.

I.4.4 Les inondations par rupture d'un ouvrage artificiel hydraulique

L'inondation causée par la destruction d'un ouvrage est un phénomène brutale 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.4.5 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.5 Les causes et origines des inondations

Elles sont causées par plusieurs facteurs, dont on cite : [5]

- ✓ **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 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.6 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 procrée atteignent plusieurs secteurs : le secteur santé et vie, le secteur socio-économique et le secteur environnement. [6]

Le tableau I.1 résume ces conséquences.

Tableau I.1 : Conséquences des inondations

Secteurs	Conséquences
Santé et vie	Propagation des maladies infectieuses et psychologiques.
	Manque d'hygiène.
	Blessures physiques.
	Décès.
Socio-économique	Malnutrition.
	Destructions des infrastructures.
	Baisse d'emploi a long terme.
	Menace le développement des villes et des villages.
	Migration.
Environnement	Pertes financières.
	Destruction des cultures.
	Pertes animales.
	Contaminations des eaux.

I.7 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 pluviaux saisonniers ordinaires, les causes de telles inondations sont liées en grande partie aux agissements de l'homme[7], 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.7.1 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. [8]

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

- Inondations engendrées par crues torrentielles (crues éclairées), 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. Les ruissèlements d'une importante violence et rapidité peuvent intervenir en moins d'une heure après la pluie, alors les débits des oueds passent de quelques m³/s à des milliers de m³/s en 2 ou 3 heures seulement.

- Inondation des grands bassins versants, elles résultent des précipitations importantes généralisées sur des grandes 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 aval plus courts et plus rapides. [9]

I.7.2 Historique des inondations catastrophiques en Algérie

Dans ce qui suit un bref aperçu, par ordre chronologique, des inondations survenues en Algérie au cours de ces quarante dernières années, de 1970 à 2011.

❖ **12 Octobre 1971**

Fortes pluies orageuses localisées à Azazga (pluie journalière de 182.6 mm).

✓ **Dégâts :**

- 40 morts et des centaines d'habitations détruites.

❖ **27 au 29 Mars 1973**

Pluies exceptionnelles généralisées à l'est algérien (pluie journalière de 166.2 mm enregistrée à Annaba) provoquant des inondations catastrophiques dans plusieurs wilayas de l'est du pays.

Le tableau I.2 résume les caractéristiques des crues observées lors de ces inondations :

Tableau I.2 : Caractéristiques des crues observées lors des inondations du 27 au 29 Mars 1973

Station	Oued	Hauteur maximale (m)	Débit maximum (m³/s)
Medjez Amar II	Bouhamdane	6.00	986
Bouhegouf	Mellah	6.60	559.5
Ain Berda	Ressoul	3.54	137
M. Rochefort	Cherf Amont	4.29	345
Mirbeck	Seybouse	15.00	2400
Ain El Assel	Kebir Est	10.30	376.44
Souk Ahras	Medjerda	6.50	345
Ouenza	Mellegue	3.36	466.5
El Aouinet	Mellegue	3.5	385.2
Morsott	Ksob	3.65	97.5

❖ **28 au 31 Mars 1974**

Pluies exceptionnelles dans les wilayas d'Alger et Tizi Ouzou (688 mm en 4 jours et 381 mm en 1 journée au col de sakamody).

✓ **Dégâts :**

Bilan des deux wilayas :

- 52 morts et 4570 maisons détruites.
- 130 villages isolés et plus de 18000 sinistrés.
- 13 ponts détruits et des dizaines de kilomètres de routes emportés.
- Dégâts matériels des divers services techniques évalués à 27 millions de DA.

Le tableau I.3 résume les caractéristiques des crues observées lors de cet événement dans les bassins des côtiers Algérois, de la Sebaou, de l'Isser et de la Soummam.

Tableau I.3 : Caractéristiques des crues observées lors des inondations du 28 au 31 Mars 1974

Station	Oued	Débit maximum (m ³ /s)	Volume ruisselé (hm ³)
Belloua	Sebaou	2940	311
Baghlia	Sebaou	3420	476
RN25	Bougdoura	580	49
Lakhdaria	Isser	2520	259
Sidi Aich	Soummam	1820	281
Route des piégeons	El Harrach	819	97
Baraki	El Harrach	1620	175
Keddara	Boudouaou	267	21
Fer à cheval	Mazafran	754	196
Attatba	Mazafran	750	97

❖ **01 Septembre 1980 :**

Pluies orageuses violentes localisées sur un rayon de 15 km à la ville d'El Eulma provoquant des crues catastrophiques de l'Oued Djehadi.

✓ **Dégâts :**

- 44 morts, 50 blessés et 365 familles sinistrées.

❖ **22 Août 1983 :**

Pluies orageuses très violentes à Birrine (Wilaya de Djelfa) inondant la commune à 60%.

✓ **Dégâts :**

- 10 morts et 10 blessés.
- 200 habitations détruites et 1200 têtes de bétail emportées par les eaux.

❖ **03 Février 1984**

Pluies abondantes généralisées sur l'ensemble de l'Est Algérien avec un foyer de maximum sur les monts de Constantine (120 mm en 3 jours) et les monts de la Medjerda (80 mm en 3 jours) ont provoqués des inondations catastrophiques dans toutes les wilayas de l'Est.

✓ **Dégâts :**

- **Jijel** : 20 morts, 500 têtes de bétail emportées et dégâts matériels évalués à 50 millions de DA
- **Constantine** : 1140 familles sinistrées et 200 ha de cultures détruites.
- **Skikda** : 8000 habitations envahies par les eaux.
- **Guelma** : 03 disparus, 157 familles sinistrées, 2 ponts détruits et canalisations d'AEP détruites à 100%.
- **Khenchla** : 777 familles sinistrées et perte importante en cheptel.
- **Oum el Bouaghi** : 144 maisons détruites et 429 familles sinistrées.

Dans le tableau (I.4) sont résumées les caractéristiques des crues du 03 Février 1984.

Tableau I.4 : Caractéristiques des crues observées lors des inondations du 03 Février 1984

Station	Oued	Hauteur maximale (m)	Débit maximum (m ³ /s)
Medjez Amar I	Cherf Aval	6.00	2000
Medjez Amar II	Bouhamdane	6.80	1500
Bouchegouf	Mellah	4.58	715
Moulin Rochefort	Cherf Amont	--	632
Ain Berda	Ressoul	3.80	173
Mirbeck	Seybouse	15.15	3100

❖ **29 Décembre au 01 Janvier 1985 :**

Pluies exceptionnelles (plus de 250 mm en 04 jours et 195 mm en 01 journée) généralisées sur toute la région de l'Est Algérien provoquant des inondations très catastrophiques dans les wilayas de : Jijel, Constantine, Skikda, Guelma, Annaba et El Tarf.

Le tableau (I.5) récapitule les caractéristiques des crues enregistrées sur tous l'ensemble des oueds des bassins versants de la Seybouse, des côtiers constantinois et du Kebir Rhummel.

Tableau I.5: Caractéristiques des crues observées lors des inondations du 29 Décembre au 01 Janvier 1985

Station	Oued	Hauteur maximale (m)	Débit maximum (m ³ /s)	Volume ruisselé (hm ³)
Medjez Amar I	Cherf Aval	6.20	--	--
Medjez Amar II	Bouhamdane	6.10	1450	124.7
Bouchegouf	Mellah	3.89	510	--
Ain Berda	Ressoul	3.05	80	6.84
Mirbeck	Seybouse	14.90	2900	455
Ain el Assel	Kebir est	10.10	508	71.5
Ain Charchar	Kebir ouest	11.3	316	113

❖ **05 Juillet 1987 :**

Pluies orageuses très violentes à Batna (pluie journalière de 57 mm).

✓ **Dégâts :**

- 02 morts et des dizaines de familles sinistrées.
- Dégâts matériels évalués à 175 millions de centimes.

❖ **17 Juin 1989 :**

Pluies diluviennes à Tiaret (orage violent d'une durée de 15 minutes).

✓ **Dégâts :**

- Affaissement de terrains et dégâts matériels considérables.

❖ **01 Septembre 1989 :**

Fortes chutes de pluies à Biskra accompagnées de grêles et d'un vent d'une rare violence engendrant le débordement des oueds Al Arab, El Melleh et El Kheddra.

✓ **Dégâts :**

- 02 morts et 35 blessés.
- 400 palmiers et des serres de cultures de maraichages détruites.

❖ **21 Septembre 1989 :**

Fortes pluies orageuses à M'Silla (la commune de Sidi Aissa est particulièrement touchée).

✓ **Dégâts :**

- 01 personne disparue et plus de 200 familles sinistrées à Sidi Aissa.
- 02 ouvrages d'art chevauchant les RN 08 et RN 40 emportés par les eaux.
- 03 ponts sur les RN 40 et RN 60 endommagés, 02 gués sur la RN 60 emportés par les eaux et plusieurs kilomètres de routes détériorées.
- Perte d'une retenue collinaire et de douze digues de déviations.

❖ **11 Octobre 1989 :**

Fortes pluies orageuses à El Tarf.

✓ **Dégâts :**

- 60 familles sinistrées à Drean.

❖ **15 Octobre 1989 :**

Orage très intense s'abat sur la ville d'Ain Defla.

✓ **Dégâts :**

- 01 mort et une centaines de familles sinistrées.

❖ **03 Juin 1991**

Orage local et très violent à Ghardaïa (08 mm en 03 heures).

✓ **Dégâts :**

- 09 morts et perte importante en cheptel et de palmeraies.
- Destruction partielle de la digue d'El Atteuf.
- Ponts, chaussées et réseaux d'assainissement avoisinant oued Mzab dégradés.

❖ 26-27 Janvier 1992 :

Fortes pluies généralisées du 24 au 28 janvier 1992 sur plusieurs wilayas du centre du pays, engendrant des inondations catastrophiques aux wilayas : Alger, Blida, Tipaza, Chlef, Ain Defla, Médéa,...etc.

✓ Dégâts :

- Beaucoup de morts et un nombre important de blessés.
- 637 familles sinistrées (361 à Alger, 106 à Tipaza, 87 à Médéa, 36 à Ain Defla et 23 à Chlef).
- Importants dégâts aux infrastructures routières et aux exploitations agricoles.
- Le pont reliant Bougara à Bouinan emporté.
- Le pont reliant l'Arbaa à Bougara endommagé.

❖ 20 Octobre 1993

Pluies orageuses intenses à la ville de Oued R'hiou causant des crues violentes de Oued Grigra (petit cours d'eau situé en amont de la ville de Oued R'hiou).

✓ Dégâts :

- 22 morts, 20 blessés et plusieurs disparus.
- Des dizaines de familles sinistrées et d'importants dégâts matériels.

❖ 23 Septembre 1994 :

Inondations catastrophiques dans plusieurs régions du pays, les plus touchées sont : Bordj Bou Arreridj, Msila, Djelfa, Médéa, Bouira, Ain Defla et Tiaret.

✓ Dégâts :

- Bilan national : 27 morts, 84 blessés et 941 familles sinistrées.

❖ 29 Septembre au 02 octobre 1994 :

Inondations catastrophiques dans les régions suivantes : Ghardaïa, Laghouat, Biskra, Mascara, Tissemsilt, Sidi Bel Abbas

✓ Dégâts :

- **Ghardaïa** : dégâts matériels évalués à 270 millions de DA.
- **Laghouat** : dégâts matériels évalués à 05 millions de DA dans le secteur d'hydraulique.
- **Biskra** : 08 morts, 22 familles sinistrées et routes endommagées.
- **Mascara** : 02 morts et importants dégâts matériels.
- **Tissemsilt** : 09 morts.
- **Sidi Bel Abbas** : 02 morts.

❖ 06 Octobre 1994 :

Pluies orageuses dans la wilaya d'Oum El Bouaghi provoquant d'immenses dégâts à la région de Bir El Hanchir.

✓ **Dégâts :**

- 350 familles sinistrées.
- 43 habitations, 15 ponts et terres agricoles endommagés.

❖ **04 Avril 1996 :**

Inondations catastrophiques dans les wilayas d'Annaba et El Tarf.

✓ **Dégâts :**

- **Annaba** : 05 morts et 10 blessés.
- **El Tarf** : 04 ouvrages endommagés et pertes agricoles aux plaines de Bouteldja et El Iam.

❖ **06 Octobre 1998 :**

Pluies diluviennes et inondations catastrophiques dans la wilaya de Djelfa.

✓ **Dégâts :**

- 200 hectares de récoltes inondées et pertes importantes en cheptel.
- Un petit barrage détruit à Thadmint et 20 puits d'irrigations éboulés.

❖ **14 Janvier 1999 :**

Fortes chutes de pluies à l'ouest du Sahara (74 mm à Adrar) provoquant de graves inondations.

✓ **Dégâts :**

- 12 morts et plusieurs disparus.
- 174 habitations en toub détruites dans les localités de Reggane, Tsabit, Timimoune et Adrar.

❖ **23 Octobre 2000 :**

Pluies torrentielles à la wilaya de Naama engendrant des inondations catastrophiques aux régions de Ain Sefra et Mechria.

✓ **Dégâts :**

- 05 morts et une douzaine de personnes portées disparues.
- Perte importante en cheptel.
- La voie ferrée reliant Ain Sefra - Béni Ounif endommagée.
- Un pont situé centre de la ville de Meghrrar endommagé.

❖ 10 -11 November 2001 :

Pluies diluviennes s'abattent sur Alger et inonde la région de Bab El Oued. [11]

✓ Dégâts :

- 733 morts et 30000 sinistrés.
- Dégâts matériels importants.

❖ 01 Octobre 2008 :

Pluies violentes localisées à Ghardaïa faisant dangereusement monter le niveau de l'eau dans les cours d'eau.

✓ Dégâts :

- Plus de 33 morts, 84 blessés et près de 600 habitations détruites.

❖ 01-02 Octobre 2011 :

De fortes inondations frappent la ville d'El Bayadh par débordement de l'Oued Deffa.

✓ Dégâts :

- 13 morts, 400 familles sinistrées et des dégâts matériels importants.

I.8 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 procèes.

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 :
PRESENTATION
DU SITE

- Ain El Orak,
- Kraakda,
- Et Ghassoul.



Figure II.3 : Communes limitrophes de la ville d'El Bayadh [4]

II.3 Géomorphologie

La ville d'El Bayadh qui s'étend sur le synclinal d'El Bayadh est limitée au Nord par les djebels Mekther (1428m) et Zouireg (1509m), à l'Est par le djebel Ksel(2008m), au Sud par les djebels Eloustani (1921m), Bouderga (1872m) et Merdoufa (1578m) et à l'Ouest par le djebel El Biod(1453m) (Figure II.5).

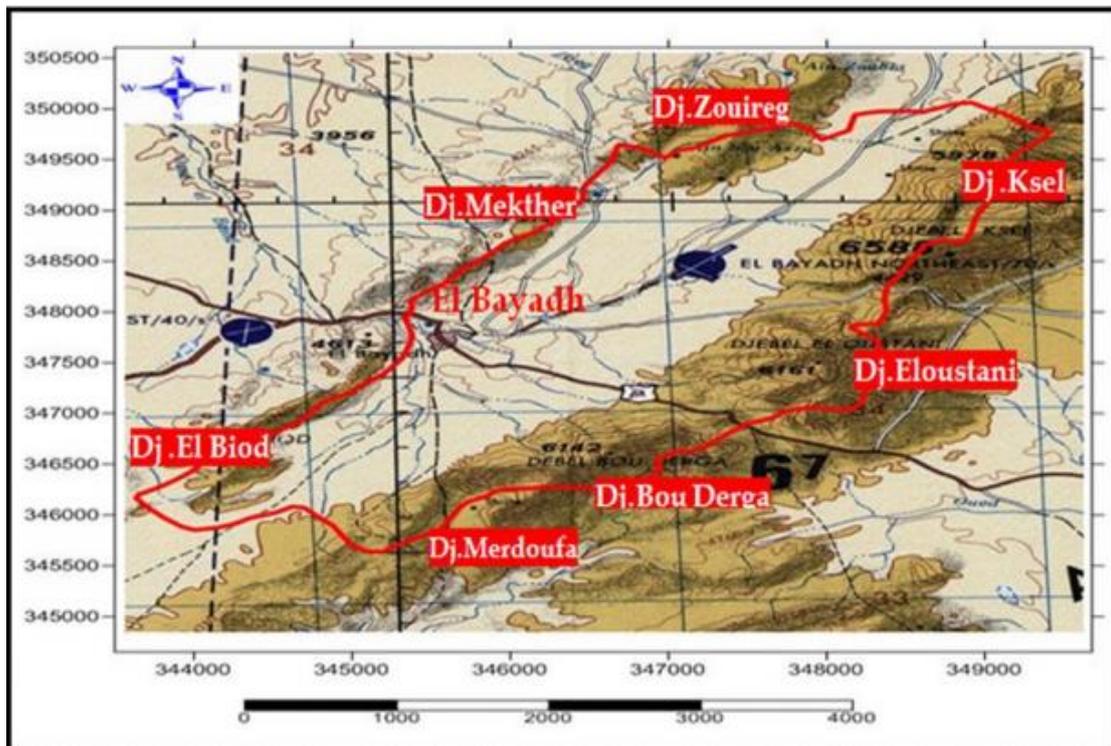


Figure II.4 : Situation géographique de la ville d'El Bayadh

La wilaya d'El Bayadh est constituée de trois ensembles physiques bien distincts, à savoir :

➤ **Zone 1 des hautes plaines** : Bougtob - El Kheiter - Tousmouline – Rogassa - Kef Lahmar - Cheguig et une partie de Mehara. Les altitudes varient entre 900 m à 1.400 m à Hassi Ben Hadjam

(Mehara). Cette zone se caractérise par l'amplitude élevée (34 à El Kheiter), la faiblesse et l'irrégularité des précipitations (208 à El Kheiter), la gelée (40 à 60 jours) et la présence de vents chauds (sirocco) avec des périodes sèches.

➤ **Zone 2 Atlas Saharien** : L'Atlas Saharien composé de 13 communes : El Bayadh - Boualem - Sidi Amar - Sidi Taiffour - Sidi Slimane - Stitten - Ghassoul - Krakda - Ain El Orak - ArbaouetChellala - Mehara et Boussemgoun. Elle présente une situation bioclimatique (semi-aride froid) relativement plus avantageuse par rapport à celle de la partie Saharienne de la Wilaya. Bénéficie de l'apport en eau et alluvions provenant des sommets et versants des reliefs montagneux dont les altitudes varient entre 1300 mètres et 2000 mètres (2008 m Djebel Ksel à l'Ouest de la localité de Stitten. Les précipitations sont relativement plus importantes par rapport aux autres zones l'hiver et plus rigoureux et l'enneigement dépasse 10 jours par an.

➤ **Zone 3 Prés Saharienne** : La Prés Saharienne est constituée uniquement de trois communes qu'isont : Brezina - El Abiodh Sidi Cheikh et Bnoud. Partie la plus désavantagée, elle représente la superficie la plus importante de la Wilaya (71 % de la superficie totale). Les altitudes décroissent du Nord au Sud de 1 000 à 500 m environ à la partie extrême Sud de la Wilaya où on note la présence de l'Erg Occidentale qui renforce l'aspect désertique de cette zone avec une période estivale plus longue et plus chaude. L'hiver est marqué par les gelées et des températures avoisinantes 0° C. Faisant partie de la zone Saharienne avec 129 mm comme hauteur des précipitations, elle présente une activité agricole limitée aux Ksour, caractéristique de l'agriculture Saharienne.

II.4 VEGETATION

Fortement liée au sol et au climat, la végétation dans la Wilaya présente des caractéristiques similaires à celles du milieu physique. La végétation prédominante est celle de la steppe, les forêts composées essentiellement de maquis et garrigues n'est présente que sur les sommets des montagnes de l'Atlas Saharien.

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

II.5 Géologie

La nature géologique de l'assiette d'El Bayadh est constituée d'argile, de grès, des poudingues et des dépôts lacustres, avec des séries de base qui sont souvent constituées de gypse.

La zone d'étude fait partie du synclinal d'El Bayadh qui est située au niveau de l'Atlas Saharien. Limitée par Chott Ech-Chergui (Hautes Plaines Oranaises) au Nord et par le domaine Pré-Atlasique au Sud, le synclinal d'El Bayadh forme une cuvette de direction générale Nord-Est/Sud-ouest et s'étend sur une largeur de 10 Km et d'une longueur de 80 Km dont ses schémas structuraux typiquement atlasiques sont bien représentés par une succession de synclinaux et d'anticlinaux étirés.

II.6 CLIMAT

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

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

Ce qui favorise l'apparition des plantes résistantes à la sécheresse.

La situation dont découle des écarts thermiques brusques et importants : Pluviométrie très irrégulière et varie de 200 à 300 mm durant l'année, on peut assister à plusieurs mois de sécheresse ou d'années de suite. Température qui laisse apparaître des changements temporels (un hiver froid de température moyenne de 6° C et un été chaud de 36° C).

II.7 HYDRAULIQUE

La Wilaya compte 108 forages en exploitation d'AEP et irrigation d'un débit de 1 047 l/s, 34 puits avec une dotation de 44 l/s, et 09 ressources d'un débit de 29 l/s. Sur les 108 forages, 85 sont destinés pour la satisfaction des besoins AEP, 18 pour les besoins de l'industrie et le reste, à savoir 5 forages, sont destinés à l'irrigation. La Wilaya dispose d'un grand barrage situé à Brézina (Sud de la Wilaya) pour une capacité initiale de 122.60 millions m³ et actuelle estimée à 108.47 Hm³. Ce barrage est destiné à l'irrigation d'une superficie de 1200 ha.

II.8 DONNEES HYDROGRAPHIQUES

Le réseau hydrographique du bassin versant alimentant le cours d'eau de la ville présente un chevelu assez dense dans la majorité de sa superficie. Ce bassin est traversé par trois Oueds principaux:

- Oued Deffa au nord.
- Oued Chadli au Sud-Est.

Les caractéristiques du bassin versant d'Oued Deffa sont présentées dans le tableau II.1.

Tableau II.1 : Caractéristiques du B.V d'Oued Deffa, à l'exutoire de la zone d'étude

DESIGNATION	UNITES	VALEURS
Surface	Km ²	108.20
Périmètre	Km	54.22
Longueur du talweg le plus long	Km	16.51
Altitude maximale	m	1940.0
Altitude minimale	m	1304.0

II.9 Situation actuelle de la zone d'étude

La zone d'étude prend naissance de 1.5 à 2 kilomètres en amont de l'entrée de la ville et ce par rapport au pont menant vers Haouadh et Tiaret.

Une partie de la ville a fait l'objet d'une étude en 2010 – 2011 pour le réaménagement de l'Oued Deffa particulièrement dans sa partie urbaine jusqu'à la confluence avec l'Oued Merires à l'aval.

La protection de la ville a été réalisée :

- Sur l'Oued Deffa,
- Le long du cours d'eau situé au nord de la ville,
- Le "quartier Annesser".

Comme le montre la figure II.6 :

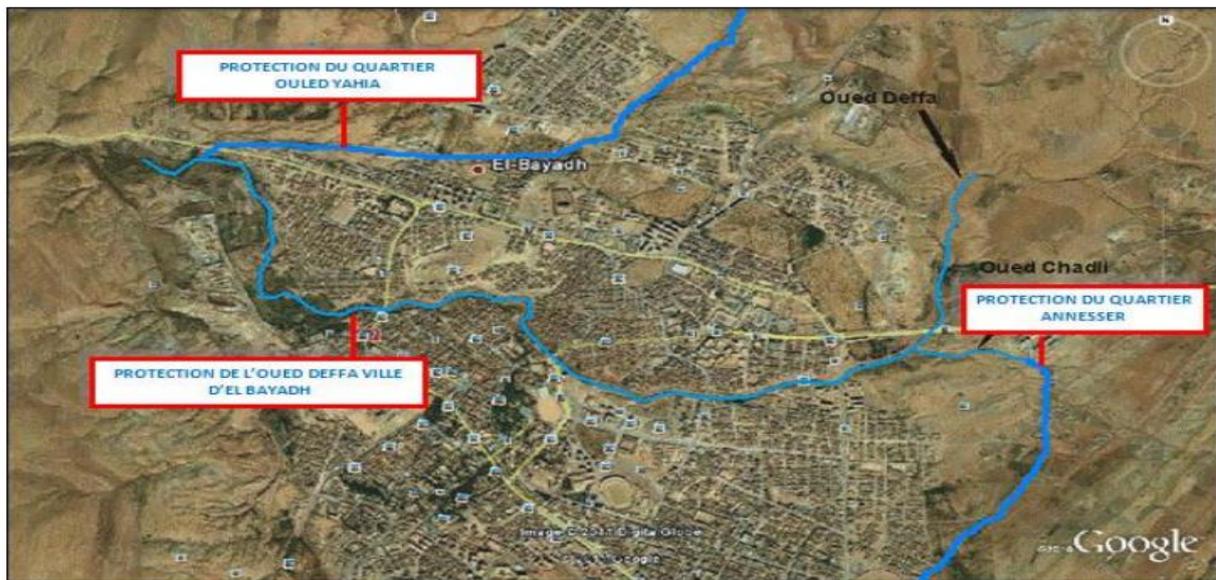


Figure II.5 : Carte de protection [6]

II.9.1 Description de la zone d'étude

Lors de la reconnaissance de la zone d'étude, il a été remarqué la présence d'habitations très proches par rapport au cours d'eau au niveau de la partie urbanisée.

En amont de la ville, les zones sont dégagées, comme le montre les photos ci-dessous (Figures II.7 et II.8) de l'Oued Saffiet affluent de l'Oued Deffa.



Figure II.7 : *Oued Saffiet en amont de l'Oued Deffa* **Figure II.8 :** *Pont sur Oued Saffiet avec charriage*

A l'entrée de la ville, il a été reconnu que le pont menant vers, Tiaret d'une longueur dépassant les 100 mètres (Figure II.9) avec la présence à l'amont de ce pont, une conduite d'AEP qui traverse le cours d'eau.



Figure II.9 : *Pont menant vers Tiaret entrée de la ville avec une conduite d'AEP*

En amont du pont Grabba, il a été remarqué dans la rive gauche que des remblais ont été déposés, ce qui a permis la création d'un marché. Les remblais mis en dépôt atteignent les 3-4 mètres de hauteur au-dessus du mur de protection. Des excédents de terres sont poussés par des engins dans le canal, atteignant une hauteur de deux (02) mètres, ce qui réduit la section d'écoulement.

En aval, il a été constaté une réduction de la largeur du canal allant de 23 à 11 m au niveau du pont Grabba (Figures II.11 et II.12). Il est à signaler que ce pont s'est écroulé lors des inondations du 1 au 2 Octobre 2011 et qu'il a été reconstruit par la suite.



Figure II.10: Quartier Grabba



Figure II.11: Pont Grabba, rétrécissement de section

C'est d'ailleurs au niveau de ce pont qu'a probablement commencé l'inondation avec des débordements de la lame d'eau de plus de 5 mètres de hauteur (Figure II.12) au-dessus de la protection qui a été réalisée qui, elle-même, a une hauteur de 5 mètres.



Figure II.12: Niveau d'eau atteint en pointillés rouge au-dessus de la maison de la culture

Un canal de protection a été réalisé avec des voiles en béton armé d'une hauteur de 6 mètres, et une largeur de canal allant de 20 à 40 mètres en fonction des endroits et des espaces disponibles en égard aux habitations érigées au bord de cet oued. La pente du canal est de 0.0011 m/m.

Lors de la crue du 1 au 2 Octobre 2011, quelques murs se sont effondrés, comme présenté dans les photos ci-dessous (Figures II.13 et II.14) :



Figure II.13 : Oued Deffa avec les voiles de protection en partie détruits



Figure II.14 : Oued Deffa avec les voiles de protection en partie détruits

II.9.2 Historique des inondations de la ville d'El Bayadh

Pour apprécier l'importance de la protection de la ville d'El Bayadh contre les inondations, il y a lieu de signaler que plusieurs épisodes de crues ayant eu pour conséquence la surélévation du niveau d'eau dans l'oued avec inondation des biens et des pertes en vies humaines. Un historique d'inondations a été établi allant de 1990 à 2011, le tableau II.2 résume les importantes inondations ayant frappés la ville durant cette période, il est à remarquer que les inondations du 1 au 02 Octobre

2011 sont celles qui ont engendré le plus de dégâts dont quatorze personnes sont mortes et 400 familles sinistrées.

Tableau II.2 : Historiques inondations de 1994 à 2011

Daïra	Commune	Historique (date des inondations pour la plus longue période possible)	Lieu dit (quartiers zones ou secteurs touchée)	Nature des dégâts		
				Humains (Morts et blessés) (Nombre)	Sinistrés (Nombre)	matériels
El Bayadh	El Bayadh	03-04/1990	Oued Deffa centre ville	/	06	/
El Bayadh	El Bayadh	13-14-15/03/1991	Oued Deffa	/	214	/
El Bayadh	El Bayadh	18/10/1991	Oued Deffa	12 Blessés	09	/
El Bayadh	El Bayadh	1/6/1993	Oued Deffa	03 Morts	20	/
El Bayadh	El Bayadh	22-23/09/1994	Oued Deffa	/	04	/
El Bayadh	El Bayadh	27/02/1995	Oued Deffa	/	12	/
El Bayadh	El Bayadh	09/04/1997	Oued Deffa	01 Mort	/	/
El Bayadh	El Bayadh	23/10/2000	Oued Deffa	/	/	/
El Bayadh	El Bayadh	29/03/2004 16-17/04/2004	Oued Deffa	02 Morts /	/	01 Véhicule 02 Véhicules 01 Véhicule
El Bayadh	El Bayadh	22/04/2004	Oued Deffa	/	25	02 Camions
El Bayadh	El Bayadh	29/04/2004	Oued Deffa	01 Blessée	39	01 Véhicule
El Bayadh	El Bayadh	23/05/2004	Oued Deffa	/	20	/
El Bayadh	El Bayadh	22,23 et 24.04.2011	Oued Deffaa	Non communiquée	Non communiquée	/
El Bayadh	El Bayadh	01 au 02.10.2011	Oued Deffaa	13 morts	400	

II.9.3 Analyse des inondations de la ville d'El Bayadh par ASAL [7]

Suite aux inondations qui ont touché la ville d'El Bayadh dans l'après-midi du 1 octobre 2011, l'Agence Spatiale Algérienne (ASAL), a programmé la couverture de la région sinistrée par des images du satellite algérien Alsat-2A et a aussi déclenché, en coordination avec la Direction

Générale de la Protection Civile, la charte internationale « Espace et Risques Majeurs ». Dans ce cadre, l'ASAL a réalisé un travail visant la délimitation de la zone inondée et l'évaluation préliminaire des impacts de ces inondations sur les habitations et les infrastructures. Nous présentons ci-après l'article puisé dans le site d'ASAL et les données ayant servi à ce travail sont :

1. Des Images satellitaires à haute résolution couvrant la région d'El Bayadh, prises avant et après les inondations :
 - Images des satellites **Worldview-1** et **Worldview-2** à 50 cm de résolution.
 - Images du satellite **Kompsat** à 01 m de résolution.
 - Images du satellite **SPOT-5** à 2,5 m de résolution.
 - Images du satellite **Alsat-2A** à 2,5 m de résolution.
2. Un Modèle Numérique de Terrain (MNT) ayant servi à l'extraction automatique du réseau hydrographique du bassin versant de l'Oued Deffa et à sa hiérarchisation (Figure II.15). L'exploitation des images satellitaires prises avant et après les inondations, a permis la délimitation de la zone inondée par la détection de l'humidité des sols, qui a été mise en évidence à travers les analyses multi-spectrales effectuées sur les images du satellite Alsat-2A (Figure II.16A et II.16B) Kompsat (Figures II.18 et II.19) et Worldview-2 (Figure II.20).

Il ressort de ces analyses d'images, les éléments d'informations suivants:

- La surface inondée dans les deux rives de l'oued Deffa, a touché plus de 23 hectares sur un périmètre de 4,5 Km.
- Un pont situé dans la partie Ouest de la ville a été sérieusement endommagé et deux passerelles ont été emportées.

Aussi, l'analyse des images satellites a montré que les eaux de la crue de l'Oued Deffa du 1 octobre 2011, chargées d'apport solide et de débris charriés par cet Oued, ont débordé sur la rive droite à l'entrée de la ville (en amont : entrée Est de la ville), à quelques centaines de mètres à l'Est du pont du 20 août 1956, reliant El Bayadh à l'aéroport (Figure II.17).

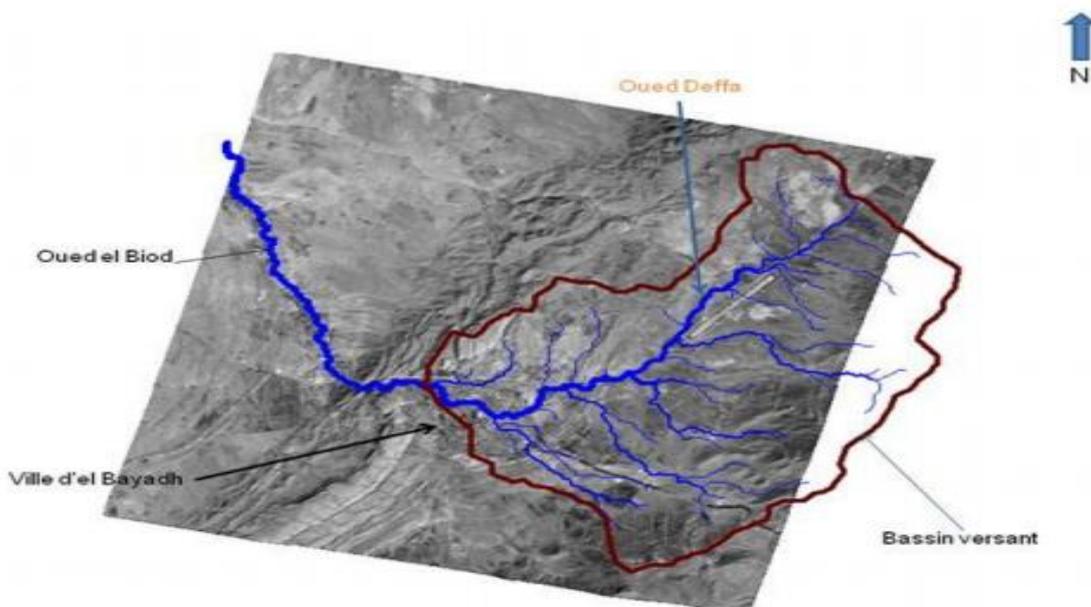
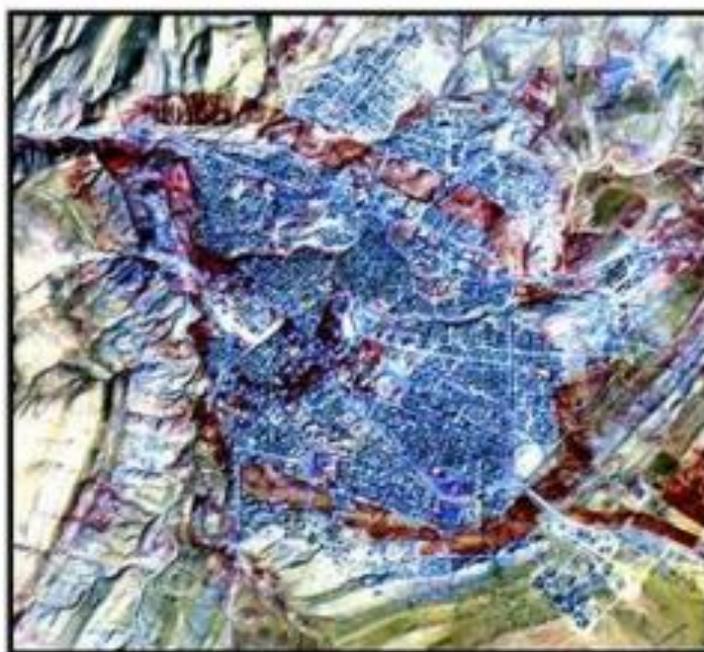


Figure II.15 : Superposition du réseau hydrographique hiérarchisé du bassin versant de l'oued Deffa sur une ortho image Alsat-2A prise sur El Bayadh et ses environs (ASAL).

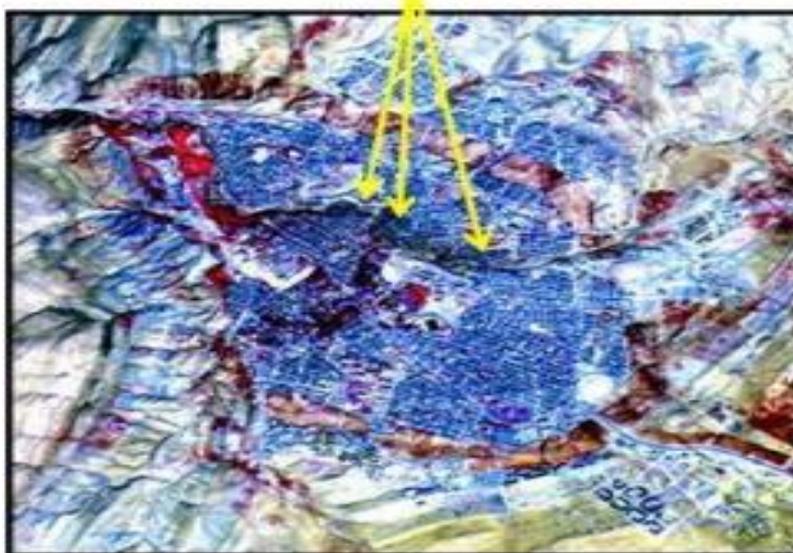
image Alsat-2A du 07 février 2011



Avant

Figure II.16A : Détection de la zone inondée par l'identification de traces d'humidité de part et d'autre de l'oued Deffa, grâce à une analyse diachronique des images Alsat-2A, prises avant les inondations (ASAL)

Traces d'humidité visibles sur l'image Alsat-2A du 10 octobre 2011 (10 jours après l'inondation)



Après

Figure II.16B : Vue globale de la zone inondée (en jaune) détectée sur les images multispectrales d'Alsat-2A (©ASAL), prises après les inondations.

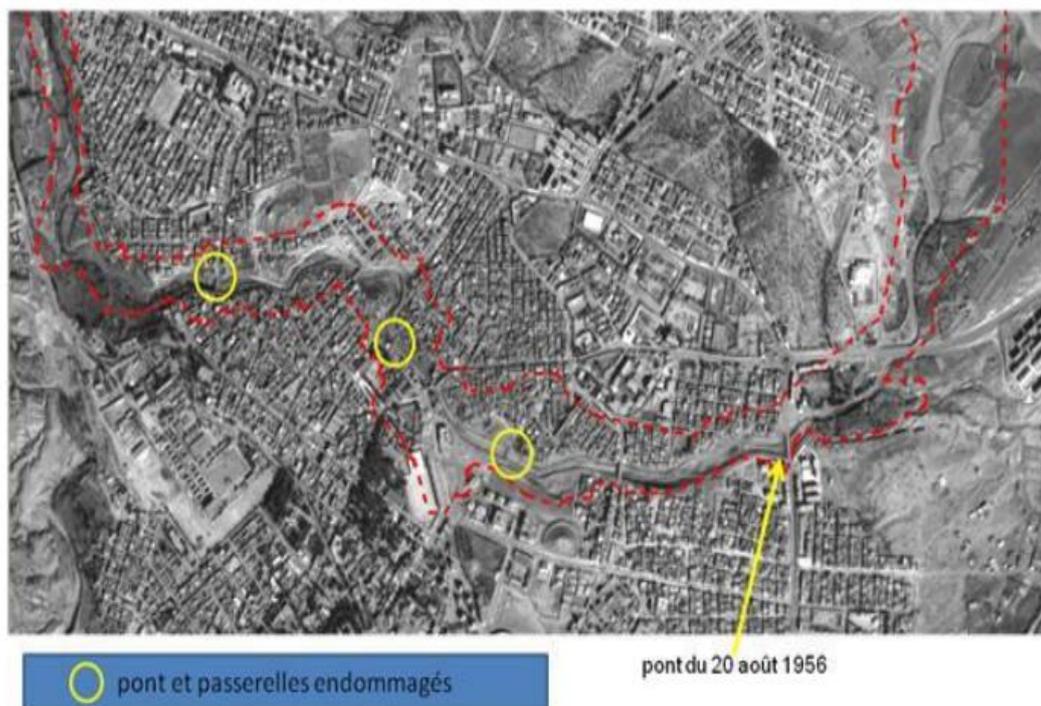


Figure II.17 : Vue globale de la zone inondée (ligne rouge en pointillé) superposée sur une image Alsat-2A (© ASAL)



Figure II.18 : Impact de l'inondation visible sur les images du satellite Kompsat (© KARI)



Figure II.19: Impacts de l'inondation identifiés sur les images du satellite Kompsat (©KARI), matérialisés par la destruction de deux passerelles (cercle en jaune).



Figure II.20 : La délimitation de la zone inondée réalisée à partir des Images du satellite Worldview-2

II.10 Conclusion

A partir des résultats obtenus de la présentation zone d'étude, on peut citer les causes et facteurs aggravant les inondations qui sont essentiellement due à :

- ✓ L'urbanisation de la région mal réfléchi (Béton et constructions illicites);
- ✓ La réduction de la section mouillée du lit avec les débris jetés par la population dans le cours d'eau ;
- ✓ La géologie du site constitué essentiellement d'argile et de gypse ce qui favorise le ruissèlement des eaux de surfaces

CHAPITRE III :
ETUDE
HYDROLOGIQUE

III.1 Introduction

L'Hydrologie est la science de la terre qui s'intéresse au cycle de l'eau, c'est à dire aux échanges entre l'atmosphère, la surface terrestre et son sous-sol.

Au titre des échanges entre l'atmosphère et la surface terrestre, l'hydrologie s'intéresse aux précipitations (pluie et neige), à la transpiration des végétaux et à l'évaporation directe de la couche terrestre superficielle.

L'Hydrologie de surface étudie le ruissellement, les phénomènes d'érosion, les écoulements des cours d'eau et les inondations. [4]

L'objectif de l'étude effectuée dans ce chapitre est de présenter, une approche hydrologique afin d'essayer de comprendre le fonctionnement hydrologique et de déterminer les différentes caractéristiques du bassin versant de la ville d'El Bayadh dans le but d'estimer les périodes de retours et de déterminer les débits de crue nécessaire pour la conception des aménagements requis du oued Deffa qui serviront dans la protection contre les inondations.

III.2 Le bassin versant et son complexe

III.2.1 Définition d'un bassin versant

Le bassin versant en une section d'un cours d'eau est défini comme la surface drainée par ce cours d'eau et ses affluents en amont de la section. Tout écoulement prenant naissance à l'intérieur de cette surface doit donc traverser la section considérée, appelée exutoire, pour poursuivre son trajet vers l'aval. [8]

La limite du bassin versant est le lieu géométrique des points les plus élevés qui définissent la ligne de partage des eaux .on parle ainsi d'un bassin versant topographique.

Cependant, lorsqu'un sol perméable recouvre un substratum imperméable, la division des eaux selon la topographie ne correspond pas toujours à la ligne de partage des eaux mais plutôt à celle définie par les plus hautes élévations de la nappe, on parle alors de bassin versant réel ou bassin hydrogéologique.

III.2.2 Caractéristiques morphologiques du bassin versant

Les caractéristiques morphométriques du bassin versant de la ville d'El Bayadh (Figure III.1) ont été obtenus grâce à un MNT (Model Numérique Terrain).

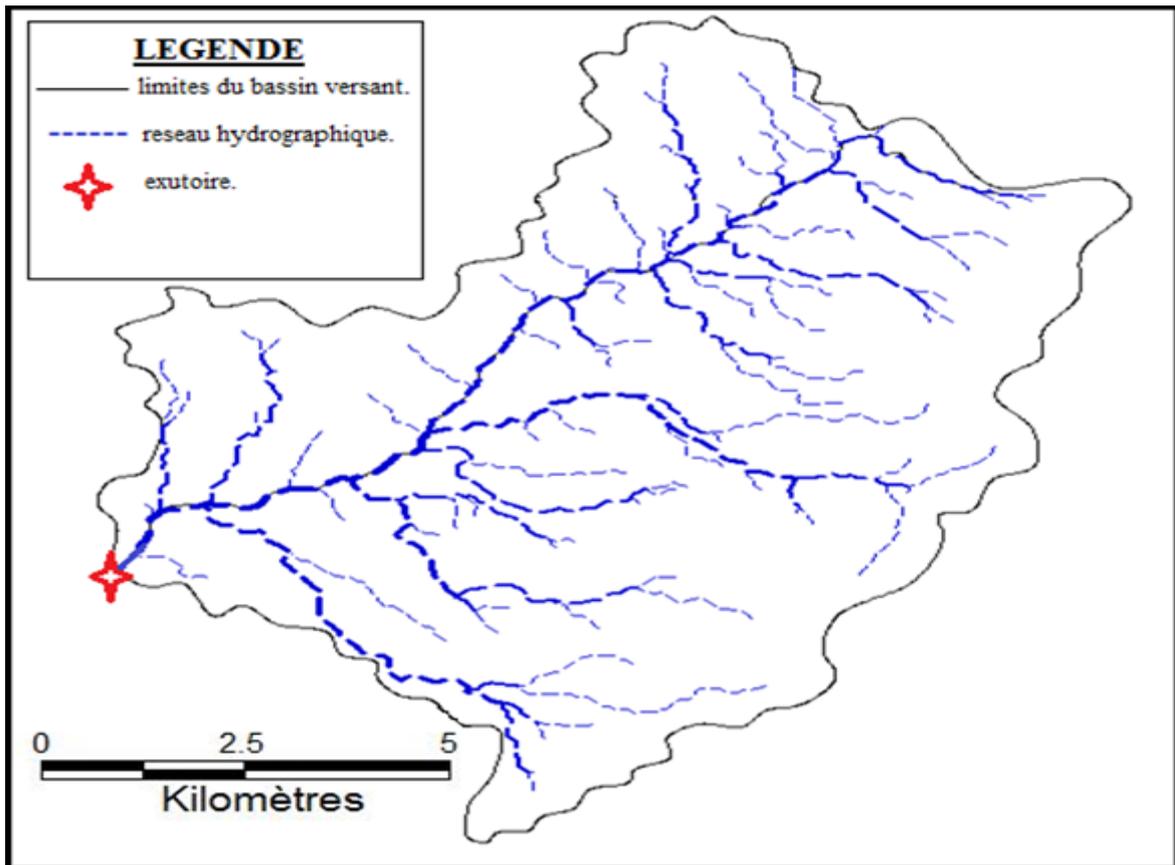


Figure III.1 : Bassin versant de la zone d'étude

III.2.2.1 La surface

La surface topographique est le paramètre le plus important, il permet de contrôler l'intensité de plusieurs phénomènes hydrologiques (apports, volumes de précipitations ou infiltrations..).

La surface du bassin étudié est estimée à :

$$S = 108.20 \text{ km}^2$$

III.2.2.2 Le périmètre

Le périmètre correspond à la limite extérieure du bassin. Chaque bassin réagit d'une façon propre aux précipitations qu'il reçoit. Ces caractéristiques hydrologiques sont fonctions d'une part du climat qu'il subit et d'autre part de son pope milieu physique. Le périmètre est estimé à :
 $P = 54.22 \text{ km}$

III.2.2.3 Indice de compacité de Gravelius

L'indice de forme K_c , appelé indice de compacité de Gravelius, est un paramètre indicateur de la forme du bassin versant, il enseigne aussi sur la vitesse de concentration des débits, la puissance des crues et l'importance de l'activité de l'érosion du sol. [9]

$$K_c = 0.28 \frac{P}{\sqrt{S}} \quad (\text{III.1})$$

Avec :

- P : périmètre du bassin versant (km).
- A : surface du bassin versant (km²).

$$K_c = 1.5$$

$K_c = 1.5 > 1$ alors le bassin versant est de forme allongée.

III.2.2.4 Rectangle équivalent

On suppose que l'écoulement sur un bassin versant donnée est le même que sur un rectangle de même superficie, ayant le même indice de Gravelius, la même répartition hypsométrique, la même distribution des sols et de la végétation et la même densité de drainage.

Le rectangle équivalent est caractérisé par la longueur « L_{eq} » et la largeur « l » définies respectivement par les formules suivantes (III.2, III.3) : [9]

$$L_{eq} = \frac{K_c \cdot \sqrt{S}}{1.128} \left(1 + \sqrt{1 - \left(\frac{1.128}{K_c} \right)^2} \right) \quad (\text{III.2})$$

$$L_{eq} = 22.2 \text{ km}$$

$$l = \frac{K_c \cdot \sqrt{S}}{1.128} \left(1 - \sqrt{1 - \left(\frac{1.128}{K_c} \right)^2} \right) \quad (\text{III.3})$$

$$l = 4.9 \text{ km}$$

III.3 Relief

Le relief a une influence remarquable sur l'écoulement, car de nombreux paramètres hydrométéorologiques varient avec l'altitude et la morphologie du bassin. En outre, la pente influe sur la vitesse d'écoulement. Le relief se détermine au moyen d'indices et de courbes. La figure III.2 représente le relief de la zone d'étude.

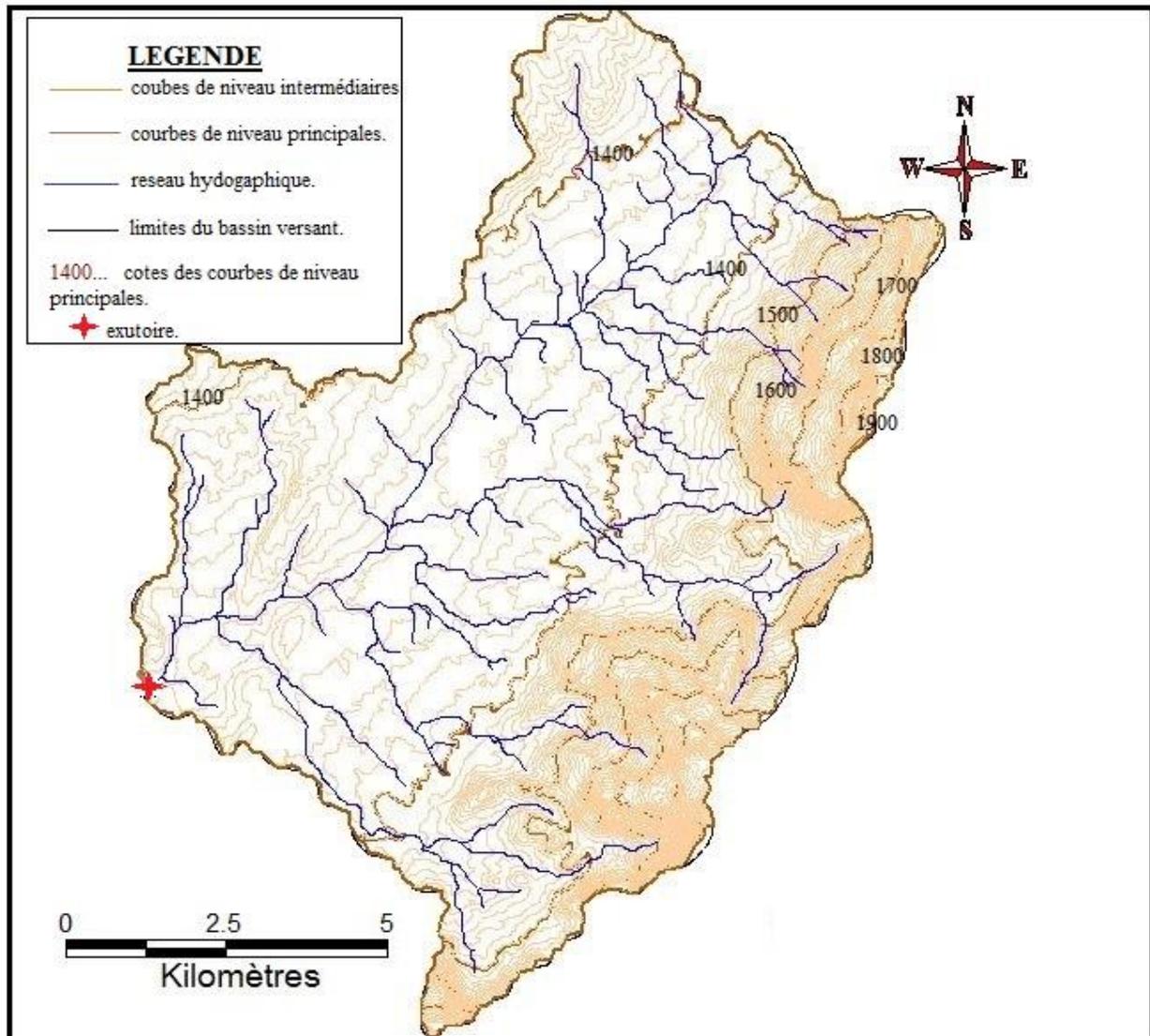


Figure III.2 : Courbes de niveau du bassin versant (relief)

Les altitudes des courbes de niveau principales indiquent que le relief montagneux couvre toute la partie Est du bassin, l'exutoire se trouve à une altitude proche de 1304 m.

III.3.1 Répartitions et courbe hypsométrique

La courbe hypsométrique est l'un des paramètres les plus essentiels dans l'étude du relief elle fournit une vue synthétique de la pente. Elle représente la répartition de la surface du bassin versant en fonction de son altitude. Elle porte en abscisse la surface ou le pourcentage de surface du bassin qui se trouve au-dessus de l'altitude représentée en ordonnée (tableau III.1). Elle exprime la superficie du bassin ou le pourcentage de superficie au-delà d'une certaine altitude. [10].

Tableau III.1 : Répartition altimétrique du bassin versant

Classes d'altitude (m)	Centre de classe (Hi)	Surfaces partielles Si (Km ²)	Surfaces partielles (%)	Surfaces cumulées (%)	Hi*Si (m*Km ²)
1300-1400	1350	55.32	51.13	100.00	74682.6
1400-1500	1450	28.81	26.63	48.87	41772.3
1500-1600	1550	10.99	10.15	22.25	17026.9
1600-1700	1650	6.47	5.98	12.09	10673.7
1700-1800	1750	4.50	4.16	6.11	7879.8
1800-1900	1850	1.65	1.53	1.95	3057.4
Plus de 1900	1950	0.46	0.43	0.43	897.0
Somme		108.20	100.00		155989.7

La courbe hypsométrique formée à partir des données du tableau III.1 est représentée par la figure III.3 suivante :

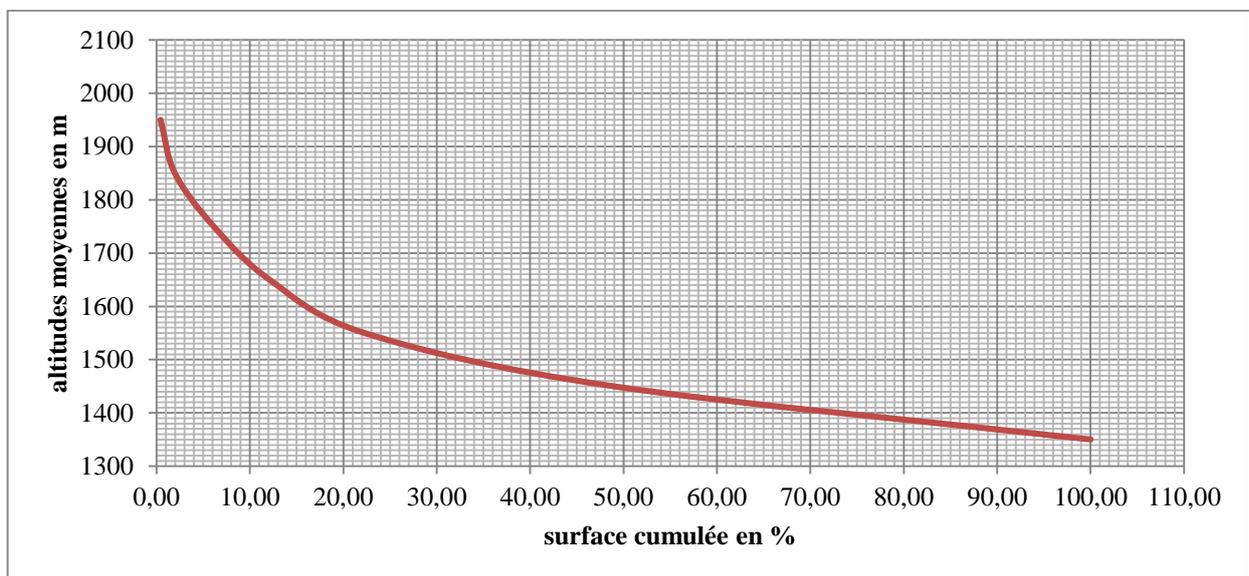


Figure III.3 : Courbe hypsométrique du bassin versant

III.3.2 Les altitudes caractéristiques

Les altitudes caractéristiques s'obtiennent à l'aide des cartes topographiques :

- ◇ *L'altitude maximale* : représente le point le plus élevé du bassin versant.
- ◇ *L'altitude minimale* : représente le point le plus bas du bassin versant, l'exutoire.
- ◇ *L'altitude médiane (H_{50%})* : est déterminé à partir de la courbe hypsométrique.
- ◇ *L'altitude moyenne H_{moy}* : est calculée par la formule suivante :

$$H_{\text{moy}} = \frac{\sum H_i * S_i}{S_t} \quad (\text{III.4})$$

Sachant que :

$$H_i = \frac{H_{l+n} + H_n}{2} \quad (\text{III.5})$$

Avec :

- H_i : Altitude moyenne entre deux courbes de niveaux consécutives en m.
- S_i : surface partielle comprise entre deux courbes de niveaux consécutives en Km^2 .
- S : surface totale du bassin versant en Km^2 .

Les résultats obtenus sont représentés dans le tableau III.2 suivant :

Tableau III.2 : Les altitudes caractéristiques

Les altitudes caractéristiques	Les valeurs correspondantes en m
Altitude maximale	1950
Altitude minimale	1304
Altitude médiane	1440
Altitude moyenne	1441.68

III.3.3 Indice de pente global I_g

Il est défini comme étant le rapport entre l'altitude comprise entre 5% et 95% de la surface du bassin et la longueur du rectangle équivalent.

Les altitudes correspondantes au pourcentage de surface 5% et 95% sont lues sur la courbe hypsométrique. [9]

L'indice de pente globale est donné par la formule suivante :

$$I_g = \frac{D}{L_{eq}} = \frac{D_{5\%} - D_{95\%}}{L_{eq}} \quad (\text{III.6})$$

Avec :

- D : dénivelée entre $H_{95\%}$ et $H_{5\%}$ en (m)
- L_{eq} : longueur du rectangle équivalent en Km.
- $H_{95\%}$ et $H_{5\%}$: sont respectivement les altitudes correspondantes à $S_{95\%}$ et $S_{5\%}$.
- Les résultats du calcul sont dans le tableau III.3.

Tableau III.3 : Indice de pente global

$H_{5\%}$ (m)	$H_{95\%}$ (m)	$H_{5\%} - H_{95\%}$	L_{eq} (Km)	I_g (m/m)	classification
1760	1360	400	22.2	0.018	Relief modéré

III.3.4 : Pente moyenne du bassin versant :

Elle est calculée par la formule suivante : [9]

$$P_{\text{moy}} = \frac{\Delta H \sum L_i}{S} \quad (\text{III.7})$$

Avec :

- P_{moy} : Pente moyenne du bassin versant %.
- ΔH : Dénivelée entre deux courbes de niveau (m).
- L_i : Longueur de la courbe de niveau d'ordre 1, 2, 3, ..., n (m).
- S : Surface totale du bassin versant.

Le tableau III.4 résume les résultats obtenus :

Tableau III.4 : Pente moyenne du bassin versant

S (km ²)	ΔH (m)	L_i (km)	P_{moy} %
108.2	100	94.094	8.7

III.3.5 : Dénivelée spécifique D_s

Elle sert à comparer les indices du bassin de superficie différente, d'après la deuxième classification de l'O.R.S.T.O.M appliquée à tous le bassin quel que soit sa superficie.

Elle est calculée par la formule suivante :

$$D_s = D \sqrt{\frac{l}{L_{\text{eq}}}} \quad (\text{III.8})$$

Avec :

- D_s : Dénivelée spécifique.
- D : Dénivelée entre $H_{5\%}$ et $H_{95\%}$ (m)
- L_{eq} : Longueur du rectangle équivalent (Km).
- l : Largeur du rectangle équivalent (Km).

Les résultats sont représenté dans le tableau III.5 suivant :

Tableau III.5 : Dénivelée spécifique

D (m)	L_{eq} (Km)	l (Km)	D_s (m)	Classification
400	22.2	4.9	187.9	Relief assez fort

III.4 Caractéristiques du réseau hydrographique

III.4.1 Définition

Le réseau hydrographique est constitué d'un ensemble de chenaux qui drainent les eaux de surface vers l'exutoire du bassin versant.

L'étude du chevelu hydrographique est utile dans la comparaison des bassins entre eux. Dans certain cas il est suffisant d'étudier le talweg principal et de l'utiliser dans la comparaison.

Le réseau hydrographique est caractérisé par trois éléments : sa hiérarchisation, son développement (nombres et longueurs des cours d'eau) et son profil en long.

III.4.2 Hiérarchisation du réseau

Pour chiffrer la ramification du réseau, chaque cours d'eau reçoit un numéro fonction de son importance. Cette numérotation, appelée ordre du cours d'eau, diffère selon les auteurs. Nous adoptons la classification de Strehler :

- ◇ Tout cours d'eau n'ayant pas d'affluent est dit d'ordre 1.
- ◇ Au confluent de deux cours d'eau de même ordre n , le cours d'eau résultant est d'ordre $n+1$.
- ◇ Un cours d'eau recevant un affluent d'ordre inférieur garde son ordre, ce qui se résume par : $n+n=n+1$ et $n+m=\max(n,m)$ figure III.4. [8]

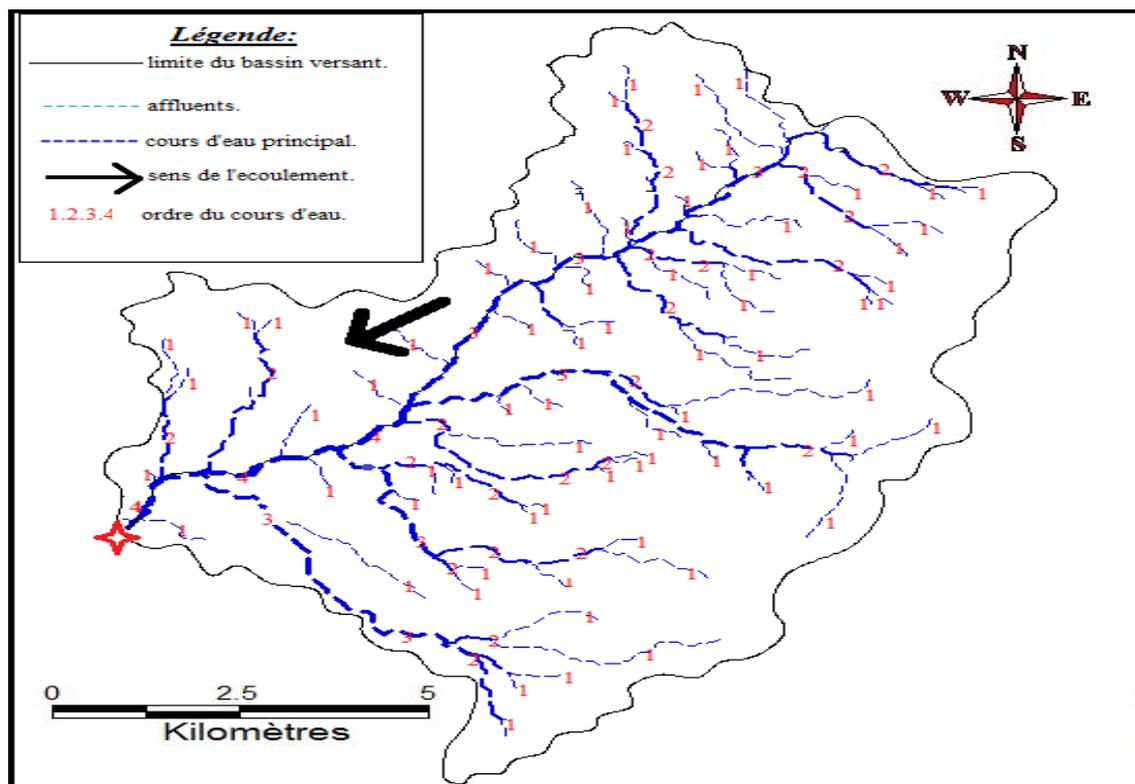


Figure III.4 : Hiérarchisation du réseau hydrographique

Après hiérarchisation, on infère que le réseau hydrographique est d'ordre 4.

III.4.3 Densité de drainage

Elle se définit par le rapport de la longueur totale des cours d'eau à la surface du bassin versant. [9].

$$D_d = \frac{\sum L_t}{S} \quad (\text{III.9})$$

Elle est exprimée en (Km/Km²) donc en Km⁻¹.

Avec :

- D_d : densité de drainage en Km⁻¹.
- L_t : Longueur du talweg en Km.
- A : surface du bassin versant Km².

D'ou

$$D_d = 1.3 \text{ Km}^{-1}$$

III.4.4 la pente moyenne du cours d'eau principal

La pente moyenne du cours d'eau principal permet de déterminer la vitesse d'écoulement vers l'exutoire. Une pente douce ou nulle laisse l'eau s'infiltrer dans le sol tant dis qu'une forte pente facilite l'écoulement superficiel. Elle est donnée par la formule suivante : [9]

$$I = \frac{D}{L} \quad (\text{III.10})$$

Avec :

- I : pente moyenne du cours d'eau principal %
- D : Dénivelée entre H_{max} et H_{min} (m).
- L : Longueur du cours d'eau principal (Km).

Les données sont résumées dans le tableau III.6 :

Tableau III.6 : Pente moyenne du cours d'eau principal

H _{max}	H _{min}	D	Lc	I
1950	1304	646	16.5	3.83

III.4.5 Temps de concentration

Le temps de concentration Tc est la durée maximale nécessaire à une goutte d'eau, tombée au point le plus éloigné du bassin versant, d'arriver à l'exutoire. Il est composé de trois termes différents :

- ◇ T_h Temps d'humectation : est le temps nécessaire à l'imbibition du sol par l'eau qui tombe avant qu'elle ne ruisselle.
- ◇ T_r Temps de ruissellement : est le temps correspondant à la durée d'écoulement de l'eau à la surface.
- ◇ T_a Temps d'acheminement : est le temps mis par l'eau pour se déplacer jusqu'à l'exutoire.

Le temps de concentration est égal au maximum de :

$$T_c = \max[\sum(T_h + T_r + T_a)] \quad (\text{III.11})$$

Théoriquement, T_c est la durée comprise entre la fin de la pluie nette et la fin du ruissellement.

Pratiquement, il peut être mesuré sur le terrain ou estimé à l'aide de formules souvent empiriques établies par plusieurs auteurs. [10]

Le tableau III.7 présente les résultats obtenus de l'application des formules empiriques.

Tableau III.7 : Temps de concentration pour les différents auteurs.

Auteurs	Formules	Temps de concentration
Ventura	$0.1272 * \frac{\sqrt[3]{S}}{\sqrt{I}}$	0.096
Turazza	$0.108 * \frac{\sqrt[3]{S * L}}{\sqrt{I}}$	0.207
Sokolovski	$\frac{L}{3.6 * V_r}$	3.05
Giandotti	$\frac{4\sqrt{S} + 1.5L}{0.8\sqrt{H_{moy} - H_{min}}}$	7.46

Avec :

- S : Surface du bassin versant (Km^2).
- L_t : Longueur du talweg principal (Km).
- H_{moy} : L'altitude moyenne du bassin versant (m).
- H_{min} : L'altitude minimale du bassin versant (m).
- I : Pente moyenne du talweg principal.
- V_r : Vitesse d'écoulement pour les petits cours d'eau, elle est proche de 1.5 m/s.
- D_t : Dénivelée entre deux extrémités du talweg principal (m).

Parmi les résultats obtenus dans le tableau III.7 nous optons pour le résultat issu de loi de Giandotti car c'est la formule qui tient compte de la majorité des paramètres géométriques du bassin versant.

Donc : $T_c = 7.46 h$

III.4.6 Vitesse moyenne de ruissellement V_r

Elle est donnée par la formule suivante : [3]

$$V_r = \frac{L}{T_c} \quad (\text{III.12})$$

Avec :

- L : Longueur du talweg principal (Km).
- T_c : Temps de concentration (h).

$$V_r = 2.21 \text{ Km/h}$$

Le tableau III.8 résume les caractéristiques du bassin versant et du cours d'eau.

Tableau III.8 : Caractéristiques du bassin versant

caractéristiques du bassin versant	
1. Morphométrie	
Surface (Km²)	108.2
Périmètre (m)	54.22
Longueur du rectangle (m)	22.2
Largeur du rectangle (m)	4.9
Indice de Gravelius	1.5
2. Relief	
Altitude maximale (m)	1950
Altitude moyenne (m)	1441.68
Altitude minimale (m)	1318
Altitude médiane (m)	1440
Indice de pente globale (%)	0.018
Dénivelé spécifique (m)	187.9
Pente moyenne du bassin versant (%)	8.7
3. Réseau hydrographique	
Ordre du cours d'eau	4
Densité de drainage (Km⁻¹)	1.3
Pente moyenne du cours d'eau principale (m/Km)	3.83
Temps de concentration (h)	7.46
Vitesse de ruissellement (Km/h)	2.21

III.5 Analyse des données pluviométriques

En général, l'analyse des données pluviométriques disponibles est le premier pas à franchir dans l'étude d'un projet d'aménagement. Pour cela on a besoin d'une série pluviométrique qui comporte les précipitations maximales journalières pour la période la plus longue possible.

Avant l'évaluation des précipitations sur les bassins versant, nous avons analysé les données disponibles à la station pluviométrique d'El Bayadh.

La station disponible sur le site est donnée dans le tableau III.9 suivant :

Tableau III.9 : Station pluviométrique El Bayadh (coordonnées Lambert) [11]

Code	Source	Coordonnée			Année	N	Pluie moyenne annuel (mm)
		X (Km)	Y (Km)	Z (Km)			
081202	ANRH	344.8	343.8	1310	1971-2011	41	260.52

III.5.1 Pluies maximales journalières

Les pluies maximales journalières de rares fréquences sont des pluies génératrices des crues d'importants débits, contre lesquels il faut protéger l'ouvrage.

III.5.2 Précipitation maximales journalières

L'étude consiste à faire un ajustement pour la série de données des précipitations maximales journalières du tableau III.10 par une loi théorique afin de déterminer une intensité de pluie de durée et de période de retour donnée.

Tableau III.10 : Séries des Pluies Maximales Journalières (1971-2011) à la station El Bayadh [11]

Année	Pmax.j	Année	Pmax.j	Année	Pmax.j	Année	Pmax.j
1971	28,4	1981	21,8	1991	51,5	2001	9,8
1972	26,3	1982	33,8	1992	42,8	2002	21,6
1973	23,2	1983	18,1	1993	18,8	2003	42,6
1974	20,4	1984	14,8	1994	18,9	2004	14,2
1975	26,4	1985	53,8	1995	28,5	2005	48,1
1976	14,0	1986	18,9	1996	18,3	2006	22,1
1977	37,5	1987	19,8	1997	14,5	2007	17,2
1978	18,8	1988	36,4	1998	24,2	2008	65,9
1979	24,2	1989	20,7	1999	39,7	2009	29,5
1980	31,0	1990	28,9	2000	19,4	2010	53,2
2011	38,7						

Dans notre étude on suit les étapes suivantes :

- ◇ Classer la série des précipitations par ordre croissant.
- ◇ Calcule de la fréquence expérimentale.
- ◇ Calcule des caractéristiques empiriques de la série de donnée.
- ◇ Ajuster graphiquement la loi choisie.
- ◇ Calculer le quantile et son intervalle de confiance.

Les caractéristiques empiriques de la série de donnée ont été obtenues par le logiciel HYFRAN et sont représentées dans le tableau III.11 suivant :

Tableau III.11 : Caractéristique de la série de donnée avec $N = 41$ ans

Caractéristiques	Valeurs
Année d'observation	41
Minimum	9.8
Maximum	65.9
Moyenne	28.212
Ecart-type	12.965
Médiane	24.2
Coefficient de variation (C_v)	0.45955
Coefficient d'asymétrie (C_s)	1.0851
Coefficient d'aplatissement (C_k)	3.2534
L'exposant climatique (e)	0.27

La représentation des observations sur du papier normale e leurs histogramme sont présentées dans les figures III.5 et III.6 respectivement :

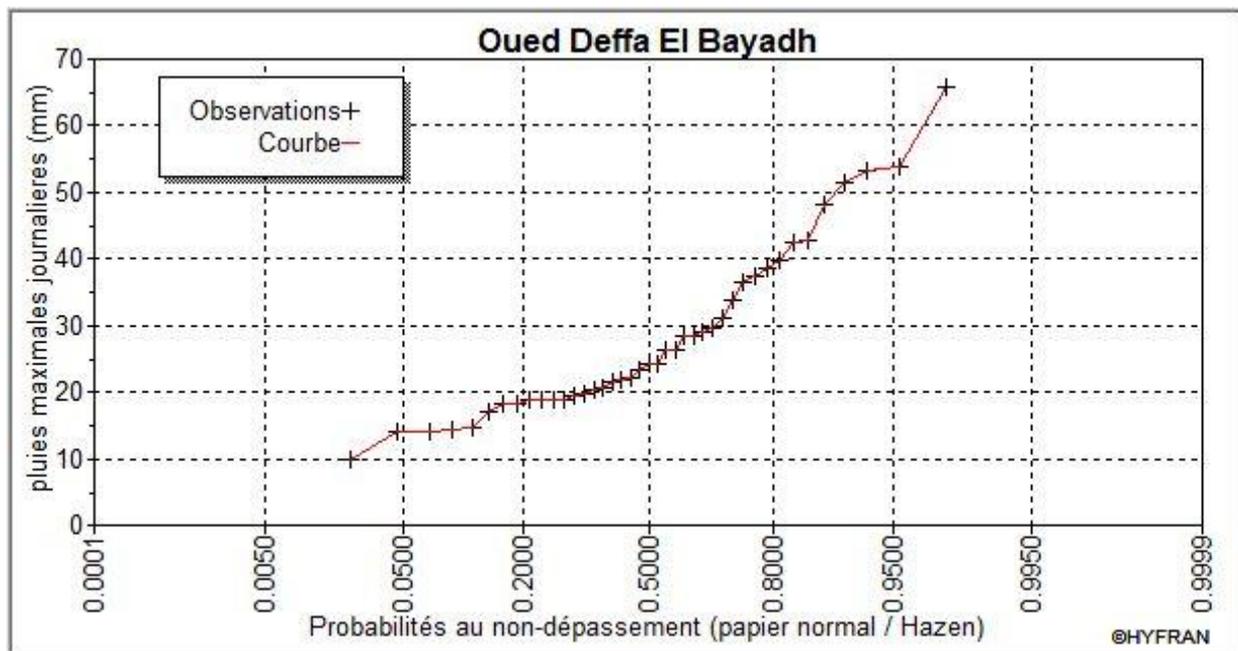


Figure III.5 : Représentation des observations sur papier normale

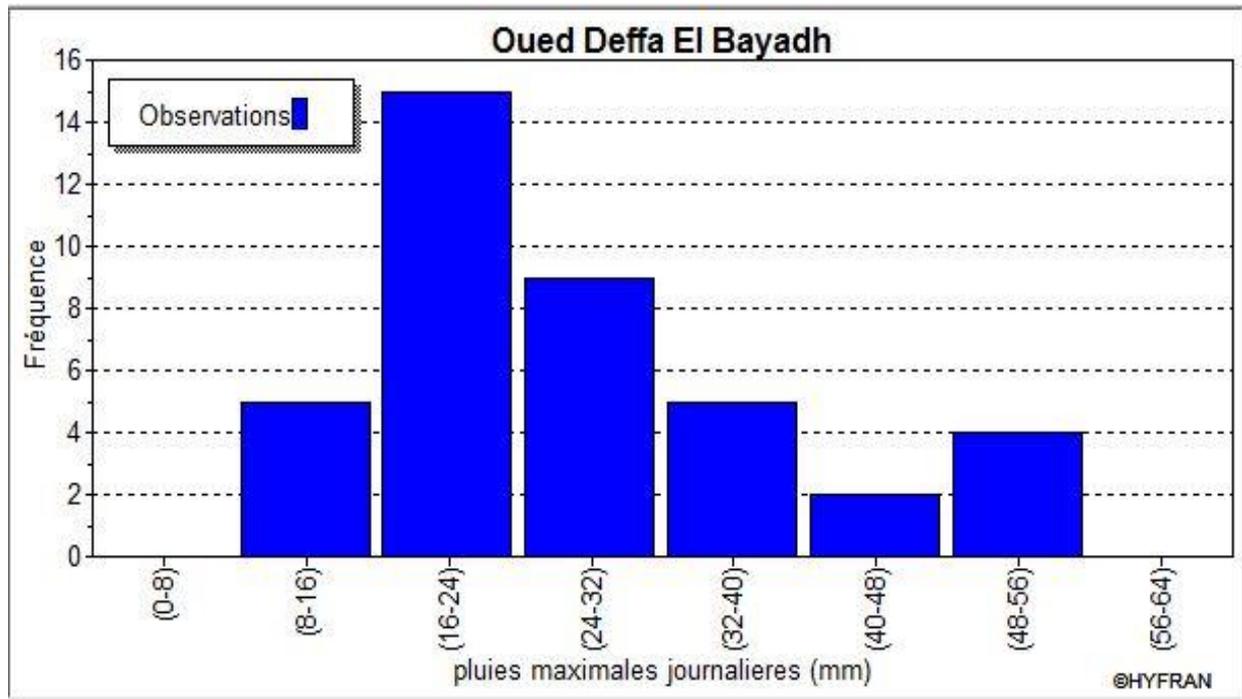


Figure III.6 : Histogramme des observations

III.5.3 Choix de la loi d'ajustement [12]

Les lois d'ajustement sont nombreuses et ne peuvent être appliquées à un échantillon que si les conditions d'homogénéités et stationnarités sont réunies.

Les critères de choix d'une loi sont liés à un ajustement graphique d'abord et ensuite à un test de dispersion. L'allure des points sur du papier à probabilité permet d'accepter ou de rejeter la loi.

Dans présente étude on applique la loi de GALTON (Loi Log normale) et la loi de GUMBEL (Double exponentiel) et ce avec le logiciel HYFRAN.

Les caractéristiques des échantillons, les tests d'adéquation des deux lois ainsi que l'homogénéité sont calculés directement à partir du logiciel.

III.3.3.1 Ajustement de la série pluviométrique à la loi de GALTON

Le procédé d'ajustement est établi avec une représentation sur du papier log normale.

La loi de GALTON a une fonction de répartition qui s'exprime selon la fonction suivante :

$$F(X) = \frac{1}{\sqrt{2\pi}} \int_{-\infty}^u e^{-\frac{1}{2}u^2} du \quad (\text{III.13})$$

Ou :

- $u = \frac{\ln X_i - \ln \bar{X}}{\delta_{\ln X}}$ (variable réduite de gaussie)
- \bar{X} : La moyenne de l'échantillon

- δ_i : L'écart-type de l'échantillon

L'équation de la droite de GALTON est la suivante :

$$\text{Ln } X (p\%) = \text{Ln } (\bar{X}) + \delta \cdot \text{Ln } u (p\%)$$

$$\text{Ln } X = \frac{\sum_1^{41} \text{Ln } X_i}{N} \quad (\text{III.14})$$

Avant de procéder à l'ajustement il faut suivre les étapes suivantes :

- ◇ classer les valeurs des précipitations par ordre croissant avec attribution d'un rang 1.2.3.4.5.....n.
- ◇ calculer pour chaque valeur de précipitation la fréquence expérimentale par la formule de HAZEN :

$$F(x) = \frac{m-0.5}{n} \quad (\text{III.15})$$

Avec :

- m : Rang de précipitation ;
- n : Nombre d'observations(41) .

- ◇ Calculer la variable réduite de GALTON donnée par la formule suivante :

$$u = \frac{\text{Ln } X_i - \text{Ln } \bar{X}}{\delta_{\text{Ln } X}} \quad (\text{III.16})$$

- ✓ *GALTON (log-Normale) (Maximum des vrais semblances) :*

Nombre d'observation : n = 41

❖ **Paramètre :**

Mu = 3.2456, Sigma = 0.4345

❖ **Quantile :**

q= F(X) (probabilité au non dépassement)

T= 1 (1-q).

Les résultats d'ajustement obtenus par la loi de GALTON sont représentées dans le tableau III.12 suivant :

Tableau III .12 : Résultats de l'ajustement à la loi de GALTON

Période de retour	Fréquence au non dépassement	Valeurs théoriques	Ecart-type	Intervalle de confiance
T (ans)	Q	XT (mm)	δ	95%
100	0.9900	70.563	9.3020	52.325 - 88.799
50	0.9800	62.682	7.5635	47.854 – 77.509
20	0.9500	52.478	5.5015	41.692 – 63.263
10	0.9000	44.812	4.1266	36.722 – 52.901
5	0.8000	37.010	2.9316	31.263 – 42.757
3	0.6667	30.955	2.1978	26.647 – 35.264
2	0.5000	25.677	1.7422	22.262 – 29.093

❖ **Test d'homogénéité :**

Test d'adéquation du Khi carré

❖ **Hypothèses :**

H0 : l'échantillon provient d'une loi -log normale ;

H1 : l'échantillon ne provient pas d'une loi-log normale.

❖ **Résultats :**

Résultat de la statistique : $X^2 = 4.07$

P-value : P = 0.5389

Degrés de liberté : 5

Nombre de classes : 8

- ❖ **Conclusion :** Nous pouvons accepter H0 au niveau de signification de 5%. La figure III.7 illustre l'ajustement de la série pluviométrique à la loi de GALTON (Log normale).

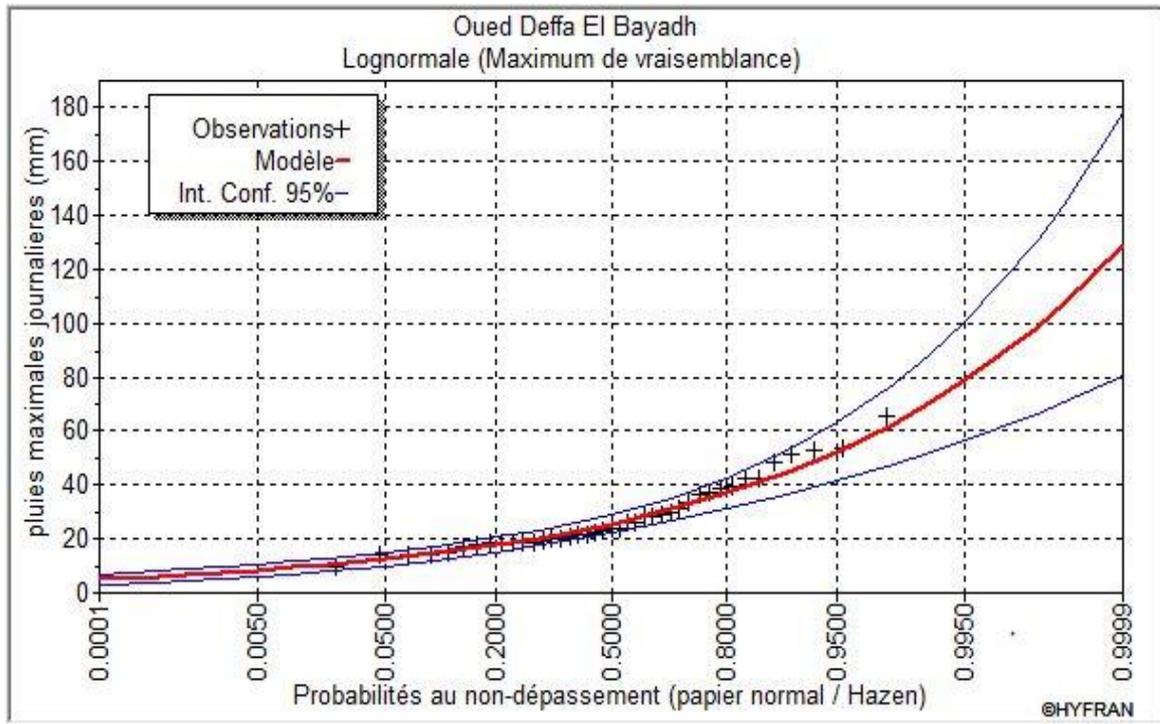


Figure III.7 : Ajustement à la loi de GALTON

III.5.3.2 Ajustement de la série pluviométrique à la loi de GUMBEL (Méthode des moments)

Le procédé d'ajustement est identique à celui établi pour la loi de GALTON. Seule la représentation graphique change ou elle est faite sur du papier (Gumbel/Hazen). La loi de GUMBEL a une fonction de répartition qui s'exprime selon la formule suivante :

$$F(x) = e^{-e^{-y}} \quad (\text{III.17})$$

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 :

$$y = -\ln(-\ln(F(x))) \quad (\text{III.18})$$

✓ **Gumbel (Méthode des moments) :**

Nombre d'observations: 72

❖ **Paramètre :**

Mu = 22.3773, sigma = 10.1088

❖ **Quantiles :**

$q = F(X)$ (probabilité au non-dépassement)

$T = 1/(1-q)$

Les résultats d'ajustement obtenus par la loi de GUMBEL sont représentées dans le tableau III.13 suivant :

Tableau III .13 : Résultats de l'ajustement à la loi de GUMBEL

<i>Période de retour</i>	<i>Fréquence au non dépassement</i>	<i>Valeurs théoriques</i>	<i>Ecart-type</i>	<i>Intervalle de confiance</i>
<i>T (ans)</i>	<i>Q</i>	<i>XT (mm)</i>	<i>δ</i>	<i>95%</i>
100	0.9900	68.879	7.9453	53.303 - 84.455
50	0.9800	61.821	6.8204	48.450 – 75.192
20	0.9500	52.402	5.3402	41.933 – 62.871
10	0.9000	45.126	4.2273	36.838 – 53.413
5	0.8000	37.540	3.1298	31.404 – 43.675
3	0.6667	31.503	2.3614	26.873 – 36.132
2	0.5000	26.082	1.8585	22.439 – 29.726

❖ **Test d'homogénéité :**

Test d'adéquation du Khi carré.

◇ **Hypothèses :**

H0 : L'échantillon provient d'une loi Gumbel ;

H1 : L'échantillon ne provient pas d'une loi Gumbel.

◇ **Résultats :**

Résultat de la statistique : $X^2 = 4.46$

P-value : $P = 0.4848$

Degrés de liberté : 5

Nombre de classes : 8

❖ **Conclusion :** Nous pouvons accepter H0 au niveau de signification de 5%. La figure III.8 illustre l'ajustement de la série pluviométrique à la loi de GUMBEL (Méthode des moments).

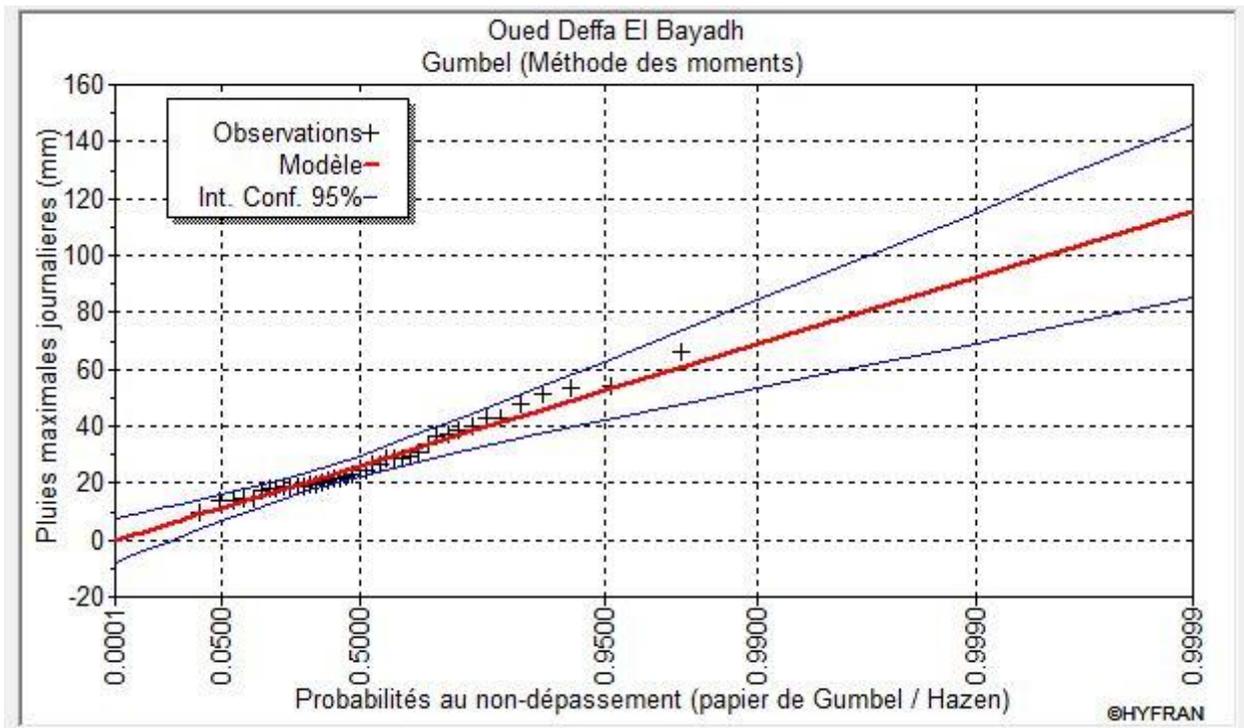


Figure III.8 : Ajustement à la loi de GUMBEL

III.5.3.3 Comparaison entre les deux lois d'ajustement

La figure III.9 montre la comparaison entre les deux lois d'ajustement (Loi de Gumbel et loi de Galton).

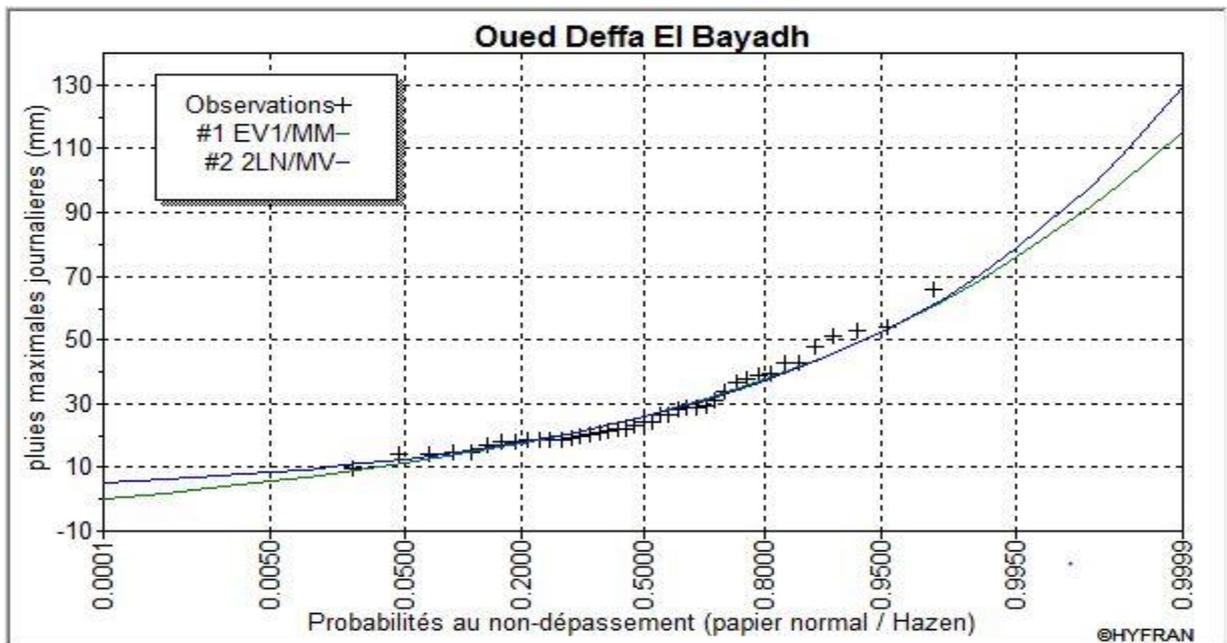


Figure III.9 : Comparaison entre les deux lois d'ajustement

✓ Conclusion :

En se référant aux graphes obtenues, par ces deux lois, celui de GUMBEL et GALTON, nous avons remarqué que l'ajustement issu de la loi de GALTON est le meilleur; du moment que la position des données expérimentales sont plus proches de la droite théorique. Alors on opte pour la loi de *GALTON (Log normale)*.

III.6 Pluie de courte durée

Le passage des pluies journalières maximales aux pluies de courtes durées est effectué au moyen de la formule :

$$P_{ct} = P_{max} \left(\frac{t}{24} \right)^e \quad (\text{III.19})$$

Avec :

- t : Durée de l'averse (h)
- e : Exposant climatique, $e = 0.27$ selon les études régionales de l'ANRH.

Les intensités maximales de période t (h) et période de retour T (ans) sont calculées par la relation :

$$I_t = \frac{P_{ct}}{t} \quad (\text{III.20})$$

Avec :

- I_t : l'intensité maximale de période t (h).
- P_{ct} : Pluies de courte durée (mm)

Les précipitations et les intensités maximales pour différentes durées sont représentées dans le tableau III.14 et les courbes des pluies fréquentielles ainsi que les courbes des intensités-durée-fréquences sont présentées respectivement par les figures III.10 et III.11.

Tableau III.14 : Pluies et intensités maximales de durée $t(h)$ et période de retour (ans)

Période de retour (ans)	100		50		20		10		5		3		2	
	Ptc	It												
0,5	24,811	49,622	22,040	44,080	18,452	36,904	15,756	31,513	13,013	26,026	10,884	21,768	9,028	18,057
1	29,917	29,917	26,576	26,576	22,249	22,249	18,999	18,999	15,691	15,691	13,124	13,124	10,886	10,886
2	36,074	18,037	32,045	16,023	26,829	13,414	22,909	11,455	18,921	9,460	15,825	7,913	13,127	6,563
4	43,499	10,875	38,640	9,660	32,350	8,088	27,624	6,906	22,815	5,704	19,082	4,771	15,829	3,957
6	48,531	8,089	43,111	7,185	36,093	6,015	30,820	5,137	25,454	4,242	21,290	3,548	17,660	2,943
8	52,451	6,556	46,593	5,824	39,008	4,876	33,310	4,164	27,510	3,439	23,010	2,876	19,086	2,386
10	55,708	5,571	49,486	4,949	41,431	4,143	35,378	3,538	29,219	2,922	24,438	2,444	20,272	2,027
12	58,519	4,877	51,983	4,332	43,521	3,627	37,163	3,097	30,693	2,558	25,672	2,139	21,294	1,775
14	61,006	4,358	54,193	3,871	45,371	3,241	38,743	2,767	31,998	2,286	26,763	1,912	22,199	1,586
16	63,246	3,953	56,182	3,511	47,036	2,940	40,165	2,510	33,172	2,073	27,745	1,734	23,014	1,438
18	65,290	3,627	57,998	3,222	48,556	2,698	41,463	2,304	34,244	1,902	28,642	1,591	23,758	1,320
20	67,174	3,359	59,671	2,984	49,957	2,498	42,659	2,133	35,232	1,762	29,468	1,473	24,444	1,222
22	68,925	3,133	61,227	2,783	51,259	2,330	43,771	1,990	36,151	1,643	30,236	1,374	25,081	1,140
24	70,563	2,940	62,682	2,612	52,478	2,187	44,812	1,867	37,010	1,542	30,955	1,290	25,677	1,070

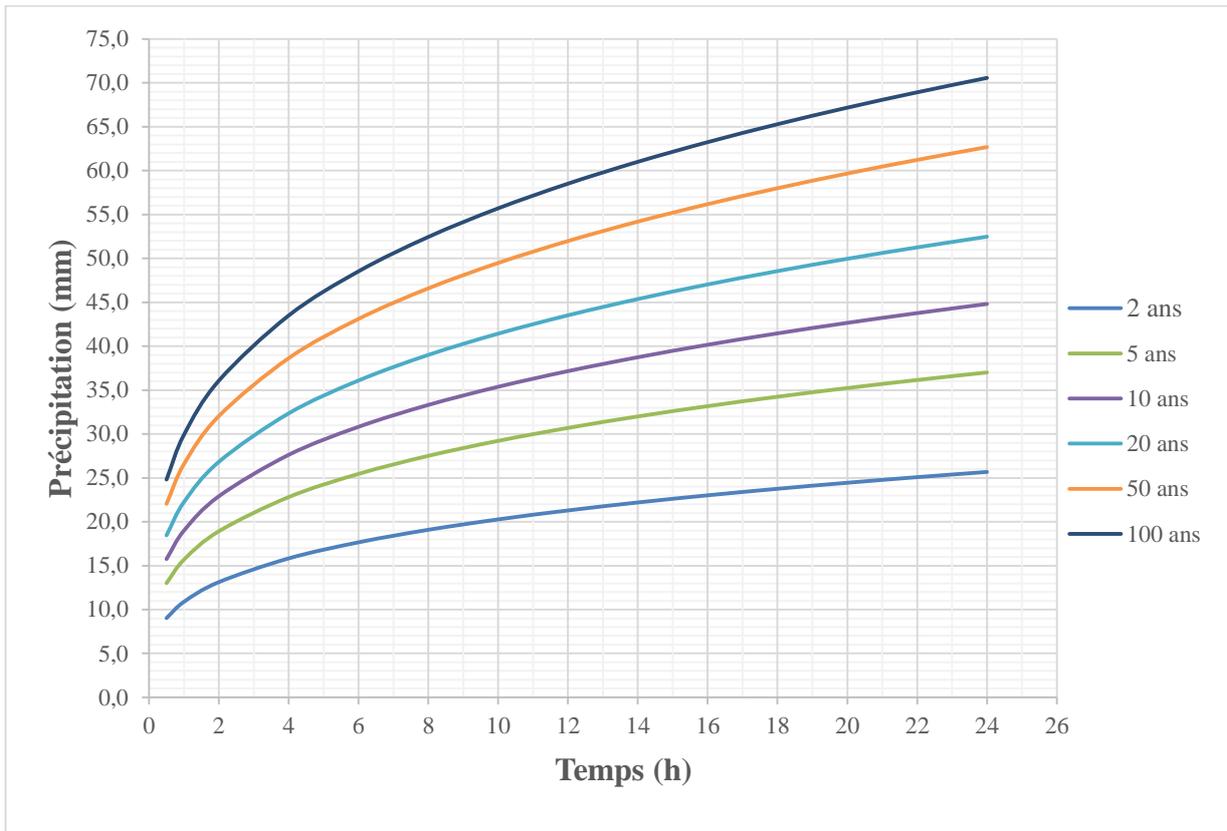


Figure III.10 : Courbes des pluies fréquentielle

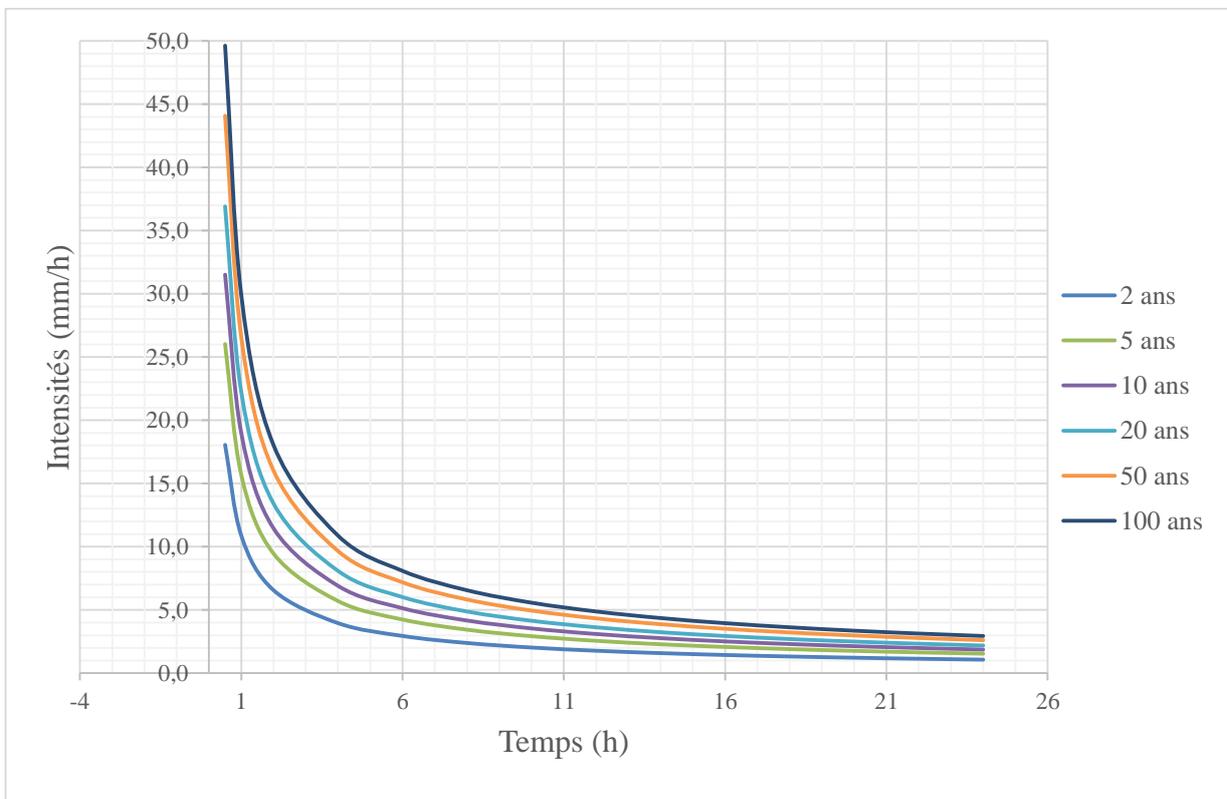


Figure III.11 : Courbes des intensités- durées- fréquences

III.7 Les apports

III.7.1. Apports liquides

III.7.1.1 Apport moyen interannuel

L'apport moyen interannuel est estimé par l'utilisation des formules empiriques, des différents auteurs, suivantes : [9]

❖ **Formule de MEDINGER :**

$$A = Le * S \quad (III.21)$$

$$Le = 1.024(\bar{P}-0.26)^2 \quad (III.22)$$

Avec :

- Le : Lamme d'eau écoulée (mm).
- \bar{P} : Pluie moyenne annuelle (mm).

❖ **Formule de l'ANRH :**

$$A = 0.915 * S^{0.842} * \bar{P}^{2.684} \quad (III.23)$$

Avec :

- S : Surface du bassin versant (km²).
- \bar{P} : Pluie moyenne annuelle (mm).

❖ **Formule de DERIE II :**

$$A = 0513 * \bar{P}^{-2.683} * Dd * S^{0.842} \quad (III.24)$$

Avec :

- \bar{P} : Pluie moyenne annuelle (mm).
- Dd : Densité de drainage (Km/Km²).
- S : Surface du bassin versant (Km²).

❖ **Formule de DERIE-SARVARY :**

$$A = Le * S \quad (III.25)$$

$$Le = 0.915 * \left(\frac{\bar{P}}{1000}\right) * 5^{0.842} * 31.536 \quad (III.26)$$

Avec :

- \bar{P} : Pluie moyenne annuelle (mm).
- Le : Lambe d'eau écoulée (mm).
- S : Surface du bassin versant (Km^2).

Le tableau III.15 Présente les résultats obtenus en appliquant ces formules.

Tableau III.15 : Apports moyens interannuels

Formules	Résultats	
	Le (mm)	A (Mm^3)
MEDINGER	0.018	0.935
ANRH	0.025	1.277
DERIE II	0.069	7.506
DERIE-SARVARY	29.15	3.154

On opte pour la valeur obtenue par la formule de DERIE-SARVARY car elle est la valeur la plus proche de la valeur moyenne des quatre formules.

III.7.1.2 Caractéristiques de l'écoulement [3]

❖ *Module de l'écoulement :*

Il est donné par la formule suivante :

$$Me = \frac{A}{T} \quad (III.27)$$

Avec :

- A : Apport moyen annuel (l).
- T : Temps d'une année en secondes. $T=31.536*10^6$ s.

❖ *Module de l'écoulement relatif ou spécifique :*

On a:

$$Ms = \frac{Me}{S} \quad (III.28)$$

Avec :

- Me : Module de l'écoulement (l/s).
- S : Superficie du bassin (Km²).

❖ *Lame d'eau écoulée :*

On a:

$$Le = \frac{A}{S} \quad (\text{III.29})$$

Avec

- ◇ A : Apport moyen annuel (l)
- ◇ S : Superficie du bassin (Km²)

❖ **Coefficient de l'écoulement**

Il est donné par :

$$Ce = \frac{Le}{\bar{P}} \quad (\text{III.30})$$

Avec :

- \bar{P} : Pluie moyenne annuelle (mm).
- Le : Lame d'eau écoulée (mm).

❖ *Coefficient de variation :*

Il est donné par différentes formules empiriques dont on cite :

✓ *Formule de SOKOLOSKY :*

$$C = a - 0.063 \log_{10}(S+1) \quad (\text{III.31})$$

Avec:

$$a = 0.78 - 0.29 \log_{10} Ms \quad (\text{III.32})$$

Avec :

- Ms: Module de l'écoulement spécifique (l/s/Km²).
- S : Surface du bassin (Km²).

✓ *Formule d'OURKGUIPROVODKHOZ :*

$$Cv = \frac{0.7}{Ms^{0.127}} \quad (\text{III.33})$$

Avec :

- Ms : Module de l'écoulement spécifique (l/s/Km²).
- ✓ **Formule de l'ANTONOV :**

$$Cv = \frac{0.7}{(S+1000)^{0.097}} \quad (\text{III.34})$$

Avec :

- S : Superficie du bassin (Km²).

Les résultats obtenus sont présentés dans le tableau III.16 suivant :

Tableau III.16 : Les caractéristiques de l'écoulement

Me (l/s)	Ms (l/s/Km ²)	Le (mm)	Ce	Cv		
				F SOKOL	F OURK	F ANTO
100.01	0.92	29.14	0.112	0.66	0.69	0.35

Pour la valeur du coefficient de variation on prend la valeur obtenue par la loi de SOKOLOVSKY parce qu'elle est la plus poche de la valeur moyenne des trois formules.

III.7.2 Apports solides

L'inexistence des données de mesure du transport solide nous ramène à utiliser les lois empiriques et à en accepter le résultat d'ordre de grandeur acceptable.

- ✓ **Formule de TIXERONT :**

C'est la formule la plus utilisée en Algérie pour l'estimation des apports solides.

$$Es = a * Le^{0.15} \quad (\text{III.35})$$

$$Es = 580.42 t/Km^2 /an$$

Avec :

- ❖ Es : Taux d'érosion (t/Km²/an).
- ❖ Le : Lame d'eau écoulée (mm).
- ❖ a : Coefficient empirique qui varie en fonction de la perméabilité du terrain.

$$a = 350 \text{ (perméabilité moyenne).}$$

En tenant compte du poids spécifique moyen des sédiments ($\gamma=1.4T/m^3$) on aura :

$$V_s = \frac{E_s * S}{\gamma} \quad (\text{III.36})$$

$$V_s = 44858.174 \text{ m}^3/\text{an}$$

- V_s : Apport solide (m^3/an).

Le tableau III.17 résume les résultats des apports liquides et solides de note bassin versant.

Tableau III.17 : Récapitulatif des apports liquides et solides du bassin versant

Taux d'érosion (t/Km²/an).	580.42
apport liquide (m³/an)	7500000
apport solide (m³/an)	44858.174
Apport total (m³/an)	7544858.174

III.8 Etude de crue

L'évaluation des crues a toujours été un souci majeur dans le dimensionnement des ouvrages hydrauliques. De nombreuses méthodes ont été établies afin de parvenir à les estimer correctement.

III.8.1 Différentes méthodes d'évaluation des crues

L'existence de tant de méthodes de calcul des crues est due aux changements de conditions et de problèmes rencontrés lors de l'estimation ainsi que du chargé d'étude. Les techniques utilisées dans la détermination des crues dépendent essentiellement des données disponibles, plus la disponibilité est importante plus les problèmes qui se posent sont moindres. Dans ce qui suit un rappel des différentes méthodes qui ont été établies. [9]

III.8.1.1 Méthodes déterministes

❖ *Méthode historique :*

Méthode ancienne basée essentiellement sur l'étude des archives, les enquêtes auprès des populations et la recherche des traces des crues exceptionnelles atteintes dans le passé. Elle est utilisée lorsqu'on ne dispose pas d'observations sur le débit maximum enregistré lors d'une crue exceptionnelle.

❖ *Méthodes empiriques :*

Des formules empiriques de différents auteurs ont été mises au point afin de répondre aux conditions et aux problèmes rencontrés. Ces lois établissent les relations entre le débit, la surface du bassin versant, la pluie et la période de retour.

❖ *Courbes enveloppes :*

Cette méthode permet de tracer une courbe enveloppe (Francouet Rodier) en reportant les pointes de crues maximales observées dans une région de caractéristiques homogènes en fonction de la surface du bassin versant.

$$\frac{Q}{Q_0} = \left(\frac{A}{A_0}\right)^{1-K/10} \quad (\text{III.37})$$

K : coefficient dépendant de plusieurs facteurs climatiques et géographiques, compris entre $0 < K < 6$.

III.8.1.2 Méthodes probabilistiques

Corresponds à l'analyse des débits afin de déterminer la loi de probabilité à laquelle ils répondent (GUMBEL, GALTON, PEARSON III,.. etc.).

L'utilisation de la méthode du Gradex basée sur l'hypothèse que durant des pluies fortes, alors que le sol du bassin s'approche de la saturation, chaque augmentation de la pluie tend à produire une augmentation du débit. En conséquence sur un graphique de Gumbel, les droites de répartitions des fréquences des pluies et des débits sont parallèles.

III.8.2 Application sur le bassin versant

Pour notre étude on utilisera la méthode empirique, les principales lois employées sont : la formule de MALLET-GAUTHIER, la formule de TURAZZA, la formule de GIANDOTTI, la formule de SOKOLOVSKI et la formule Rationnelle. [9]

✓ *Formule de MALLET-GAUTHIER :*

$$Q_{max,p\%} = 2K \log(1 + 20\bar{P}) \frac{S}{\sqrt{L_t}} \sqrt{1 + 4 * \log T - \log S} \quad (\text{III.38})$$

Avec :

- ❖ K : Constante comprise entre 1-3, on prend K=1.
- ❖ \bar{P} : Pluie moyenne annuelle (mm).
- ❖ S : Surface du bassin versant (Km²).
- ❖ L_t : Longueur du talweg principal (Km).
- ❖ T : Période de retour

✓ *Formule de TURAZZA :*

Cette formule utilise l'intensité moyenne maximale de précipitations déterminées sur un intervalle de référence égale au temps de concentration du bassin versant.

$$Q_{\max, p\%} = \frac{c \cdot \bar{i}_{tc} \cdot S}{3.6} \quad (\text{III.38})$$

Avec :

- \bar{i}_{tc} : Intensité moyenne maximale des précipitations pendant une durée égale au temps de concentration (mm/h).
- c : Coefficient de ruissellement de la crue considérée pour une probabilité $p\%$ (Tableau III.18).
- S : Surface du bassin versant (Km^2).

Tableau III.18 : Coefficient de ruissellement de la crue considérée pour une probabilité $p\%$

Période de retour	100	50	20	10	5
Fréquence %	1	2	5	10	20
c	0.8	0.75	0.7	0.65	0.6

✓ **Formule de GIANDOTTI :**

$$Q_{\max, p\%} = \frac{S \cdot C_t \cdot P_{tc} \cdot \sqrt{H_{\text{moy}} - H_{\text{min}}}}{4 \cdot \sqrt{S} + 1.5 \cdot L} \quad (\text{III.39})$$

Avec :

- S : Surface du bassin versant (Km^2).
- H_{moy} : Altitude moyenne (m).
- H_{min} : Altitude minimale (m).
- C_t : Coefficient topographique variant entre 0.066 et 0.166.
- P_{tc} : précipitation correspondante au temps de concentration (mm).

Pour des bassins de topographie moyenne $C_t = 0,10$.

✓ **Formule Rationnelle :**

$$Q_{\max, p\%} = \alpha_{p\%} \cdot I \cdot S \quad (\text{III.40})$$

Avec :

- S : Surface du bassin versant Km^2 .
- I : Intensité d'une averse (mm/h) déterminé selon la formule suivante :

$$I = 0.278 \cdot \frac{P_{tc, f\%}}{T_c} \quad (\text{III.41})$$

Avec :

- T_c : Temps de concentration du bassin versant (h).
- $a_{p\%}$: coefficient de ruissellement. Il est donné par le tableau (III.19).

Tableau III.19 : Coefficient de ruissellement pour la crue probable

Période de retour (an)	100	50	20	10	5
fréquence (%)	1	2	5	10	20
a	0.7	0.65	0.6	0.55	0.50

✓ **Formule de SOKOLOVSKY :**

$$Q_{max, p\%} = 0.28 * \frac{X_{p\%, t} * a_{p\%} * S * f}{T_c} \quad (III.42)$$

Avec :

- $a_{p\%}$: Coefficient de ruissellement pour la crue probable prit du tableau (III.19)
- S : Surface du bassin versant (Km²).
- f : Coefficient de forme de la crue.
- T_c : Temps de concentration du bassin versant (h).
- $X_{p\%, tc}$: Précipitation de probabilité p% correspondant au temps de concentration (mm).

Le coefficient de forme de la crue est donné par la formule suivante :

$$f = \frac{12}{4+3*\gamma} \quad (III.43)$$

- ◇ Pour $S \leq 50$ Km², on a $\gamma = 2$.
- ◇ Pour des bassins non boisés au sol peu perméable, on a $\gamma = 2 \div 2,5$.
- ◇ Pour des bassins boisés au sol perméable, on a $\gamma = 3 \div 4$.
- ◇ Pour notre bassin, on prend $\gamma = 2.5$

Les résultats obtenus par l'application des lois empiriques sont résumés dans le tableau (III.20) suivant :

Tableau III.20 : Résultats d'évaluation des crues par les lois empiriques

Période de retour (ans)		100	50	20	10	5
Fréquence (%)		1	2	5	10	20
C		0.8	0.75	0.7	0.65	0.6
a		0.7	0.65	0.6	0.55	0.5
Q _{max, p%}	MALLET-GAUTHIER	679.41	617.90	525.66	443.32	341.67
	TURAZZA	165.90	138.16	107.96	85.60	65.26
	SOKOLOVSKI	165.34	136.38	105.40	82.50	61.94
	RATIONNELLE	166.03	138.27	108.04	85.67	65.31
	GIANDOTTI	74.26	65.97	55.23	47.16	38.95

Après observation profonde du tableau III.20 les résultats obtenus par les lois de MALLET-GAUTHIER et de GIANDOTTI ont été écartées afin d'éviter un sur dimensionnement ou un risque d'un sous dimensionnement. La loi de TURAZZA et la loi RATIONNELLE ont aussi été écarté car elles ne tiennent pas compte de tous les paramètres du bassin versant en comparaison avec la loi de SOKOLOSKI qui elle, par contre, tiens compte de la surface, du temps de concentration, du coefficient de forme, du coefficient de ruissellement ainsi que de la précipitation correspondante au temps de concentration.

Etant donné que pour le tracé de l'hydrogramme de crue nous utilisons la méthode de SOKOLOSKI, nous optons pour les débits de crues obtenus par la loi du même auteur.

III.8.3 Hydrogramme des crues

L'hydrogramme de crue est une courbe qui nous renseigne sur les différentes caractéristiques de la crue : la forme, la durée, le volume et le débit de pointe qui sera le débit du projet.

L'hydrogramme de crue est établi par la méthode de SOKOLOVSKY qui le trace à base de deux équations paraboliques, lune pour la montée de crue et l'autre pour la décrue. [13]

❖ La montée de la crue :

$$Q_m(t) = Q_{\max, p} * \left(\frac{t}{t_m}\right)^3 \quad (\text{III.44})$$

❖ La décrue :

$$Q_d(t) = Q_{\max, p} * \left(\frac{t_b - t}{t_d}\right)^2 \quad (\text{III.45})$$

Avec:

- Q_{max, p}: Débit maximum de crue (de pointe) (m³/s).
- Q_m (t) : Débit instantané au moment de la montée (m/s).
- Q_d (t) : Débit instantané au moment de la descente (m/s).

- t_m : Temps de montée (h).
- t_d : temps de descente (h).
- t_b : Temps de base (h).

On a : $t_m = t_c$; $t_d = t_m * \gamma$ et $t_b = t_m + t_d$

γ : dépend de la capacité de régulation du bassin, $\gamma = 2.5$.

Donc : $t_m = t_c = 7.46$ h.

$$t_d = 2.5 * t_m = 18.65 \text{ h.}$$

$$t_b = t_m + t_d = 26.11 \text{ h.}$$

Les débits de crue des différentes périodes de retour du bassin versant sont représentés dans le tableau III.21 suivant :

Tableau III.21 : Débits de crues pour différentes périodes de retour

t(h)	période de retour				
	100	50	20	10	5
0	0	0	0	0	0
2.2	4.24	3.50	2.70	2.12	1.59
4.4	33.92	27.98	21.63	16.93	12.71
6.6	114.50	94.44	72.99	57.13	42.89
7.46	165.34	136.38	105.40	82.50	61.94
7.7	161.11	132.89	102.70	80.39	60.36
10	123.37	101.76	78.65	61.56	46.22
12.5	88.05	72.63	56.13	43.94	32.99
15	58.67	48.40	37.40	29.28	21.98
17.5	35.24	29.07	22.46	17.58	13.20
20	17.75	14.64	11.31	8.85	6.65
22.5	6.19	5.11	3.95	3.09	2.32
25	0.59	0.48	0.37	0.29	0.22
26.11	0	0	0	0	0

L'hydrogramme de crue correspondant aux débits de crues obtenue est représenté par la figure (III.22) :

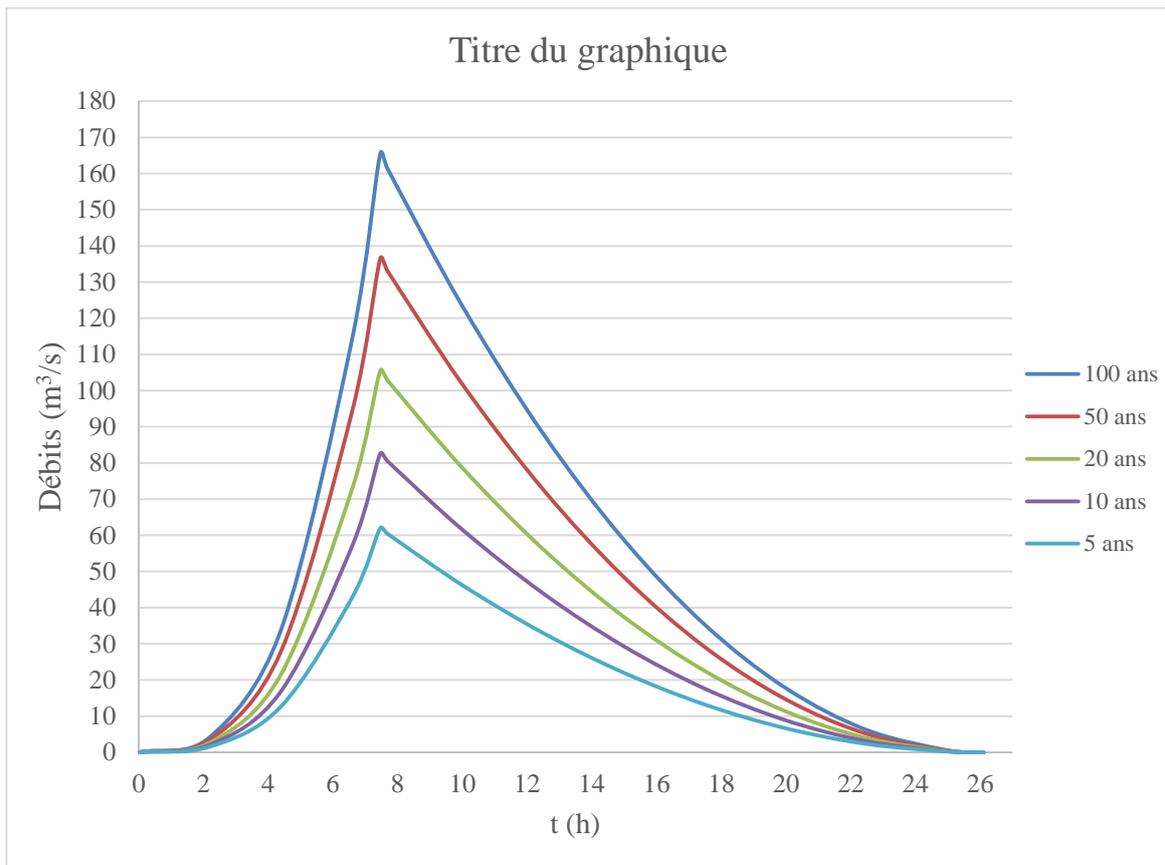


Figure III.12 : Hydrogramme de crue

Le débit de crue pour une période de retour de 100 ans est : $Q_{\max, 100} = 165.34 \text{ m}^3/\text{s}$

III.9 Conclusion :

L'établissement de ce chapitre a pour but le calcul des caractéristiques du bassin versant qui influence le cours d'eau ainsi que l'estimation du débit de crue optimal afin de pouvoir réaliser un aménagement adéquat à la situation de l'Oued.

Les résultats obtenus des calculs effectués dans ce chapitre sont comme suit :

- ◇ la série pluviométrique suit la loi Log Normal (loi de GALTON).
- ◇ Le débit de crue optimal est estimé à $165.34 \text{ m}^3/\text{s}$.

CHAPITRE IV :
ETUDE
HYDRAULIQUE

IV.1 introduction

L'écoulement de l'eau à surface libre est un phénomène beaucoup plus compliqué que l'écoulement en charge car la présence d'une surface libre entraîne les variations de sections liquides suivant la longueur du courant même en cas d'obstacles insignifiants.

Les courants à surface libre peuvent être permanents, non permanent, uniforme ou non uniforme. Dans ce chapitre on ne traite que l'écoulement permanent.

IV.2 Proposition d'aménagement

Afin de venir à bout du problème d'inondation qui frappe la ville d'El Bayadh à chaque évènement de crue, nous proposons d'aménager Oued Deffa par un canal trapézoïdal tout le long du cours d'eau. Ce choix de forme du canal est dû à la largeur importante de l'oued dépassant les 12 m et aux avantages de stabilité et de fiabilité qu'assure ce type de chenal.

Pour le dimensionnement de cet ouvrage, nous aurons besoin du débit de crue maximal, fonction de la période de retour, qui est le paramètre clé vu que le canal résultant doit véhiculer ce débit sans aucun risque d'inondation. Nous avons opté pour un débit centennal estimé à $165.34 \text{ m}^3/\text{s}$ auquel on est censé ajouter un débit correspondant aux apports solides, cependant celui-ci est négligeable devant le débit de crue probable, toutefois on le prend en considération en ajoutant une hauteur de revanche, à la hauteur du canal, correspondante à ce débit.

D'autres paramètres sont essentiels au dimensionnement, nous citons :

- La hauteur normale,
- La hauteur critique,
- Le régime d'écoulement.

IV.2.1 Autre avantages d'un canal trapézoïdal

Un canal trapézoïdal présente de multiples avantages dont on cite :

- ✓ Assurance d'une propreté relative faute de ne pas être utilisé comme décharge.
- ✓ Facilité de nettoyage en cas d'obstruction.
- ✓ Simple à réaliser et économique.

IV.3 Généralités

L'hydraulique fluviale est la science qui traite les écoulements dont la surface d'eau est soumise à la pression atmosphérique appelé écoulement à surface libre. Cet écoulement est dû essentiellement à la pente du canal et non pas à la différence de charge entre deux sections comme il est le cas dans les conduites en charge. Les concepts d'hydraulique fluviale sont indispensables à la conception d'ouvrages hydrauliques.

IV.3.1 Canal à ciel ouvert

Un canal à ciel ouvert est un système de transport dans lequel la pression de la surface d'eau équivaut à la pression atmosphérique. Il peut être naturel ou artificiel, conçu par l'homme, de diverses formes.

IV.3.1.1 Type de canal

Il existe deux types de canaux :

- **Canal naturel :**

Ce sont les cours d'eau qui existent naturellement sur (ou sous) terre tels que les ruisselets, torrents, rivières, fleuves et estuaires.

Les propriétés géométriques (Figure IV.1) et hydrauliques des canaux naturels sont généralement assez irrégulières. L'application de la théorie hydraulique ne donne que des résultats approximatifs obtenus à partir d'hypothèses qui s'imposent.

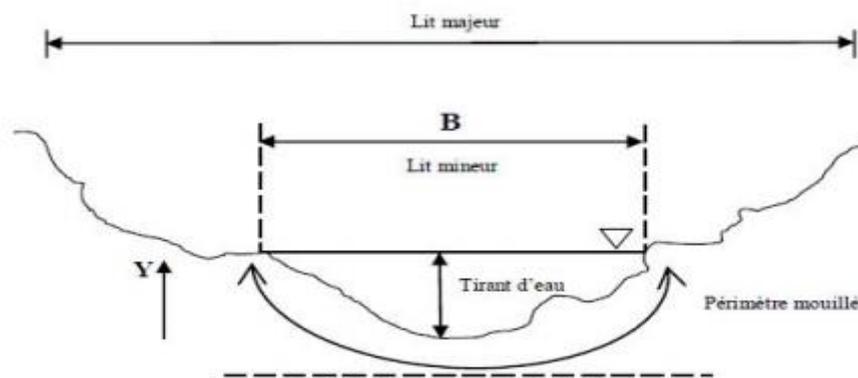


Figure IV.1 : Géométrie d'un canal naturel

- **Canal artificiel :**

Ce sont des cours d'eau réalisés par l'homme (Figure IV.2) sur (ou sous) terre tel que les canaux découverts construits au ras du sol : canaux de navigation, d'adduction et d'évacuation, d'irrigation et de drainage, ou les canaux couverts dans lesquels les liquides ne remplissent pas toute la section : tunnels hydrauliques, aqueducs, drains, égouts.

Les propriétés hydrauliques des canaux artificiels sont généralement assez régulières. L'application de la théorie hydraulique donne souvent des résultats réalistes. [14].

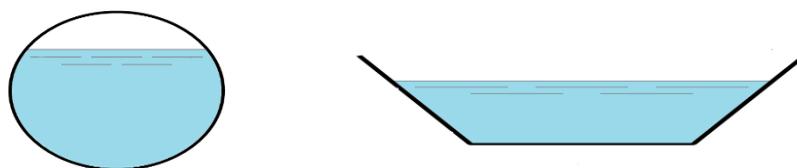


Figure IV.2 : Types de canaux artificiels (couvert et découvert)

IV.3.1.2 Géométrie des canaux

La section transversale d'un canal est une section plane normale à la direction de l'écoulement.

Les paramètres géométriques d'une section sont :

- ◇ S_m : Surface mouillée, la portion de section occupée par l'eau.
- ◇ P_m : Périmètre mouillé formé par la longueur entourant la surface mouillée sans inclure la surface libre, donc la longueur du fond et les parois en contact avec l'eau.
- ◇ R_h : Le rayon hydraulique donné par le quotient de la surface mouillée et du périmètre mouillé.

$$R_h = \frac{S_m}{P_m} \quad (\text{IV.1})$$

- ◇ B : Largeur du canal à sa surface libre.
- ◇ D_h : Profondeur hydraulique du canal définie par :

$$D_h = \frac{S}{B} \quad (\text{IV.2})$$

- ◇ h : Hauteur d'eau considérée comme la profondeur.
- ◇ J_f : Pente longitudinale du fond du canal
- ◇ J_w : Pente piézométrique ou pente de la surface libre.

La valeur de la pente du fond dépend essentiellement de la topographie et de la constitution du terrain. Elle est généralement faible et peut être exprimée par :

$$J_f = \text{tg } \alpha \approx \sin \alpha$$

Le lit du canal peut être d'une composition immobile (béton, roche) ou d'une composition mobile (granulat). [14]

IV.3.2 Ecoulement dans les canaux

Les écoulements dans les canaux naturels ou artificiels sont des écoulements à surface libre soumis à la pression atmosphérique et générés par la pente du fond des canaux. Il existe plusieurs types d'écoulement et divers régimes.

IV.3.2.1 Types d'écoulement

La classification des écoulements se fait selon la variation de la profondeur h ou D_h par rapport au temps et à l'espace.

a) Variabilité dans le temps

a.1) Ecoulement uniforme

Un écoulement est dit permanent si les vitesses moyennes, V , et ponctuelles, v , ainsi que la profondeur, h ou D_h , restent invariables dans le temps en grandeur et en direction (figure IV.3). Par conséquent, le débit est constant, $Q = V \cdot S$. C'est-à-dire :

$$\frac{dV}{dt} = \frac{dv}{dt} = \frac{dh}{dt} = \frac{dQ}{dt} = 0 \quad (\text{IV.3})$$

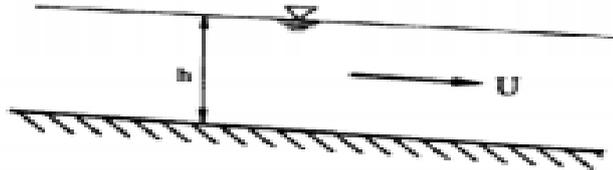


Figure IV.3 : Schéma d'un écoulement permanent

En réalité, l'écoulement dans les canaux est rarement permanent cependant les variations temporelles sont souvent lentes pour que l'écoulement puisse être considéré comme permanent.

a.2) Écoulement non uniforme

Un écoulement est dit non permanent si la profondeur, h ou D_h , ainsi que les autres paramètres varient avec le temps en grandeur et en direction (Figure IV.4). Par conséquent, le débit n'est pas constant. C'est-à-dire :

$$\frac{dV}{dt} \neq \frac{dv}{dt} \neq \frac{dh}{dt} \neq \frac{dQ}{dt} \neq 0 \quad (\text{IV.4})$$

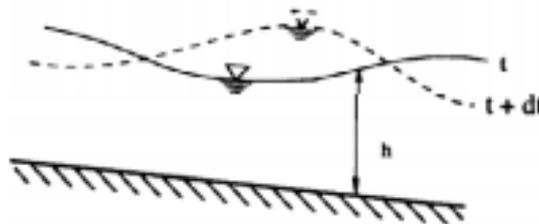


Figure IV.4 : Schéma d'un écoulement non permanent

b) Variabilité dans l'espace

b.1) Écoulement uniforme

Un écoulement est dit uniforme si la profondeur, h ou D_h , la vitesse, la pente, la rugosité et la section restent invariables dans les diverses sections du canal. C'est-à-dire :

$$\frac{dV}{dx} = \frac{di}{dx} = \frac{dh}{dx} = \frac{dS}{dx} = 0 \quad (\text{IV.5})$$

Par conséquent, la ligne de la pente du fond est parallèle à la ligne de la surface d'eau libre, $J_f = J_w$.

b.2) Écoulement non uniforme

Un écoulement est dit non uniforme si la profondeur ou D_h , et les autres paramètres varient dans les diverses sections du canal. C'est-à-dire :

$$\frac{dv}{dx} \neq \frac{di}{dx} \neq \frac{dh}{dx} \neq \frac{dS}{dx} \neq 0 \quad (\text{IV.6})$$

Dans ce cas la ligne de la pente du fond diffère de celle de la surface libre, $J_f \neq J_w$.

L'écoulement non uniforme peut être permanent ou non permanent.

b.2.1) Écoulement non uniforme graduellement varié

Un écoulement est dit graduellement varié si la variation de la hauteur h dans la direction de l'écoulement est très faible, c'est-à-dire :

$$\frac{\Delta h}{\Delta x} \ll 1 \quad (\text{IV.7})$$

b.2.2) Écoulement non uniforme rapidement varié

Un écoulement est dit rapidement varié si la variation de la hauteur dans la direction de l'écoulement est importante et brusque (Figure IV.5). Cela se manifeste en général au voisinage d'une singularité telle qu'un déversoir, un rétrécissement, un ressaut hydraulique ou une chute brusque.

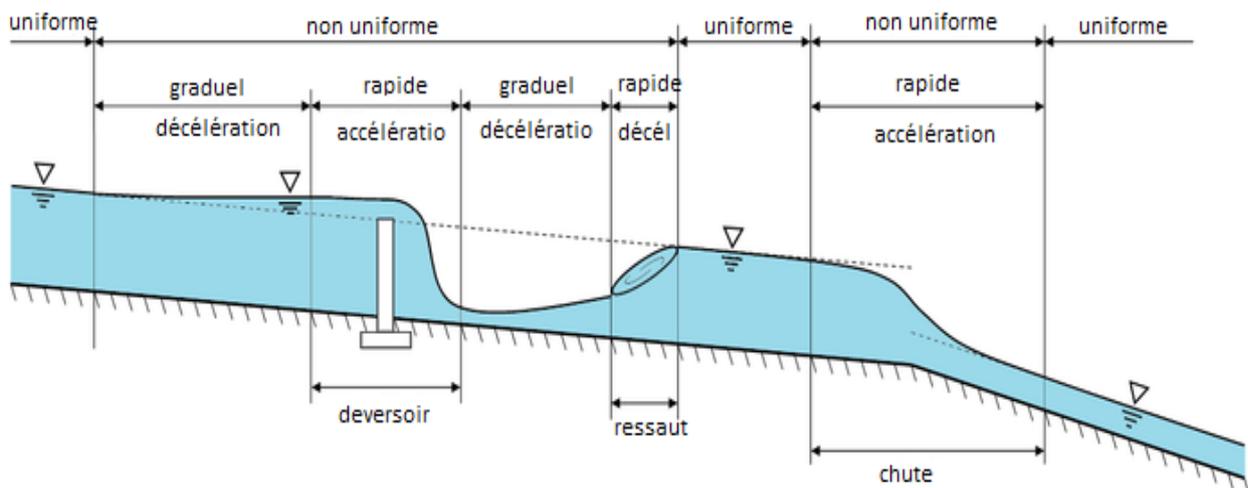


Figure IV.5 : Schéma illustrant les différents écoulements

IV.3.2.2 Régime d'écoulement

Il existe deux régimes d'écoulement : écoulement fluviale et écoulement torrentiel (Figure IV.6). La détermination du régime d'écoulement se fait par le calcul d'un nombre adimensionnel nommé nombre de Froude, dont le carré représente le rapport de l'énergie cinétique du liquide en mouvement à l'énergie potentielle de la pesanteur. [14]

C'est-à-dire :

$$Fr = \sqrt{\frac{Q^2 L}{g S^3}} \quad (IV.8)$$

Il s'écrit aussi :

$$Fr = \frac{V}{\sqrt{g \cdot y_m}} \quad (IV.9)$$

Avec : $y_m = S/L$: le tirant d'eau moyen dans la section.

Lorsque :

- ◇ $Fr = 1$: le régime est critique.
- ◇ $Fr < 1$: le régime est fluvial.
- ◇ $Fr > 1$: le régime est torrentiel.

La notion de régime fluvial, torrentiel ou critique s'applique évidemment au cas particulier du régime uniforme.

Lorsque :

- ◇ $Y_n < Y_c$: écoulement uniforme torrentiel.
- ◇ $Y_n > Y_c$: écoulement uniforme fluvial.

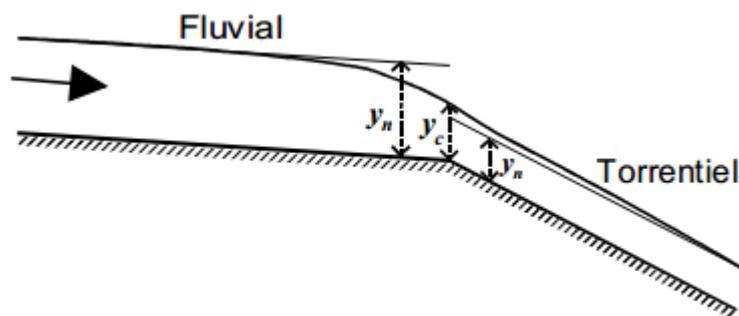


Figure IV.6 : Passage du régime fluvial au régime torrentiel

Un autre nombre adimensionnel utilisé dans l'étude hydraulique s'ajoute au nombre de Froude pour former quatre autres régimes, le nombre de Reynolds.

Le nombre de Reynolds est le rapport entre les forces de viscosité et celles d'inertie. C'est à dire :

$$Re = \frac{V \cdot h}{\nu} \quad (IV.10)$$

Le rôle du nombre de Reynolds est de permettre le classement des écoulements comme suit :

- ◇ $Re < 500$: écoulement laminaire.
- ◇ $Re < 2000$: écoulement turbulent.
- ◇ $500 < Re < 2000$: écoulement de transition

Donc la combinaison des deux nombres donne la classification suivante :

- ◇ $Fr < 1, Re < 500$: écoulement fluvial-laminaire.
- ◇ $Fr < 1, Re > 2000$: écoulement fluvial-turbulent.
- ◇ $Fr > 1, Re < 500$: écoulement torrentiel-laminaire.
- ◇ $Fr > 1, Re > 2000$: écoulement torrentiel-turbulent.

IV.3.3 Dimensionnement des canaux

Pour un écoulement permanent uniforme on utilise la formule de CHEZY comme formule principale de calcul.

- **La formule de CHEZY :**

La vitesse moyenne du courant est donnée par :

$$V = C * \sqrt{R_h * i} \quad (\text{IV.11})$$

Comme $Q = V * S$, en remplaçant V par sa formule on obtient :

$$Q = S * C \sqrt{R_h * i} \quad (\text{IV.12})$$

Avec :

- C : Coefficient de CHEZY ($m^{0.5}/s$).
- S : Section mouillée (m^2).
- R_h : Rayon hydraulique, $R_h = S_m/P_m$ (m).
- i : pente de fond du canal (mm).

IV.3.3.1 Détermination du coefficient de CHEZY

Plusieurs lois ont été établies issues des expériences munies par différents auteurs dont on cite :

- **Formule de PAVLOVSKI :**

$$C = \frac{1}{n} R^{1/y} \quad (\text{IV.13})$$

Avec :

- n : La rugosité du canal.

- y : Exposant déterminé soit par la relation complète suivante :

$$y = 2.5\sqrt{n} - 0.13 - 0.75\sqrt{R_h}(\sqrt{n} - 0.10) \quad (\text{IV.14})$$

Soit par les égalités simplifiées suivantes :

- ◇ $y = 1.5\sqrt{n}$ Pour $R_h < 1$ m.
- ◇ $y = 1.3\sqrt{n}$ Pour $R_h > 1$ m.

- ✓ **Formule d'AGROSKINE :**

$$C = \frac{1}{n} * 17.72 * \log R_h \quad (\text{IV.15})$$

Avec :

- n : La rugosité du canal.
- R_h : Rayon hydraulique (m).

- ✓ **Formule de MANNING-STRICKLER :**

$$C = \frac{1}{n} R^{1/6} \quad (\text{IV.16})$$

La formule de MANNING-STRICKLER permet de transformer la formule de CHEZY pour obtenir :

$$V = K_s * R_h^{2/3} * i^{1/2} \quad (\text{IV.17})$$

Avec :

- R_h : Rayon hydraulique (m).
- i : Pente de fond du canal (mm)
- K_s : Coefficient de rugosité de STRICKLER, dépend de la nature du matériau du canal :
 - $K_s = 25$ pour un lit naturel.
 - $K_s = 40$ pour le cas d'envolement ou gabionnage.
 - $K_s = 70$ pour le cas du béton.
 - $K_s = 100$ pour le cas du PVC ou PEHD.

IV.3.3.2 Calcul des paramètres géométriques

A. Choix de la section du débit maximal

La construction d'un canal pour transporter un débit Q doit satisfaire les conditions de transport d'un débit maximal et d'un coût de réalisation assez faible.

La section d'écoulement répondant à ces exigences est celle dont le rayon hydraulique, R_h , est maximal.

Ce dernier s'écrit pour un canal trapézoïdal comme suit :

$$R_h = \frac{S_m}{P_m} = \frac{bh+mh^2}{b+2h\sqrt{1+m^2}} \quad (\text{IV.18})$$

Avec :

$$b = 2h\sqrt{1+m^2} - 2mh \quad (\text{IV.19})$$

En remplaçant b par sa formule, on obtient :

$$R_h = \frac{2h(\sqrt{1+m^2}-m)h+mh^2}{2h(\sqrt{1+m^2}-m)+2h\sqrt{1+m^2}} \quad (\text{IV.20})$$

$$R_h = \frac{2h^2\sqrt{1+m^2}-2h^2m+mh^2}{4h\sqrt{1+m^2}-2hm} = \frac{2h^2\sqrt{1+m^2}-mh^2}{4h\sqrt{1+m^2}-2hm} \quad (\text{IV.21})$$

$$R_h = \frac{h(2h\sqrt{1+m^2}-mh)}{2(2h\sqrt{1+m^2}-mh)} = \frac{h}{2} \quad (\text{IV.22})$$

Nous constatons que le rayon hydraulique est la moitié du tirant d'eau, ce résultat correspond à la forme circulaire, canal semi-circulaire, de rayon $r = h$ qui présente le profil de section de meilleure conductivité, cependant la réalisation de ce type de section est très coûteux ce qui écarte la possibilité d'être choisit pour notre aménagement.

Pour réaliser une section avantageuse dans un canal trapézoïdal ou rectangulaire il faut dimensionner les paramètres géométriques de ces derniers de telle manière à pouvoir dessiner un cercle à l'intérieur tangent aux parois (Figure VI.7).

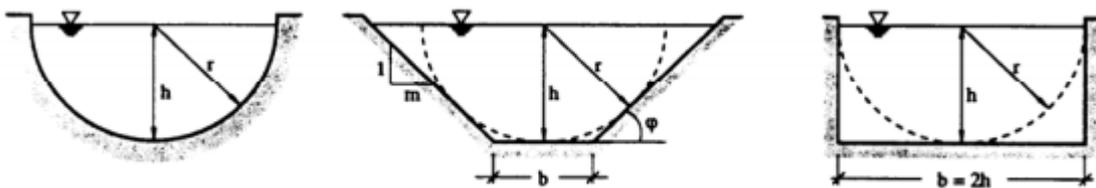


Figure IV.7 : La section de meilleure conductivité pour différentes formes de canal

Vu que pour notre aménagement, nous avons opté pour un canal trapézoïdal dont les paramètres géométriques sont représentés dans le tableau (IV.1).

Tableau IV.1 : Paramètres géométriques d'un canal trapézoïdal

Paramètres	Expressions
La largeur inférieure du canal, b (m)	$2h(\sqrt{1+m^2} - m)$
La largeur supérieure du canal, B (m)	$b + 2mh$
La surface mouillée, S_m (m ²)	$h(b + mh)$
Le périmètre mouillé, P_m (m)	$b + 2h\sqrt{1+m^2}$
Le rayon hydraulique, R_h (m)	$\frac{h(b + mh)}{b + 2h\sqrt{1+m^2}}$
Le fruit des talus, selon le terrain, m	$1/tg\alpha$

B. Calcul de la profondeur normale

La profondeur normale, h_n , est la profondeur d'eau en écoulement uniforme dans un canal de pente, J_f , donné, parcouru par un débit, Q .

On calcul la profondeur normale d'un canal de forme donnée avec la formule de débit suivante :

$$Q = V * S = \frac{1}{n} * R_h^{2/3} * J_f^{1/2} * S \quad (IV.23)$$

On transforme cette relation de façon à ce que la profondeur normale soit la seule donnée inconnue.

$$\frac{Q}{\sqrt{i}} = C * S * \sqrt{R_h} \quad (IV.24)$$

Où :

$$\frac{Q}{K_s \sqrt{i}} = S * R_h^{2/3} = S(h_n) * R_h(h_n)^{2/3} \quad (IV.25)$$

En utilisant la méthode des itérations on établit un tableau dans lequel on fixe (b), on calcule le rapport $\frac{Q}{K_s \sqrt{i}}$ puis on donne des valeurs à h_n jusqu'à l'obtention d'un résultat proche ou égale au rapport déjà calculé.

Dans les sections évasées, le débit croit toujours lorsque la profondeur de l'eau augmente, cependant il n'en est pas de même pour les sections voutées, puisque dans la partie supérieure de ces dernières, le périmètre mouillée croit plus rapidement que la superficie, ce qui entraîne une diminution du diamètre hydraulique et du débit.

C. Calcul de la profondeur et la pente critique**C.1) Energie spécifique**

On définit l'énergie spécifique E par l'énergie par unité de poids relativement au fond du canal ouvert, E = profondeur + énergie cinétique équivalente, c'est-à-dire :

$$E = h + \frac{V^2}{2g} \quad (\text{IV.26})$$

En termes de débit volumique q par unité de largeur de canal b , $q = Q/b$, on obtient :

$$E = h + \frac{1}{2g} (q/h)^2 \quad (\text{IV.27})$$

Pour un écoulement uniforme, l'énergie spécifique est conservée d'une section à l'autre. Dans le cas d'un écoulement non-uniforme, l'énergie spécifique peut croître ou décroître le long du canal.

C.2) Profondeur critique

La profondeur critique h_c d'un écoulement à débit constant q dans un canal rectangulaire est donnée pour une énergie spécifique minimale. Alors :

$$h_c = \sqrt[3]{\frac{q^2}{g}} = \frac{2}{3} EC = \frac{V_c^2}{g} \quad (\text{IV.28})$$

La démonstration de cette équation est dans l'annexe 1.

C.3) La pente critique :

La pente critique pour un débit donné est celle pour laquelle ce débit s'écoule en régime critique et uniforme, elle est donnée par :

$$i_c = g \frac{S_c}{L_c * K_c^2 * R_{hc}^{4/3}} = \frac{Q^2}{K_s^2 * S_c^2 * R_{hc}} \quad (\text{IV.29})$$

Dans le cas où la pente est inférieure à la pente critique : $i < i_c \Rightarrow h_n > h_c$

Dans le cas où la pente est supérieure à la pente critique : $i > i_c \Rightarrow h_n < h_c$

Pour un débit donné, si la pente est supérieure à la pente critique, on dit que le canal est à forte pente pour ce débit, dans le cas contraire, on dit que le canal est à faible pente. [15].

Le calcul du régime critique a beaucoup d'intérêts comme :

- Nous permettre d'établir une relation entre le débit et le tirant d'eau.
- L'utilisation des hauteurs normales et critiques nous permettent de caractériser et de calculer les courbes de remous.

IV.3.3.3 Calcul de la ligne d'eau

a) Equation de la courbe de remous

Sur un tronçon court, la variation de la charge totale est égale à la perte de charge due aux frottements. $dE = -i_p dS$.

On a :

$$\frac{dEs}{dx} = J_f - J_w \quad (\text{IV.30})$$

Avec :

$$\frac{dzf}{dx} = \frac{dZ_{f1} - dZ_{f2}}{x2 - x1} \quad (\text{IV.31})$$

On a :

$$Jf = \frac{dZ_{f1} - dZ_{f2}}{x2 - x1} = -\frac{dZ_{f2} - dZ_{f1}}{x2 - x1} = -\frac{dzf}{dx} \quad (\text{IV.32})$$

On multiplie (IV.30) par $\frac{dh}{dh}$, on obtient :

$$\frac{dh}{dx} * \frac{dEs}{dh} = J_f - J_w \quad (\text{IV.33})$$

D'où :

$$\frac{dh}{dx} = \frac{J_f - jw}{\frac{dEs}{dh}} \quad (\text{IV.34})$$

On a :

$$\frac{dEs}{dh} = 1 - \frac{Q^2 B}{gS^3} \quad (\text{IV.35})$$

Donc :

$$\frac{dh}{dx} = \frac{J_f - jw}{1 - \frac{Q^2 B}{gS^3}} = \frac{J_f - jw}{1 - Fr^2} \quad (\text{IV.36})$$

Avec :

- h : le tirant d'eau.
- J_f : la pente de canal.
- J_w : la pente de la surface libre.
- Q : le débit.
- B : la largeur au miroir.

b) Forme de la courbe de remous

On a :

$$\frac{dh}{dx} = \frac{J_f - jw}{1 - Fr^2} \quad (IV.37)$$

Il a été, précédemment, dit que lorsque :

- ◇ $J_f < I_c \Rightarrow h_n > h_c$
- ◇ $J_f > I_c \Rightarrow h_n < h_c$

En fonction de la valeur de J_f , on va pouvoir déterminer le signe de dh/dS . Le tableau VI.2 présente les différents types de canaux en fonction de la pente.

Tableau IV.2 : Type de canaux en fonction de la pente

$J_f > 0$	$J_f < I_c$	Canaux à pente faible.
	$J_f > I_c$	Canaux à pente forte.
	$J_f = I_c$	Canaux à pente critique.
$J_f = 0$		Canaux à pente nulle.
$J_f < 0$		Canaux à contre-pente.

Pour chaque cas, l'évolution de $h(x)$ dépendra de la position de h par rapport à h_n et h_c .

Pour différentes valeurs de pentes de fond et pour un débit constant, il existe cinq types de courbes de remous, à savoir :

- ◇ Courbes de remous type M.
- ◇ Courbes de remous type S.
- ◇ Courbes de remous type H.
- ◇ Courbes de remous type A.
- ◇ Courbes de remous type C.

Le tableau IV.8 présente les conditions de classification des courbes de remous.

Tableau IV.3: Condition de classification des courbes de remous

conditions		$J_f - J_w$	Signe de numérateur	$1 - Fr^2$	Signe de dénumérateur	Signe de dh/dx	Type de courbe
$J_f > 0$	$h > h_n > h_c$	< 1	> 0	< 1	> 0	> 0	M1
$J_f < i_c$	$h_n > h > h_c$	> 1	< 0	< 1	> 0	< 0	M2
$h_n > h_c$	$h_n > h_c > h$	> 1	< 0	> 1	< 0	> 0	M3
$J_f > 0$	$h > h_c > h_n$	< 1	> 0	< 1	> 0	> 0	S1
$J_f > i_c$	$h_c > h > h_n$	< 1	> 0	> 1	< 0	< 0	S2
$h_n < h_c$	$h_c > h_n > h$	> 1	< 0	> 1	< 0	> 0	S3
$J_f > 0$	$h > h_c = h_n$	< 1	> 0	< 1	< 0	> 0	C1
$J_f = i_c$	$h < h_c = h_n$	> 1	< 0	> 1	< 0	> 0	C3
$h_n = h_c$							
$J_f = 0$	$h > h_c$	-	< 0	< 1	> 0	< 0	H2
$J_f = 0$	$h < h_c$	-	< 0	> 1	< 0	> 0	H3
$h_n = \infty$							
$J_f < 0$	$h > h_c$	-	< 0	< 1	> 0	< 0	A2
$J_f < 0$	$h_c > h$	-	< 0	> 1	< 0	> 0	A3
$h_n < 0$							

La figure IV.8 illustre la forme de ces différentes courbes.

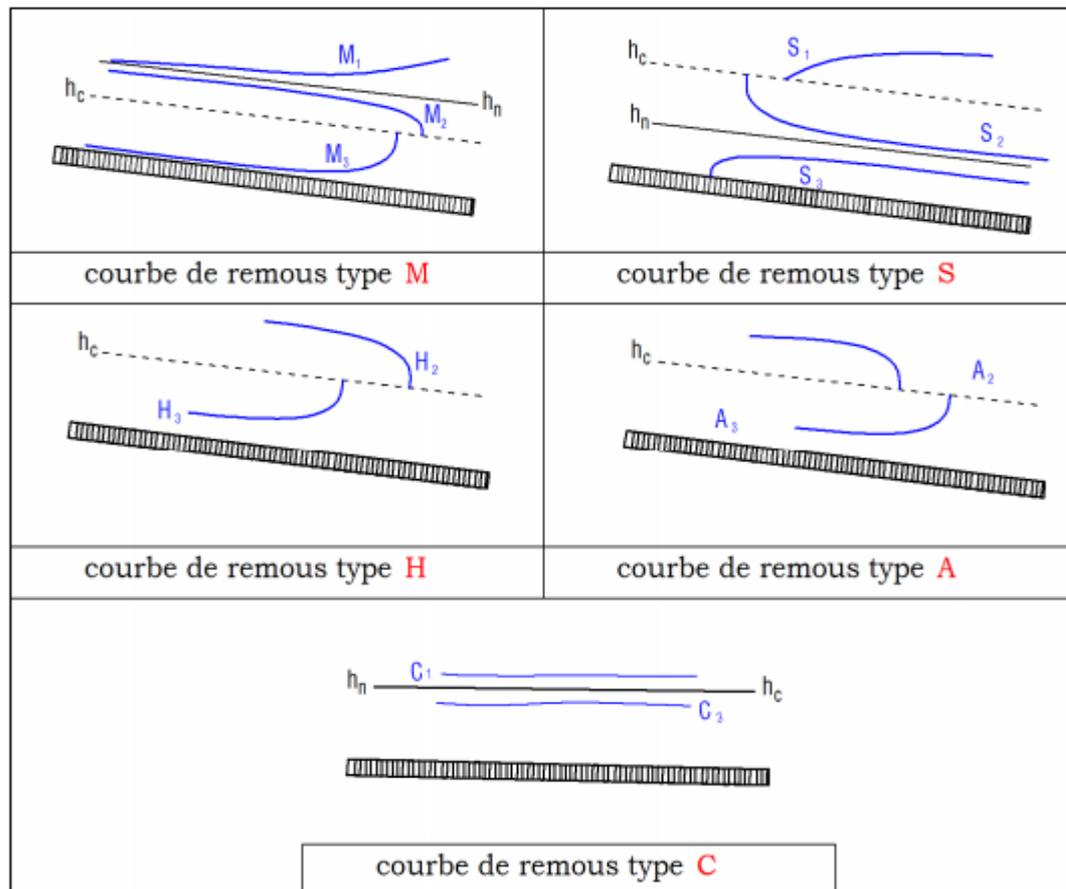


Figure IV.8 : Différents types de courbes de remous

c) Calcul de la surface d'eau

Pour procéder aux calculs et à la construction des formes de la surface d'eau, il faut en premier lieu intégrer l'équation de la courbe de remous, pour cela il existe trois méthodes, à savoir :

- La méthode par approximations successives.
- La méthode par intégration directe.
- La méthode par intégration graphique.

IV.3.3.4 Calcul des paramètres de courbure du canal

Selon la topographie de l'oued naturel, celui-ci présente des courbures aux plusieurs point, le canal dimensionné tient compte de ces courbures chose qui provoque un changement de direction de l'écoulement.

Le débit, la vitesse moyenne ainsi que la surface restent constant à travers la courbe cependant la force centrifuge qui s'exerce sur la courbe provoque une surélévation Δh sur le bord extérieur.

Pour un canal trapézoïdal, Δh est donné par l'expression suivante :

$$\Delta h = \frac{V_m^2 * B}{R * g} \quad (\text{IV.40})$$

Avec :

- B : Largeur au miroir (m),
- V_m : vitesse moyenne (m/s),
- g : force de gravité (m/s^2),
- R : Rayon de courbure (m).

La hauteur d'eau au niveau du coude, h_r , est donnée par l'expression suivante :

$$h_r = h + \frac{\Delta h}{2} \quad (\text{IV.41})$$

IV.4 Calcul de l'aménagement

Pour notre dimensionnement on a utilisé le logiciel Canal 21 dont le principe de calcul est basé sur la méthode par approximations successives.

IV.4.1 Logiciel canal 21

Le logiciel Canal 21 est l'interface sous Windows du logiciel Canal 9 (MS DOS) développé par le CEMAGREF de Lyon. C'est un outil de calcul simplifié d'écoulement à surface libre. Il permet de traiter les caractéristiques d'écoulement dans des sections simplifiées, les lois des ouvrages hydrauliques classiques et les calculs de courbes de remous en régime permanent, fluvial et torrentiel, sur des géométrie simplifiées.

IV.4.2 Dimensionnement de l'aménagement

Le canal trapézoïdal, de longueur égale à 2342.37 m, de l'aménagement proposé pour l'oued Deffa a été décomposé en cinq tronçons selon les pentes obtenus du profil en long de ce cours d'eau établi par le logiciel Covadis. Après avoir fixé la largeur de fond du canal à 22.5 m, chaque tronçon a été étudié en fonction des conditions topographiques et hydrauliques.

IV.4.2.1 Calcul du tronçon N°1

Voir planche N°1

a) Paramètres hydrauliques

$$Q=165.34 \text{ m}^3/\text{s}.$$

$$L_t=542.01 \text{ m}.$$

$$b=22.5 \text{ m}.$$

$$J_f = 0.008$$

$m=0.75$, cette valeur a été tirée du tableau de l'annexe 2, vu que la nature du sol de la zone d'étude est argileuse nous avons opté pour la valeur de $m=3/4$.

Le tableau IV.6 présente les paramètres hydrauliques du tronçon N°1.

Tableau IV.6 : Paramètres hydrauliques du tronçon N°1

b (m)	h (m)	S_m (m ²)	P_m (m)	R_h (m)	J_f (%)	K_s béton	V (m/s)	Q (m ³ /s)
22,5	1,1	25,63	25,25	1,02	0,008	71,4	6,45	165,34
m	h_c (m)	J_w (%)	H_s (m)	H_{sc} (m)	Fr	B (m)	J_f-J_w (%)	L_t (m)
0,75	1,73	0,008	3,22	2,55	1,99	24,15	0	542,01

La figure IV.10 représente un schéma détaillé des paramètres hydrauliques du tronçon N°1

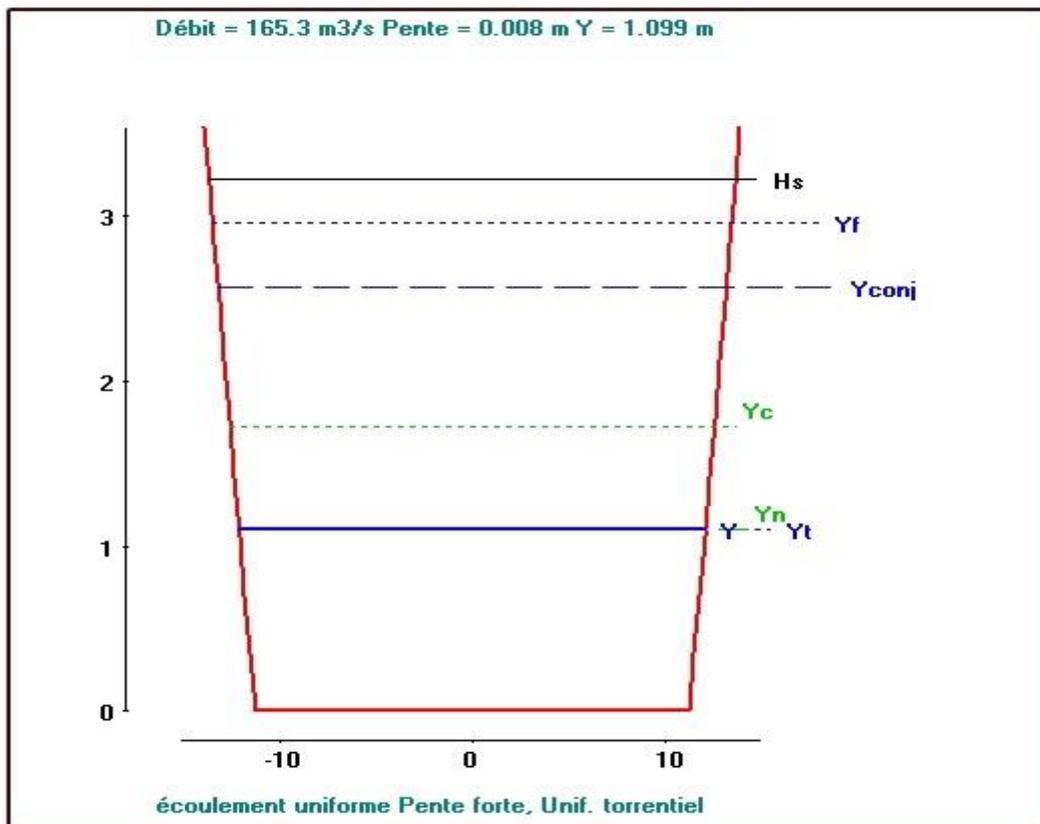


Figure IV.10 : Paramètres du tronçon N°1

Le tableau IV.7 représente les dimensions finales du tronçon N°1.

Tableau IV.7 : Dimensions finales du tronçon N°1

Largeur du fond, b (m)	22.5
Hauteur totale, h (m)	1.1
Pente du talus, m	0.75
Largeur au miroir, B (m)	24.15

b) Ligne d'eau

Pour connaître l'allure que forme la surface d'eau on doit, premièrement, calculer la pente critique puis la comparer avec J_f .

On a :

$$i_c = \frac{Q^2}{K_s^2 * S_c^2 * R_{hc}} \quad (\text{IV.42})$$

Le tableau IV.8 résume les résultats obtenus pour le calcul de la pente critique.

Tableau IV.8 : Calcul de la pente critique

h_c (m)	S_{mc} (m ²)	P_{mc} (m)	R_{hc} (m)	i_c (%)
1,73	68,11	26,82	2,53	0,0005

D'après la valeur de la pente critique calculée, on a $J_f > i_c$

Le tableau IV.9 représente les caractéristiques de la courbe de remous du tronçon N°1.

Tableau IV.9 : Caractéristiques de la courbe de remous du tronçon N°1

condition	h_n/h	Signe de numérateur	h_c/h_n	Signe de dénumérateur	Signe de dh/dx
$J_f > 0$ $J_f > i_c$ ($h_n < h_c$) $h_c > h > h_n$	< 1	> 0	> 1	< 0	< 0

IV.4.2.2 Tronçon N°2**a) Paramètres hydrauliques**

$Q=165.34 \text{ m}^3/\text{s}$.

$L_t=678.81 \text{ m}$.

$b=22.5 \text{ m}$.

$J_f = 0.004$

$m=0.75$

Le tableau IV.10 présente les paramètres hydrauliques du tronçon N°2.

Tableau IV.10: Paramètres hydrauliques du tronçon N°2

b (m)	h (m)	S_m (m ²)	P_m (m)	R_h (m)	J_f (%)	K_s béton	V (m/s)	Q (m ³ /s)
22,5	1,27	29,71	25,67	1,16	0,004	71,4	5,57	165,34
m	h_c (m)	J_w (%)	H_s (m)	H_{sc} (m)	Fr	B (m)	J_f-J_w (%)	L_t (m)
0,75	1,73	0,004	2,85	2,55	1,61	24,4	0	678,81

La figure IV.11 représente un schéma détaillé des paramètres hydrauliques du tronçon N°2.

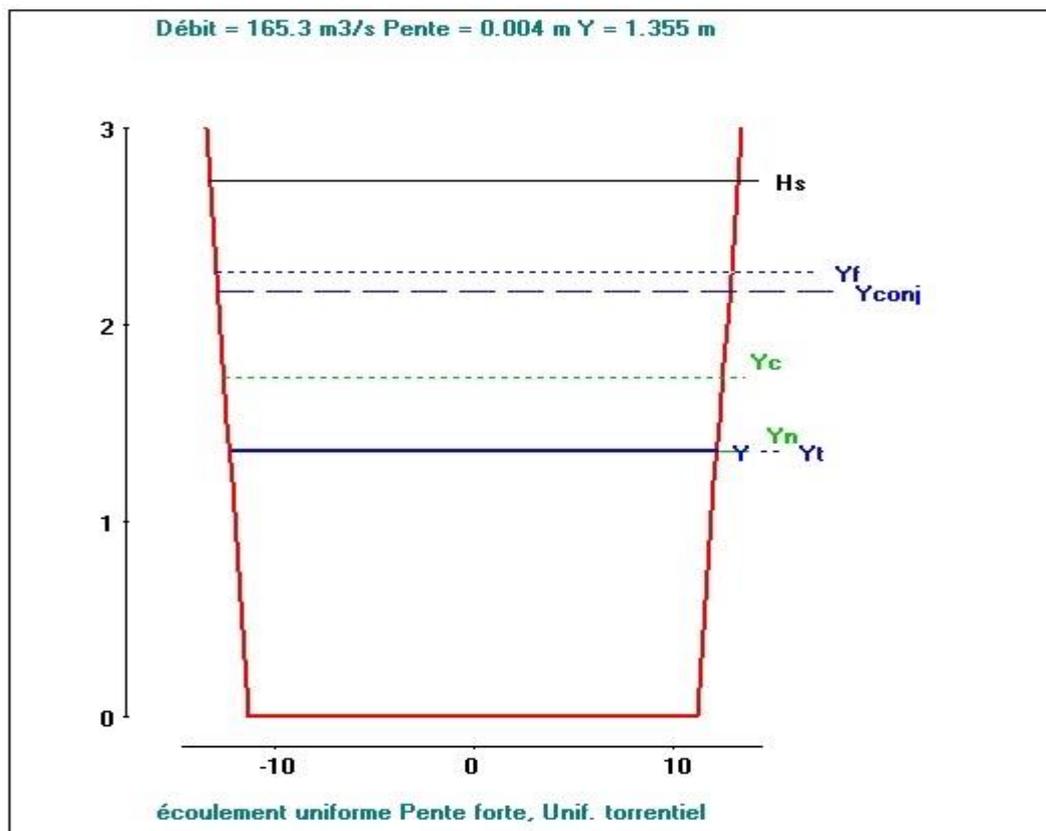


Figure IV.11 : Paramètres du tronçon N°2

L'existence d'une courbure importante au niveau de ce tronçon nous exige l'application de la formule de calcul de la hauteur d'élévation d'eau afin d'éviter tout débordement en cet endroit, la hauteur d'élévation est donnée par la loi (IV.40) :

Donc : $\Delta h = 0.35$ m

b) La ligne d'eau

Vu que la hauteur critique ne change pas dans le différent tronçon, la valeur de la pente critique reste la même dans tous les tronçons.

On a : $i_c = 0.0005$ et $J_f = 0.004 \longrightarrow J_f > i_c$.

L'allure de la surface d'eau en ce tronçon est donnée par le tableau IV.11.

Tableau IV.11 : Caractéristique de la courbe de remous du tronçon N°2

condition	h_n/h	Signe de numérateur	h_c/h_n	Signe de dénumérateur	Signe de dh/dx
$J_f > 0$ $J_f > i_c (h_n < h_c)$ $h_c > h_n > h$	> 1	> 0	> 1	< 0	> 0

IV.4.2.3 Calcul du tronçon N°3

a) Paramètres hydrauliques

$$Q = 165.34 \text{ m}^3/\text{s}.$$

$$L_t = 356.53 \text{ m}.$$

$$b = 22.5 \text{ m}.$$

$$J_f = 0.007$$

$$m = 0.75$$

Le tableau IV.12 résume les paramètres hydrauliques du tronçon N°3.

Tableau IV.12: Paramètres hydrauliques du tronçon N°3

b (m)	h (m)	S_m (m ²)	P_m (m)	R_h (m)	J_f (%)	K_s béton	V (m/s)	Q (m ³ /s)
22,5	1,14	26,73	25,36	1,05	0,007	71,4	6,19	165,34
m	h_c (m)	J_w (%)	H_s (m)	H_{sc} (m)	Fr	B (m)	J_f-J_w (%)	L_t (m)
0,75	1,73	0,007	3,1	2,55	1,88	24,22	0	356,53

La figure IV.12 représente les paramètres hydrauliques du tronçon N°3.

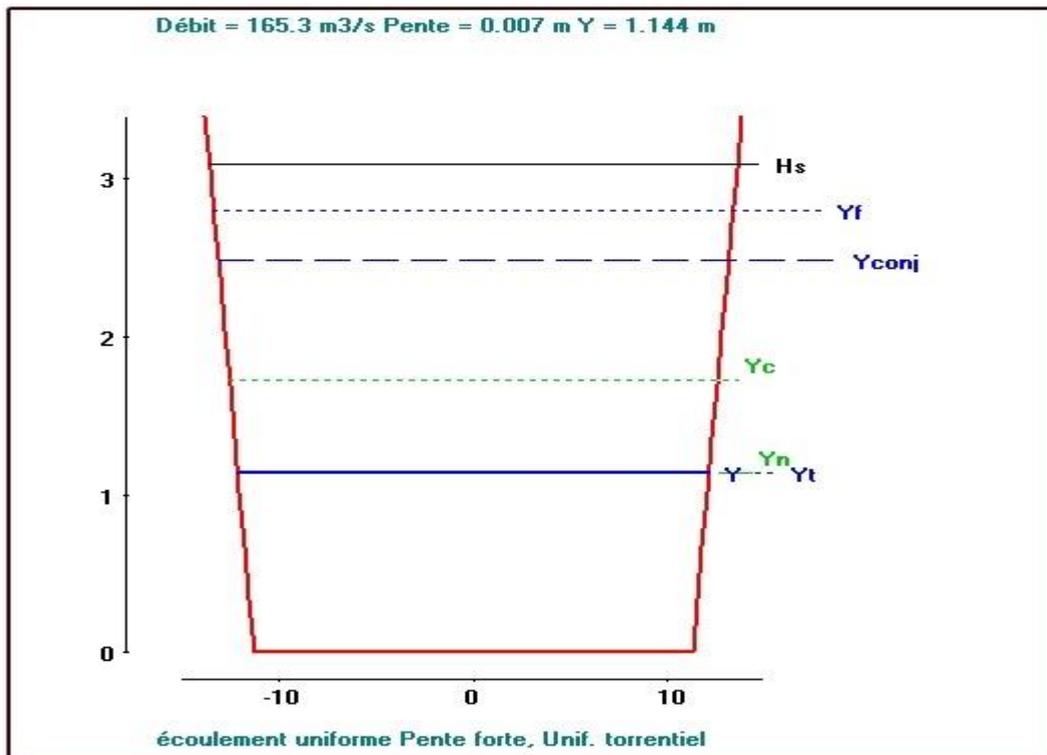


Figure IV.12 : Paramètres hydrauliques du tronçon N°3

b) La ligne d'eau

$I_c = 0.0005$ et $J_f = 0.007 \longrightarrow J_f > i_c$

L'allure de la surface d'eau en ce tronçon est donnée par le tableau IV.12.

Tableau IV.12 : Caractéristique de la courbe de remous du tronçon N°3

condition	h_n/h	Signe de numérateur	h_c/h_n	Signe de dénumérateur	Signe de dh/dx
$J_f > 0$ $J_f > i_c$ ($h_n < h_c$) $h_c > h > h_n$	< 1	> 0	> 1	< 0	< 0

IV.4.2.4 Calcul du tronçon N°4

a) Paramètres hydrauliques

$Q = 165.34 \text{ m}^3/\text{s}$.

$L_t = 329.32 \text{ m}$.

$b = 22.5 \text{ m}$.

$J_f = 0.007$

$m=0.75$

Le tableau IV.13 résume les paramètres hydrauliques du tronçon N°4.

Tableau IV.13: Paramètres hydrauliques du tronçon N°4

b (m)	h (m)	S_m (m ²)	P_m (m)	R_h (m)	J_f (%)	K_s béton	V (m/s)	Q (m ³ /s)
22,5	1,27	29,71	25,67	1,16	0,005	71,4	5,57	165,34
m	h_c (m)	J_w (%)	H_s (m)	H_{sc} (m)	Fr	B (m)	J_f-J_w (%)	L_t (m)
0,75	1,73	0,005	2,85	2,55	1,61	24,4	0	329,32

La figure IV.13 représente les paramètres hydrauliques du tronçon N°4.

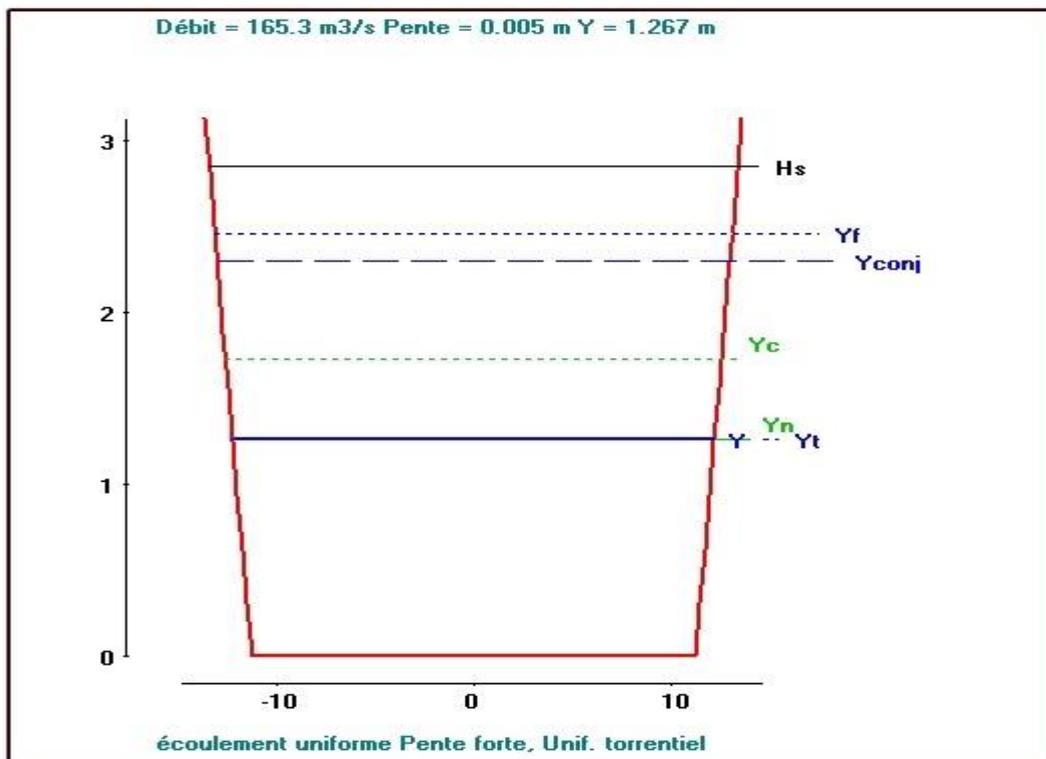


Figure IV.13 : Paramètres hydrauliques du tronçon N°4

b) La ligne d'eau

$I_c = 0.0005$ et $J_f = 0.005$ \longrightarrow $J_f > i_c$

L'allure de la surface d'eau en ce tronçon est donnée par le tableau IV.14.

Tableau IV.14 : Caractéristique de la courbe de remous du tronçon N°4

condition	h_n/h	Signe de numérateur	h_c/h_n	Signe de dénumérateur	Signe de dh/dx
$J_f > 0$ $J_f > i_c$ ($h_n < h_c$) $h_c > h_n > h$	> 1	> 0	> 1	< 0	> 0

IV.4.2.5 Calcul du tronçon N°5**a) Paramètres hydrauliques**

$$Q=165.34 \text{ m}^3/\text{s}.$$

$$L_t=435.7\text{m}.$$

$$b=22.5 \text{ m}.$$

$$J_f = 0.00$$

$$m=0.75$$

Le tableau IV.15 résume les paramètres hydrauliques du tronçon N°5.

Tableau IV.15 : Paramètres hydrauliques du tronçon N°5

b (m)	h (m)	S_m (m ²)	P_m (m)	R_h (m)	J_f (%)	K_s béton	V (m/s)	Q (m ³ /s)
22,5	1,03	23,9	25,07	0,95	0,01	71,4	6,9	165,34
m	h_c (m)	J_w (%)	H_s (m)	H_{sc} (m)	Fr	B (m)	J_f-J_w (%)	L_t (m)
0,75	1,73	0,01	3,47	2,55	2,22	24,04	0	435,7

La figure IV.14 représente les paramètres hydrauliques du tronçon N°5.

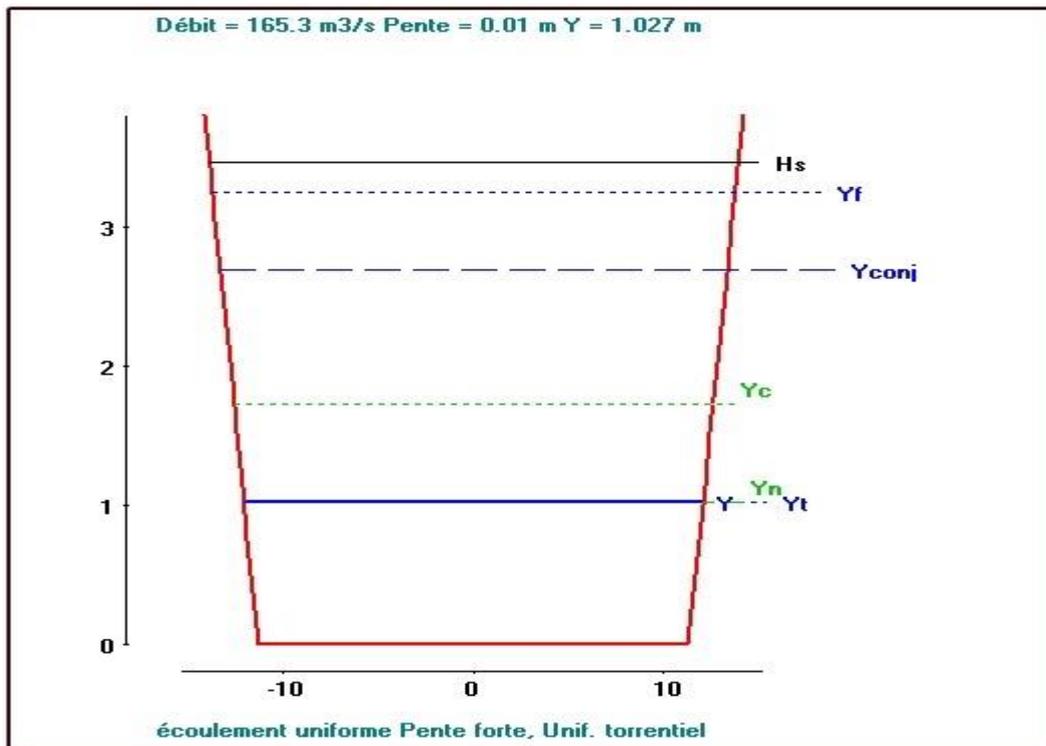


Figure IV.14 : paramètres hydrauliques du tronçon N°5

b) La ligne d'eau

$I_c = 0.0005$ et $J_f = 0.005 \longrightarrow J_f > i_c$

L'allure de la surface d'eau en ce tronçon est donnée par le tableau IV.16.

Tableau IV.16 : Caractéristique de la courbe de remous du tronçon N°5

condition	h_n/h	Signe de numérateur	h_c/h_n	Signe de dénumérateur	Signe de dh/dx
$J_f > 0$ $J_f > i_c$ ($h_n < h_c$) $h_c > h > h_n$	< 1	> 0	> 1	< 0	< 0

La figure IV.15 présente le schéma général du canal d'aménagement regroupant les cinq tronçons.

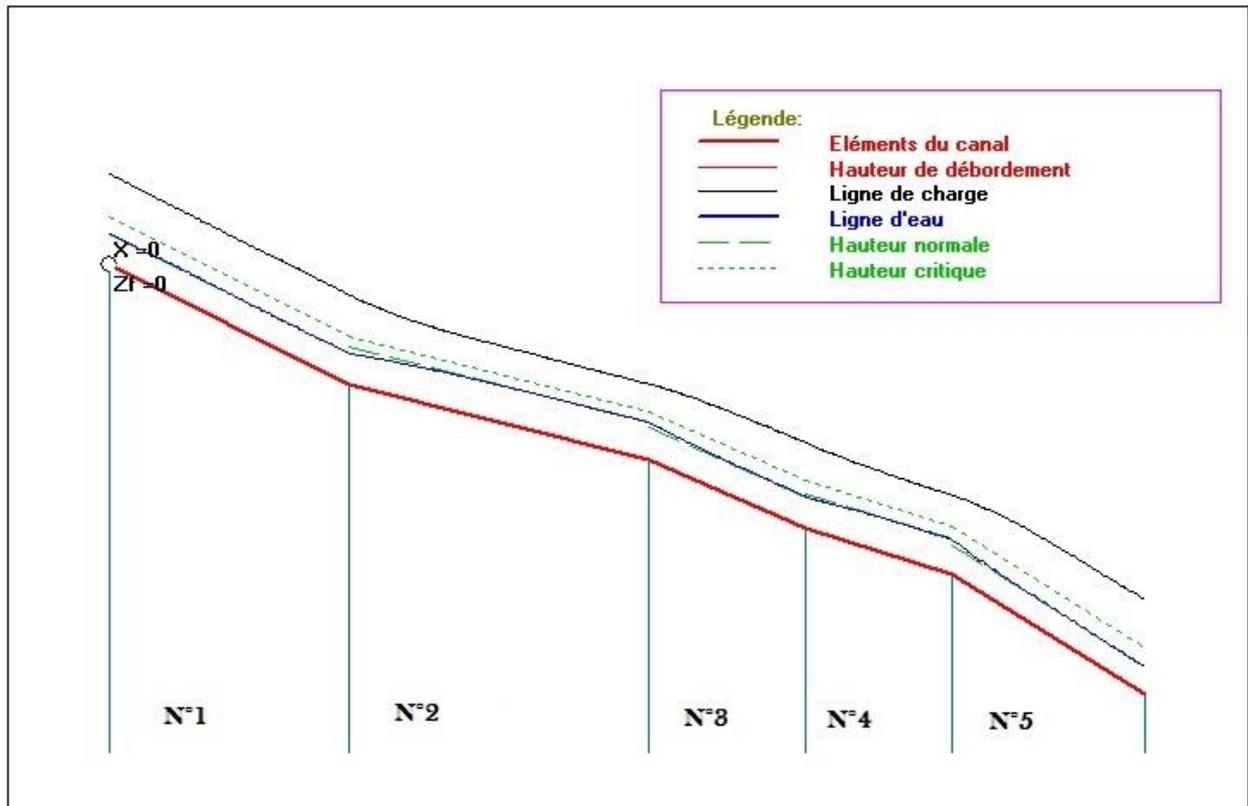


Figure IV.15 : Schéma général des cinq tronçons

IV.5 Conclusion

Les résultats de calcul de la ligne d'eau ont déterminé un écoulement torrentiel tout le long du canal. Ceci engendre des vitesses importantes pour des hauteurs d'eau inférieures à la hauteur critique avec des nombres de Froude compris entre 1.61 et 2.22.

CONCLUSION GENERALE

La protection des sites urbains contre les crues et les inondations est une nécessité indispensable afin de réduire les dégâts humains, matériels et économique.

Dans l'optique d'une démarche fiable aboutissant à un système d'aménagement invulnérable, nous avons effectué une étude répartie en quatre chapitres en se focalisant sur la partie hydrologique qui nous a permis la détermination du débit de crue centennale estimé à $165.34 \text{ m}^3/\text{s}$. cependant faute de temps nous n'avons pas pu achever les calculs de la partie hydraulique et les résultats auxquels nous sommes aboutis sont :

- ✓ Détermination du régime du cours d'eau,
- ✓ Calcul de la variation des hauteurs d'eau pour un écoulement uniforme.
- ✓ Détermination des dimensions du canal de protection.
- ✓ Calcul de la hauteur de surélévation au niveau de la courbure.

Pour les perspectives :

Afin de venir au bout de ce projet deux points restent à déterminer pour :

- ✓ Une étude de l'écoulement graduellement varié au niveau des changements de pentes par la détermination des sections de contrôle afin de déduire l'allure de la surface d'eau.
- ✓ Un calcul du débit solide transporté par charriage ou en suspension afin de déterminer la hauteur qu'occuperont les matériaux charriés.

S'il nous est difficile de prévenir les inondations de grande ampleur, nous pouvons tout au moins nous attacher à préserver les services de protection contre les inondations. Cours d'eau, lacs et marais ralentissent et retiennent les eaux de crue mais cela, uniquement si nous ne construisons pas nos centres urbains sur les plaines d'inondation naturelles et si nous réfléchissons d'avantage à toutes les implications que peuvent avoir la canalisation de nos cours d'eau et le drainage de nos marais.

REFERANCE
BIBLIOGRAFIQUE

Reference bibliographiques

- [1] BACHI. M ; Problématique du risque d'inondation en milieu urbain; cas de l'agglomération de Sidi Bel Abbes, Projet de Fin d'Etudes, Magister, Université Aboubakr BELKAID, Tlemcen, Algérie, 2011.
- [2] 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.
- [3] BEN AMOR.M.F ; Etude de la protection de la commune de BOUARFA (Blida) contre les inondations, Projet de fin d'étude, ingéniorat, ENSH, BLIDA, Algérie, 2010.
- [4] www.wikipédia.org.
- [5] LAHLAH.S ; Les inondations en Algérie, Actes des Journées Techniques/Risques Naturels : Inondation, Prévision, Protection/BATNA, 2004.
- [6] www.Google-Earth.com.
- [7] www.asal.dz.
- [8] LABORDE.J.P ; Eléments d'hydrologie de surface, Ecole Polytechnique de l'Université de NICE-SOPHIA ANTIPOLIS, 2009.
- [9] TOUAIBIA.B ; Manuel pratique d'hydrologie, ENSH, Blida, Algérie. 2004.
- [10] 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.
- [11] ANRH, Alger.
- [12] ALLOUACHE.A ; Cours hydrologie 3, Polycopié, Université Abderrahmane MIRA, BEJAIA, 2014.
- [13] KERKAR.M.E ; Protection de la ville de MEFTAH (Blida) contre les inondations par aménagement de l'Oued KHADRA, Projet de fin d'étude, Ingéniorat, ENSH, Blida, Algérie 2011.
- [14] GRAF.W.H avec ALTINAKAR.M.S; Hydraulique Fluviale, écoulement permanent uniforme et non uniforme, Presses polytechniques et universitaires romandes, Lausanne, Suisse, 259 pages, 1993.
- [15] VAZQUEZ.J ; Hydraulique à surface libre, système hydraulique urbain, Ecole Nationale du Génie de l'Eau et de l'Environnement de Strasbourg, 2010.
- [16] Compléments sur les écoulements à surface libre(en canaux) et les ressauts hydrauliques Canaux à surface libre et ressaut : compléments et exercices-LPAIL3S5-Année 2009-2010.

ANNEXE

ANNEXES

- **Annexe 1 :**

Calcul de la profondeur critique :

Démonstration :

$$E = h + \frac{V}{2g} = h + \frac{1}{2} \left(\frac{Q/b}{h} \right)^2 = h + \frac{1}{2} \left(\frac{q}{h} \right)^2$$

$$\frac{dE}{dh} = \frac{d}{dh} \left[h + \frac{1}{2g} \left(\frac{q}{h} \right)^2 \right] = 1 - \frac{q^2}{gh^3} = 0$$

Implique que :

$$q^2 = gh_c^3$$

Soit :

$$h_c = \sqrt[3]{\frac{q^2}{g}}$$

Par élimination de q, il vient que :

$$E_c = h_c + \frac{V_c^2}{2g} = h_c + \frac{1}{2g} * \frac{q^2}{h_c^2} = h_c + \frac{gh_c^3}{2gh_c^2} = \frac{3}{2} h_c$$

En supposant que $b = 1$, $q = hV = h_c V_c$

et :

$$h_c^3 = \frac{q^2}{g} = \frac{h_c^2 V_c^2}{g}$$

On obtient :

$$V_c = \sqrt{gh_c}$$

Et

$$\frac{V_c^2}{2g} = \frac{h_c}{2}$$

En d'autres termes, le régime critique, de profondeur critique, correspond à un nombre de Froude égal à l'unité :

$$Fr_c = \frac{V_c}{\sqrt{gh_c}} = 1$$

Pour les canaux à surface libre non rectangulaire,

On a :

$$\frac{Q^2}{G} = \frac{A_c^3}{b'}$$

Avec :

- b' : largeur de la surface libre du canal a géométrie quelconque.
- A_c : surface critique.

On peut réarranger la formule précédente en divisant par A_c^2 , ce qui donne(en se rappelant que $Q = V_c * A_c$) :

$$\frac{V_c^2}{g} = \frac{A}{b'}$$

Soit encore :

$$V_c = \sqrt{\frac{gA_c}{b'}} = \sqrt{gh_m}$$

Où le rapport (A_c/b') représente une hauteur/ profondeur moyenne (h_m).

Démonstration :

$$E = h + \frac{V^2}{2g} = h + \frac{1}{2g} \left(\frac{Q}{A} \right)^2$$

Pour un débit constant et comme l'aire A est une fonction de la hauteur h ($A = A(h)$), on a :

$$\frac{dE}{dh} = 1 + \frac{Q^2}{2g} \left(-\frac{2}{A^3} * \frac{dA}{dh} \right) = 1 - \frac{Q^2}{gA^3} * \frac{dA}{dh} = 0$$

La variation élémentaire $dA = b' * dh$. Par substitution dans l'équation précédente, il vient que :

$$\frac{Q^2 b'}{gA_c^3} = 1$$

Soit encore :

$$\frac{Q^2}{g} = \frac{A_c^3}{b'}$$

C'est cette équation qui doit être satisfaite dans le cas de l'écoulement critique dans les canaux libres. Le problème qui se pose est que le dernier terme de droite A_c^3/b' est une fonction de la hauteur h et seule une méthode d'essai permet de déterminer h_c .

En divisant Q^2 par A_c^2 , en terme de vitesse moyenne $V = V_c = Q/A = Q/A_c$, on obtient :

$$\frac{V_c^2}{g} = \frac{A_c}{b'}$$

Soit encore :

$$V_c = \sqrt{\frac{gA_c}{b'}}$$

Si l'on suppose que le rapport A_c/b' représente une hauteur/profondeur moyenne h_m , alors :

$$Q = A \sqrt{\frac{gA}{b'}} = A\sqrt{gh_m}$$

Et le cas critique donne :

$$V_c = \sqrt{\frac{gA_c}{b'}} = \sqrt{gh_m}$$

Soit encore :

$$\frac{V_c^2}{gh_m} = 1$$

L'énergie spécifique minimale devient alors :

$$E_{\min} = h_c + \frac{V_c^2}{2g} = h_c + \frac{1}{2}h_m$$

- **Annexe 2 :**

Le tableau suivant présente les valeurs du fruit des talus d'un canal trapézoïdal selon la nature des berges.

Nature de la berge	Valeur de m
Rocher compact, maçonnerie, béton	1/4
Rocher fissuré, maçonnerie en pierres sèches	2/4
Argile dure	3/4
Alluvions compactes	4/4
Gros graviers	6/4
Terre ordinaire, sable grossier	8/4
Terre remuée, sable moyen	10/4

ETUDE DE PROTECTION CONTRE LES INONDATIONS DE LA VILLE D'EL-BAYADH (OUED DEFFA)

ملخص:

عملنا يتعلق بمكافحة ظاهرة الفيضانات. هدفه حساب أبعاد القناة التي ستكون مفيدة لحماية مدينة البيض (El-Bayadh) المهددة بتدفق فيضانات واد الدفة (Deffa). لكي نصل إلى نظام حماية منيع، دراستنا تتكون من عدة اجزاء اساسية وهي:

- ◇ جمع البيانات الرئيسية المتعلقة بمنطقة الدراسة.
- ◇ الدراسة الهيدرولوجية التي تسمح بتحديد تدفق الفيضانات.
- ◇ دراسة هيدروليكية لحساب أبعاد القناة.

الكلمات المفتاحية: تدفق، والفيضانات، قناة الحماية، ترتيبات، هيدرولوجيا.

Résumé :

Notre travail porte sur la lutte contre le phénomène d'inondations. Il a pour objet le dimensionnement d'un canal qui servira de protection à la ville d'El-Bayadh menacée par les crues d'Oued Deffa. Afin d'aboutir à un système d'aménagement fiable et invulnérable, notre étude s'est composée de plusieurs parties essentielles, qui sont :

- ◇ La collecte des données principales concernant la zone d'étude.
- ◇ Une étude hydrologique qui a permis la détermination du débit de crue probable.
- ◇ Une étude hydraulique pour le calcul des dimensions du canal.

Mot clés : *Crue, Inondation, Canal de protection, Aménagement, Hydrologie.*

Abstract :

Our work concerns the fight against the phenomenon of floods. It has as an aim the dimensioning of a channel which will be used as protection at the town of El-Bayadh threatened by the rising of Deffa Wadi. In order to lead to a system of reliable and invulnerable installation, our study was composed of several essential parts, which are:

- ◇ Data-gathering principal concerning the zone of study.
- ◇ A hydrological study which allowed the determination of the probable flow of rising.
- ◇ A hydraulic study for the calculation of dimensions of the channel.

Keywords : *Rising, Flood, Channel of protection, Arrangement, Hydrology.*