



MEMOIRE DE FIN D'ETUDES

Pour l'obtention du diplôme d'Ingénieur d'Etat en Hydraulique

Option: OUVRAGE HYDROTECHNIQUE

THEME :

**ETUDE D'AMENAGEMENT D'OUED TIFREST POUR
LA PROTECTION DE LA VILLE D'AZZEFOUN
CONTRE LES INONDATIONS (WILAYA DE TIZI OUZOU)**

**Présenté par :
RAHMI DEHIA**

Devant les membres du jury

Nom et Prénoms	Grade	Qualité
B.BENLAOUKLI	MCA	Président
S.TOUMI	MCB	Examineur
A.ADDOU	MAA	Examineur
M.BOUZIANE	MAA	Examineur
A.ZEROUAL	MCA	Promoteur

Session : Novembre 2019

DEDICACES

*C'est avec profonde gratitude et sincère mots, que je dédie ce
modeste travail de fin d'étude*

- *A mes chères **parents**, que dieu les protège.*
 - *A Mes Chers Frères **Fares et Abdelghani***
 - *A Mes Chères Tantes **Houria et Nassima***
 - *A Mes Chères **Grandes Mères***

REMERCIEMENT

*En premier lieu, je tiens à remercier **Dieu** tout puissant qui m'a donné la force de continuer et d'achever ce travail*

*Je remercie fortement mon promoteur Mr **A.ZEROUAL** de m'avoir orienté par ses conseils judicieux dans le but de mener à bien ce travail*

*Mes remerciements et mon respect aux **membres du jury** qui me feront l'honneur d'évaluer mon travail.*

ملخص

تهدف هذه المذكرة إلى تقديم دراسة عن وادي تيفرست الذي يقع في مدينة أزفون بولاية تيزي وزو، و حماية هذا الواد من الفيضانات. دراستنا تتضمن عدة أجزاء أساسية، أولاً، تم تقديم عرض تفصيلي لمنطقة الدراسة بعد ذلك ، تم تقديم معلومات عامة عن الفيضانات ثم دراسة هيدرولوجية . في المقام الثاني ، قدم التشخيص الذي يهدف إلى تحديد المشاكل الرئيسية للوادي المتواجدة على الموقع، وذلك بهدف اختيار البدائل. بعد ذلك، انتقلنا للقيام بتحقيق مشروعنا الذي يجب أن يتناسب مع ضمان حماية المدينة من الفيضانات، وأخيراً تحديد مدة وتكلفة هذا المشروع.

Résumé

Ce mémoire a pour objectif d'étude d'aménagement d'oued **Tifrest** situé à la ville d'**Azeffoun** la wilaya de **Tizi-Ouzou**, pour une protection contre les inondations. Notre étude comprend plusieurs parties fondamentales, en premier lieu, une présentation de la zone d'étude a été détaillée. Par la suite des généralités sur les inondations ont été données, suivi d'une étude hydrologique pour déterminer les débits de crues. Dans un second lieu nous sommes passés au diagnostic visant relever les principaux problèmes de l'oued imposées sur le site, dans le but de faire une présélection des variantes, ensuite nous avons abouti à un projet réalisable qui parait être le plus adapté pour garantir la protection de la commune contre les inondations et l'intégration de ces quartiers sous-équipés au tissu urbain, et finalement nous déterminons la durée et le coût pour la réalisation de ce projet.

Abstract

This work aims to study the **Tifrest** wadi located in the city of **Azeffoun** wilaya of **Tizi-Ouzou**. The main purpose is the development of this wadi for protection against floods. Our study includes several fundamental parts; in the first place, a presentation of the study area was detailed. Subsequently generalities on floods were given, followed by a hydrological study to feel the flood flows. In a second place we provide a diagnosis of the main problems of the wadi imposed on the site, with the aim of making a pre-selection of the variants, then we came up with a feasible project which seems to be the most adapted to guarantee the protection of the municipality against floods and the integration of these under-equipped neighborhoods in the urban fabric. Finally, we determine the duration and the cost of this project.

Sommaire

Introduction Générale

Chapitre I : Présentation de la zone d'étude

Introduction.....	2
1. Présentation du projet.....	2
2. Présentation de la commune d'AZEFFOUN.....	2
3. Situation climatique	2
3.1.Climat	2
3.2.Température.....	3
3.3.Pluviométrie.....	3
3.4.Vent	3
4. Situation hydrographique	3
5. Situation topographique	3
6. Situation géotechnique	3
7. Situation géologique	4
8. Sismicité	4
Conclusion	4

Chapitre II : Généralités sur les inondations

Introduction.....	5
1. Définitions	5
1.1.Inondations	5
1.2.Crue	5
2. Paramètres fondamentaux d'un cours d'eau	5
2.1.Lit mineur	5
2.2.Lit majeur	5
2.3.Lit moyenne	6
2.4.Rive, berge.....	6
3. Types d'inondations.....	6
3.1.Inondations par crues torrentielles	6
3.2.Inondations par débordement directe	6
3.3.Inondation par accumulation d'eau ruisselée	6
3.4.Inondation par rupture d'un ouvrage hydraulique artificiel	7
3.5.Inondation par submersion marine.....	7
4. Causes et origines des inondations	7
5. Conséquences et dégâts des inondations.....	7
5.1.Dégâts matériels	7
5.2.Dégâts humains	8
6. Inventaire des inondations catastrophiques en Algérie.....	8
Conclusion	10

Chapitre III : Etude hydrologique

Introduction.....	11
1. Le bassin versant et son complexe.....	11
1.1.Définitions	11
1.2.Caractéristiques morpho-métriques du bassin versant.....	12
1.2.1. Surface	12
1.2.2. Périmètre.....	12
1.2.3. Forme.....	12
1.2.4. Application numérique pour les sous bassins	13
1.2.5. Relief.....	13
2. Caractéristiques des écoulements dans le bassin versant	21
2.1.Réseau hydrographique	21
2.1.1. Densité de drainage	21
2.1.2. Les pentes moyennes des cours d'eau	22
2.1.3. Le temps de concentration	22
2.1.4. Vitesse moyenne de ruissèlement.....	25
3. Etude de précipitation	25
3.1.Pluies annuelles.....	26
3.2.Pluies maximale journalière	26
3.2.1. Estimation des pluies maximales journalières	26
3.2.2. Les caractéristiques de la série pluviométrique.....	27
3.3.Ajustements de la série des pluies annuelles et maximales journalières enregistrées à la station d'AGHRIB.....	28
3.3.1. Ajustement suivant la loi de GUMBEL.....	28
3.3.2. Ajustement suivant la loi LOG-NORMAL.....	29
3.3.3. Choix de la loi d'ajustement	30
4. Etude des apports	31
4.1.Apports liquides	31
4.2.Caractéristique d'écoulement	32
5. Les pluies de courte durée	34
6. Etude de crue	36
6.1. Estimation de débit de crue.....	36
6.1.1. Méthodes empiriques.....	36
6.1.2. Etude hydrométrique	38
6.2.Hydrogramme de crue	39
7. Etude des apports solides	44
7.1.Méthode de TIXERONT	44
7.2.Méthode d'estimation au nord algérien.....	45
Conclusion	45

Chapitre IV : Calcul hydraulique

Introduction.....	47
1. Généralités.....	47
1.1.Ecoulement a surface libre	47
1.2.Canaux à ciel ouvert	47
1.3.Différents types de canaux	47
1.4.Types d'écoulements.....	48
1.4.1. Variabilité dans le temps.....	48
1.4.2. Variabilité dans l'espace.....	49
2. Dimensionnement des canaux	49
2.1.Les conditions de l'écoulement uniforme	49
2.2.Les formules de calcul principales.....	49
2.3.Détermination de coefficient de Chézy.....	50
2.4.Vitesse d'érosion.....	51
3. Les paramètres géométriques	51
3.1.Le choix de la section de meilleure conductivité.....	51
3.2.Calculs du rayon hydraulique maximal.....	53
3.3.Calcul de la profondeur normal h_n	53
3.4.Calcul de la profondeur critique h_{cr}	54
3.5.Calcul de la pente critique	55
3.6.Nombre de Froude	55
4. Calcul de la ligne d'eau.....	55
4.1.Equation de la ligne d'eau	55
4.2.Les différentes formes de courbes de remous.....	56
4.3.Calcul de la surface d'eau.....	58
5. Calcul de ressaut.....	59
6. Définition du logiciel Hec-Ras.....	60
6.1.Les données géométriques.....	60
6.2.Les données de l'écoulement et les conditions aux limites.....	63
7. Calcul avant l'aménagement de l'oued.....	63
Conclusion	65

Chapitre V : Etude de variantes

Introduction.....	66
1. Principes d'aménagement	66
1.1.Les différents types d'aménagement envisageables	66
1.1.1. Curage.....	66
1.1.2. Rééquilibrage	66
1.1.3. Réalisation de canaux	66
1.1.4. Protection des berges	66
1.1.5. Création des canaux périphériques.....	66
1.2.Les formules de dimensionnement des canaux.....	66
1.3. Choix des paramètres de dimensionnement	67

1.3.1. La pente du projet	67
1.3.2. Le coefficient de Manning	67
2. Etude de variantes	67
2.1. Canal en béton	68
2.1.1. Dimensionnement	68
2.1.2. Les paramètres d'écoulement	70
2.1.3. Estimation du cout de la variante	72
2.2. Canal en gabion.....	72
2.2.1. Dimensionnement	73
2.2.2. Les paramètres d'écoulement	75
2.2.3. Estimation du cout de la variante	77
3. Choix de la variante d'aménagement.....	77
3.1. Critères d'évaluation	77
3.2. La variante choisie	78
Conclusion	79

Chapitre VI : Organisation du chantier

Introduction.....	80
1. Réalisation de la variante choisie	80
1.1. Rôles des intervenants sur le chantier	81
1.2. Travaux préparatoires et installation de l'entreprise	81
1.3. Succession des opérations du chantier	82
1.4. Les moyens du chantier	82
2. Devis quantitatif et estimatif du projet.....	83
3. Planification.....	83
3.1. Méthodes basées sur le réseau	84
3.1.1. Définition du réseau.....	84
3.1.2. Différentes méthodes basées sur le réseau	85
3.2. Méthodes basées sur le graphique.....	85
3.3. Choix de la méthode de calcul.....	85
3.4. Diagramme de Gantt	87
4. Protection et sécurité de travail	87
4.1. Cause des accidents de travail	88
4.2. Conditions dangereuses dans le chantier	88
4.3. Actions dangereuses	88
4.4. Mesures préventives	89
4.5. Principales fonctions du service de sécurité	89
4.6. Moyen de prévention et de protection	89
4.6.1. Moyen de protection collectif	90
4.6.2. Moyen de protection individuel	90
4.7. Mesures et principes généraux de prévention.....	90
4.8. Règles de sécurité sur les lieux de travail	91

Conclusion	92
------------------	----

Chapitre VII : Calcul génie civil

Introduction.....	93
1. Etude de la stabilité du canal.....	93
2. Généralités.....	94
2.1. La capacité portante d'un sol.....	94
2.2. Actions et sollicitations	94
2.2.1. Actions	94
2.2.2. Les sollicitations	94
3. Caractéristiques des matériaux.....	95
3.1.Le béton.....	95
3.1.1. Le retrait	95
3.1.2. Le fluage.....	96
3.1.3. Les armatures.....	96
4. Calcul de ferrailage.....	96
4.1.Les hypothèses de calcul.....	96
4.1.1. Béton	96
4.1.2. L'acier	96
4.1.3. Le sol.....	96
4.2.Bilan des forces	96
4.3.Etude du canal vide.....	97
4.3.1. Le radier	97
4.3.2. Etude de voiles.....	98
4.4.Etude du canal rempli	99
4.4.1. Le radier	99
4.4.2. Les voiles.....	100
Conclusion.....	101

Conclusion Générale

LISTE DES TABLEAUX

Introduction Générale

Chapitre I : Présentation de la zone d'étude

Tableau I 1 : Températures moyennes mensuelles 3

Tableau I 2 : Répartition mensuelle moyenne interannuelle des précipitations 3

Chapitre II : Généralités sur les inondations

Chapitre III : Etude hydrologique

Tableau III 1 : Paramètres morpho-métriques de chaque sous bassins 13

Tableau III 2 : Paramètres hypsométriques du sous bassin versant de l'oued 1 15

Tableau III 3 : Paramètres hypsométriques du sous bassin versant de l'oued 2 16

Tableau III 4 : Paramètres hypsométriques du sous bassin versant de l'oued 3 17

Tableau III 5 : Les altitudes caractéristiques des sous bassins versants 18

Tableau III 6 : Classification du relief (O.R.S.T.O.M) 19

Tableau III 7 : Indice de pente globale I_g des sous bassins versants 19

Tableau III 8 : Résultats du calcul des pentes moyennes des sous bassins versants 19

Tableau III 9 : Longueurs correspondantes à chaque courbe de niveau 20

Tableau III 10 : Les longueurs des cours d'eau principaux 21

Tableau III 11 : La densité de drainage pour les sous bassins versants 22

Tableau III 12 : La pente moyenne de cours d'eau principaux 22

Tableau III 13 : Les temps de concentration calculés pour les sous bassins versants
par la formule de GIANDOTTI 23

Tableau III 14 : Les temps de concentration calculés pour les sous bassins versants
par la formule de KIRPICH 24

Tableau III 15 : Les temps de concentration calculés pour les sous bassins versants
par la formule ESPAGNOLE 24

Tableau III 16 : Les temps de concentration calculés pour les sous bassins versants 24

Tableau III 17 : La vitesse de ruissellement dans les sous bassins versants	25
Tableau III 18 : Coordonnées de la station pluviométrique d'AGHRIB	25
Tableau III 19 : Série des pluies maximales annuelles de la station d'AGHRIB	26
Tableau III 20 : Série des pluies maximales journalières de la station d'AGHRIB.....	27
Tableau III 21 : Résultats de l'ajustement à la loi de GUMBEL	28
Tableau III 22 : Résultats de l'ajustement à la loi LOG-NORMAL	29
Tableau III 23 : Comparaison des caractéristiques des lois	30
Tableau III 24 : Apports liquides et lames d'eau écoulées	32
Tableau III 25 : Module d'écoulement pour chaque sous bassins versants	32
Tableau III 26 : Module d'écoulement relatif	33
Tableau III 27 : Coefficients de ruissellement	33
Tableau III 28 : Coefficients de variation avec les différentes formules	33
Tableau III 29 : Pluies de courtes durées de différentes fréquences et leurs intensités	35
.....	
Tableau III 30 : Coefficient d'écoulement	37
Tableau III 31 : Les débits maximums pour les différents sous bassins par TURAZZA .	37
.....	
Tableau III 32 : Les débits maximums pour les différents sous bassins par SOKOLOVSKY	38
.....	
Tableau III 33 : La série des débits max de l'oued TIFREST	38
Tableau III 34 : Résultat de l'ajustement à la loi de GUMBEL.....	39
Tableau III 35 : Résultats obtenues par différentes méthodes de calcul de débit	39
Tableau III 36 : Coefficient de forme de l'hydrogramme de crue	40
Tableau III 37 : Récapitulation des résultats obtenus pour Tm, Td et Td.....	40
Tableau III 38 : Hydrogramme des crues de différentes périodes de retours SB I	41
Tableau III 39 : Hydrogramme des crues de différentes périodes de retours SB II.....	42
Tableau III 40 : Hydrogramme des crues de différentes périodes de retours SB III.....	43
Tableau III 41 : Estimation du coefficient de perméabilité.....	45

Tableau III 42 : Résultats de calculs du transport solides par la méthode TIXERONT ...	45
---	----

Tableau III 43 : Résultats de calculs du transport solides par la méthode d'estimation au Nord Algérien.....	45
---	----

Tableau III 44 : Les débits de projets	46
---	----

Chapitre IV : Calcul hydraulique

Tableau IV 1 : Coefficient de Strickler pour divers types de canaux.....	50
---	----

Tableau IV 2 : Valeurs de vitesse moyenne limite d'érosion pour les lits consolident.....	51
--	----

Tableau IV 3 : Paramètres géométriques d'un canal à section trapézoïdal	52
--	----

Tableau IV 4 : Quelques ordres de grandeur de fruit de talus	52
---	----

Tableau IV 5 : Différents formes de courbes de remous	58
--	----

Tableau IV 6 : Différentes types de ressaut.....	60
---	----

Chapitre V : Etude de variantes

Tableau V 1 : Paramètres hydrauliques pour différentes formes de canaux.....	67
---	----

Tableau V 2 : Rugosité pour différentes canaux.....	67
--	----

Tableau V 3 : Paramètres du canal en béton armé (oued2)	68
--	----

Tableau V 4 : Paramètres du canal en béton armé (oued1)	69
--	----

Tableau V 5 : Paramètres du canal en béton armé (oued3)	70
--	----

Tableau V 6 : Paramètres de l'écoulement dans le canal en béton armé (oued 2)	70
--	----

Tableau V 7 : Paramètres de l'écoulement dans le canal en béton armé (oued 1)	71
--	----

Tableau V 8 : Paramètres de l'écoulement dans le canal en béton armé (oued 3)	72
--	----

Tableau V 9 : Cout de réalisation du canal en béton armé	72
---	----

Tableau V 10 : Paramètres hydrauliques pour une section en gabion	73
--	----

Tableau V 11 : Paramètres du canal en gabion (oued2)	73
---	----

Tableau V 12 : Paramètres du canal en gabion (oued1)	74
---	----

Tableau V 13 : Paramètres du canal en gabion (oued3)	75
---	----

Tableau V 14 : Paramètres de l'écoulement dans le canal en gabion (oued 2)	75
---	----

Tableau V 15 : Paramètres de l'écoulement dans le canal en gabion (oued 1)	76
---	----

Tableau V 16 : Paramètres de l'écoulement dans le canal en béton armé (oued 3)	77
Tableau V 17 : Cout de réalisation du canal en gabion	77
Tableau V 18 : Critères de comparaison entre le béton armé et le gabion et leurs avantages et inconvénients	78

Chapitre VI : Organisation du chantier

Tableau VI 1 : Engins et leurs taches	83
Tableau VI 2 : devis des différents travaux d'Oued <i>Tifrest</i>	83
Tableau VI 3 : Les différentes taches et leurs durées	86
Tableau VI 4 : Les différentes taches	86

Chapitre VII : Calcul génie civil

Tableau VII 1 : Somme des forces vertical en fonction de la largeur	94
Tableau VII 2 : Bilan des forces	97
Tableau VII 3 : Calcule des sections de ferrailage (canal vide)	98
Tableau VII 4 : Calcule Ferrailage des voiles (canal vide)	99
Tableau VII 5 : Calcule des sections de ferrailage (canal rempli)	100
Tableau VII 6 : Section de ferrailage interne	100

Conclusion Générale

LISTE DES FIGURES

Introduction Générale

Chapitre I : Présentation de la zone d'étude

Figure I 1 : Carte délimitant la zone d'étude	2
Figure I 2 : Communes limitrophes d'AZEFFOUN	2

Chapitre II : Généralités sur les inondations

Chapitre III : Etude hydrologique

Figure III 1 : Situation des sous bassins.....	11
Figure III 2 : Carte hypsométrique du bassin versant d'oued TIFREST	14
Figure III 3 : Courbe hypsométrique du sous bassin 1	15
Figure III 4 : Courbe hypsométrique du sous bassin 2	16
Figure III 5 : Courbe hypsométrique du sous bassin 3	17
Figure III 6 : Courbes de niveau du bassin versant d'oued TIFREST.....	20
Figure III 7 : Caractéristiques de série pluviométrique	27
Figure III 8 : Représentation graphique de la loi de GUMBEL.....	28
Figure III 9 : Comparaison des caractéristiques de la loi de GUMBEL avec les caractéristiques de la série pluviométrique.....	28
Figure III 10 : Représentation graphique de la loi LOG-NORMAL.....	29
Figure III 11 : Comparaison des caractéristiques de la loi de GALTON avec les caractéristiques de la série pluviométrique.....	29
Figure III 12 : Pluies de courtes durées de différentes périodes de retours	36
Figure III 13 : Intensités maximales pour différentes périodes de retours.....	36
Figure III 14 : Hydrogramme de crue de sous bassin I.....	42
Figure III 15 : Hydrogramme de crue de sous bassin II	43
Figure III 16 : Hydrogramme de crue de sous bassin III	44

Chapitre IV : Calcul hydraulique

Figure IV 1 : Caractéristiques d'un lit d'oued	47
Figure IV 2 : Canal à forme trapézoïdale	51

Figure IV 3 : Canal à forme rectangulaire.....	52
Figure IV 4 : L'énergie spécifique en fonction de profondeur.....	54
Figure IV 5 : Différentes formes de courbes de remous	57
Figure IV 6 : Schéma d'un ressaut hydraulique	59
Figure IV 7 : Typologie des ressauts.....	59
Figure IV 8 : Fenêtre d'accueil du logiciel HEC-RAS	62
Figure IV 9 : Définition du tracé de l'oued et des sections	62
Figure IV 10 : Définition de la crue et les conditions aux limites	63
Figure IV 11 : Vue en plan en 3D des trois cours d'eau (oued Tifrest).....	64
Figure IV 12 : Profil en long des trois cours d'eau (oued Tifrest).....	64
Figure IV 13 : Section en travers (28) oued (24) et résultat de simulation	64
Figure IV 14 : Section en travers (29) oued (30) et résultat de simulation	64
Figure IV 15 : Section en travers (0) oued (2) et résultat de simulation	65
Figure IV 16 : Section en travers (20) oued (2) et résultat de simulation	65
Figure IV 17 : Section en travers (0) oued (3) et résultat de simulation	65
Figure IV 18 : Section en travers (2) oued (3) et résultat de simulation.....	65

Chapitre V : Etude de variantes

Figure V 1 : Section du profil (0) oued (2) (trapézoïdale en béton armé).....	69
Figure V 2 : Section du profil (27) oued (1) (trapézoïdale en béton armé).....	69
Figure V 3 : Section du profil (3) oued (3) (trapézoïdale en béton armé).....	70
Figure V 4 : Section du profil (2) oued (2) (gabion).....	75
Figure V 5 : Section du profil (23) oued (1) (gabion).....	74
Figure V 6 : Section du profil (0) oued (3) (gabion).....	75

Chapitre VI : Organisation du chantier

Figure VI 1 : Réseau à nœud	87
Figure VI 2 : Diagramme de Gantt	87

Chapitre VII : Calcul génie civil

Figure VII 1 : Représentation des forces sur le canal	97
Figure VII 2 : Comportement d'une poutre bi-encastée	97
Figure VII 3 : Mode de rupture des voiles	98

Conclusion Générale

LISTE DES ABREVIATIONS

ANRH : Agence Nationale des Ressources Hydriques.

DRE : Direction des Ressources en Eau.

E.G Elev : Altitudes de la ligne d'énergie.

E.G slope : Pente de la ligne d'énergie.

Flowarea : Section mouillée.

Froude # chl : Nombre de Froude.

HEC-RAS: Hydrologic Engineering Center's River Analysis System.

Min Ch. El : Altitude du radier du canal.

Top Width : Largeur au miroir.

Velchnl : Vitesse d'écoulement.

W.S Elev : Altitude du plan d'eau calculé.

SB : Sous Bassin

LISTE DES PLANCHES

Planche n°1 : Levé topographique.

Planche n°2 : Les zones inondables.

Planche n°3 : Profil en long de cours d'eau 1.

Planche n°4 : Profil en long de cours d'eau 2.

Planche n°5 : Profils en travers.



**INTRODUCTION
GÉNÉRALE**

Introduction Générale

L'eau sous toutes ses formes (fleuves et rivières, lacs, marais, zones humides, nappes souterraines), joue des rôles multiples dans le fonctionnement des écosystèmes. Pourtant, elle est également source de graves difficultés en particulier dans les domaines de la santé et de l'environnement. Les évolutions climatiques engendrent parfois des crues ou inondations et orages brutaux qui sont, sans doute, le risque naturel majeur qui fait le plus de victimes et de dégâts à travers le monde.

Les inondations sont un risque dominant sur le territoire Algérien. Elles se manifestent souvent suite aux débordements des cours d'eau habituellement à sec (les oueds) dans les plaines agricoles. Cependant, au cours des dernières décennies, elles apparaissent de plus en plus fréquemment en zones urbaines, causant des pertes humaines et matérielles. En effet, le non maîtrise de l'urbanisation des zones inondables, là où se sont développées des habitations ou des activités et la construction accrue de grands équipements et de structures routières et autoroutières, favorisent l'expansion des crues. D'ailleurs, les statistiques de la protection civile montrent qu'un tiers des communes sont susceptibles d'être inondées.

En raison de pressions économiques, sociales, foncières, les cours d'eau ont souvent été aménagés, couverts, déviés, augmentant ainsi la vulnérabilité des populations et des biens.

C'est le cas de la ville d'*Azeffoun* qui a connu, ces dernières années, de nombreux épisodes de crues occasionnant d'importants préjudices matériels (ruissellement urbain, débordements et défoncement des voiries, détérioration des infrastructures).

Face à cette situation alarmante, la protection de la ville et de sa population s'avère indispensable.

Notre étude est dans ce sens, du fait que la ville d'*Azeffoun* est traversée par Oued *Tifrest* et ses affluents qui sont à l'origine d'inondations récurrentes engendrées par des précipitations intenses. L'objet du travail sera donc dans le but d'envisager des mesures structurelles qui puissent protéger les zones occupées le long de l'Oued *Tifrest*.

Pour ce faire, le travail est divisé en cinq volets : on entamera avec une présentation détaillée de la zone d'étude, puis on traitera les pluies maximales journalières pour aboutir aux pluies maximales probables qui seront incluses dans le calcul des débits. Une fois les hydrogrammes estimés et en ayant des levés topographiques détaillés, on pourra étudier les écoulements dans les cours d'eau à l'état naturel afin d'élaborer une carte d'inondation sur Oued *Tifrest* et ses affluents en associant les fonctionnalités des deux logiciels Auto-Cad Civil 3D et HEC-RAS. Cela nous permettra d'identifier les zones inondables de l'Oued. Dès lors, on saura proposer des solutions sous forme de différentes variantes dont on choisira la mieux adaptée, et en faire une estimation quantitative et financière.



Chapitre I
PRESENTATION DE
LA ZONE D'ETUDE

Introduction

La présentation de la zone d'étude est une phase prépondérante qui consiste à la description du site des points de vue hydrologiques, climatiques et hydrauliques. Ce qui constitue une aide importante à la décision dans le choix de la variante d'aménagement.

1. Présentation du projet

L'historique des crues à *Azeffoun* ne signale aucun dommage humain ou matériel, mais cela ne veut pas dire qu'elle est épargnée de ces phénomènes dévastateurs en raison de leur caractère brutal et spontané. Ce qui nous montre la nécessité de prévoir des moyens d'évacuation des eaux de crue afin de protéger la ville *d'Azeffoun* contre les inondations.

2. Présentation de la commune d'Azeffoun

Azeffoun est une commune Algérienne, ville côtière de la wilaya de Tizi-Ouzou, située à 70 km au nord-est de **Tizi-Ouzou** et à 95 km à l'ouest de **Béjaïa**.

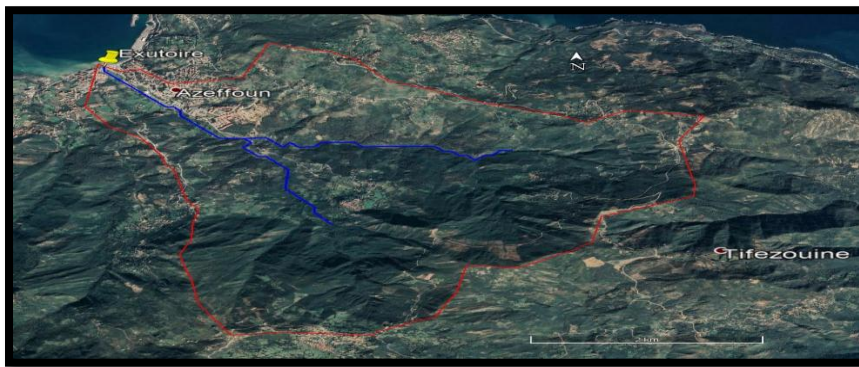


Figure I 1 : Carte délimitant la zone d'étude (Google earth)

Elle est délimitée comme suit :

- Au Nord par la Mer Méditerranée.
- A l'Ouest par la commune d'Iflissen.
- A l'Est par la commune d'Ait Chafaa.
- Au sud la commune d'Akerrou et d'Aghribs.



Figure I 2 : Communes limitrophes d'Azeffoun

3. Situation climatique

3.1. Climat

Cette région est caractérisée par un climat méditerranéen semi-aride avec des étés chauds et des hivers rigoureux, les pluies sont bien plus importantes à *Azeffoun* qu'elles ne le sont en été.

La saison chaude est sèche, elle s'étale du mois d'avri au mois de septembre, suivi d'une saison froide d'octobre à mars.

3.2. Température

La température moyenne annuelle est d'environ 18.1 °C.

Les températures max, min et moyennes sont représentées dans le tableau suivant :

Tableau I 1 : Températures moyennes mensuelles

Mois	Jan	Fév	Mar	Avr	Mai	Juin	Juil	Aout	Sep	Oct	Nov	Dec
T_{max} °C	14.9	15.6	17.7	20.2	23.4	36.5	39.8	43.7	28.2	23.9	19.1	16
T_{min} °C	8.1	8.5	9.9	11.6	14.6	18	20.9	21.5	19.8	16.2	12.2	8.7
T_{moy} °C	11.5	12	13.8	15.9	19	27.2	30.3	32.6	24	20	15.6	12.3

Source : ANRH (Blida)

3.3. La pluviométrie

Elles peuvent varier en moyenne entre 30.3 et 184.6 mm.

Tableau I 2: Répartition mensuelle moyenne interannuelle des précipitations (1968-2011)

Mois	Sep	Oct	Nov	Déc	Jan	Fév	Mar	Avr	Mai	Juin	Juil	Aout
P_{moy} (mm)	57,9	99,5	139,6	184,6	163,7	135,0	133,7	130,7	72,5	32,5	30,3	32,3
%	12,85	10,88	12,63	8,74	5,33	1,94	0,54	1,82	5,28	11,15	11,96	16,88

Source : ANRH (Blida)

3.4. Le vent

Les vents dominants dans la région sont les vents du Ouest et Nord-ouest pendant la période qui s'étale du mois de mai jusqu'à septembre. Le sirocco est fréquent en été, il souffle en moyenne pendant 15 jours par an.

4. Situation hydrographique

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

La zone d'étude est traversée par un important réseau hydrographique. L'oued principal c'est oued *Tifrest* qui est un oued non permanent.

5. Situation topographique

La commune est située dans une zone de montagnes présente un relief accidenté, située au pied du massif du Djurdjura. Cet emplacement est très enclavé par les flancs abrupts.

6. Situation géotechnique

Les problèmes des terrains *d'Azeffoun* sont directement liés à la nature du sol, la présence de forte pentes et les manifestations sismiques.

7. Situation géologique

La lecture de la carte géologique nous a permis d'apporter que le périmètre de l'étude présente une pente qui favorise l'écoulement rapide et sans infiltration des eaux de pluies dans le sol et présente des formations essentiellement calcaires et schisteuses usées.

8. Sismicité

L'Algérie a été frappée par de nombreux séismes au cours d'histoire, parmi-eux on peut citer les séismes d'El Asnam (10/10/1980), de Constantine (27/10/1985), de Tipaza (29/10/1989), de Mascara (17/08/1994), d'Alger (04/09/1996), d'Ain Temouchent (22/12/1999), de Ben Ourtilane (10/11/2000) et sur tout de Boumerdès-Alger (21/05/2003), après ce dernier séisme de magnitude 6,8 causant d'important dégâts (matériels et pertes humains).

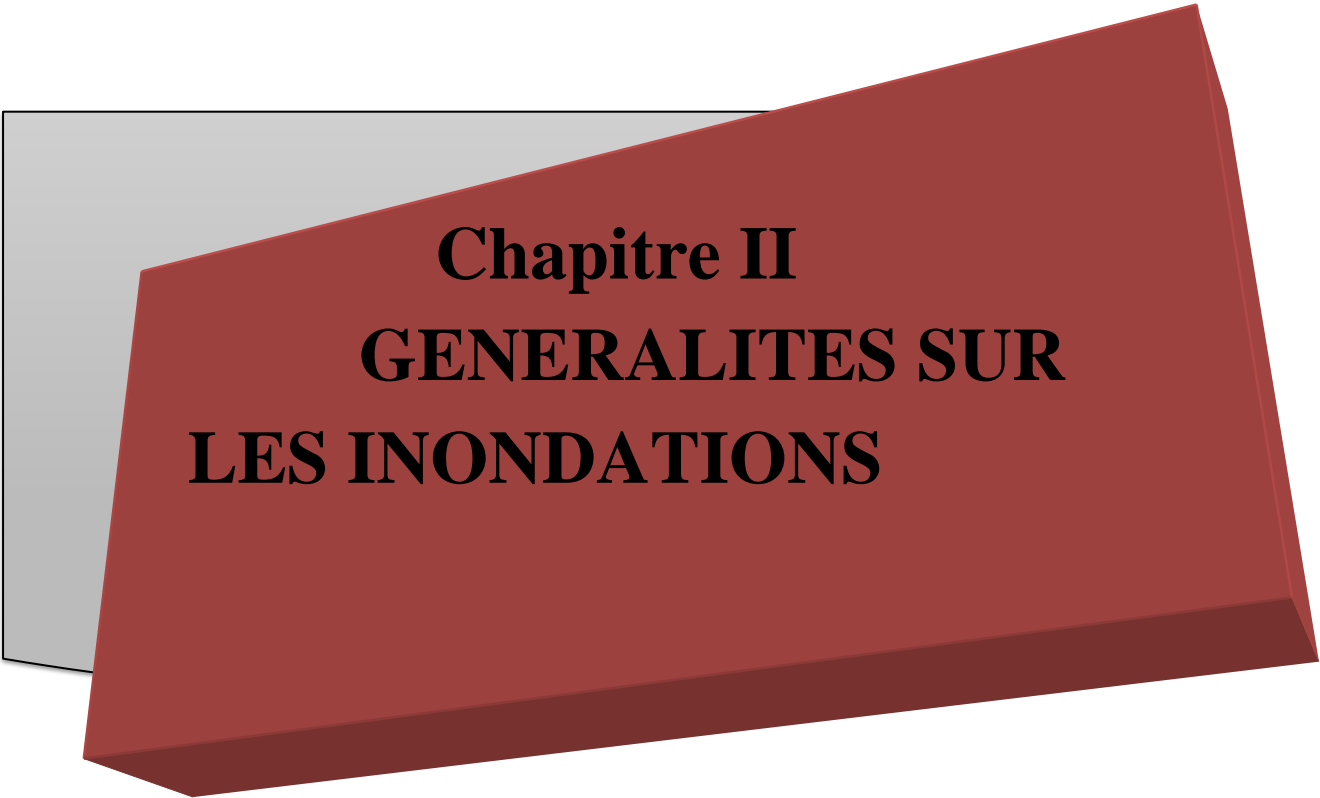
Il est impératif de tenir compte de la sismicité régionale avant d'entreprendre toute action de construction dans la région d'étude, pour cela il est indispensable de respecter les normes parasismiques pour la réalisation du projet.

- Zone III : zone d'aléa sismique le plus élevé (intensité maximale) ;
- Zone II a : zone à très fort risque sismique ;
- Zone II b : zone à fort risque sismique ;
- Zone I : zone à faible risque sismique ;
- Zone 0 : zone à très faible risque sismique.

La région d'étude est située dans **la zone II**.

Conclusion

Dans ce chapitre nous avons collecté toutes les données nécessaires concernant notre région (topographie ; géologie ; climatologie) ces données nous serviront à entamer l'étude de notre projet.



Chapitre II
GENERALITES SUR
LES INONDATIONS

Introduction

La majorité des inondations se produisent à la suite des précipitations importantes, soit sur des courtes durées (crues torrentielles), soit sur des durées plus longues, quand les nappes phréatiques et les aquifères sont saturés et rendent l'infiltration impossible, au cours de la fonte des neiges ou encore pendant des épisodes de mousson ou de pluies tropicales. Certaines inondations se produisent, par débordement des drains, collecteurs d'eau pluviale ou des réseaux d'égouts, le plus souvent en zone urbaine du fait de l'imperméabilisation des surfaces.

Dans ce chapitre nous allons aborder le phénomène d'inondation en détaillons ces différentes caractéristiques et types. Nous allons voir aussi les causes principales qui le provoquent ainsi que son impact sur l'environnement et la vie humaine.

1. Définitions [1]

1.1. Les inondations

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.

1.2. La crue [2]

La crue se définit comme une montée du niveau et donc du débit d'un cours d'eau. Cette augmentation se caractérise par les paramètres descriptifs de l'aléa sur lesquels nous reviendrons (intensité, fréquence, durée, volume...). Ainsi la crue est-elle un phénomène purement hydrologique.

Une crue est décrite par quatre éléments 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.

2. Paramètres fondamentaux d'un cours d'eau [3]

2.1. Le lit mineur

Le lit mineur est constitué par le lit ordinaire du cours d'eau, pour le débit d'étiage ou pour les crues fréquentes (crues annuelles).

2.2. Le lit majeur

Le lit majeur comprend les zones basses situées de part et d'autre du lit mineur, sur une distance qui va de quelques mètres à plusieurs centaines de mètres. Sa limite est celle des crues exceptionnelles.

2.3.Lit moyenne

Pour certain rivières, il peut être en outre distingué un lit intermédiaire (ou moyen) qui est inondé pour des crues dont la période de retour est de l'ordre de 1 à 5 ans. Du point de vue hydraulique, le lit moyen participe aux écoulements des crues alors que le lit majeur joue plutôt un rôle de stockage.

2.4.Rive, berge

Rive et berge sont souvent confondues à tort, la berge est le talus incliné qui sépare le lit mineur et le lit majeur. Sa localisation est donc assez précise. La rive est le milieu géographique qui sépare les milieux aquatique et terrestres. Elle démarre au sommet de la berge et constitue une partie plate plus ou moins étendue qui reste sous l'influence du milieu aquatique.

3. Type d'inondations [4]

Il existe au moins cinq types d'inondations :

3.1.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. 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.

3.2.Les inondations par débordement direct (débordement des plaines)

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

3.3.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 la perméabilité du sol,
- ✓ Ou bien, le ruissellement se fait sur un sol déjà saturé par une nappe.

3.4. Les inondations par rupture d'un ouvrage hydraulique artificiel

L'inondation causée par la destruction d'un ouvrage est un phénomène brutal et extrêmement dangereux. En effet, cette rupture provoque la libération d'une énorme quantité d'eau munie d'une force dévastatrice gigantesque détruisant tout sur son passage. Les statistiques des dégâts matériels et humains engendrés sont inestimables.

La rupture d'un ouvrage est très difficile à prévoir par conséquent la prévention de la calamité est encore plus difficile.

3.5. 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 exceptionnelles, phénomène de la surcote et l'élévation du niveau de la mer suite à une fonte importante des glaciers.

4. Les causes et origines des inondations

Elles sont causées par plusieurs facteurs, dont on cite :

- ✓ **Causes d'origine naturelle** : elles correspondent aux phénomènes météorologiques et climatiques tels que : pluies exceptionnelles, orages violents, pluies torrentielles, fonte des neiges, ...etc.
- ✓ **Causes d'origine humaine directe** : elles consistent dans la modification du système fluvial des cours d'eau ou de leurs caractéristiques morphologiques (largeur, longueur, pente, etc.) par la construction d'ouvrages hydrauliques, le drainage, l'irrigation, la dégradation des sols et l'agriculture intensive (accélère le ruissellement et limite l'infiltration).
- ✓ **Causes d'origine humaine 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.

5. Conséquences et dégâts des inondations

Les inondations font beaucoup de dégâts qui entraînent de grandes pertes. Il existe principalement deux grandes catégories de dégâts que créent ces inondations :

5.1. Dégâts matériels

Lorsque se passent les inondations, les constructions (habitations, magasins, ponts, bâtiments publics ...) sont dégradées et parfois même dévastées, ravagées ainsi que les pylônes électriques etc.

Les appareils électriques (appareils de communication, électroménagers) étant trempés sont hors circuit. Les maisons inondées ne facilitent pas la vie des habitants, d'autant plus que le ravitaillement est difficile, les voies étant impraticables.

5.2. Dégâts humains

Au moment de l'inondation, beaucoup de personnes périssent noyées ou sont frappées par des décombres emportés par le courant. D'autres nombreuses personnes disparaissent sous les eaux. Les personnes victimes de l'inondation quittent leur logement vers d'autres hébergements temporaires et souvent difficiles à trouver. Les personnes restant dans la ville qui logent dans des bâtiments en hauteur subissent un manque de vivres et d'eau potable.

Les voies étant impraticables, le ravitaillement se fait avec des barques donc les blessés sont évacués vers des hôpitaux par hélicoptère. Comme beaucoup de personnes sont mortes, les risques d'épidémie sont grands.

6. Inventaire des inondations catastrophiques en Algérie (1971 – 2011) [1]

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 procréés 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, 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.
-
- **12 octobre 1971** : Les fortes pluies orageuses qui se sont abattues sur la localité d'Azzazga (pluie journalière de 183 mm d'eau) causèrent 40 morts et des centaines d'habitations détruites.
 - **27 au 29 mars 1973** : Des pluies exceptionnelles (pluie journalière de 166 mm d'eau à Annaba) généralisées à l'Est algérien provoquèrent des inondations catastrophiques dans plusieurs wilaya du pays.
 - **28 au 31 mars 1974** : Des chutes de pluie exceptionnelles dans les wilayas d'Alger et de Tizi-Ouzou (688 mm en 4 jours) et 381 mm en une journée au col de Sakamody. Les dégâts à Tizi-Ouzou sont : 52 morts et 4570 maisons détruites, 130 villages isolés, et plus de 18 000 sinistrés, 13 ponts détruits et des dizaines de kilomètres de routes emportées.
 - **01 septembre 1980** : Les pluies orageuses violentes localisées sur la ville d'El – Eulma provoquèrent des crues catastrophiques de l'oued Djehadi, le débordement fait 44 morts, 50 blessés et 365 familles sinistrées.

- **11 novembre 1982** : Des pluies orageuses violentes localisées à Annaba (la pluie enregistrée du 10/11 au 11/11/1982 est de 167 mm à l'Edough et 160 mm à Seraïdi engendrèrent de fortes crues des oueds Bouhdid, Forcha et Aneb.
- **22 août 1983** : Des pluies orageuses et violentes qui se sont abattues à Birine (W. Djelfa) inondèrent la commune à 60 % et provoquèrent 10 morts, 10 blessés, 200 habitations détruites et 1200 têtes de bétail emportées par les eaux.
- **03 février 1984** : Les 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 Medjerda** (80 mm en 3 jours) ont provoqué des inondations catastrophiques dans toutes les wilayas de l'Est Algérien et les dégâts occasionnés sont importants :
 - **Jijel** : 20 morts, 500 têtes de bétail emportées et dégâts évalués à 50 millions de dinars.
 - **Constantine** : 1140 familles sinistrées, 200 hectares de cultures détruites.
 - **Skikda** : 8000 habitations envahies.
 - **Guelma** : 03 disparus, 1957 familles sinistrées, 02 ponts détruits et canalisations d'AEP détruites à 100 %.
 - **Khenchela** : 777 familles sinistrées et pertes importantes en Cheptel.
 - **Oum – El – Bouaghi** : 144 maisons détruites et 429 familles sinistrées.
- **29 décembre 1984 au 01 janvier 1985** : Des pluies exceptionnelles (plus de 250 mm en 4 jours seulement et 195 mm en une journée) généralisées sur tout l'Est Algérien provoquent des inondations très catastrophiques dans les wilayas de Jijel, Constantine, Skikda, Guelma, Annaba et El-Tarf.
- **05 juillet 1987** : Les pluies orageuses et très violentes tombées sur Batna (pluie journalière de 57 mm), provoquèrent deux morts, des dizaines de familles sinistrées et des dégâts évalués à 175 millions de centimes.
- **01 septembre 1989** : Les fortes chutes de pluies à la wilaya de Biskra accompagnées de grêles et d'un vent d'une rare violence provoquent le débordement des oueds El-Arab, El-Mellah et El-Kheddra occasionnant deux morts et 35 blessés et la destruction de 400 palmiers.
- **03 juin 1991** : Un orage local très violent à Ghardaïa (8 mm en 3 heures) provoque neuf morts et des pertes importantes en cheptel et en palmeraies.
- **26 et 27 janvier 1992** : Les fortes pluies généralisées du 24 au 28 janvier 1992 sur plusieurs régions du centre du pays engendrèrent des inondations catastrophiques dans les wilayas Alger, Blida Tipaza, Chelef, Ain Defla et Médéa. 637 familles sont sinistrées avec 361 à Alger, 106 à Tipaza, 87 à Médéa, 36 à Ain Defla et 23 à Chelef, et d'Importants dégâts sont aussi occasionnés.
- **29 septembre au 02 octobre 1994** : Plusieurs inondations catastrophiques sont enregistrées à Ghardaïa, Laghouat, Biskra, Mascara, Tissemsilt et Sidi Bel Abbès causent des dégâts importants :
 - Ghardaïa** : dégâts matériels évalués à 270 millions de dinars.
 - **Laghouat** : dégâts matériels évalués à 5 millions de dinars dans le secteur de l'hydraulique.
 - **Mascara** : deux mots et importants dégâts matériels.
 - Tissemsilt** : neuf morts.
 - Sidi Bel Abbès** : deux morts.

- **4 avril 1996** : Les inondations catastrophiques dans les wilayas d'Annaba et El-Taref, font cinq morts et dix blessés à Annaba et quatre ouvrages d'art endommagés à El-Taref.
- **14 janvier 1999** : De fortes chutes de pluies (74 mm à Adrar) dans le Sud Ouest causèrent de graves inondations à Adrar, provoquant ainsi deux morts et plusieurs et plusieurs disparus.
- **28 septembre 2000** : Des pluies diluviennes dans la région de Boussaâda engendrent de fortes crues de l'oued Boussaâda, qui se sont soldées par des dégâts estimés à un mort, un disparu, treize habitations détruites, trente-huit familles évacuées et 193 têtes de bétail emportées par les eaux.
- **24 octobre 2000** : Les inondations catastrophiques de Sidi Bel Abbès (oued Mekerra), Tissemsilt Theniet El Had (oued Mesloub), Chlef et Ain Defla causent la disparition de deux personnes emportées par l'oued Mekerra et d'importants matériels à Theniet El Had.
- **9 et 10 novembre 2001** : L'inondation spectaculaire et catastrophique sur l'Algérois à Bab El Oued (Bassin versant de l'oued Koriche) fit plus de 750 morts, 115 disparus et 30 millions de dinars de pertes matériels.
- **1 et 2 octobre 2008** : Les pluies torrentielles, inhabituelles et incessantes, pendant quarante-huit heures sur la région semi-désertique de Ghardaïa, ont fait monter les eaux des différents cours d'eau (oued M'Zab dont le débit atteint 900 m³/s) et ont provoqué des inondations qui ont causé le décès d'au moins 34 personnes et fait des dizaines de blessés et de sinistrés, des centaines de maisons ont été détruites, de nombreuses routes ont été coupées et les liaisons téléphoniques ont été très perturbées. Les dégâts matériels ont été estimés à environ 2500 millions de dinars, dont 2000 millions dinars pour les infrastructures.
- **01 octobre 2011** : Plusieurs inondations catastrophiques sont enregistrées à ElBayadh, M'sila, Djelfa, Biskra, Laghouat et une partie d'El Oued. Telle que les inondations de la ville d'El Bayadh avec 60 mm de pluie enregistrées entre 17 :00 et 18 :00 et des pertes humaines (11 victimes, 01 fillette disparue, 34 blessés) avec des dégâts importants (destruction de l'ensemble des habitations précaires situées à proximité de l'oued, 02 passerelles et plusieurs tronçons de routes ont été emportés), les dégâts matériels occasionnés par cette catastrophe meurtrière sont estimés à près de 600 milliards de centimes par le wali d'El Bayadh.

Conclusion

Dans ce chapitre, nous avons déduis que les inondations ont plusieurs effets dévastateurs sur les structures d'urbanismes et la nature, impliquant la nécessité de prévision et la protection contre ce genre de phénomène. Les meilleurs moyens de se prémunir des dommages d'une inondation reste la prévention et la précaution afin de réduire le degré d'exposition au risque de son impact, si ce dernier est inévitable et représente le premier risque naturel tant par l'importance des dégâts provoqué que par le nombre de personnes concerné, ainsi l'incidence financière considérable.



Chapitre III

ETUDE

HYDROLOGIQUE

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 le 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 des eaux superficielles de la couche terrestre.

L'Hydrologie de surface étudie le ruissellement, les phénomènes d'érosion et les écoulements dans les cours d'eau.

Donc à travers ce chapitre nous allons présenter une approche hydrologique afin de comprendre le fonctionnement hydrologique et de déterminer les différentes caractéristiques des sous-bassins de l'oued **TIFREST** la ville **d'AZZEFOUN**. Et cela dans le but d'estimer les périodes de retours et de déterminer les débits de crue nécessaire pour la conception de l'aménagement des oueds qui servira à la protection de la ville contre les inondations.

L'étude a été élaborée en se basant sur les données hydrologiques et météorologiques collectées à partir de la DRE (**TIZI-OUZOU**) et l'ANRH (**BLIDA**).

1. Le bassin versant et son complexe

1.1. Définition

Un 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.

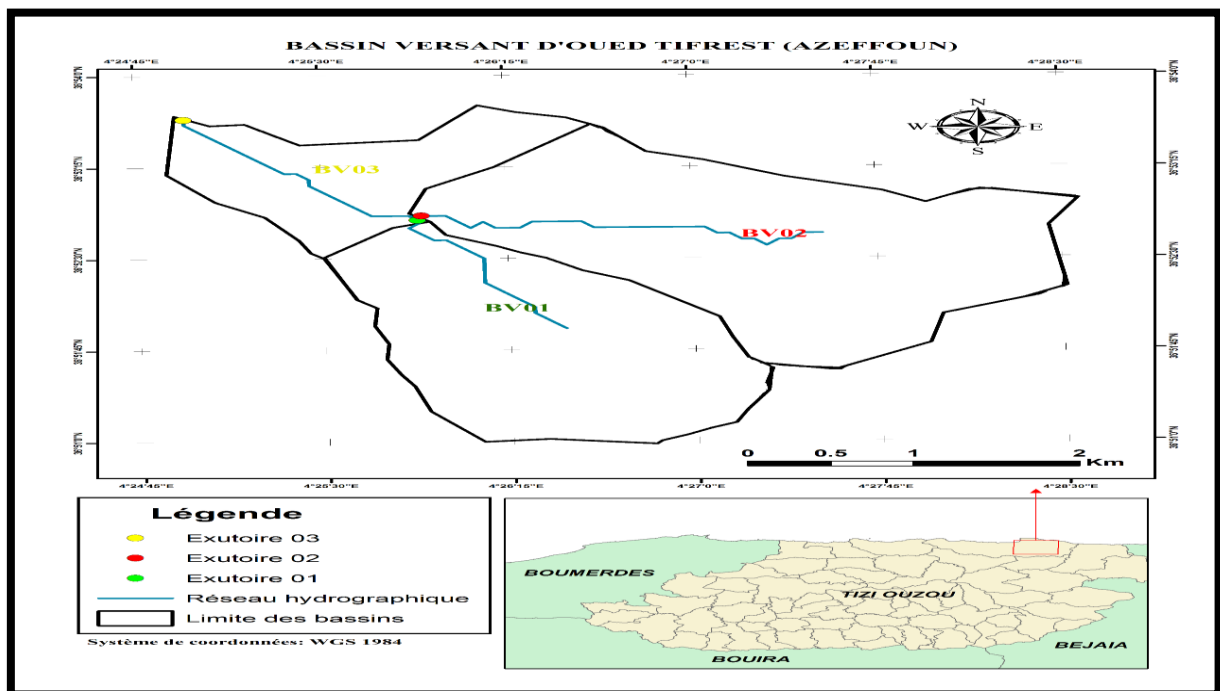


Figure III 1 : situation des sous bassins (Arc-Gis)

1.2. Caractéristiques morpho-métriques du bassin versant

Les caractéristiques morphométriques d'un bassin versant influencent fortement sur la réponse hydrologique et notamment le régime d'écoulement, en période de crue, ils interviennent également dans le calcul des formules empiriques.

Les caractéristiques physico-géographiques des sous bassins versants ont été déterminées à l'aide du logiciel Arc-Gis.

1.2.1. Surface

La surface du bassin versant est le paramètre le plus important des caractéristiques, il permet de contrôler l'intensité de plusieurs phénomènes hydrologiques (apports ; volume de précipitation ou d'infiltration), elle est déterminée sur le fond de carte topographique, par un logiciel de cartographie ou suivant la ligne de crête par un planimètre.

La surface «S» d'un bassin versant s'exprime généralement en « km² ».

1.2.2. Périmètre

Le périmètre est défini par la ligne des crêtes formant le contour du bassin versant il a été déterminé également par le logiciel cité précédemment.

Le périmètre «P» d'un bassin versant est exprimé en « Km ».

1.2.3. Forme

La forme du bassin versant influence fortement sur l'écoulement global et notamment le temps de repense du bassin versant.

Un bassin versant allongé ne réagira pas de la même manière qu'un bassin ramassé même s'ils sont placés dans les mêmes conditions météorologiques. Il existe différents indices morphologiques permettant de caractériser le milieu. Mais aussi de comparer les bassins versants entre eux.

1.2.3.1. Indice de compacité

$$Kc = \frac{P}{2\sqrt{IS}} \approx 0.28 \frac{P}{\sqrt{S}} \dots\dots\dots(III.1)$$

Avec :

- ✓ **K_c** : Indice de compacité de Gravelius ;
- ✓ **S** : surface du bassin versant [Km²] ;
- ✓ **P** : périmètre du bassin versant [Km] ;

Cet indice se détermine à partir d'une carte topographique en mesurant le périmètre et la surface du bassin versant. Il permet de reconnaître la forme du bassin, tel que ce dernier est quasiment circulaire quand il est proche de 1 et allongé quand il est supérieur à 1.

1.2.3.2. Rectangle équivalent

Il s'agit de la transformation d'un bassin versant réel en un bassin rectangulaire ayant la même superficie, le même périmètre (ou le même indice de compacité) et donc par conséquent la même répartition hypsométrique.

Si L et l représentent respectivement la longueur et la largeur du rectangle équivalent, alors :

- ✓ Le périmètre du rectangle [$P=2(L+l)$] ;
- ✓ La surface du rectangle [$S=L.l$].
- ✓ Le coefficient de compacité.

$$Kc = 0.28 \frac{P}{\sqrt{S}} \dots\dots (III.2)$$

On combinant ces trois relations, on obtient :

$$\text{➤ } L = \frac{Kc \cdot \sqrt{S}}{1,128} \left(1 + \sqrt{1 - \left(\frac{1,128}{Kc} \right)^2} \right) \dots\dots (III.3)$$

$$\text{➤ } l = \frac{Kc \cdot \sqrt{S}}{1,128} \left(1 - \sqrt{1 - \left(\frac{1,128}{Kc} \right)^2} \right) \dots\dots (III.4)$$

Le tracé des droites de niveau du rectangle équivalent découle directement de la répartition hypsométrique cumulée.

1.2.4. Application numérique pour les sous bassins

Le tableau ci-dessous englobe les paramètres morpho-métriques du bassin versant calculés précédemment :

Tableau III 1: Paramètres morpho-métriques de chaque sous bassin.

Sous Bassins	S (Km ²)	P (Km)	K _c	L (Km)	l (Km)	La Forme
SB1	5,61	9,54	1,128	2.646	2.090	Allongé
SB2	7,72	12,29	1,239	4.353	1.748	Allongé
SB3	16,06	18,24	1,274	6.688	2.367	Allongé

Avec :

- ✓ **S** : surfaces des bassins versant [Km²] ;
- ✓ **P** : périmètres des bassins versant [Km] ;
- ✓ **K_c**: Indice de compacité de Gravelius ;
- ✓ **L** : La longueur du rectangle équivalent [Km] ;
- ✓ **l** : La largeur du rectangle équivalent [Km] ;

1.2.5. Le relief

Le relief possède une influence directe sur les facteurs climatiques et une influence indirecte sur la formation des écoulements de surface. Il détermine en grande partie l'aptitude au ruissellement des terrains, l'infiltration et l'évaporation. Le relief se détermine lui aussi au moyen d'indices ou de caractéristiques suivants :

- La courbe hypsométrique.
- Les altitudes caractéristiques.
- L'indice de pente globale.
- L'indice de pente moyenne.

Notre but recherché est la détermination de la classe du relief.

1.2.5.1. Les courbes hypsométriques

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

Les courbes hypsométriques demeurent un outil pratique pour comparer plusieurs sous bassins entre eux ou les diverses sections d'un seul sous bassin. Elles peuvent en outre servir à la détermination de la pluie moyenne sur un bassin versant et donnent des indications sur le comportement hydrologique et hydraulique du bassin et de son système de drainage.

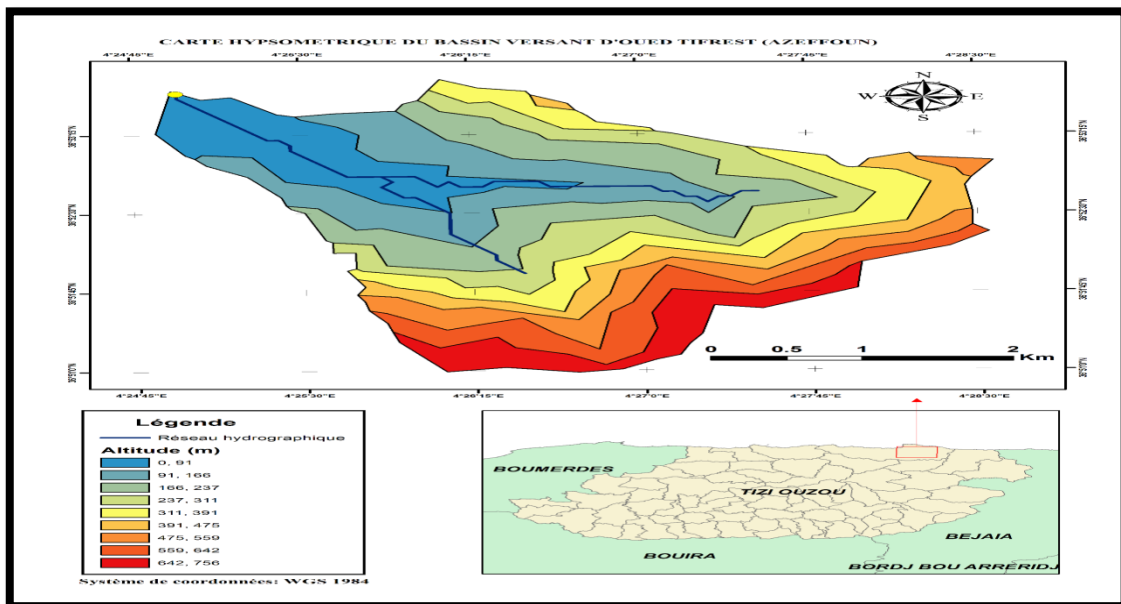


Figure III 2 : Carte hypsométrique du bassin versant d'oued TIFREST (Arc-Gis)

Tableau III 2 : Paramètres Hypsométriques du Sous Bassin Versant de l'Oued 1

Altitude 1 (m)	Altitude 2 (m)	Hi (m)	surfaces partielles (Km2)	surfaces partielles (%)	Surfaces cumulées (km2)	Surfaces cumulées (%)	Hi*Si (m.Km2)
47	131	89	0,429	7,641	0,429	100	38,148
131	200	165,5	0,679	12,104	1,108	92,383	112,383
200	268	234	0,698	12,436	1,805	80,279	163,252
268	347	307,5	0,648	11,559	2,454	67,843	199,403
347	435	391	0,544	9,699	2,998	56,284	212,749
435	519	477	0,534	9,515	3,532	46,585	254,623
519	592	555,5	0,696	12,411	4,228	37,070	386,759
592	663	627,5	0,792	14,125	5,020	24,659	497,250
663	756	709,5	0,591	10,534	5,611	10,534	419,277

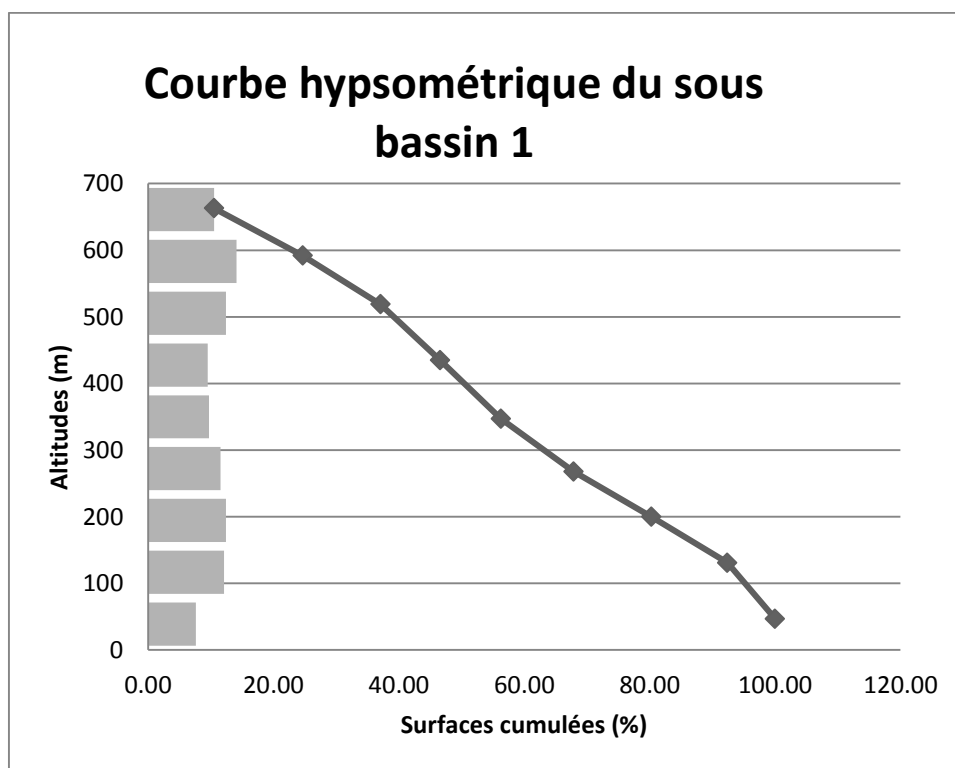


Figure III 3 : courbe hypsométrique du sous bassin 1

Tableau III 3 : Paramètres Hypsométriques du Sous Bassin Versant d'Oued 2

Altitude 1 (m)	Altitude 2 (m)	Hi (m)	surfaces partielles (Km2)	surfaces partielles (%)	Surfaces cumulées (km2)	Surfaces cumulées (%)	Hi*Si (m.Km2)
43	120	81,5	0,736	9,537	0,736	100	59,992
120	179	149,5	1,142	14,793	1,878	90,468	170,692
179	233	206	1,187	15,375	3,064	75,675	244,443
233	290	261,5	1,047	13,565	4,111	60,300	273,772
290	355	322,5	0,946	12,260	5,058	46,735	305,162
355	430	392,5	0,894	11,589	5,952	34,475	351,065
430	521	475,5	0,748	9,688	6,700	22,886	355,528
521	620	570,5	0,641	8,300	7,340	13,198	365,462
620	730	675	0,378	4,898	7,718	4,898	255,186

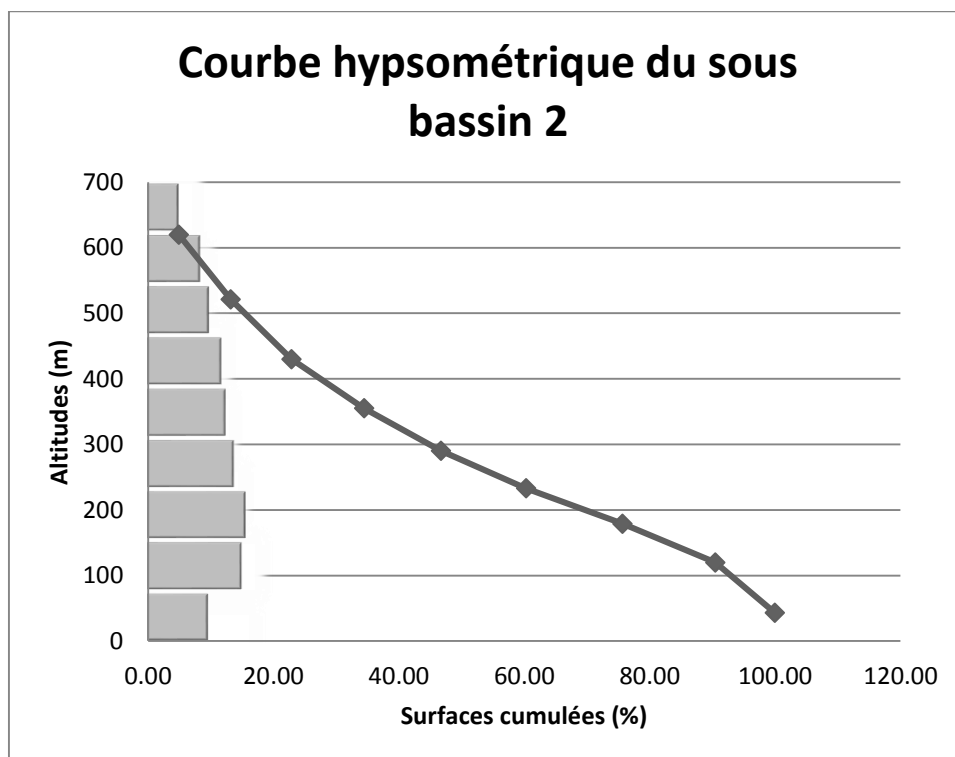


Figure III 4 : La courbe hypsométrique de bassin versant 2

Tableau III 4 : Paramètres Hypsométriques du Sous Bassin Versant 3

Altitude 1 (m)	Altitude 2 (m)	Hi (m)	surfaces partielles (Km2)	surfaces partielles (%)	Surfaces cumulées (km2)	Surfaces cumulées (%)	Hi*Si (m.Km2)
0	91	45,5	1,963	12,220	1,963	100	89,311
91	166	128,5	2,532	15,761	4,495	87,783	325,324
166	237	201,5	2,592	16,135	7,086	72,022	522,241
237	311	274	2,090	13,008	9,176	55,887	572,524
311	391	351	1,816	11,305	10,992	42,879	637,387
391	475	433	1,304	8,120	12,296	31,574	564,802
475	559	517	1,261	7,850	13,557	23,453	651,885
559	642	600,5	1,346	8,380	14,903	15,603	808,275
642	756	699	1,160	7,224	16,063	7,224	811,100

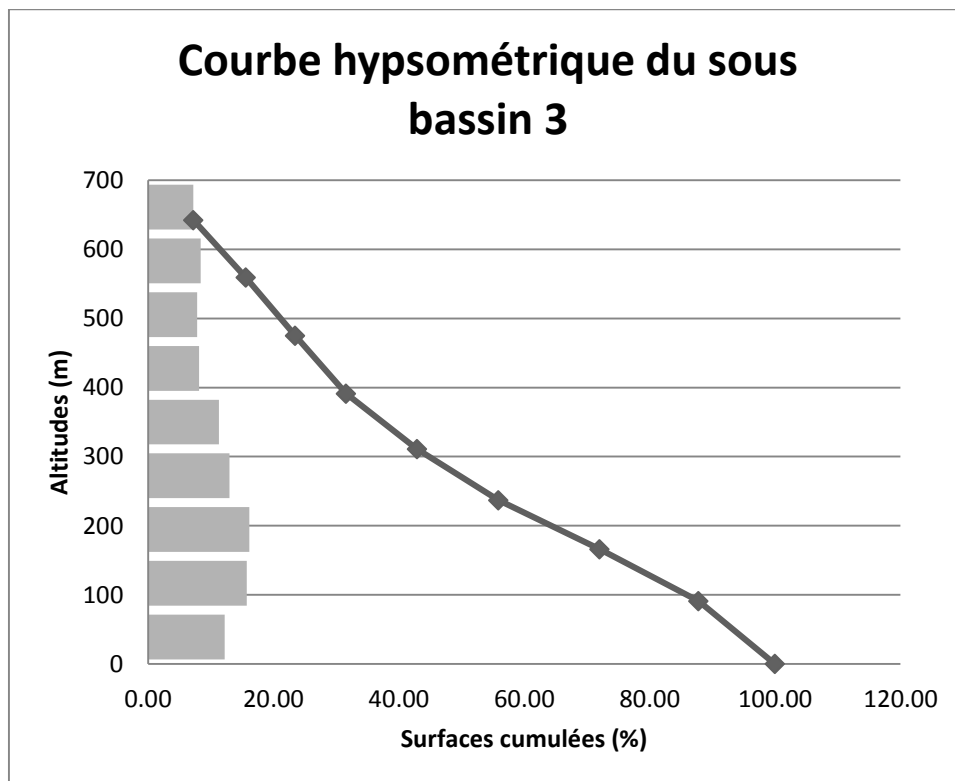


Figure III 5 : La courbe hypsométrique de bassin versant 3

1.2.5.2. Les altitudes caractéristiques

➤ **L'altitude minimale et maximale**

Elles sont obtenues directement à partir de la carte topographique. L'altitude maximale représente le point le plus élevé du bassin tandis que l'altitude minimale est le point le plus bas, généralement à l'exutoire.

➤ **L'altitude moyenne**

L'altitude moyenne se déduit directement de la courbe hypsométrique ou de lecture d'une carte topographique. On peut la définir comme suit :

$$H_{moy} = \frac{\sum_{i=1}^n S_i \cdot H_i}{S} \dots (III.5) \quad \text{Tel que :} \quad H_i = \frac{H_{I+n} + H_n}{2} \dots (III.6)$$

Avec :

- ✓ **H_i** : Altitude moyenne entre 02 courbes de niveaux consécutives en (m).
- ✓ **S_i** : surface partielle comprise entre 2 courbes de niveaux consécutives en (km²).
- ✓ **S** : surface totale du sous bassin en (km²).

➤ **L'altitude médiane**

L'altitude médiane correspond à l'altitude lue au point d'abscisse 50% de la surface totale du bassin, sur la courbe hypsométrique.

➤ **Résultats obtenu pour chaque sous bassins**

Tableau III 5 : Les altitudes caractéristiques des sous bassins versants

Sous bassins	H _{max} (m)	H _{min} (m)	H ₅₀ (m)	H _{moy} (m)
1	756	47	406.25	407.006
2	730	43	275.5	308.522
3	756	0	273.7	310.798

1.2.5.3. Les pentes d'un bassin versant

➤ **L'indice de pente global**

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

Les altitudes correspondantes sont lues sur la courbe hypsométrique. L'indice de pente global est donné par la formule suivante :

$$I_g = D/L \dots \dots \dots (III.7)$$

Avec :

- ✓ **D** : Dénivelée entre H_{5%} et H_{95%} (m)
- ✓ **L** : longueur du rectangle équivalent (Km)

- ✓ **H5%** et **H95%** : sont respectivement les altitudes correspondantes à **S5%** et **S95%**

Tableau III 6 : Classification du relief (O.R.S.T.O.M)

R1	Relief très faible	Ig ≤ 0,002
R2	Relief faible	0,002 < Ig ≤ 0,005
R3	Relief assez faible	0,005 < Ig ≤ 0,01
R4	Relief modéré	0,01 < Ig ≤ 0,02
R5	Relief assez fort	0,02 < Ig ≤ 0,05
R6	Relief fort	0,05 < Ig ≤ 0,1
R7	Relief très fort	0.1 ≤ Ig

- **Les résultats sont représentés dans le tableau suivant :**

Tableau III 7 : Indice de pente globale Ig des Sous Bassins Versants.

Sous Bassins	H5% (m)	H95% (m)	H5% - H95% (m)	L (m)	Ig (m/ m)	Relief
SB1	718.235	94.265	623.97	2.665	0.236	Relief très fort
SB2	593.11	79.39	513.72	4,384	0.194	Relief très fort
SB3	652.825	36.325	616.5	6.736	0.233	Relief très fort

- **Remarque**

Toutes les valeurs de **Ig** sont supérieures de 0.1, donc tous les sous bassins représentent des reliefs Très fort.

- **La pente moyenne d'un bassin versant**

$$I_m = \frac{D \cdot L}{S} \dots\dots\dots (III.8)$$

Avec :

- ✓ **I_m** : la pente moyenne exprimée en %.
- ✓ **D** : équidistance entre deux courbes de niveau en Km.
- ✓ **L** : la longueur totale des courbes de niveau exprimée en Km.
- ✓ **S** : la surface du bassin versant exprimée en Km².

Tableau III 8: résultats du calcul des pentes moyennes des sous bassins

Sous bassins	SB1	SB2	SB3
I_m(%)	0.311	0.314	0.285

Le tableau ci-dessous présente les longueurs correspondantes à chaque courbe de niveau :

Tableau III 9: Longueurs correspondantes à chaque courbe de niveau.

Altitudes (m)	Longueurs des courbes (m)		
Sous bassins	SB1	SB2	SB3
100	1,266	3,040	6,811
200	2,254	5,071	7,975
300	2,614	5,347	8,722
400	2,852	4,179	7,099
500	3,009	2,985	5,995
600	3,430	2,333	5,822
700	2,033	1,274	3,302

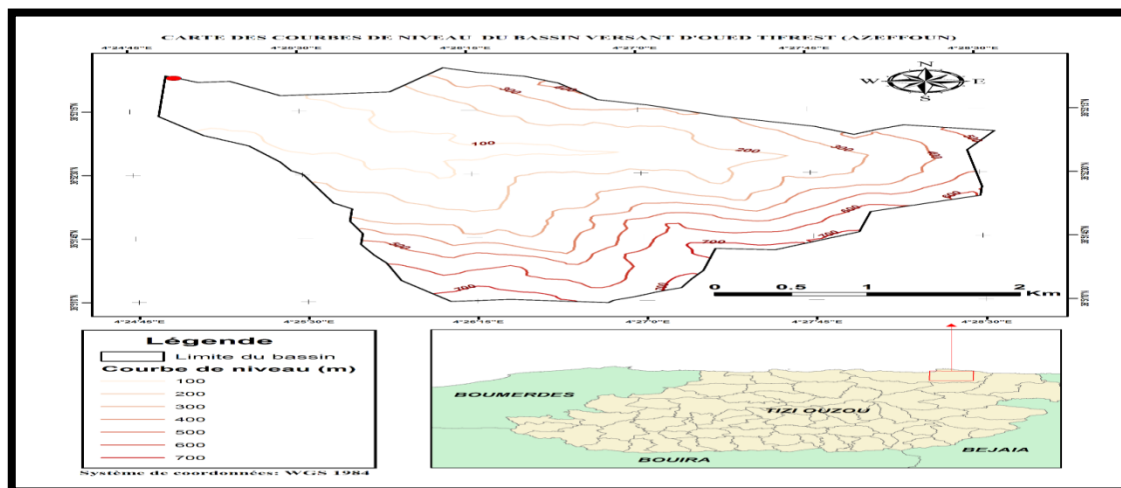


Figure III 6 : Courbes de niveau du bassin versant d'oued TIFREST (Arc-Gis)

1.2.5.4. Les longueurs caractéristiques d'un bassin versant

Un bassin versant est caractérisé par les longueurs suivantes :

➤ **La longueur d'un bassin versant**

Du fait que cette longueur n'a aucune utilité pour les calculs, elle n'est pas calculée.

➤ **La longueur du cours d'eau principal**

D'après le plan topographique les longueurs des cours d'eau principaux sont représentées dans le tableau suivant :

Tableau III 10: les longueurs des cours d'eau principales

Les oueds	Oued1	Oued2	Oued3
L(Km)	2.14	2.98	2.15

2. Les caractéristiques des écoulements dans les bassins versants

2.1. Réseau hydrographique

Le réseau hydrographique se définit comme l'ensemble des cours d'eau naturels ou artificiels, permanents ou temporaires, qui participent à l'écoulement. Le réseau hydrographique est sans doute une des caractéristiques les plus importantes du bassin. Le réseau hydrographique peut prendre une multitude de formes. La différenciation du réseau hydrographique d'un bassin versant est du à quatre facteurs principaux :

- **La géologie :** par sa plus ou moins grande sensibilité à l'érosion.
- **Le climat :** le réseau hydrographique est dense dans les régions montagneuses très humides et en tend à disparaître dans les régions désertiques.
- **La pente du terrain :** détermine si les cours d'eau sont en phase érosive ou sédimentaire.
- **La présence humaine :**

Le drainage des terres agricoles, la construction de barrages, l'endiguement, la protection des berges et la correction des cours d'eau modifient continuellement le tracé originel du réseau hydrographique.

2.1.1. La densité de drainage

La densité de drainage, est définie comme étant le rapport entre la longueur totale de tous les talwegs L_i du bassin, à la surface totale S . Elle reflète la dynamique du bassin, la stabilité de chevelure hydrographique et le type de ruissellement de surface. Elle est exprimée en (Km / Km²).

$$D_d = \frac{\sum L_i}{S} \dots\dots\dots (III.9)$$

Avec :

- ✓ **D_d :** densité de drainage [km/km²] ;
- ✓ **L_i :** longueur du cours d'eau [km] ;
- ✓ **S :** surface du bassin versant [km²].

Les résultats sont représentés dans le tableau suivant :

Tableau III 11 : La densité de drainage pour les sous bassins versants

Sous bassins	$\sum L_i$ [km]	S_i [km ²]	D_d [km/km ²]
SB1	2,14	5,61	0,381
SB2	2,98	7,72	0,386
SB3	2,15	16,06	0,134

2.1.2. Les pentes moyennes des cours d'eau

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

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

$$P_{\text{moy}} = \frac{\Delta H}{\Delta L} \dots\dots \text{(III.10)}$$

Avec :

- ✓ P_{moy} : pente moyenne du cours d'eau [m/km] ;
- ✓ ΔH : dénivellation entre deux points suffisamment distants [m] ;
- ✓ ΔL : longueur du cours d'eau principal [km].

Les résultats sont représentés dans le tableau suivant :

Tableau III 12 : La pente moyenne des cours d'eau principaux

Sous bassins	ΔH [m]	L [m]	P_{moy} [m/m]	P_{moy} [%]
SB1	221	2140	0,043	4.346
SB2	144	2980	0,037	3.691
SB3	43	2150	0,053	5.302

2.1.3. Le temps de concentration

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

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

Le temps de concentration **T_c** est donc égal au maximum de la somme de ces trois termes, soit :

$$T_c = \max(\sum(T_h + T_r + T_a)) \dots\dots (III.11)$$

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

➤ **Formule de GIANDOTTI**

$$T_c = \frac{4 \cdot \sqrt{S} + 1.5 \cdot L}{0.8 \cdot \sqrt{H_{moy} - H_{min}}} \dots\dots (III.12)$$

Avec :

- ✓ **S** : Surface du bassin versant en [Km²] ;
- ✓ **L** : longueur du talweg principal en [Km];
- ✓ **H_{moy}, H_{min}** : respectivement la hauteur moyenne et minimale du B.V en [m] ;

Tableau III 13 : Les temps de concentration Calculés Pour les Sous bassins versants par la formule de GIANDOTTI

Sous bassins	S (km ²)	L(km)	H _{moy} (m)	H _{min} (m)	Tc Giandotti(h)
SB1	5,61	2,14	407,006	47	0,836
SB2	7,72	2,98	308,522	43	1,195
SB3	16,06	2,15	310,198	0	1,367

➤ **Formule de KIRPICH**

$$T_c = 0.1147 \cdot L_p^{0.77} \cdot I_{moy}^{-0.385} \dots\dots(III.13)$$

Avec :

- ✓ **L_p** : longueur du talweg principal en [m] ;
- ✓ **I_{moy}** : pente moyenne du cours d'eau principal (m/m) ;

Tableau III 14 : Les temps de concentration calculés pour les sous bassins versants par la formule de KIRPICH

Sous bassins	L_p (m)	I_{moy} (m/m)	T_c (min)	T_c (h)
SB1	2140	0.043	23,983	0,400
SB2	2980	0.037	32,822	0,547
SB3	2150	0.053	22,204	0,370

➤ **Formule Espagnole**

$$T_c = 0.126 \left[\frac{L_p}{I_{moy}^{0.25}} \right]^{0.76} \dots (III.14)$$

Avec :

- ✓ L_p : longueur du talweg principal en [Km] ;
- ✓ I_{moy} : pente moyenne du cours d'eau principal (m/m) ;

Tableau III 15 : Les temps de concentration calculés pour les sous bassins versants par la formule Espagnole

sous bassins	L_p (m)	I_{moy} (m/m)	T_c (h)
SB1	2.14	0,043	0,408
SB2	2.98	0,037	0,549
SB3	2.15	0,053	0,394

Le tableau ci-dessous présente le temps de concentration correspondant aux différentes formules:

Tableau III 16 : Les temps de concentration calculés pour les sous bassins versants

Sous bassins	T_c (h) GIANDOTTI	T_c (h) KIRPICH	T_c (h) ESPAGNOLE
SB1	0.836	0,400	0.408
SB2	1.195	0,547	0.549
SB3	1.367	0,370	0.394

➤ **L'analyse des résultats nous permet d'avancer ce qui suit :**

On remarque que les résultats obtenus par la formule de **KIRPICH** sont plus petits par rapport aux valeurs données par les formules de **GIANDOTTI** et **ESPAGNOLE**.

Nous optons pour les plus petits valeurs, et de là nous adoptons les résultats obtenus par la formule de **KIRPICH**.

2.1.4. Vitesse moyenne de ruissellement

Cette vitesse est donnée par la formule :

$$V_R = \frac{L}{T_c} \dots (III.15)$$

Avec :

- ✓ **L** : Longueur de talweg principal en [Km];
- ✓ **T_c** : temps de concentration en [heure].

➤ Les résultats sont présentés dans le tableau suivant :

Tableau III 17 : La vitesse de ruissellement dans les sous Bassins versants

Sous bassins	L (km)	Tc (h) KIRPICH	Vr (km/h)
SB1	2.14	0,400	5.350
SB2	2.98	0.547	5.440
SB3	2.15	0.370	5.811

3. Etude des précipitations

En Algérie, les inondations découlent principalement après la provenance d'un évènement pluvieux extrême ; ce qui nous pousse à faire une étude des pluies maximales journalières afin d'aboutir aux pluies extrêmes suivant différentes périodes de retour et ainsi faire le calcul des pluies de courtes durée.

On a choisi de travailler directement sur les données de mesure de la station pluviométrique d'**AGHRIB (021601)** pour son emplacement qu'on estime assez proche de la zone d'étude, et ayant des données complètes et consécutives sur une longue période.

Tableau III 18 : Coordonnées de la station pluviométrique d'**AGHRIB**

Code	Source	Coordonnées			Années	N
		X (km)	Y (km)	Z (m)		
(021601)	A.N.R.H Blida	645.1	391.25	680	1968- 2011	43ans

Source : ANRH (Blida)

3.1. Pluies annuelles

Tableau III 19 : Série des pluies maximales annuelles de la station d'AGHRIB

Année	P _{ann} (mm)	Année	P _{ann} (mm)
1968	400,8	1990	338
1969	537,3	1991	373,2
1970	273,4	1992	381,4
1971	1843,7	1993	236,4
1972	203	1994	304,2
1973	491,2	1995	529,8
1974	620,3	1996	267,7
1975	421,6	1997	681,6
1976	208,1	1998	385,4
1977	207,8	1999	311,1
1978	259,7	2000	367,1
1979	434,1	2001	272,8
1980	352,7	2002	466,6
1981	219,5	2003	471
1982	328	2004	575,4
1983	262,3	2005	453,8
1984	384,4	2006	533
1985	449,9	2007	469,4
1986	439,5	2008	569,1
1987	261,7	2009	339,9
1988	236,5	2010	472,2
1989	257,1	2011	517,9
Pluie moyenne annuelle	P_{moy ann} = 428,13 mm		

3.2. Pluie maximale journalière

3.2.1. Estimation des pluies maximales journalières

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

Dans l'objectif de déterminer les pluies maximales probables, on a établi à partir des mesures de la station d'AGHRIB, une série de pluies maximales journalières. Le travail sur cette dernière se fera de la manière suivante :

- ✓ Calcul des paramètres statistiques de la série ;
- ✓ Ajustement à une loi statistique (choix de la loi adéquate) ;
- ✓ Calcul des quantiles pour différentes périodes de retour ;
- ✓ Calcul des pluies et intensités de courte durée.

Tableau III 20 : Série des pluies maximales journalières de la station d'AGHRIB

Année	Pjmax (mm)	Année	Pjmax (mm)
1968	89.5	1990	88.6
1969	123	1991	74.5
1970	75.5	1992	85.6
1971	182.6	1993	54.7
1972	61.2	1994	66.4
1973	139.6	1995	87.1
1974	75.4	1996	55.7
1975	50.2	1997	161.2
1976	26	1998	88
1977	46	1999	124
1978	54	2000	139.4
1979	88.9	2001	48.8
1980	103.4	2002	124.3
1981	50.5	2003	92.6
1982	82.3	2004	128
1983	68	2005	96
1984	104.8	2006	132.2
1985	177.3	2007	125
1986	111.3	2008	135
1987	37	2009	47
1988	49.5	2010	87.9
1989	50	2011	129.5

3.2.2. Les caractéristiques de la série pluviométrique

Les caractéristiques de la série sont déterminées à l'aide du logiciel « HYFRAN »

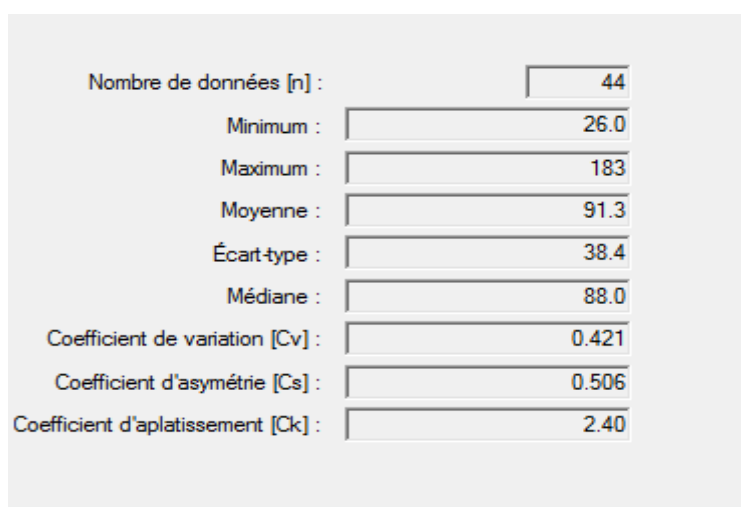


Figure III 7 : Caractéristiques de série pluviométrique

3.3. Ajustement de la série des pluies annuelles et maximales journalières enregistrée à la station d'AGHRIB

L'ajustement des pluies maximales journalières sera effectué à l'aide du logiciel «HYFRAN» disponible au centre de calcul de l'E.N.S.H de Blida.

Comme il existe plusieurs méthodes d'ajustement des séries pluviométriques, on doit choisir la méthode d'estimation la plus efficace et cela dépend de :

- ✓ La loi de probabilité.
- ✓ La taille de l'échantillon.
- ✓ Certaines caractéristiques de l'échantillon.

Toutefois, de nombreuses études comparatives, empiriques et théoriques, ont été menées afin de déterminer dans quelles circonstances une méthode d'estimation est la plus efficace pour une loi donnée.

Les lois d'ajustement choisies sont :

- ✓ La loi de GUMBEL (droite de HENRY).
- ✓ La loi de log-normale (droite de GALTON).

3.3.1. Ajustement suivant la loi de GUMBEL

Tableau III 21 : Résultat de l'ajustement à la loi de GUMBEL

Période de retour (ans)	Probabilité de fréquence (q)	Pluie max jour en (mm)	Ecart type	Intervalle de confiance
1000	0.999	294.66	28.488	238.81-350.51
100	0.99	220.62	19.81	181.79-259.46
50	0.98	198.22	17.221	164.46-231.98
20	0.95	168.32	13.31	141.22-195.41
10	0.9	145.22	11.273	123.12-167.32
5	0.8	121.13	8.756	103.97-138.3
2	0.5	84.763	5.663	73.66-95.865

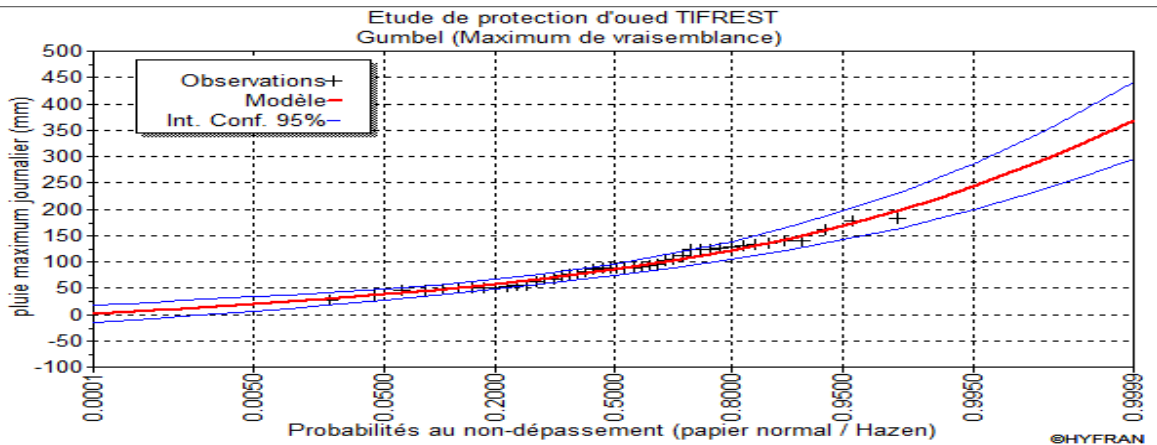


Figure III 8 : Représentation graphique de la loi de Gumbel.

Caractéristiques de la population		Caractéristiques de l'échantillon	
Nombre de données [n] :			44
Minimum :	Aucun		26.000
Maximum :	Aucun		182.60
Moyenne :	91.524		91.307
Écart-type :	41.158		38.448
Médiane :	84.763		87.950
Coefficient de variation [Cv] :	0.44969		0.42109
Coefficient d'asymétrie [Cs] :	1.1395		0.50601
Coefficient d'aplatissement [Ck] :	2.4000		2.4013

Figure III 9 : Comparaison des caractéristiques de la loi de Gumbel avec caractéristiques de série pluviométrique

3.3.2. Ajustement suivant la loi log-Normale

Tableau III 22 : Résultat de l'ajustement à la loi Log-normal.

Période de retour (ans)	Probabilité de fréquence (q)	Pluie max jour en (mm)	Ecart type	Intervalle de confiance
1000	0.999	332.06	54.37	225.47-438.64
100	0.99	235.9	30.911	175.3-296.5
50	0.98	208.8	20.045	159.7-257.9
20	0.95	173.87	18.120	138.35-209.39
10	0.9	147.76	13.528	121.24-174.28
5	0.8	121.33	9.557	102.59-140.06
2	0.5	83.248	5.618	72.234-94.262

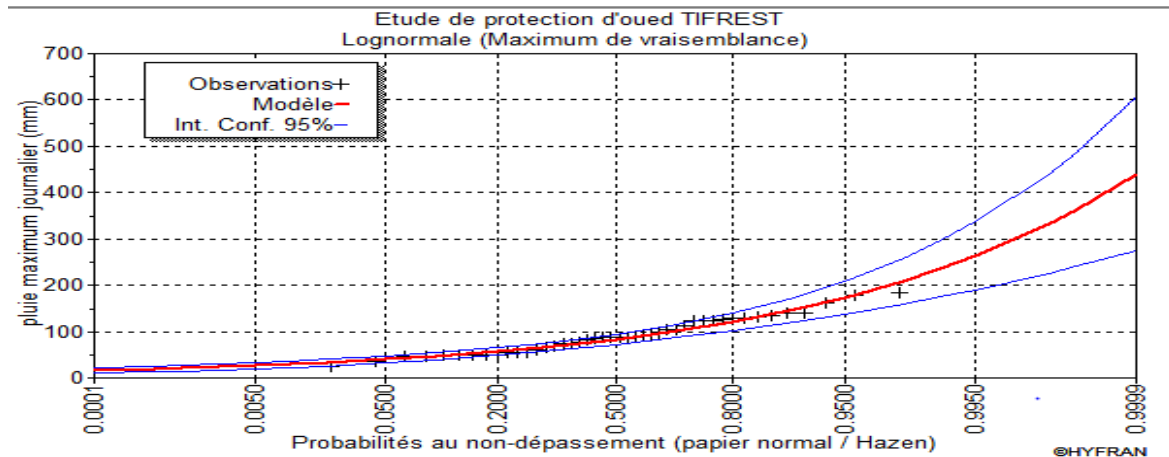


Figure III 10 : Représentation graphique de la loi Log-normal.

Caractéristiques de la population		Caractéristiques de l'échantillon	
Nombre de données [n] :			44
Minimum :	0.0000		26.000
Maximum :	Aucun		182.60
Moyenne :	92.021		91.307
Écart-type :	43.346		38.448
Médiane :	83.248		87.950
Coefficient de variation [Cv] :	0.47104		0.42109
Coefficient d'asymétrie [Cs] :	1.5176		0.50601
Coefficient d'aplatissement [Ck] :	7.3566		2.4013

Figure III 11 : Comparaison des caractéristiques de la loi de Galton avec Caractéristiques de série pluviométrique

3.3.3. Choix de la loi d'ajustement

✓ **Interprétation des graphiques**

Si on analyse les deux graphiques précédents, on remarque que la loi log normal s'ajusterait mieux, et pour bien confirmer on effectue un test d'adéquation.

✓ **Test d'adéquation du χ^2 (Pearson)**

Afin de trancher sur la loi à choisir on va comparer les variables, $\chi^2_{calculer}$ et $\chi^2_{théorique}$ à un risque de 5% autrement dit à un seuil de signification de 95%.

Tableau III 23 : Comparaison des caractéristiques des lois.

Lois statistiques	Degré de liberté	P-value	$\chi^2_{calculer}$	$\chi^2_{théorique}$
Gumbel	6	0.4706	14.09	12.59
log-normale	6	0.4706	10.82	12.59

La condition $\chi^2_{\text{calculer}} < \chi^2_{\text{théorique}}$ n'est pas vérifiée pour la loi de Gumbel donc on opte pour la loi log-normal.

4. Etude des apports

Comme nous ne disposons pas de données hydrométriques sur les cours d'eau pour l'évaluation des apports, nous avons utilisés les formules empiriques les plus employées en Algérie.

4.1. Apports liquides

Il existe de nombreuses formules pour l'estimation des apports moyens annuels, parmi les quelles :

❖ Formule de SAMIE

L'expérience a montré que la relation simple s'ajuste convenablement pour l'apport moyen annuel des petits bassins en donnant la pluie efficace :

$$L_e = P^2 \cdot (293 - 2.2\sqrt{S}) \dots \dots \text{(III.16)}$$

$$A = L_e \cdot S \dots \dots \text{(III.17)}$$

Avec :

- ✓ **P** : précipitations moyennes interannuelles en (m) ;
- ✓ **S** : Superficie du Bassin versant (Km²) ;

❖ Formule dite 'Algérienne'

$$L_e = P \cdot (1 - 10^{-kP^2}) \cdot 10^3 \dots \dots \text{(III.18)}$$

Avec :

- ✓ **k** = 0.18 - 0.01 * log (S) (III.19)
- ✓ **P** : précipitation moyenne interannuelle en (m) ;

❖ Formule de l'ANRH (Sogreah 1986/89)

$$L_e = 720 \cdot \left(\frac{P-150}{1000}\right)^{1.85} \dots \dots \text{(III.20)}$$

$$A = L_e \cdot S \dots \dots \text{(III.21)}$$

Avec :

- ✓ **A** : Apport moyen annuel en (Hm³) ;
- ✓ **P** : Précipitation moyenne antre annuel en (mm) ;

➤ Les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant

Tableau III 24 : apports liquides et lames d'eau écoulées

Sous bassins	Lame d'eau écoulée en (mm)		
	SAMIE	ANRH	ALGERIENNE
SB1	52,718	67,482	30,037
SB2	52,553	67,482	29,804
SB3	52,058	67,482	29,270
Sous bassins	Apports moyens en (Hm ³)		
	SAMIE	ANRH	ALGERIENNE
SB1	0,296	0,379	0,169
SB2	0,406	0,521	0,230
SB3	0,836	1,084	0,470

➤ **Interprétation**

D'après les résultats obtenus, on remarque que la formule de **SAMIE** est la plus proche de la moyenne des trois formules. Donc on l'utilise pour la suite des calculs.

4.2. Caractéristiques de l'écoulement

❖ **Module de l'écoulement**

Il est donné par :

$$M_e = \frac{A_0}{T} \dots\dots (III.22)$$

Avec :

- ✓ **A₀** : Apport moyen annuel (l).
- ✓ **T** : Temps d'une année en secondes.

Tableau III 25 : module d'écoulement pour chaque sous bassin

Sous bassins	SB1	SB2	SB3
M_e (l/s)	9.386	12.874	26.509

❖ **Module de l'écoulement relatif**

$$M_0 = \frac{M_e}{S} \dots\dots\dots (III.23)$$

Avec :

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

Tableau III 26 : Modules d'écoulement relatifs

Sous bassins	SB1	SB2	SB3
M ₀ (l/s/Km ²)	1.673	1.668	1.651

❖ **Coefficient de l'écoulement**

Il est donné par :

$$C_e = \frac{L_e}{P_{moy}} \dots\dots (III.24)$$

Tableau III 27 : Coefficients de ruissèlement

Sous bassins	SB1	SB2	SB3
C _e	0.123	0.123	0.122

❖ **Coefficient de variation**

Pour le calcul du coefficient de variation C_v, en absence d'une série d'observation, on doit avoir recours aux formules empiriques.

➤ **Formule de SOKOLOVSKY**

$$C_v = 0.89 - 0.29 \log M_0 - 0.063 \log (S+1) \dots\dots (III.25)$$

Avec :

- ✓ M₀ : module d'écoulement relatif ;
- ✓ S : Superficie du bassin (Km²) ;

➤ **Formule d'OURKGUIP ROVODKHOZ**

Il est donné par :

$$C_v = \frac{0.7}{(M_0)^{-0.127}} \dots\dots (III.26)$$

➤ **Formule de KRISTEKLY MENKEL**

$$C_v = \frac{0.83}{S^{0.06} \times M_0^{0.27}} \dots\dots (III.27)$$

Tableau III 28 : Coefficients de variation avec les différentes formules

Formules	SB1	SB2	SB3
SOKOLOVSKY	0,774	0,766	0,749
OURKGUIP ROVODKHOZ	0,747	0,747	0,746
KRISTEKLY MENKEL	0,801	0,817	0,856
C _{vmoy}	0,774	0,777	0,784

5. Pluies de courte durée I.D.F (courbes : Intensité-Durée-Fréquence)

Elle est utilisée pour l'estimation des crues, la pluie qui donne la crue critique est la pluie de durée égale au temps de concentration d'où la formule de MONTANARI applicable pour les pluies de courte durée dont l'équation est :

$$P_t = P_{j,max} \left(\frac{T}{24}\right)^b \dots \dots \dots (III.28)$$

Avec :

- ✓ **P_t** (%) : Pluie de courte durée de même fréquence que P max j % (mm).
- ✓ **P j.max**: Pluie maximale journalière pour une fréquence donnée (mm).
- ✓ **T** : Temps de l'averse égale à celui de temps de concentration en heures.
- ✓ **b** : Exposant climatique (b = 0,34 selon les études régionales de l'ANRH Blida).

Les intensités maximales I_t de durée t(h) calculées par la relation :

$$I_t = \frac{P_{j,max}}{24} \cdot \left(\frac{T}{24}\right)^{b-1} \dots \dots \dots (III.29)$$

- Les précipitations et les intensités maximales pour les différentes durées sont représentées dans le tableau suivant

Tableau III 29 : Pluies de courtes durées de différentes fréquences et leurs intensités.

Période de retour (ans)	100		50		20		10	
P max j (mm)	235.9		208.8		173.9		147.8	
durée (heure)	Pt (mm)	It (mm/h)	Pt (mm)	It (mm/h)	Pt (mm)	It (mm/h)	Pt (mm)	It (mm/h)
0.400	58.635	146.587	51.899	129.748	43,224	108.061	36.737	91.842
0.547	65.219	119.230	57.726	105.533	48,078	87.893	40.862	74.702
0.370	57.101	154.327	50.541	136.598	42,094	113.767	35.776	96.692
1	80,067	80,067	70,869	70,869	59,024	59,024	50,165	50,165
2	101,346	50,673	89,703	44,852	74,710	37,355	63,497	31,748
3	116,326	38,775	102,963	34,321	85,753	28,584	72,883	24,294
4	128,279	32,070	113,543	28,386	94,565	23,641	80,372	20,093
5	138,390	27,678	122,492	24,498	102,018	20,404	86,707	17,341
6	147,241	24,540	130,326	21,721	108,542	18,090	92,252	15,375
7	155,163	22,166	137,338	19,620	114,383	16,340	97,216	13,888
8	162,370	20,296	143,717	17,965	119,696	14,962	101,731	12,716
9	169,005	18,778	149,590	16,621	124,586	13,843	105,888	11,765
10	175,169	17,517	155,045	15,505	129,130	12,913	109,750	10,975
11	180,938	16,449	160,152	14,559	133,383	12,126	113,364	10,306
12	186,371	15,531	164,961	13,747	137,388	11,449	116,768	9,731
13	191,512	14,732	169,512	13,039	141,178	10,860	119,990	9,230
14	196,399	14,029	173,837	12,417	144,781	10,341	123,051	8,789
15	201,061	13,404	177,963	11,864	148,217	9,881	125,972	8,398
16	205,521	12,845	181,911	11,369	151,506	9,469	128,767	8,048
17	209,802	12,341	185,700	10,924	154,661	9,098	131,448	7,732
18	213,919	11,884	189,344	10,519	157,696	8,761	134,028	7,446
19	217,888	11,468	192,857	10,150	160,622	8,454	136,515	7,185
20	221,721	11,086	196,250	9,812	163,447	8,172	138,916	6,946
21	225,429	10,735	199,532	9,502	166,181	7,913	141,240	6,726

22	229,023	10,410	202,713	9,214	168,831	7,674	143,492	6,522
23	232,511	10,109	205,800	8,948	171,402	7,452	145,677	6,334
24	235,900	9,829	208,800	8,700	173,9	7,246	147,8	6,158

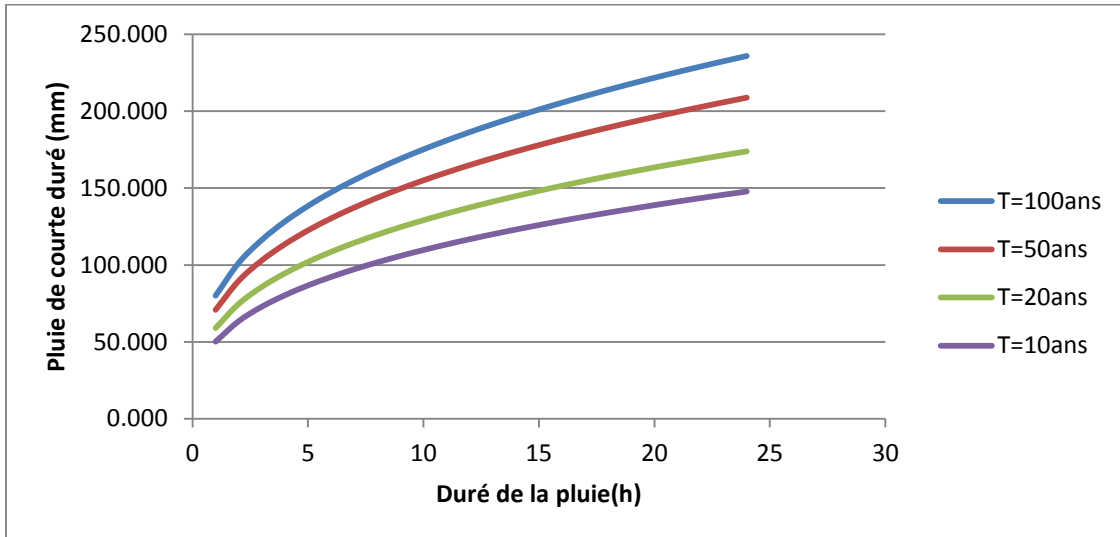


Figure 12 : Pluies de courtes durées de différentes périodes de retours

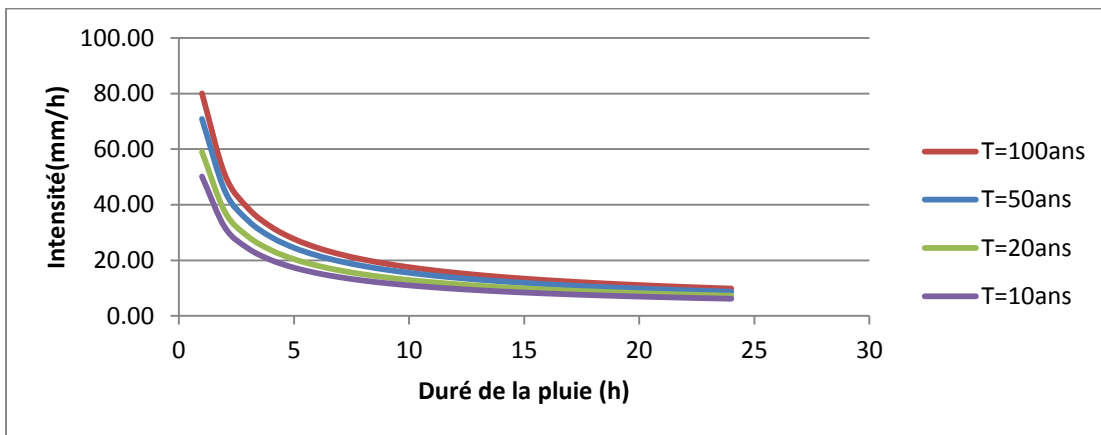


Figure 13 : Intensités maximales pour différentes périodes de retours

6. Etude des crues

6.1. Estimation du débit de crue

Le débit de crue est la caractéristique hydrologique qui permet le dimensionnement de différents ouvrages hydrotechniques.

6.1.1. Méthodes empiriques

- Formule de TURAZZA

$$Q_{max} = \frac{C \times S \times P_{tc}}{3.6 \times Tc} \dots\dots (III.30)$$

Avec :

Tableau III 30 : C : Coefficient d'écoulement ;

F = 0.1%	C = 0.90
F = 1%	C = 0.80
F = 2%	C = 0.75
F = 5%	C = 0.70
F = 10%	C = 0.65

- ✓ **S** : superficie (Km²) ;
- ✓ **Tc** : temps de concentration (en heure) ;
- ✓ **Ptc** : la pluie maximale de même fréquence pendant le temps de concentration ;

- Les résultats sont représentés dans le tableau ci-après :

Tableau III 31 : Les débits maximums pour les différentes sous bassins par TURAZZA

Sous bassins	S [km ²]	Pj max (mm)	Tc(h)	Ptc (mm)	C	Qmax (m3/s)
SB1	5,61	235,9	0.4	58.635	0.8	182.746
SB2	7,72	235,9	0.547	65.219	0.8	204.546
SB3	16,06	235,9	0.37	57.101	0.8	550.776

- **Formule de SOKOLOVSKY**

Le débit maximum probable est donné par la formule suivante :

$$Q_{maxp\%} = 0.28 \frac{(X_{p\%tc} - H_0) \times \alpha_{p\%} \times S \times f}{t_m = t_c} \dots \dots \dots (III.31)$$

Avec :

- ✓ **$\alpha_{p\%}$** : coefficient de ruissellement pour la crue probable.

$$\alpha_{p\%} = \frac{\sqrt{X_{tc\%}} - \sqrt{H_0}}{\sqrt{X_{tc\%}} + \sqrt{H_0}} \dots \dots \dots (III.32)$$

- ✓ **S** : Surface du bassin versant (Km²) ;
- ✓ **f** : Coefficient de forme de la crue ;
- ✓ **Tc** : Temps de concentration du bassin versant (h) ;
- ✓ **Xp%, tc** : précipitation en mm, de probabilité p% correspondant à un temps tc ;
- ✓ **H₀** : pertes initiales en mm, Au nord de l'Algérie **H₀ = 7 mm** ;
- ✓ **0.28** : coefficient de changement d'unité ;

Le coefficient de forme de la crue peut être calculé par la formule :

$$f = \frac{12}{4+3\gamma} \dots \dots \dots (III.33)$$

- Pour S < 50 Km² on a $\gamma = 2$
- Pour des petits bassins non boisé, sol peu perméable, on a $\gamma = (2 \div 2.5)$
- Pour bassin boisé, sol perméable on a $\gamma = (3 \div 4)$

Puisque les bassins versant ont une surface inférieure à **50 Km²** on prend $\gamma = 2$ alors $f=1,2$.

Les débits de crues des bassins versants par la formule de **Sokolovsky** sont représentés dans le tableau suivant :

Tableau III 32 : Les débits maximums pour les différentes sous bassins par **Sokolovsky**

Sous bassins	S[km ²]	Pj max	Tc	Ptc	H0	Alpha	f	Qmax(m3/s)
SB1	5.61	235.9	0.400	58.635	7	0.486	1.2	118.357
SB2	7.72	235.9	0.547	65.219	7	0.506	1.2	139.824
SB3	16.06	235.9	0.370	57.101	7	0.481	1.2	351.708

6.1.2. Etude hydrométrique

La station hydrométrique de l'oued **TIFREST (Azeffoun)** qu'on peut utiliser c'est celle dont le code (**020808**), qui nous offre une série de débits favorable pour une étude hydrométrique.

- la série hydrométrique est présentée dans le tableau suivant :

Tableau III 33 : La série des débits max de l'oued **TIFREST**

Années	Débit max (m3/s)	Années	Débit max (m3/s)
1986	96.60	2000	64.04
1987	92.02	2001	111.47
1988	31.20	2002	166.65
1989	31.60	2003	38.12
1990	21.73	2004	48.42
1991	23.65	2005	128.00
1992	20.15	2006	59.77
1993	18.75	2007	239.55
1994	20.85	2008	115.00
1995	43.29	2009	82.80
1996	44.60	2010	75.91
1997	163.05	2011	64.23
1998	126.89	2012	137.44
1999	103.00	2013	100.00

2000	64.04	-	-
------	-------	---	---

Source : ANRH Blida

6.1.2.1. Ajustement de la série des débits max

➤ Ajustement suivant la loi de GUMBEL

Tableau III 34 : Résultat de l'ajustement à la loi de GUMBEL

Période de retour (ans)	Probabilité de fréquence (q)	Débit (m ³ /s)	Ecart type	Intervalle de confiance
100.0	0.9900	351	94.687	165.43 - 536.67
50.0	0.9800	288	70.982	148.44 - 426.74
20.0	0.9500	213	45.697	123.65 - 302.81
10.0	0.9000	163	30.747	103.17 - 223.72
5.0	0.8000	118	19.144	80.915 - 155.98
3.0	0.6667	87.7	12.689	62.805 - 112.56

➤ L'analyse des résultats nous permet d'avancer ce qui suit :

On remarque que les résultats obtenus par la méthode de **SOKOLOVSKY** est la plus proche des résultats obtenus par l'ajustement de la série hydrométrique.

Du moment que l'objectif de cette étude est la protection contre les inondations ; autrement dit, une protection des biens publics et privés et les équipements. Ainsi et pour des raisons de sécurité des ouvrages à projeter et de là nous adoptons les résultats obtenus par l'ajustement de la série hydrométrique.

Tableau III 35 : Résultat obtenues par différentes méthodes de calcul de débit pour une période de retour 100ans

Sous bassin	Qmax (m ³ /s)	Qmax (m ³ /s)	Qmax (m ³ /s)
	TURAZZA	sokolovsky	réel
SB1	182.746	118.357	122.610
SB2	204.546	139.824	168.725
SB3	550.776	351.708	351

6.2. Hydrogramme de crue

L'hydrogramme de crue est une identité de la crue, il détermine ses caractéristiques principales qui sont :

- Le volume.

- La durée.
- Le débit maximum (débit de pointe).

Pour tracer l'hydrogramme de crue, nous sommes tenus de suivre la méthode de Sokolovski qui le divise en deux parties non symétriques, calculé à partir des temps de montée et de la décrue.

a) Pour le temps de montée

$$Q_m = Q_{max} \left(\frac{T}{T_m} \right)^2 \dots\dots (III.34)$$

Tm=Tc : Temps de montée.

b) Pour le temps de décrue

$$Q_d = Q_{max} \left(\frac{T_d - T}{T_d} \right)^3 \dots\dots (III.35)$$

Avec :

- ✓ **Qm**: Débit instantané de la montée (m3/s).
- ✓ **Qd**: Débit instantané de la décrue (m3/s).
- ✓ **tm**: Temps de la montée de la crue (h).
- ✓ **td**: Temps de la décrue (h).
- ✓ **Qmax** : Débit maximum de la crue de fréquence considérée (m3/s).

Pour les crues d'averses, c'est à dire les crues engendrées par la pluie, cette méthode prend :

tm = tc (pour les petits bassins versants), avec **tc** qui est le temps de concentration du bassin versant (heures).

$$td = \delta * tm \dots\dots\dots (III.36)$$

Où **δ** : coefficient de forme de l'hydrogramme de crue.

Tableau III 36 : Coefficient de forme de l'hydrogramme de crue **δ**

Description du cours d'eau	Valeur de δ
Petits cours d'eau et vallons dans des bassins versants dénudés et faiblement perméables.	2,0 – 2,5
Petits cours d'eau et vallons dans des bassins versants brisés ou perméables, moyens cours d'eau avec terrasses de lit majeur normales.	3,0 – 4,0
Grands et moyens cours d'eau avec des terrasses de débordements étendues.	4,0 – 7,0

On prend **δ=2**

Tableau III 37 : Récapitulation des résultats obtenus pour **Tm**, **Td** et **Tb**

Sous bassins	SB1	SB2	SB3
Tm = Tc (h)	0.400	0.547	0.370

Td (h)	0.800	1.094	0.740
Tb=Tm+Td	1.200	1.641	1.110

Tableau III 38 : Hydrogrammes des crues de différentes périodes de retours SB I

T(h)	T=100ans	T=50ans	T=20ans	T=10ans
0,000	0,000	0,000	0,000	0,000
0,040	1,226	1,006	0,744	0,569
0,080	4,904	4,024	2,976	2,278
0,120	11,035	9,054	6,696	5,124
0,160	19,618	16,096	11,905	9,110
0,200	30,653	25,151	18,601	14,235
0,240	44,140	36,217	26,785	20,498
0,280	60,079	49,295	36,458	27,900
0,320	78,470	64,386	47,619	36,440
0,360	99,314	81,488	60,267	46,120
0,400	122,610	100,603	74,404	56,938
0,440	105,123	86,254	63,792	48,817
0,480	89,383	73,340	54,241	41,508
0,520	75,298	61,783	45,693	34,967
0,560	62,776	51,509	38,095	29,152
0,600	51,726	42,442	31,389	24,021
0,640	42,055	34,507	25,521	19,530
0,680	33,672	27,628	20,433	15,637
0,720	26,484	21,730	16,071	12,299
0,760	20,399	16,738	12,379	9,473
0,800	15,326	12,575	9,300	7,117
0,840	11,173	9,167	6,780	5,188
0,880	7,847	6,439	4,762	3,644
0,920	5,257	4,313	3,190	2,441
0,960	3,310	2,716	2,009	1,537
1,000	1,916	1,572	1,163	0,890
1,040	0,981	0,805	0,595	0,456
1,080	0,414	0,340	0,251	0,192
1,120	0,123	0,101	0,074	0,057
1,160	0,015	0,013	0,009	0,007
1,200	0,000	0,000	0,000	0,000

Après le calcul des débits à chaque instant, nous avons obtenu les hydrogrammes de crues représentés dans la figure suivante :

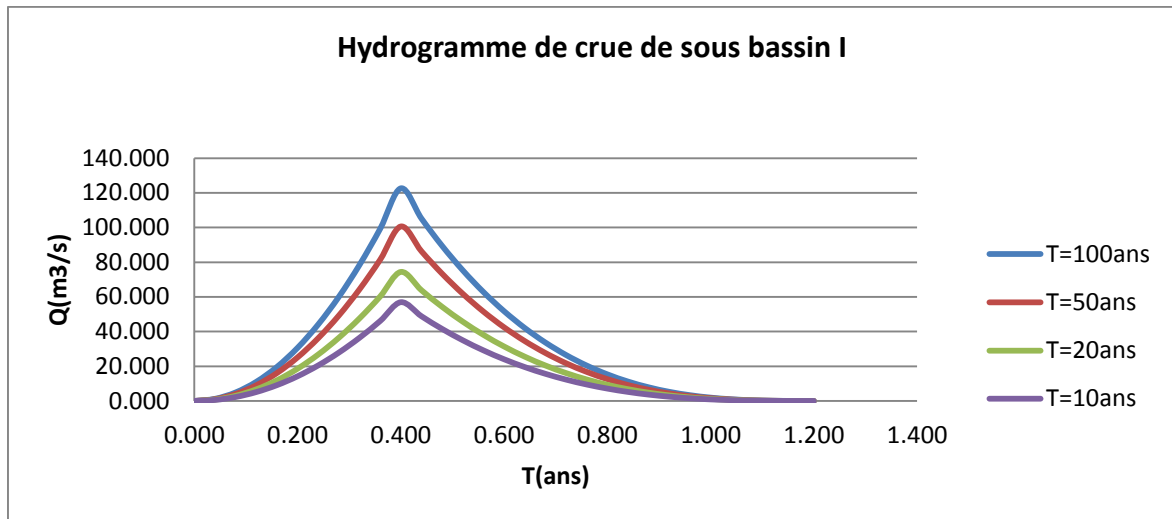


Figure 14 : Hydrogramme de crue de sous bassin I.

Tableau III 39 : Hydrogrammes des crues de différentes périodes de retours SB II

T(h)	T=100ans	T=50ans	T=20ans	T=10ans
0	0	0	0	0
0,055	1,687	1,384	1,024	0,784
0,109	6,749	5,538	4,096	3,134
0,164	15,185	12,460	9,215	7,052
0,219	26,996	22,151	16,382	12,537
0,274	42,181	34,610	25,597	19,589
0,328	60,741	49,839	36,860	28,207
0,383	82,675	67,836	50,171	38,393
0,438	107,984	88,602	65,529	50,147
0,492	136,667	112,137	82,935	63,467
0,547	168,725	138,441	102,389	78,354
0,602	144,661	118,696	87,786	67,179
0,656	123,001	100,923	74,642	57,120
0,711	103,618	85,020	62,880	48,119
0,766	86,387	70,882	52,423	40,117
0,821	71,181	58,405	43,195	33,056
0,875	57,873	47,485	35,119	26,875
0,930	46,336	38,019	28,119	21,518
0,985	36,445	29,903	22,116	16,924
1,039	28,072	23,033	17,035	13,036
1,094	21,091	17,305	12,799	9,794
1,149	15,375	12,615	9,330	7,140
1,203	10,798	8,860	6,553	5,015
1,258	7,234	5,936	4,390	3,359
1,313	4,556	3,738	2,765	2,116
1,368	2,636	2,163	1,600	1,224
1,422	1,350	1,108	0,819	0,627

1,477	0,569	0,467	0,346	0,264
1,532	0,169	0,138	0,102	0,078
1,586	0,021	0,017	0,013	0,010
1,641	0	0	0	0

Après le calcul des débits à chaque instant, nous avons obtenu les hydrogrammes de crues représentés dans la figure suivante :

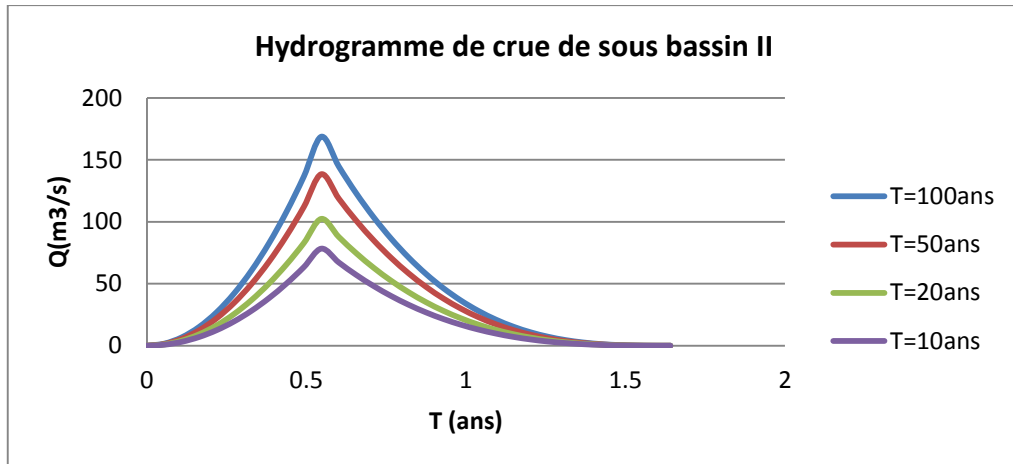


Figure 15 : Hydrogramme de crue de sous bassin II.

Tableau III 40 : Hydrogrammes des crues de différentes périodes de retours **SB III**

T(h)	T=100ans	T=50ans	T=20ans	T=10ans
0	0	0	0	0
0,037	3,510	2,880	2,130	1,630
0,074	14,040	11,520	8,520	6,520
0,111	31,590	25,920	19,170	14,670
0,148	56,160	46,080	34,080	26,080
0,185	87,750	72,000	53,250	40,750
0,222	126,360	103,680	76,680	58,680
0,259	171,990	141,120	104,370	79,870
0,296	224,640	184,320	136,320	104,320
0,333	284,310	233,280	172,530	132,030
0,370	351,000	288,000	213,000	163,000
0,407	300,939	246,924	182,621	139,752
0,444	255,879	209,952	155,277	118,827
0,481	215,558	176,868	130,809	100,102
0,518	179,712	147,456	109,056	83,456
0,555	148,078	121,500	89,859	68,766
0,592	120,393	98,784	73,059	55,909
0,629	96,393	79,092	58,495	44,764
0,666	75,816	62,208	46,008	35,208
0,703	58,398	47,916	35,438	27,119
0,740	43,875	36,000	26,625	20,375
0,777	31,985	26,244	19,410	14,853

0,814	22,464	18,432	13,632	10,432
0,851	15,049	12,348	9,132	6,989
0,888	9,477	7,776	5,751	4,401
0,925	5,484	4,500	3,328	2,547
0,962	2,808	2,304	1,704	1,304
0,999	1,185	0,972	0,719	0,550
1,036	0,351	0,288	0,213	0,163
1,073	0,044	0,036	0,027	0,020
1,11	0	0	0	0

Après le calcul des débits à chaque instant, nous avons obtenu les hydrogrammes de crues représentés dans la figure suivante :

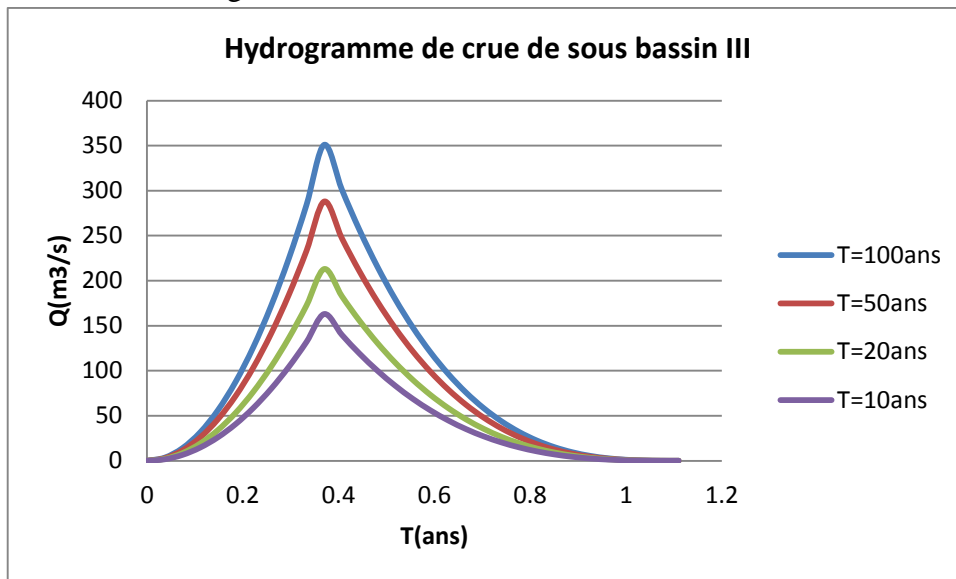


Figure 16 : Hydrogramme de crue de sous bassin III.

7. Etude des apports solides

Les apports solides dépendent d’une part de l’étendue et du relief du bassin versant et d’autre part de la résistance du sol à l’érosion liée elle-même à :

- La couverture végétale.
- La nature géologique des roches.
- Le régime des pluies et des températures.

Pour l’estimation de l’apport solide nous allons avoir recours à deux méthodes :

7.1. Méthode de TIXERONT

Cette méthode repose sur la formule suivante :

$$T_a = \alpha \times L_e^{0.15} \dots\dots\dots(III.37)$$

Avec :

- ✓ **T_a** : désigne la dégradation spécifique en (T/Km²/an).
- ✓ **L_e** : désigne le ruissellement moyen en (m).
- ✓ **α** : désigne le coefficient de perméabilité fixé comme suit :

Tableau III 41 : Estimation du coefficient de perméabilité.

Bassin versant à perméabilité élevée	$\alpha = 8.5$
Bassin versant à perméabilité moyenne à élevée	$\alpha = 75$
Bassin versant à perméabilité faible à moyenne	$\alpha = 350$
Bassin versant à perméabilité faible	$\alpha = 1400$
Bassin versant imperméable	$\alpha = 3200$

Dans notre cas on prend $\alpha = 350$, on aura alors :

Tableau III 42 : Résultats de calculs du transport solide par la méthode de Tixeront

Sous bassins	Pmaxj (m)	S (Km2)	A0 (Hm3)	Le(m)	Ta(T/Km ² /an)
SB1	0.236	5.61	0,296	0.0527	225.093
SB2	0.236	7.72	0,406	0.0526	224.987
SB3	0.236	16.06	0,836	0.0521	224.668

7.2. Méthode d'estimation au Nord algérien

$$D_s = 328.624 Q^{-0.234} S^{-0.197} \dots \dots \dots (III.38)$$

Avec :

- ✓ **Ds** : le transport solide en (t/Km²/an) ;
- ✓ **Q**: Débit maximum (m³/s);
- ✓ **S** : Surface du bassin versant (Km²) ;

Tableau III 43 : Résultats de calculs du transport solide par la méthode d'estimation au Nord Algérien

Sous bassins	S (Km2)	Q(m3/s)	Ds(T/Km2/An)
SB1	5.61	122.61	75.934
SB2	7.72	168.725	66.173
SB3	16.06	351	48.258

Conclusion

L'objectif de ce chapitre est de calculer les caractéristiques des sous bassins versants qui influent sur les oueds à aménager. De présenter les principales méthodes utilisées pour l'estimation des crues, de choisir la méthode adéquate pour tracer les hydrogrammes des crues qui nous permettent de voir leur évolution dans le temps et d'avoir les débits optimaux pour l'utiliser dans le dimensionnement.

Pour cela on opte pour les débits de projets pour une période de retour de 100 ans et on aura :

Tableau III 44 : Les débits de projets

Sous bassin	Q max (m³/s)
SB1	122.610
SB2	168.725
SB3	351



Chapitre IV
CALCUL
HYDRAULIQUE

Introduction

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

L'hydraulique fluviale, qui est fait partie de l'hydraulique, traité des écoulements dans les canaux artificiels ou naturels ayant une surface libre soumise à la pression atmosphérique et dont une variation possible de la forme et les dimensions de la section transversale.

Donc, l'objectif de ce chapitre est d'étudier l'écoulement des eaux dans l'oued à aménager pour assure une protection régulière contre les inondations.

1. Généralités [5]

1.1. Ecoulement à surface libre

Il est défini comme un écoulement de liquide avec une surface qui est en contact avec l'aire libre est la pression atmosphérique, ce cas d'écoulement se fait sous l'action de la force de gravité à cause de l'existence de la pente.

1.2. Canaux à ciel ouvert

On appelle canal, un système de transport dans lequel l'eau s'écoule et dont la surface libre est soumise à la pression atmosphérique. Le profil de meilleure conductivité est le profil qui véhicule le débit maximum. Pour un canal de pente " i " et de coefficient de rugosité " n ", La section qui véhicule le débit maximum est celle ou le rayon hydraulique est maximum, et la section est minimale.

1.3. Différents types de Canaux

On distingue deux catégories de canaux :

1) Les canaux naturels

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 et hydrauliques des canaux naturels sont généralement assez irrégulières. L'application de la théorie hydraulique ne donne que des résultats approximatifs obtenus moyennant certaines hypothèses.

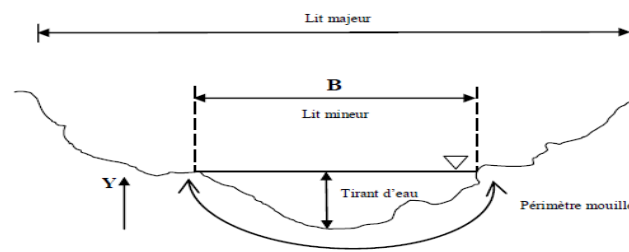


Figure IV 1 : caractéristiques d'un lit d'oued.

– Section mouillée S_m

Partie de la section du canal limitée par les parois et la surface libre.

– **périmètre mouillé P_m**

Longueur de la surface d'écoulement en contact avec le lit (fond + berges), c'est-à-dire le périmètre de la section d'écoulement moins la largeur au miroir.

– **largeur au miroir B**

Largeur de la section d'écoulement au niveau de la surface libre. La pression du fluide à cette interface est égale à celle de l'atmosphère.

– **tirant d'eau**

Profondeur maximale d'une section d'écoulement ;

– **Rayon hydraulique**

Le rapport entre la section mouillée et le périmètre mouillé.

– **Largeur au radier**

La base du canal ou la largeur de la section mouillée au niveau du fond.

– **Pente d'un canal**

La tangente de l'angle d'inclinaison du lit par rapport à l'horizontale.

– **Canal prismatique**

On dit qu'un canal est prismatique si et seulement si la géométrie de celui-ci est constante dans sa direction longitudinale.

2) Les canaux artificiels

Ce sont des cours d'eau réalisés par l'homme sur (ou sous) terre tels 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 satisfaisants.

1.4. Types d'écoulements [5]

1.4.1. Variabilité dans le temps

a) Ecoulement permanent

On dit un écoulement permanent si les paramètres suivants : vitesse, débit et profondeur restent invariables dans le temps en grandeur et en direction.

C'est à dire :
$$\frac{dv}{dt} = \frac{dQ}{dt} = \frac{dh}{dt} = \frac{du}{dt} = 0 \quad \dots\dots\dots(\text{IV.1})$$

b) Ecoulement non permanent

On dit un écoulement permanent lorsque les paramètres suivants : vitesse, débit et profondeur se varient dans le temps en grandeur et en direction.

C'est à dire :
$$\frac{dv}{dt} \neq \frac{dQ}{dt} \neq \frac{dh}{dt} \neq \frac{du}{dt} \neq 0 \dots\dots(\text{IV.2})$$

1.4.2. Variabilité dans l'espace

a) Régime uniforme

Un écoulement est uniforme si les paramètres suivants : vitesse, pente, rugosité, profondeur et section restent invariables dans l'espace.

C'est à dire :
$$\frac{dv}{dx} = \frac{di}{dx} = \frac{dh}{dt} = \frac{ds}{dx} = 0 \dots\dots\dots(\text{IV.3})$$

b) Régime non uniforme

Un écoulement est non uniforme si les paramètres suivants : vitesse, pente, rugosité, profondeur et section se varient dans l'espace.

C'est à dire :
$$\frac{dv}{dx} \neq \frac{di}{dx} \neq \frac{dh}{dx} \neq \frac{ds}{dx} \neq 0 \dots\dots\dots(\text{IV.4})$$

* régime non uniforme graduellement varié

Régime d'écoulement où la variation de hauteur dans la direction d'écoulement est très faible, typiquement si « x » désigne une longueur d'écoulement et Δh une variation de hauteur, on a Δh/x << 1.

* régime non uniforme rapidement varié

Régime d'écoulement où la variation de hauteur dans la direction d'écoulement est très importante, En effet à l'approche d'une singularité ou bien en cas de ressaut hydraulique, l'écoulement peut entrer dans un régime rapidement varié.

2. Dimensionnement des canaux

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

2.1. Les conditions de l'écoulement uniforme

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

2.2. Les formules de calcul principales

La formule de calcul principale pour un écoulement permanent uniforme de l'eau est la formule de Chézy.

- La vitesse moyenne du courant est sous la forme suivant :

$$V = C \cdot \sqrt{R \times I} \dots\dots\dots(\text{IV.5})$$

- On utilisant le produit suivant :

$$Q = V \times S \dots\dots\dots(\text{IV.6})$$

- on obtient :

$$Q = CS \cdot \sqrt{R \times I} \dots\dots\dots(\text{IV.7})$$

Avec :

- ✓ **C** : Coefficient de Chézy (m^{0.5}/s).
- ✓ **S** : Section mouille (m²).
- ✓ **R_h** : Rayon hydraulique : R_h = S/P (m).
- ✓ **I** : Pente de fond du canal.

2.3.Détermination du coefficient de Chézy

En utilisant la formule empirique de MANING-STRICKLER pour détermination de coefficient de Chézy :

$$C = \frac{1}{n} \cdot R^{\frac{1}{6}} \dots\dots\dots(\text{IV.8})$$

Avec :

- ✓ **C** : Coefficient de Chézy (m^{0.5}/s).
- ✓ **R_h** : Rayon hydraulique : R_h = S/P (m).
- ✓ **n** : Coefficient de rugosité.

La formule de MANING-STRICKLER permet de transformer la formule de Chézy pour obtenir :

$$V = K_s \cdot R_h^{2/3} \cdot I^{1/2} \dots\dots\dots(\text{IV.9})$$

Avec:

- ✓ **K_s** : Coefficient de rugosité de STRICKLER (m^{1/3} /s).
- ✓ **R_h** : Le rayon hydraulique (m).
- ✓ **I** : Pente de fond du canal (m/m).

Tableau IV 1 : Coefficient de Strickler pour divers types de canaux.

Nature des parois	Valeur de K en m ^{1/3} /s
Béton lisse	75-90
Canal en terre, non enherbé	60
Canal en terre, enherbé	50
Rivière de plaine, sans végétation arbustive	35-40
Rivière de plaine, large, végétation peu dense	30
Rivière à berges étroites très végétalisées	10-15
Lit majeur en prairie	20-30
Lit majeur en vigne ou taillis	10-15
Lit majeur urbanisé	10-15
Lit majeur en forêt	<10

2.4.Vitesse d'érosion

Afin éviter tous ruptures du fond et des berges des canaux sur l'action dynamique d'un courant d'eau, la vitesse de celui-ci ne doit pas être supérieure à la vitesse limite maximale. Les valeurs de vitesse moyenne limite d'érosion pour les lits consolidés sont données dans le tableau suivant:

Tableau IV 2 : Valeurs de vitesse moyenne limite d'érosion pour les lits consolident.

Lit	Vitesse V_{er} (m/s)
Revêtement en branches	1.5-2.0
Pavage de pierre à une couche	2.5-4.0
Pavage de pierre à deux couches	3.5-5.0
Gabions	4.0-6.0
Revêtement en béton	6.0-10.0

3. Les paramètres géométriques

3.1.Le choix de la section de meilleure conductivité

Le profil de meilleure conductivité est le profil qui véhicule le débit maximum. Pour un canal de pente J_u et de coefficient de rugosité n , la section qui véhicule le débit maximum Q_{max} est celle où le rayon hydraulique R_h est maximal et la section S est minimale.

Parmi toutes les formes de section, la *semi-circulaire* est celle qui satisfait au rayon hydraulique maximum.

On a:

- $S_m = \pi.r^2 / 2$(IV.10)
- $P_m = \pi.r$(IV.11)
- $R_h = r/2 = h/2$(IV.12)

Avec :

- ✓ **S_m** : section mouille (m²).
- ✓ **P_m** : périmètre mouille (m).
- ✓ **R_h** : rayon hydraulique (m).

Mais cette forme plus coûteuse que la forme trapézoïdale et rectangulaire qui présente des simplicités de réalisation. A cet effet notre choix portera sur la section trapézoïdale et la section rectangulaire dont ses caractéristiques sont :

➤ Canal à section trapézoïdale

La géométrie d'un canal à section trapézoïdale permet de véhiculer un débit maximum par rapport les autres sections en plus la variation de la hauteur d'eau est faible pour changement de débit.

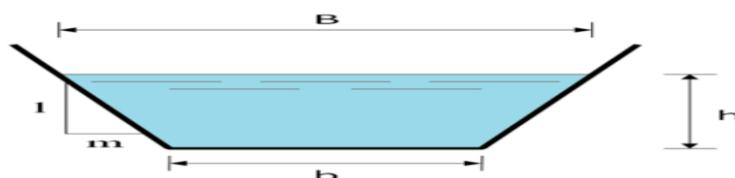


Figure IV 2 : Canal à forme trapézoïdale

Avec:

- ✓ **m** : Le fruit des talus, $m = \cotg \varphi$.
- ✓ **h** : Le tirant d'eau maximum (pour Q_{max}), en mètres.
- ✓ **B** : La largeur supérieure du canal, en mètre.
- ✓ **b** : La largeur inférieure du canal, en mètre.

Tableau IV 3 : Paramètres géométriques d'un canal à section trapézoïdal.

Désignation	Expression	Définition
B	$2h (\sqrt{1 + m^2} - m)$	La largeur supérieure du canal
b	$b + 2mh$	La largeur inférieure du canal
S	$h (b + mh)$	La surface mouillée
P	$b + 2h \sqrt{1 + m^2}$	Le périmètre mouillé
R_h	$\frac{h (b + mh)}{b + 2h \sqrt{1 + m^2}}$	Rayon hydraulique
m	$\cotg \varphi$	Fuit de talus, d'après la nature du terrain

- **Forme des profils en travers**

Les canaux en terre ou revêtus sont presque toujours trapézoïdaux (parfois rectangulaires) et épousent des pentes de talus variables selon la nature de terrain.

Tableau IV 4 : Quelques ordres de grandeur de fruit de talus.

Nature de terrain	Fruit de talus « m »
Rocheux	0,25
Rocheux plus ou moins désagrégé	0.5
Argile dur	0,75
Gravier talus de déblais ordinaire	1
Terrain ordinaire	1.5
Argilo-sablonneux	2
Très sablonneux	3

➤ **Canal à section rectangulaire :**

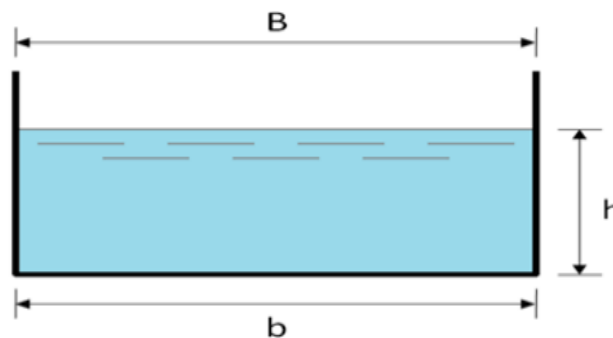


Figure IV 3 : Canal à forme rectangulaire

Avec:

- ✓ **h** : Le tirant d'eau maximum (pour Q_{max}), (m).
- ✓ **B** : La largeur supérieure du canal (m).
- ✓ **b** : La largeur inférieure du canal (m).

$B = b$ parce que $m = 0$.

On définit la surface mouillée S_m et le périmètre mouillé P_m par :

➤ $S_m = h \times b \dots\dots\dots (IV.13)$

➤ $P_m = b + 2xh \dots\dots\dots (IV.14)$

3.2.Calculs du rayon hydraulique maximal

On a:

$$R_h = \frac{S}{P} \dots\dots\dots (IV.15)$$

D'où :

- Le rayon hydraulique sera maximum pour une valeur de P minimale.
- Le périmètre soit min pour $dP=0$.

On a :

➤ $dS = h db + (b + m.h) dh = 0 \dots\dots\dots (IV.16)$

➤ $dP = db + 2 (1 + m^2)^{0.5} dh = 0 \dots\dots\dots (IV.17)$

➤ Ces deux équations donnent :

$$b = 2h (1 + m^2)^{0.5} - m \dots\dots\dots (IV.18)$$

$$\beta = 2 \times (\sqrt{1 + m^2} - m) \dots\dots\dots (IV.19)$$

Pour une section rectangulaire $m=0$.

3.3.Calcul de la profondeur normal h_n

La détermination de h_n (la méthode itérative).

On tire la valeur de (h_n) à partir de l'équation générale de l'écoulement uniforme de MANING-STRICKLER :

$$Q = K_s * S * R_h^{2/3} * I^{1/2} \dots\dots\dots (IV.20)$$

Avec:

- ✓ **S** : Section mouillée (m^2) ;
- ✓ K_s : Coefficient de rugosité de STRICKLER ($m^{1/3} /s$) ;
- ✓ **R** : Rayon hydraulique (m) ;
- ✓ **I** : Pente du canal (m/m) ;

Donc, on fixe la valeur de (**H**) et on donne des valeurs à (**b**) et on détermine **Q** jusqu'à une valeur de débit très proche ou égale au Q_n .

Par suite, on trace la courbe $Q = f(B)$ et on détermine la valeur de $b(m)$ correspondante à Q_n , c'est-à- dire, on cherche $b(m)$ pour le débit Q_{max} .

3.4. Calcul de la profondeur critique h_{cr}

Le calcul de h_{cr} se fait aussi par plusieurs méthodes utilisées. Parmi ses méthodes on a la méthode graphique, la méthode itérative et finalement la méthode d'AGROSKINE.

1) La méthode graphique

La méthode graphique est basée sur le graphe de l'énergie en fonction de la profondeur d'eau. Et puisque la valeur de hauteur critique est la valeur qui correspond à une énergie spécifique et minimale.

***L'énergie spécifique**

L'énergie spécifique H_s ou «charge spécifique» dans une section transversale mouillée est la valeur moyenne de l'énergie des molécules du liquide de cette section par unité de poids du liquide, cette énergie étant rapportée à l'axe horizontal passant par le point le plus bas de la section.

La charge moyenne de la section par rapport à un plan de référence donnée (choisie), est la différence entre la ligne de charge et le fond du canal dans une section donnée.

Donc on construit le graphe : $H_s = f(h)$ sachant que :

$$H_s = E_p + E_c \dots \dots \dots (IV.21)$$

Avec :

- ✓ **H_s** : Energie spécifique
- ✓ **E_p** : Energie potentielle est égale à h ; ($E_p = h$).
- ✓ **E_c** : Energie cinétique ; ($E_c = V^2/2g$).

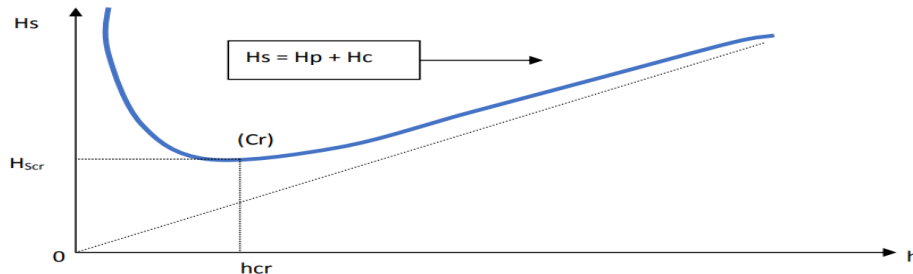


Figure IV 4 : l'énergie spécifique en fonction de profondeur

2) Méthode analytique d'AGROSKINE

La méthode d'AGROSKINE utilise la formule suivante :

➤ La condition de criticité est :

$$\frac{\alpha \times Q^2 \times B_{cr}}{g \times S_{cr}^3} = 1$$

Avec :(IV.22)

- ✓ **α** : coefficient d'énergie cinétique dans la pratique on prend $\alpha = 1$.
- ✓ **B** : largeur du plan d'eau en surface.
- ✓ **g** : l'accélération gravitaire prise égale à **9.81 m /s²**.

3) Méthode itérative

Cette méthode consiste à tirer la valeur de h_{cr} qui correspond à Q^2/g Donc on tire la valeur de $(S^3/B) = Q^2/g$ et on tire par un tableur la valeur de h_{cr} qui lui correspond.

3.5.Calcul de la pente critique

La valeur de la pente de fond dépend essentiellement de la topographie et de la constitution du terrain. Cette pente, généralement faible. La pente critique correspondant à la profondeur critique. Elle est donnée par la formule suivante :

$$Q = C.S_{cr}.\sqrt{R_h.I_{cr}} \dots\dots\dots(IV.23)$$

Donc :

$$I_{cr} = \frac{Q^2}{C^2.S_{cr}^2.R_h} \dots\dots\dots(IV.24)$$

3.6.Nombre de Froude

C'est le rapport entre les forces de gravité et celles d'inertie où :

$$Fr = \frac{v}{\sqrt{gh}} \dots\dots\dots(IV.25)$$

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

- Écoulement fluvial **Fr** < 1 => $h_{cr} < h_n$
- Écoulement torrentiel **Fr** > 1 => $h_{cr} > h_n$
- Écoulement critique **Fr** = 1 => $h_{cr} = h_n$

4. Calcul de la ligne d'eau

4.1 Equation de la ligne d'eau

L'équation de la surface libre de la ligne d'eau, est une équation liée à l'abscisse et à l'ordonnée de chaque point de la ligne d'eau pour un débit et une pente du canal donnée.

En basant sur l'équation d'énergie :

$$H = Z + V^2 / 2g + h \dots\dots\dots(IV.26)$$

Et sur l'équation de la continuité :

$$Q = V / S \dots\dots\dots(IV.27)$$

Dérivant l'équation (IV.24) par rapport à x , on trouve :

$$\frac{dH}{dx} = \frac{dZ}{dx} + \frac{d}{dx} \left(\frac{(Q/S)^2}{2g} \right) + \frac{dh}{dx} \dots\dots\dots(IV.28)$$

Comme : $\frac{dz}{dx} = -J_f \dots\dots\dots(IV.29)$

$$\frac{dH}{dx} = -J_e = -\frac{(Q/S)^2}{C^2.R_h} \dots\dots\dots(IV.30)$$

On trouve :

$$\frac{dh}{dx} = J_f \frac{1 - \frac{(Q/S)^2}{C^2 \cdot R_h \cdot j_f}}{1 - \frac{(Q/S)^2}{g \cdot S / B}} \dots\dots\dots(\text{IV.31})$$

4.2. Les différentes formes de courbe de remous

Les courbes représentant la ligne d'eau d'un tel mouvement sont généralement appelées courbes de remous. D'après la formule (IV.5) on a :

$$\frac{Q}{\sqrt{I}} = S \cdot C \cdot \sqrt{R_h} = K \dots\dots\dots(\text{IV.32})$$

$$S_n \cdot C_n \cdot \sqrt{R_h} = K_n \dots\dots\dots(\text{IV.33})$$

Donc l'équation (IV.30) devient

Avec :

$$Fr^2 = \frac{(Q/S)^2}{g \cdot S / B} \dots\dots\dots(\text{IV.34})$$

➤ $J_f = i =$ pente de fond

D'autre par :

$$\frac{dh}{dS} = J_f \frac{1 - \left(\frac{h_n}{h}\right)^2}{1 - Fr^2} \dots\dots\dots(\text{IV.35})$$

Pour les différentes valeurs de pente du fond et pour un débit constant on a :

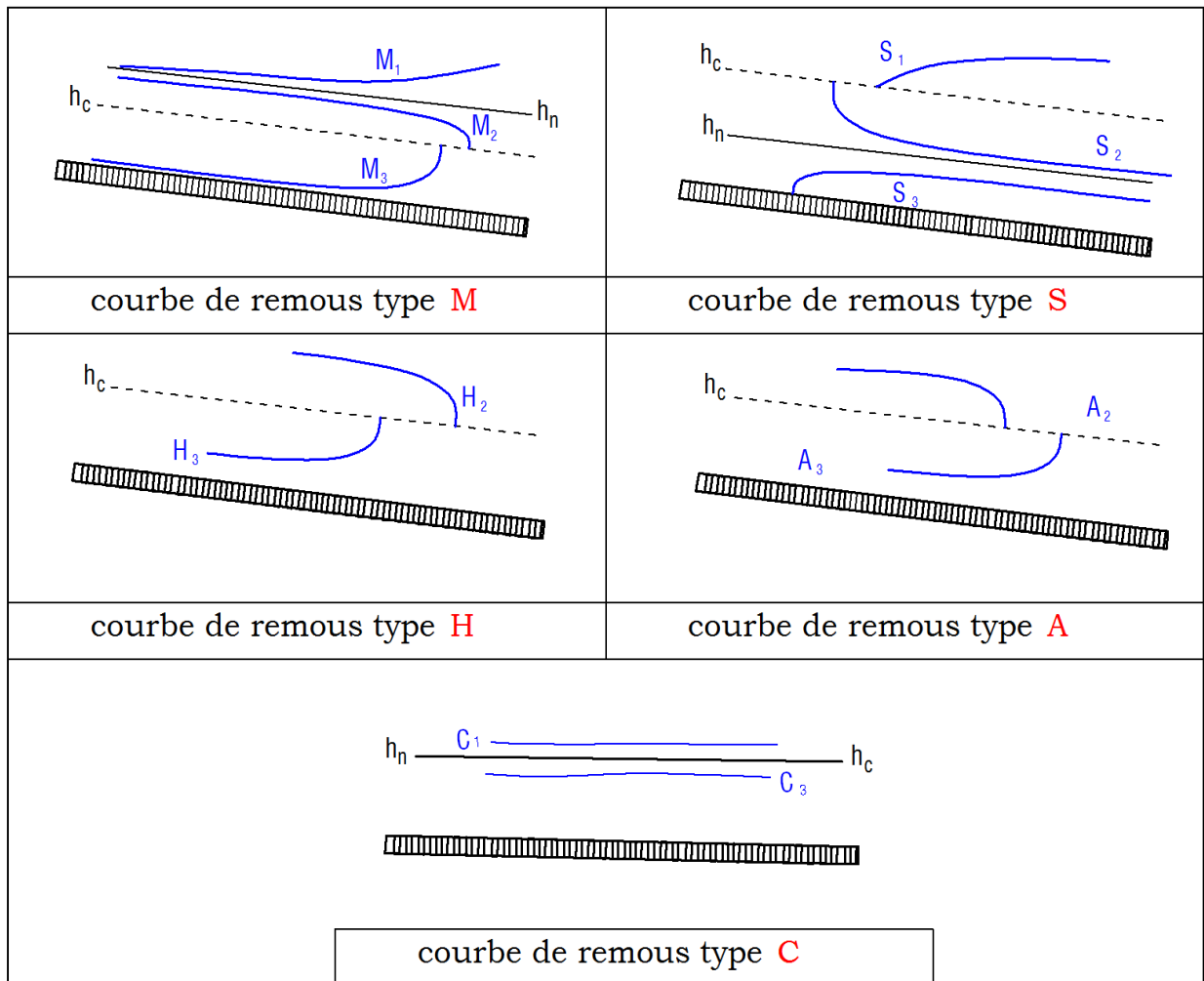


Figure IV 5 : Différentes formes de courbes de remous.

Tableau IV 5 : Différentes formes de courbes de remous.

conditions	$(K_n/K) = (h_n/h)$	signe de numérateur	$Fr = (hc/h_n)$	signe de dénumérateur	signe de dh/dx	nom de courbe
$i > 0$	< 1	+	< 1	+	+	M1
$i < i_c$	< 1	+	> 1	-	-	
$h_n > h_c$	> 1	-	< 1	+	-	M2
	> 1	-	> 1	-	+	M3
$i > 0$	< 1	+	< 1	+	+	S1
$i > i_c$	< 1	+	> 1	-	-	S2
$h_n < h_c$	> 1	-	> 1	-	+	S3
$i > 0$	< 1	+	< 1	+	+	C1
$i = i_c$	< 1	+	> 1	-	-	C2
$h_n = h_c$	> 1	-	> 1	-	+	C3
$i = 0$		-	< 1	+	-	H2
$h_n \rightarrow \infty$		-	> 1	-	+	H3
$i < 0$		-	< 1	+	-	A2
$h_n \rightarrow 0$		-	> 1	-	+	A3

4.3. Calcul de la surface d'eau

Pour le tracé de la surface d'eau, on doit passer par l'intégration de l'équation N° (IV.34)

On peut distinguer pour cela 3 méthodes de calcul :

- La méthode par approximation successive.
- La méthode par intégration directe.

- La méthode par intégration graphique.

5. Calcul du ressaut

Le ressaut hydraulique c'est un phénomène de dissipation d'énergie, il est inversible, se produit si un écoulement passe brusquement du régime sur critique $F_r > 1$ (amont), au régime sous critique $F_r < 1$ (aval). Il se manifeste par une brusque surélévation (discontinue) du niveau d'eau ($h_2 - h_1$), sur une très courte distance. Il est accompagné par des mouvements très turbulents avec des instabilités à la surface. Le ressaut provoque une dissipation importante de l'énergie mécanique ($H_{RH} = H_{S2} - H_{S1}$), donc il se représente sous la forme d'une barre d'écume déferlant en rouleaux.

Les principales caractéristiques d'un ressaut sont les suivantes :

- Hauteurs conjuguée (h'' et h').
- Hauteur de ressaut ($h'' - h'$).
- La longueur approximative du ressaut (L_{RH}).

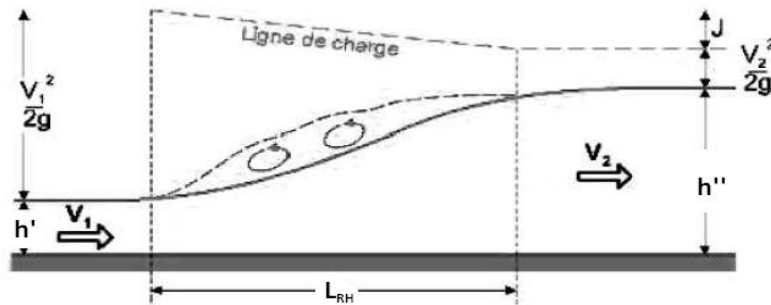


Figure IV 6 : schéma d'un ressaut hydraulique.

Selon le nombre de FROUDE "Fr ", un ressaut peut correspondre à différents types d'écoulement. On peut avoir donc:

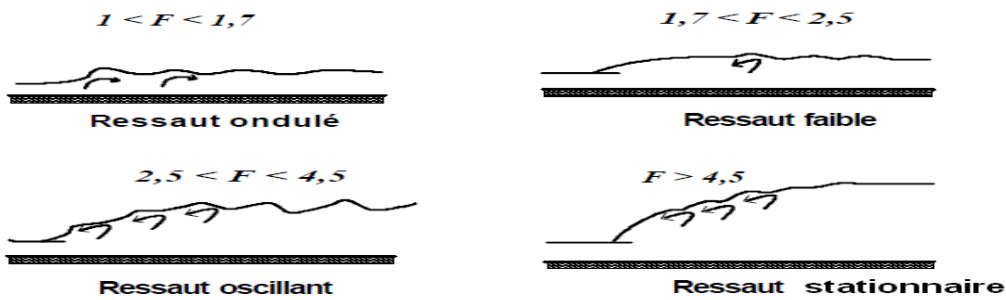


Figure IV 7 : Typologie des ressauts.

Tableau IV 6 : Différents types de ressaut.

type de ressaut	valeurs de Fr	Observation
· Prés ressaut (ressaut ondulé)	1 ÷ 1,7	La surface présente des ondulations, les hauteurs conjuguées sont trop proches de la hauteur critique h_{cr}
· Un ressaut faible	1,7 ÷ 2,5	Des petits rouleaux apparaissent
· Un ressaut oscillant	2,5 ÷ 4,5	Le jet oscille tantôt vers le fond, tantôt vers la surface du canal
· Un ressaut stationnaire	4,5 ÷ 9	Forte dissipation d'énergie
· Un ressaut fort	> 9	jet rapide est perturbé par la retombée des rouleaux et induit des ondes importantes vers l'aval,

Si le nombre de FROUDE "Fr" est supérieur à **4,5**; et suivant la vitesse d'écoulement; un bassin d'amortissement est projeté à fin de minimiser la longueur du ressaut, d'assurer une efficacité de contrôle et sans provoquer des effets indésirables dans le lit du canal. C'est seulement en réalisant ces objectifs que le potentiel d'énergie mécanique peut être contrôlé entièrement et économiquement, sans imposer de restriction sur l'écoulement à l'amont et à l'aval du dissipateur.

Dans notre cas on utilise le logiciel **Hec-Ras**.

6. Définition du logiciel HEC-RAS [7]

Le logiciel **HEC-RAS VERSION 4.1.0** développé par *US ARMY CORPS OF ENGINEERS*, c'est un logiciel intégré pour l'analyse hydraulique n régime, fluvial et torrentiel, ainsi que le transport solide et la simulation de phénomènes d'érosion-sédimentation, il permet de simuler les écoulements à surface libre. Il est présentement utilisé dans plusieurs firmes d'ingénierie et organismes gouvernementaux.

L'application du modèle HEC-RAS est basée sur la subdivision du réseau hydrographique (ramifié) en plusieurs sections (profils en travers ou coupes) perpendiculaires à l'écoulement.

- Données nécessaire pour l'application du code de calcul HEC-RAS

6.1.Les données géométriques

Les données géométriques nécessaires, consiste à l'établissement de la connectivité de l'information pour le système de rivière (schéma de système de rivière), les données des sections transversales, et les données d'ouvrage hydraulique existants ou projets (ponts, levées, structures latérales, déversoirs, etc.).

La saisie des données géométriques se fait en deux étapes distinctes :

- le traçage du schéma de système de rivières.
Le schéma de système de rivière est un diagramme représentatif du réseau hydrographique d'une manière plus au moins réelle en prenant en considération les méandres (sinuosités) de la rivière. Il est tracé tronçon par tronçon, de l'amont vers l'aval (dans le sens d'écoulement positif).
- la saisie des données pour les sections en travers du cours d'eau et les ouvrages hydrauliques. Ces données incluent :

Les coordonnées X et Y de la section : chaque point de la section en travers doit être identifié par sa distance par rapport à un point de référence et son élévation.

La distance à la section suivante : c'est la longueur décrivant la distance entre la section courante et la prochaine section aval. Ces distances sont définies pour la rive gauche, le canal principal, et la rive droite.

Les valeurs de rugosité n de Manning : la valeur de la rugosité ou le coefficient de Manning n est indiqué pour la rive gauche, le canal principal, et la rive droite. Nous avons utilisé des valeurs de n suivant les repères dans le levé topographique. Ces valeurs sont tirées du manuel d'utilisation de HEC-RAS.

Situation des rives du canal principal (lit mineur) : les stations des rives du canal principal, sont employées pour séparer le lit mineur des deux parties du lit majeur en rive gauche, et rive droite.

Coefficients de contraction et d'expansion : les coefficients de contraction et d'expansion sont utilisés pour évaluer la quantité de perte d'énergie qui se produit en raison d'une contraction ou d'une expansion d'écoulement.

- **Estimation de la rugosité n de Manning**

Les valeurs de rugosité choisies pour le lit (lit mineur) et les terrasses d'inondations (lit majeur) de l'oued sont généralement considérées biaisées (avec une certaine marge d'erreur) pour toute variable hydraulique ou hydrologique du modèle hydraulique étudié. Le choix d'une valeur de n est considéré comme un art plutôt qu'une science et il n'existe pas de règle solide et précise permettant à l'ingénieur hydraulicien de définir avec exactitude (avec un degré de confiance élevé) la valeur de n pour une situation hydraulique donnée. Les facteurs qui affectent la rugosité des lits d'oued comprennent :

- Matériaux de lits et dimension moyenne de particules solides ;
- Irrégularités des surfaces des lits d'oued ;
- Formes des lits d'oued (comme les rides, dunes, chutes et autres) ;
- Caractéristiques d'érosion et de sédimentation ;
- Tendances à la formation de méandres ;
- Obstacles à l'écoulement (arbres déracinés, souches d'arbres, remblais et autres) ;
- Changement dans la géométrie entre les sections d'oueds ;
- Végétation sur les terrasses d'inondations et le lit mineur de l'oued.

Il est vraiment très difficile de tenir compte de tous ces paramètres dans une seule et unique valeur représentant le coefficient de rugosité de Manning. Pour estimer le coefficient n

des terrasses d'inondations, l'ingénieur hydraulicien se base généralement sur les valeurs relatives à la végétation, l'occupation des sols ou les deux ensembles.

Des tests de contrôle doivent être réalisés pour évaluer l'effet de la variation de la valeur de rugosité n sur le résultat hydraulique final. Une bonne estimation est celle s'écartant de 20% environ de la "vraie" valeur de n . En plus de l'expérience acquise, tous les moyens techniques, comme les tables, la formule ou technique Cowan ou d'autres approches pour estimer les valeurs de n les plus plausibles pour le tronçon d'oued considéré et ce en tenant compte des différents ouvrages en place. Une moyenne arithmétique ou pesée de toutes les estimations, obtenues à partir de ces techniques, peut être utilisée et appliquée comme valeur de rugosité adoptée. Par exemple, les valeurs de rugosité n des terrasses d'inondations ou même du lit mineur d'oued estimées à partir des tables, peuvent être modifiées en utilisant les observations et visites *in situ* de terrains et même des images aériennes récentes (ou images satellitaires Google, par exemple) montrant la densité et les changements dans la végétation locale.

Les sections géométriques introduites dans le modèle HEC-RAS sont extraites du logiciel **Autocad Civil 3D 2017**,

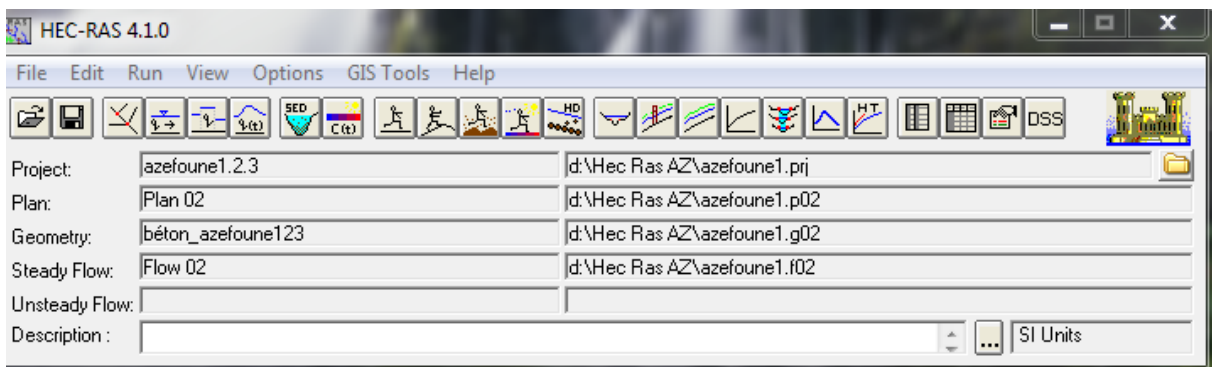


Figure IV 8 : Fenêtre d'accueil du logiciel HEC-RAS

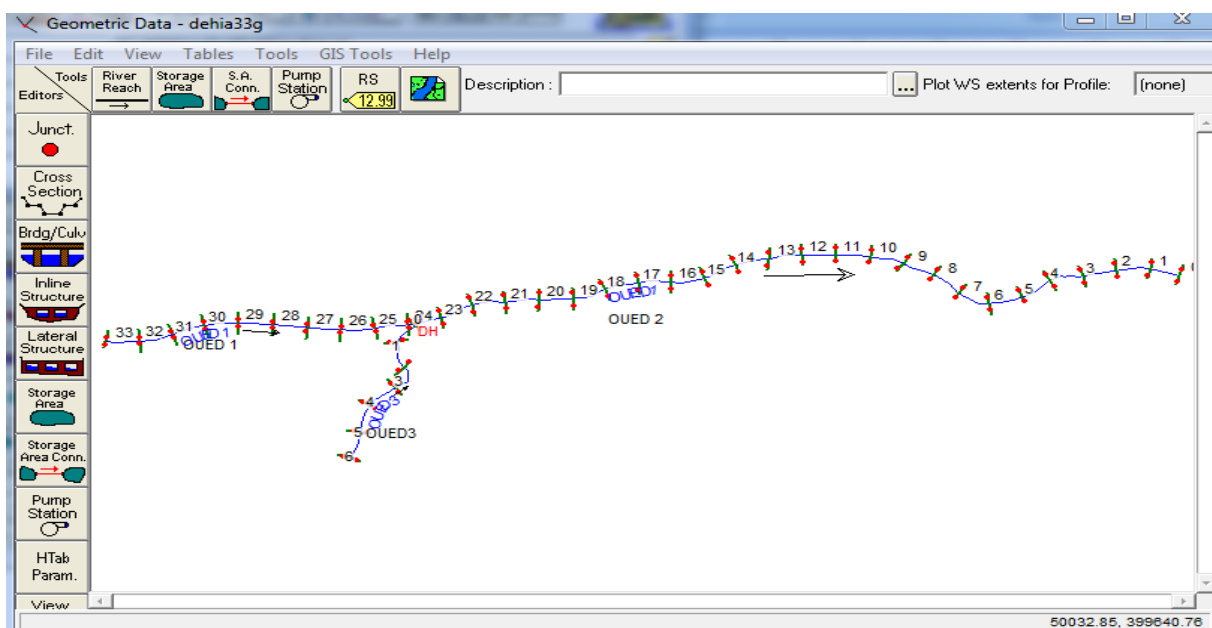


Figure IV 9 : Définition du tracé de l'oued et des sections

6.2. Les données de l'écoulement et les conditions aux limites

Après avoir saisi les données géométriques de chaque section, l'étape suivante de la modélisation hydraulique par **HEC-RAS** est de spécifier les débits d'entrée et toutes les conditions aux limites nécessaires pour pouvoir exécuter le calcul des profils de la surface de l'eau en chaque section du système de rivière.

a. Données d'écoulement :

Les données d'écoulement sont saisies de l'amont à l'aval pour chaque tronçon. Une valeur d'écoulement est écrite à l'extrémité en amont du système de rivière. Le débit appliqué est le résultat de la simulation hydrologique retenue en utilisant le modèle **HEC-RAS** pour le débit de **100 ans**.

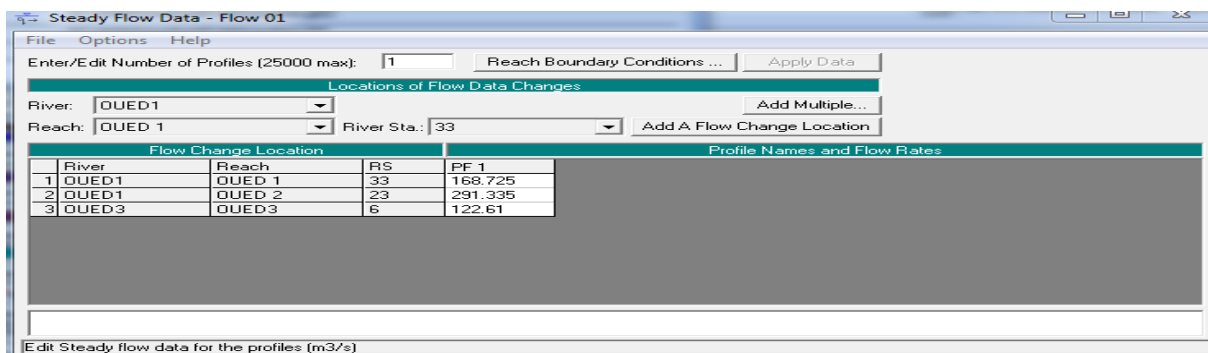


Figure IV 10 : Définition de la crue et des conditions aux limites

b. Condition aux limites

Les calculs peuvent être effectués pour plusieurs débits simultanément, soit en régime torrentiel, soit en régime fluvial, ou pour les deux régimes d'écoulements. Dans ce dernier cas, **HEC-RAS** utilise l'équation de quantité de mouvement pour déterminer les changements de régime torrentiel fluvial.

7. Calcul avant l'aménagement de l'oued

Pour un cours d'eau naturel, la géométrie du lit est souvent très complexe. Un cours d'eau doit laisser transiter un débit qui varie en fonction du temps. En général, celui-ci peut varier d'une année sur l'autre d'une façon extrêmement variable en fonction des précipitations enregistrées. En basant sur les données locales de l'agglomération on fait le calcul de certaines sections de l'oued là où il y a des inondations lors des fortes chutes de pluie. Pour déterminer la zone inondable pour le débit de projet, on a utilisé les résultats de simulation par le logiciel **HEC-RAS**, pour 41 sections qui ont été prises en considération dans notre étude, les résultats numériques des paramètres hydrauliques pour la fréquence centennale sont donnés dans le tableau en annexe.

a. Résultats de la simulation

Ci-dessous on présente le plan des cours d'eau en trois dimensions, leurs profils en longs du modèle géométrique et les sections en travers de chaque oued.

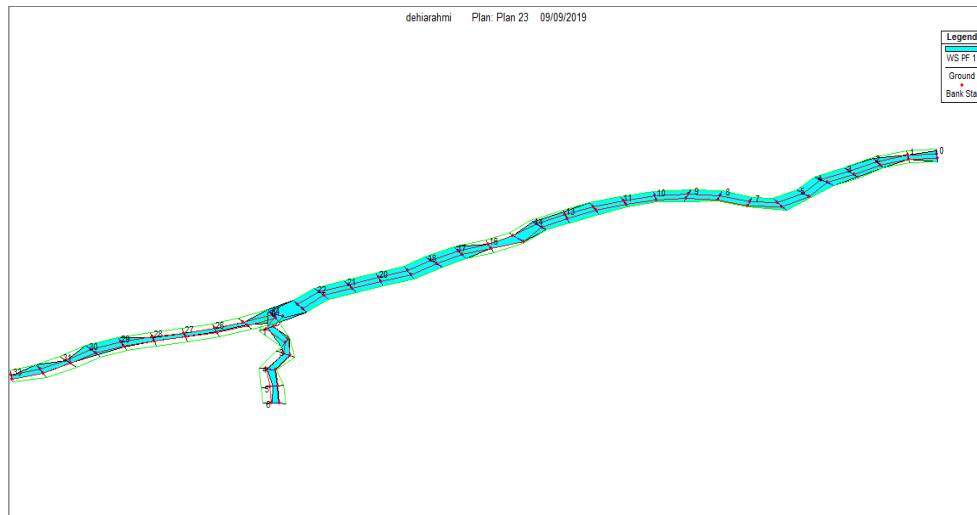


Figure IV 11 : Vue en plan en 3D des trois cours d'eau (oued *Tifrest*)

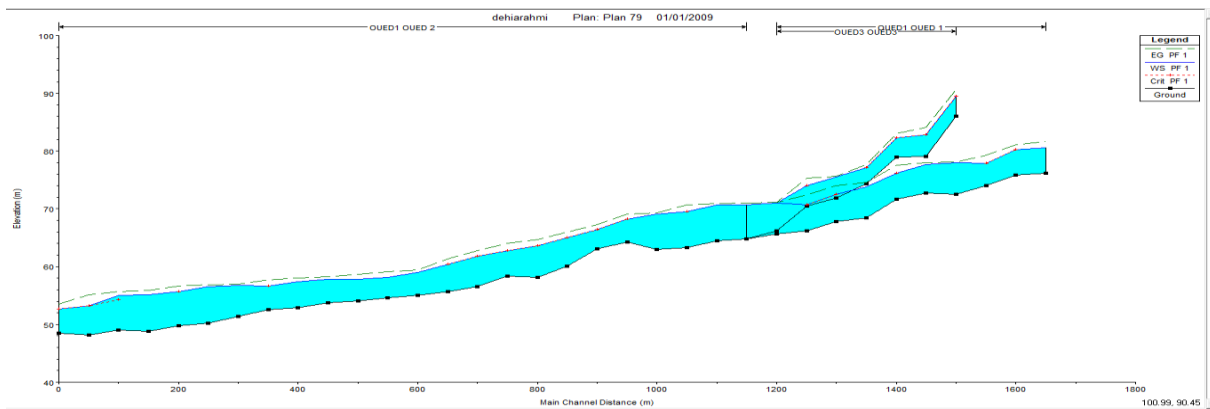


Figure IV 12 : Profil en long des trois cours d'eau (oued *Tifrest*).

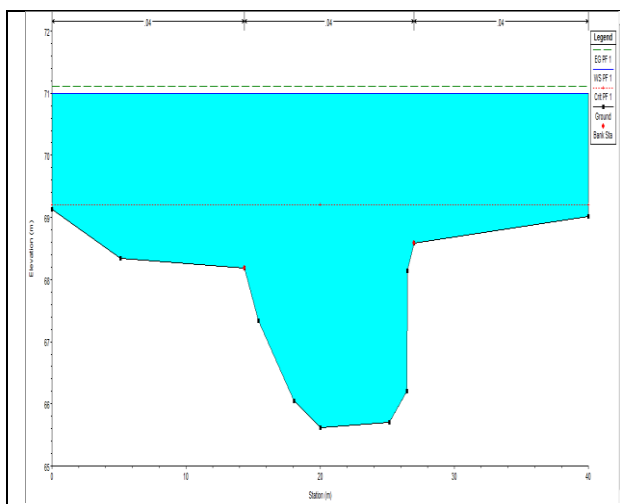


Figure IV 13 : Section en travers (24) oued (1) et résultats de simulation

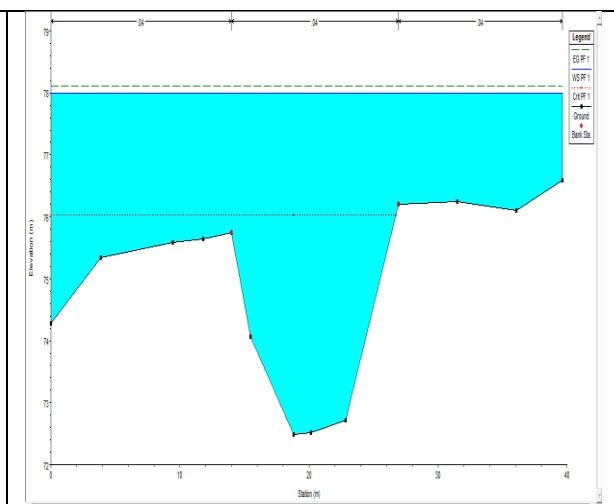


Figure IV 14 : Section en travers (30) oued (1) et résultats de simulation

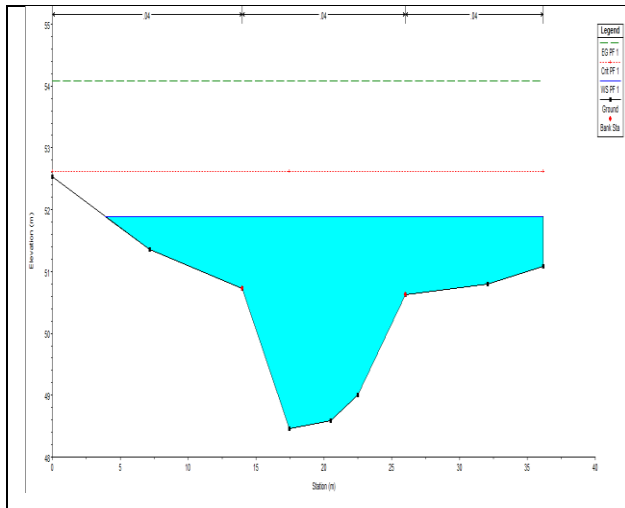


Figure IV 15 : Section en travers (0) oued (2) et résultats de simulation

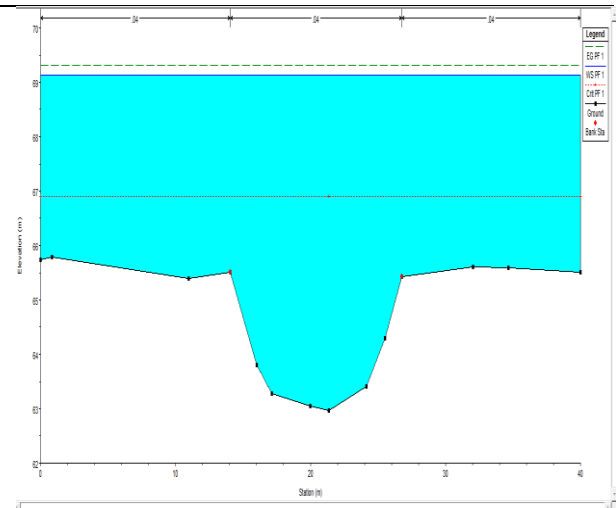


Figure IV 16 : Section en travers (20) oued (2) et résultats de simulation

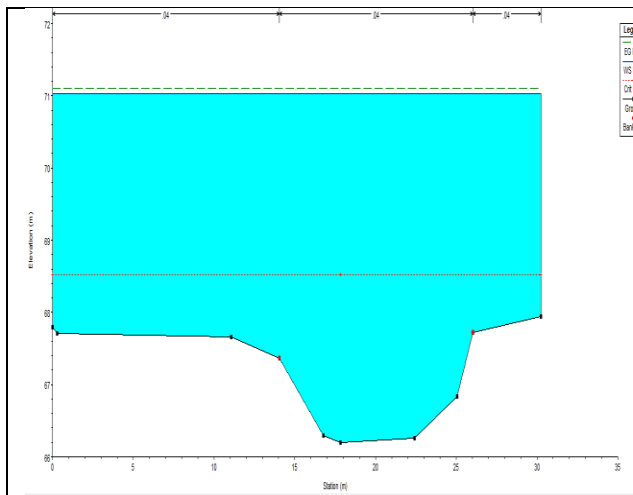


Figure IV 17 : Section en travers (0) oued (3) et résultats de simulation

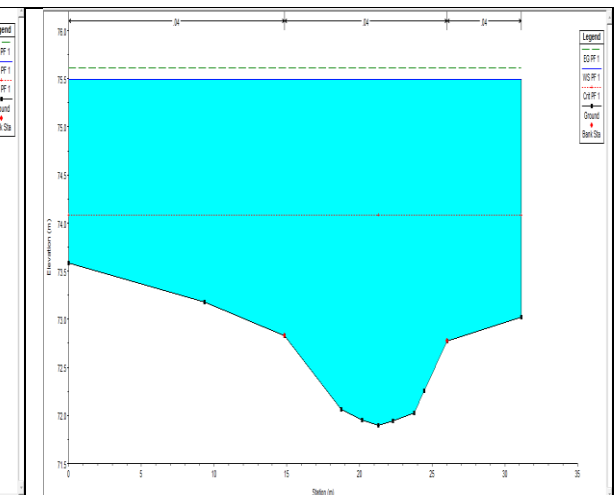


Figure IV 18 : Section en travers (2) oued (3) et résultats de simulation

Interprétation :

- ✓ La vitesse d'écoulement moyenne dans l'Oued est entre 1.26 et 9.78 m/s.
- ✓ La hauteur d'eau moyenne varie entre 2.18 m et 5.5 m.
- ✓ Le nombre de Froude varie entre 0.19 et 2.1.

Conclusion

D'après notre étude et le diagnostic mené sur le site de notre projet, oued *Tifrest* nécessite un aménagement, vu que il présente un risque de débordement en certaines sections.



Chapitre V
ETUDE DE
VARIANTES

Introduction

L'objectif principal de cette étude est de protéger la ville d'*Azeffoun* contre les inondations. Cette protection consiste à sélectionner les meilleures solutions d'aménagement compte tenu des conditions naturelles. Mais aussi, il faut que les solutions, soient réalisables du point de vue technique et économique (étude technico-économique), aussi bien adaptées avec le terrain et ses conditions topographiques et géologiques.

1. Principes d'aménagement

1.1. Les différents types d'aménagement envisageables

1.1.1. Curage

Ce type d'aménagement permet une nette amélioration des conditions d'écoulement en éliminant tous les obstacles et les dépôts entravant l'écoulement des eaux dans le cours d'eau, dans le but de diminuer la rugosité et accroître la débitante.

1.1.2. Rééquilibrage

Permet l'élargissement et l'approfondissement des sections des cours d'eau pour augmenter leur capacité d'évacuation des eaux et assurer une section mouillée répondant aux critères de protection désirée.

1.1.3. Réalisation de canaux

Permet une régénération du couloir initial de l'oued. Cette solution est indispensable dans le cas où le lit de l'oued et son domaine hydraulique ont été complètement occupé de bâtiments ou par la voirie.

1.1.4. Protection des berges

Ce type d'aménagement consiste en une construction d'ouvrages visant la maintenance de la stabilité des terres en dépit de l'action de l'eau. Les berges sont en effet attaquées par des courants perturbateurs générés par les crues. De même, les terres glissent par suite de l'infiltration des eaux après le retrait de la crue. La protection des berges est également nécessaire au voisinage de certains ouvrages tels que les ponts.

1.1.5. Création de canaux périphériques

Permet une déviation des cours d'eau, dans le but de restituer la totalité ou une partie des eaux vers des zones situées en dehors des aires à protéger.

1.2. Les formules de dimensionnement des canaux

Pour le dimensionnement on utilise la formule de Manning-Strickler, donnée par la relation suivante :

$$Q = \frac{1}{n} R_h^{\frac{2}{3}} S_m I^{\frac{1}{2}} \dots\dots(V.1)$$

Avec :

- ✓ **Q** : débit de dimensionnement (m^3/s).
- ✓ **n** : rugosité du canal.
- ✓ **S_m** : section mouillée du canal (m^2).
- ✓ **I** : pente du tronçon de cours d'eau (m/m).
- ✓ **R_h** : rayon hydraulique (m) tel que $R_h = S_m / P_m$.
- ✓ **P_m** : périmètre mouillé (m).

Tableau V 1 : Paramètres hydrauliques pour différentes formes de canaux

La forme	Section mouillée	Périmètre mouillé	Rayon hydraulique
Demi-circulaire	$0.5 (\Pi * r^2)$	$\Pi * r$	$0.5r$
Trapézoïdale	$(b+mh)h$	$b+2h(1+m^2)^{1/2}$	$[(b+2mh)h] / [b+2h(1+m^2)^{1/2}]$
Rectangulaire	$b*h$	$b+2h$	$b*h / (b+2h)$

1.3. Choix des paramètres de dimensionnement

1.3.1. La pente du projet

Le choix de la pente du projet relève d'une grande importance avant de procéder au calcul hydraulique. Dans notre cas, nous allons choisir la pente moyenne de chaque tronçon.

1.3.2. Le coefficient de Manning

La rugosité du canal dépend de la nature du revêtement, les valeurs de la rugosité de certains revêtements sont données dans le tableau suivant :

Tableau V 2: Rugosité pour différents canaux.

Caractéristiques du lit ou du revêtement	Valeur de la rugosité
Canal avec revêtement en béton.	0.014
Canal en terre.	0.022
Canal en pierre.	0.025
Canal en Gabion.	0.03

2. Etude des variantes

Dans cette étude, les variantes proposées pour l'aménagement du cours d'eau sont :

➤ **Canal en béton armé.**

➤ **Canal en Gabion**

Un calcul hydraulique de chaque variante sera fait en vérifiant l'état d'écoulement par une simulation avec HEC-RAS pour chaque tronçon du cours d'eau, et une description des variantes proposées pour pouvoir choisir la variante la plus adaptées du point de vue technique et économique.

2.1. Canal en béton armé

Cette variante consiste en une réalisation d'un canal de section trapézoïdale en béton armé. On prend le fruit de talus **m=1**.

2.1.1. Dimensionnement

a. Les paramètres du canal

Tableau V 3 : Paramètres du canal en béton armé (oued 2).

Sections	Distance (m)	Pente projet (m/m)	Fruit de talus m	Largeur du fond b (m)	Hauteur Canal (m)
0	40	0.000	1	15	2.5
1	40	0.013	1	15	2.5
2	40	0.005	1	15	2.5
3	40	0.023	1	15	2
4	40	0.023	1	15	2.5
5	40	0.012	1	15	2.5
6	40	0.030	1	15	2.75
7	40	0.010	1	15	3.5
8	40	0.010	1	15	2.75
9	40	0.000	1	15	2.5
10	40	0.020	1	15	2.5
11	40	0.005	1	15	2.5
12	40	0.038	1	15	2.5
13	40	0.020	1	15	2.5
14	40	0.018	1	15	2.5
15	40	0.025	1	15	2
16	40	0.050	1	15	2.5
17	40	0.050	1	15	2.5
18	40	0.055	1	15	2.5
19	40	0.000	1	15	3.5
20	40	0.020	1	15	3.5
21	40	0.005	1	15	3.5
22	40	0.013	1	15	3.5
23	40	0.000	1	15	3

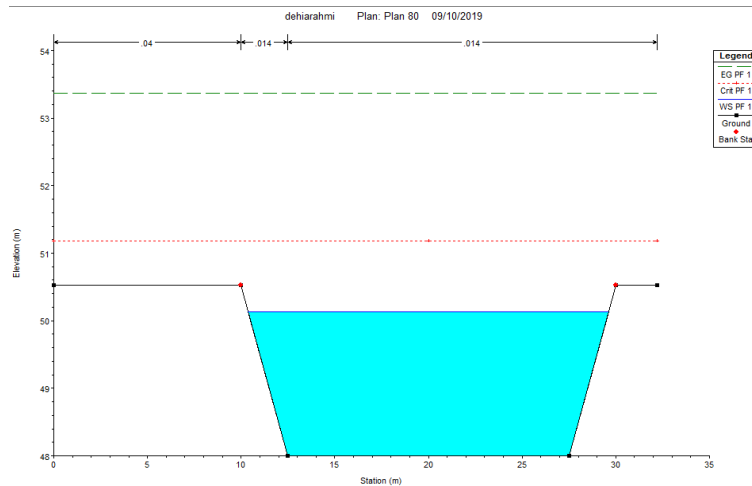


Figure V 1 : Section du profil n°0 (oued 2)

Tableau V 4 : paramètres du canal en béton armé (oued 1).

Sections	Distance (m)	Pente projet (m/m)	Fruit de talus m	Largeur du fond b (m)	Hauteur Canal (m)
33	40	0.007	1	15.25	2.5
32	40	0.047	1	15.25	2.5
31	40	0.038	1	15.25	2.5
30	40	0.02	1	15.25	1.5
29	40	0.028	1	15.25	1.5
28	40	0.080	1	15.25	1.5
27	40	0.017	1	15.25	1.5
26	40	0.02	1	15.25	1.5
25	40	0.001	1	15.25	1.5
24	40	1.705	1	15.25	2

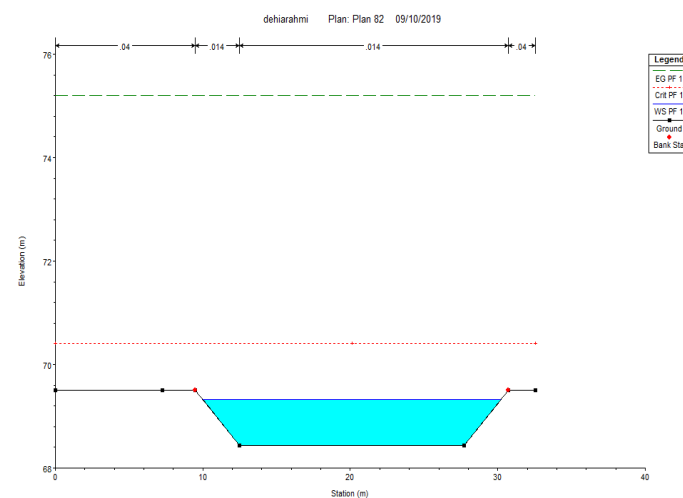


Figure V 2 : Section du profil n°27 (oued 1)

Tableau V 5 : paramètres du canal en béton armé (oued 3).

Sections	Distance (m)	Pente projet (m/m)	Fruit de talus m	Largeur du fond b (m)	Hauteur Canal (m)
6	40	0.207	1	15	2
5	40	0.012	1	15	1.2
4	40	0.138	1	15	1.2
3	40	0.043	1	15	1
2	40	0.025	1	15	1
1	40	0.048	1	15	1
0	40	0.000	1	15	1

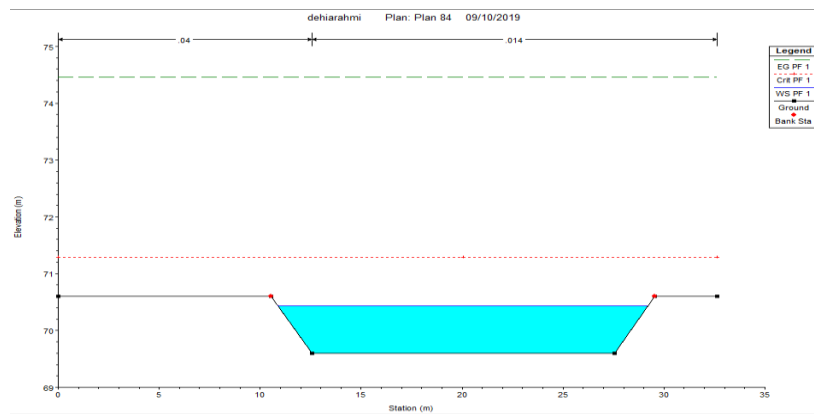


Figure V 3 : Section du profil n°0 (oued 3)

2.1.2. Les paramètres d'écoulement

Les paramètres de l'écoulement dans le canal en béton armé pour les trois oueds sont présentés ci-dessous dans les tableaux.

Tableau V 6 : paramètres de l'écoulement dans le canal en béton armé (oued2).

Sections	Débit Q (m ³ /s)	Vitesse V (m/s)	Froude	Tirant d'eau(m)	S _m (m ²)	P _m (m)	R _h (m)	Régime
0	291.34	7.79	1.84	2.16	37.07	21.11	1.76	Torrentiel
1	291.34	8.9	2.16	1.94	32.86	20.49	1.60	Torrentiel
2	291.34	8.76	2.11	1.97	33.43	20.57	1.63	Torrentiel
3	291.34	9.33	2.33	1.78	29.87	20.03	1.49	Torrentiel
4	291.34	8.73	2.1	1.96	33.24	20.54	1.62	Torrentiel
5	291.34	7.91	1.83	2.14	36.68	21.05	1.74	Torrentiel
6	291.34	7.55	1.7	2.24	38.62	21.34	1.81	Torrentiel
7	291.34	5.16	1	3.14	56.96	23.88	2.39	Torrentiel

8	291.34	8.37	1.97	2.05	34.95	20.80	1.68	Torrentiel
9	291.34	9.83	2.48	1.77	29.68	20.01	1.48	Torrentiel
10	291.34	9.94	2.19	1.61	26.74	19.55	1.37	Torrentiel
11	291.34	9.91	2.18	1.61	26.74	19.55	1.37	Torrentiel
12	291.34	9.89	2.25	1.49	24.57	19.21	1.28	Torrentiel
13	291.34	9.42	2.07	1.54	25.47	19.36	1.32	Torrentiel
14	291.34	9.43	2.2	1.6	26.56	19.53	1.36	Torrentiel
15	291.34	9.78	2.17	1.52	25.11	19.30	1.30	Torrentiel
16	291.34	9.76	2.2	1.5	24.75	19.24	1.29	Torrentiel
17	291.34	9.74	2.18	1.64	27.29	19.64	1.39	Torrentiel
18	291.34	9.26	2.28	1.88	31.73	20.32	1.56	Torrentiel
19	291.34	5.24	1	3.16	57.39	23.94	2.40	Torrentiel
20	291.34	7.58	1.75	2.19	37.65	21.19	1.78	Torrentiel
21	291.34	5.31	1.01	3.2	58.24	24.05	2.42	Torrentiel
22	291.34	6.96	1.58	2.31	39.99	21.53	1.86	Torrentiel
23	291.34	6.53	1.47	2.4	41.76	21.79	1.92	Torrentiel

Tableau V 7 : paramètres de l'écoulement dans le canal en béton armé (oued1).

Sections	Débit Q (m ³ /s)	Vitesse V (m/s)	Froude	Tirant d'eau(m)	S _m (m ²)	P _m (m)	R _h (m)	Régime
33	168.73	4.34	1.01	2.2	44.37	22.32	1.99	Torrentiel
32	168.73	5.26	1.33	1.87	44.37	22.32	1.99	Torrentiel
31	168.73	8.16	2.42	1.24	44.37	22.32	1.99	Torrentiel
30	168.73	8.89	2.50	0.85	25.12	19.49	1.29	Torrentiel
29	168.73	7.59	2.22	1.37	25.12	19.49	1.29	Torrentiel
28	168.73	8.35	2.50	1.24	25.12	19.49	1.29	Torrentiel
27	168.73	9.74	1.89	0.97	25.12	19.49	1.29	Torrentiel
26	168.73	9.33	2.36	0.57	25.12	19.49	1.29	Torrentiel
25	168.73	6.62	2.04	1.36	25.12	19.49	1.29	Torrentiel
24	168.73	3.03	0.71	1.51	34.5	20.91	1.65	Torrentiel

Tableau V 8 : paramètres de l'écoulement dans le canal en béton armé (oued 3).

Sections	Débit Q (m ³ /s)	Vitesse V (m/s)	Froude	Tirant d'eau(m)	S _m (m ²)	P _m (m)	R _h (m)	régime
6	122.61	3.67	1.01	1.68	28.02	21.55	1.30	Torrentiel
5	122.61	9.26	1.82	0.57	8.875	20.01	0.44	Torrentiel
4	122.61	6.55	2.18	1.06	17.02	20.74	0.82	Torrentiel
3	122.61	9.19	1.81	0.78	11.97	20.31	0.59	Torrentiel
2	122.61	9.89	1.78	0.79	11.97	20.31	0.59	Torrentiel
1	122.61	8.55	2.00	0.91	14.14	20.50	0.69	Torrentiel
0	122.61	8.88	2.29	0.83	12.64	17.83	0.71	Torrentiel

2.1.3. Estimation du coût de la variante

Pour le calcul des volumes du béton, on prend une épaisseur de 10cm pour le canal en béton armé et de 5cm pour le béton de propreté.

Tableau V 9: coût de réalisation du canal en béton armé.

Désignation des travaux		Unité	Désignation des travaux	Prix unitaires (DA)	Montant (DA)
Terrassement	Déblai	m ³	51 650	250	12 912 500
	Remblai	m ³	288	200	57 600
Béton de propreté		m ³	8 784	6 000	52 704 000
Béton armé		m ³	5 392	32 000	172 544 000
Montant Totale					238 218 100

2.2. Canal en Gabions

Les matelas en gabions sont utilisés principalement pour réaliser les revêtements et les protections anti-affouillements. Les canaux en gabion, sont mis en œuvre d'une façon spéciale. Les sacs sont agencés de manière à créer un escalier qui renforce la stabilité des berges.

Tableau V 10: paramètres hydrauliques pour une section en gabion.

Caractéristique	Section (m)	Périmètre (m)	Rayon hydraulique (m)
-----------------	-------------	---------------	-----------------------

Relation	$\frac{1}{2}k(k-1) + bk$	$b + 3k - 1$	$\frac{0.5k(k-1) + bk}{b + 3k - 1}$
----------	--------------------------	--------------	-------------------------------------

Avec : k : nombre d'étages.

b : base du canal.

2.2.1. Dimensionnement

a. Les paramètres du canal

Tableau V 11: paramètres du canal en gabion (oued 2)

Sections	Distance (m)	Pente projet (m/m)	Largeur du fond b (m)	Hauteur Canal (m)
23	40	0.009	11	5
22	40	0.030	11	5
21	40	0.007	11	5
20	40	-0.032	11	5
19	40	0.057	11	4
18	40	-0.001	11	3.25
17	40	0.098	11	1
16	40	0.003	11	3
15	40	0.037	11	4.5
14	40	0.022	11	3.5
13	40	0.044	11	4
12	40	0.023	11	3
11	40	0.000	11	5
10	40	0.000	11	5
9	40	0.002	11	5
8	40	0.010	11	4.5
7	40	0.027	11	4
6	40	0.030	11	3.5
5	40	0.012	11	3.5
4	40	0.025	11	5
3	40	-0.006	11	5
2	40	0.020	11	5
1	40	-0.007	11	5
0	40	0.000	11	4.5

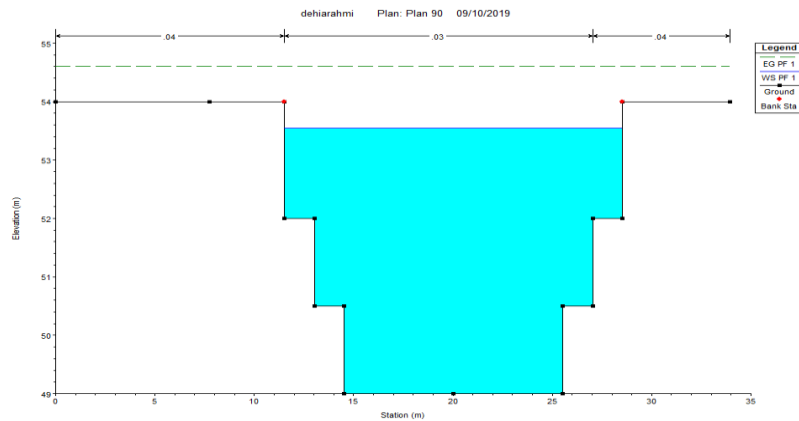


Figure V 4 : Section du profil n°2 (oued 2)

Tableau V 12: paramètres du canal en gabion (oued 1).

Sections	Distance (m)	Pente projet (m/m)	Largeur du fond b (m)	Hauteur Canal (m)
33	40	0.02	11	4.5
32	40	0.02	11	3
31	40	-0.06	11	3
30	40	0.03	11	5
29	40	0.01	11	3.5
28	40	0.01	11	3
27	40	-0.02	11	3
26	40	-0.05	11	3
25	40	-0.01	11	4.5
24	40	0.12	11	5

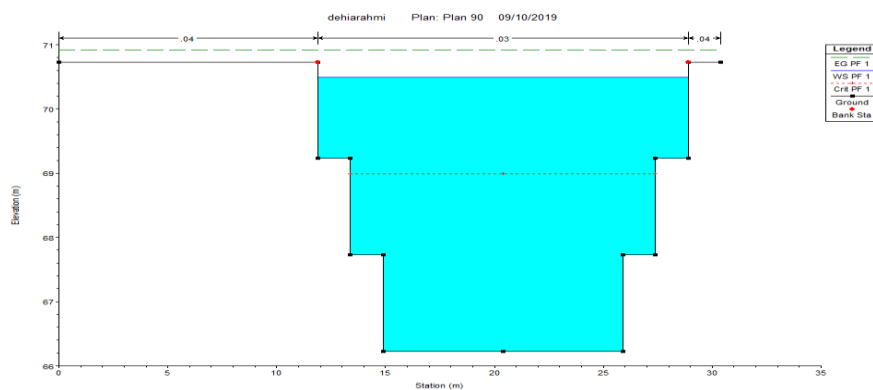


Figure V 5 : Section du profil n°23 (oued 1)

Tableau V 13: paramètres du canal en gabion (oued 3).

Sections	Distance (m)	Pente projet (m/m)	Largeur du fond b (m)	Hauteur Canal (m)
6	40	0.172	11	3
5	40	0.004	11	1.5
4	40	0.116	11	3
3	40	0.061	11	2
2	40	0.036	11	2
1	40	0.107	11	3
0	40	1.655	11	5

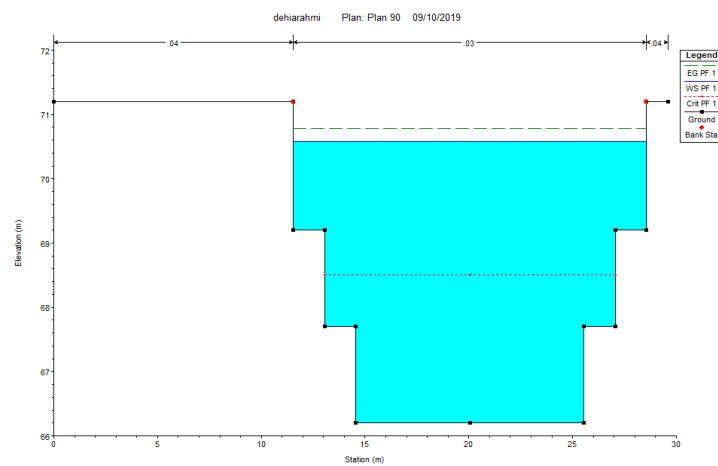


Figure V 6 : Section du profil n°0 (oued 3)

2.2.2. Les paramètres de l'écoulement

Tableau V 14: paramètres de l'écoulement dans le canal en gabion (oued 2).

Sections	Débit Q (m ³ /s)	Vitesse V (m/s)	Froude	Tirant d'eau (m)	S _m (m ²)	P _m (m)	R _h (m)	régime
23	291.34	4.18	0.66	4.88	36	19	1.89	Torrentiel
22	291.34	4	0.62	4.8	36	19	1.89	Torrentiel
21	291.34	2.86	0.4	4.64	50	22	2.27	Torrentiel
20	291.34	3.12	0.42	4.65	36	19	1.89	Torrentiel
19	291.34	5.53	1	3.89	36	19	1.89	Torrentiel
18	291.34	5.78	1.82	2.69	23	16	1.44	Torrentiel
17	291.34	5.44	1.72	0.61	23	16	1.44	Torrentiel
16	291.34	5.36	1.69	2.81	23	16	1.44	Torrentiel

15	291.34	5.55	1.01	3.89	36	19	1.89	Torrentiel
14	291.34	5.43	1.42	3.12	23	16	1.44	Torrentiel
13	291.34	5.09	1.16	3.61	36	19	1.89	Torrentiel
12	291.34	5.03	1.59	2.91	23	16	1.44	Torrentiel
11	291.34	3.65	0.54	4.85	36	19	1.89	Torrentiel
10	291.34	3.85	0.58	4.79	36	19	1.89	Torrentiel
9	291.34	4.19	0.66	4.89	36	19	1.89	Torrentiel
8	291.34	4.87	0.83	4.31	36	19	1.89	Torrentiel
7	291.34	5.54	1.01	3.89	36	19	1.89	Torrentiel
6	291.34	5.97	1.29	3.31	23	16	1.44	Torrentiel
5	291.34	5.53	1.45	3.08	23	16	1.44	Torrentiel
4	291.34	4.95	0.85	4.52	36	19	1.89	Torrentiel
3	291.34	3.54	0.56	4.64	50	22	2.27	Torrentiel
2	291.34	4.57	0.75	4.55	36	19	1.89	Torrentiel
1	291.34	3.57	0.56	4.63	50	22	2.27	Torrentiel
0	291.34	5.52	1	4.1	36	19	1.89	Torrentiel

Tableau V 15: paramètres de l'écoulement dans le canal en gabion (oued 1).

Sections	Débit Q (m ³ /s)	Vitesse V (m/s)	Froude	Tirant d'eau(m)	S _m (m ²)	P _m (m)	R _h (m)	régime
33	168.73	3.75	0.73	3.88	36	19	1.89	Torrentiel
32	168.73	4.93	1.01	2.77	23	16	1.44	Torrentiel
31	168.73	5.56	1.91	2.9	23	16	1.44	Torrentiel
30	168.73	2.99	0.52	4.12	36	19	1.89	Torrentiel
29	168.73	4.93	1.01	2.77	23	16	1.44	Torrentiel
28	168.73	5.41	1.49	2.2	23	16	1.44	Torrentiel
27	168.73	5.7	2.36	2.71	23	16	1.44	Torrentiel
26	168.73	5.88	1.31	2.37	23	16	1.44	Torrentiel
25	168.73	2.86	0.49	4.27	36	19	1.89	Torrentiel
24	168.73	2.5	0.4	4.85	36	19	1.89	Torrentiel

Tableau V 16: paramètres de l'écoulement dans le canal en gabion (oued 3).

Sections	Débit Q (m ³ /s)	Vitesse V (m/s)	Froude	Tirant d'eau(m)	S _m (m ²)	P _m (m)	R _h (m)	régime
6	122.61	4.44	1.01	2.3	23	16	1.44	Torrentiel
5	122.61	5.96	1.95	0.93	11	13	0.85	Torrentiel
4	122.61	5.31	1.71	2.71	23	16	1.44	Torrentiel
3	122.61	5.28	2.05	1.16	23	16	1.44	Torrentiel
2	122.61	5.27	2.11	1.42	23	16	1.44	Torrentiel
1	122.61	5.89	1.54	2.91	23	16	1.44	Torrentiel
0	122.61	2.01	0.34	4.38	36	19	1.89	Torrentiel

2.2.3. Estimation du coût de la variante

Tableau V 17: coût de réalisation du canal en gabion.

Désignation des travaux		Unité	Désignation des travaux	Prix unitaires (DA)	Montant (DA)
Terrassement	Déblai	m ³	60 785	250	15 196 250
	Remblai	m ³	398	200	79 600
Gabion		m ³	58 795	4500	264 577 500
Montant Totale					279 853 350

3. Choix de la variante d'aménagement

3.1. Critères d'évaluation

Pour le choix de la variante à retenir, il faut avoir recours à plusieurs paramètres :

- ✓ **Efficacité hydraulique :** correspond au potentiel d'amélioration de la capacité hydraulique que peuvent apporter les mesures.
- ✓ **Difficultés de réalisation :** correspond au degré de difficulté de la réalisation technique
- ✓ **Enjeux environnementaux :** ce critère tient compte de l'utilisation du sol au voisinage (zone urbaine, agricole...) et des déficits ou richesses environnementaux actuels.
- ✓ **Durabilité :** correspond à la durée de vie de l'aménagement.
- ✓ **Entretien :** correspond à l'ampleur et à la fréquence des entretiens nécessaires.
- ✓ **Coût :** correspond à l'appréciation du coût de construction.

3.2. La variante choisie

Pour les deux variantes on a :

Tableau V 18: critères de comparaison entre le béton armé et le gabion et leurs avantages et inconvénients.

Variantes	Avantages	Inconvénients
Canal de forme trapézoïdal en béton	<ul style="list-style-type: none"> ➤ le rendement hydraulique est efficace. ➤ les résultats de calcul sont réalistes. ➤ la durée de vie est importante. ➤ les matériaux de constructions sont disponibles. ➤ la forme étroite est adaptée à la ville. ➤ la durée de réalisation est courte par rapport à un revêtement en gabion. ➤ assure un bon écoulement hydraulique en exploitant la section économique du canal. ➤ très répandu dans la protection contre les inondations. 	<ul style="list-style-type: none"> ➤ le cout de génie civil est peu élevé pour le revêtement en béton. ➤ risque réel d'être utilisé comme décharge par les riverains (ce problème peut être évité tout en procédant au curage périodique et l'entretien de l'ouvrage). ➤ Volume très important du béton, surtout dans le cas des dalles. ➤ Risque d'affouillement entre les parois verticaux et le terrain naturel.
Gabionnage	<ul style="list-style-type: none"> ➤ utilisation de la matière locale. ➤ la mise en œuvre est facile. ➤ bonne protection contre l'érosion. ➤ le gabion est robuste, durable et modulable. ➤ assure un drainage naturel et forme une belle harmonie avec la nature car les matériaux utilisés sont des pierres naturelles. ➤ résiste à des crues importantes. transport et stockage aisé, cout moins élevé. 	<ul style="list-style-type: none"> ➤ faible stabilité surtout aux périodes des crues. ➤ l'insuffisance des cailloux de diamètres demandés. ➤ modification du régime hydraulique le long du linéaire mis en place. ➤ l'écoulement est en effet accéléré car on a diminué la rugosité de la berge. ➤ l'amont et l'aval sont les points les plus sensibles de la ligne d'enrochement, si l'eau arrive à passer derrière les blocs amont tout l'ouvrage est menacé par l'érosion et peut assez rapidement s'effondrer, si on n'empêche pas l'implantation d'arbres, tels que les peupliers entre rochers, le déracinement de l'arbre lors de forts coups de vent ou de crues entraîne le déplacement des blocs dans

		la rivière et le reste de l'ouvrage n'est plus efficace.
--	--	--

Les deux variantes semblent pouvoir évacuer le débit de crue sans débordement mais on choisit la variante avec un canal en béton armé qui est facile à utiliser, durable, et surtout de point de vue financier.

Conclusion

Au cours de ce chapitre, deux variantes ont été proposées pour la protection de la ville **d'Azeffoun** (oued **TIFREST**). Par la suite, une étude technico-économique a été élaborée pour choisir la plus favorable. Le choix final consiste principalement en une projection d'un canal trapézoïdale en béton armé pour tous l'oued.



Chapitre VI
ORGANISATION
DU CHANTIER

Introduction

L'organisation de chantier est une démarche visant à gérer un chantier de bout en bout pour le bon déroulement d'un projet. Elle nous permet d'avoir une idée sur le coût et le délai de réalisation de notre projet,

Une meilleure connaissance des lieux du chantier contribue, énormément, à dresser un planning chronologique d'intervention des engins et leur utilisation rationnelle dans les diverses opérations, afin de pouvoir répondre aux conditions d'espace et de temps dictées par le marché. C'est à dire qu'une bonne organisation du chantier permet des diminutions considérables des coûts de l'ouvrage. Une bonne organisation du chantier exige une utilisation rationnelle et correcte de la main d'œuvre et l'ensemble des moyens mis en œuvre dans le cadre du projet. Et pour atteindre ces objectifs, il est impératif de :

- Définir, avec précision, les méthodes d'exécution, les modes opératoires permettant la mise en œuvre des techniques modernes de construction avec un haut rendement;
- Repartir et coordonner les tâches par la contraction d'une main d'œuvre spécialisée et qualifiée;
- Structurer convenablement les postes de travail;
- Opter pour une mécanisation de plus en plus poussée;
- Disposer d'un personnel à employer en quantité et en qualité;

Dans ce chapitre nous allons présenter une organisation de chantier propre à l'aménagement du tronçon d'oued *Tifrest* qui traverse la ville *d'Azeffoun*, qui consiste à la détermination, la coordination et à la mise en œuvre des moyens nécessaires, ainsi que la définition et le choix final des engins utilisés pour la réalisation et l'exécution des travaux dans les meilleures conditions et dans les plus brefs délais.

1. Réalisation de la variante choisie

La bonne connaissance du site de l'oued et la conception judicieuse d'un ouvrage bien adapté à son site ne suffisent pas à garantir la qualité et la sécurité de l'ouvrage. Le soin apporté à l'exécution à du canal d'aménagement et les moyens qui y sont consacrés ont également une importance primordiale pour la réussite des opérations de construction. Il est donc nécessaire d'assurer que le chantier est confié à tout le moyen nécessaire pour réaliser l'ouvrage dans les bonnes conditions.

L'organisation de chantier consiste à rechercher constamment, la meilleure façon d'utiliser économiquement la main d'œuvre et les autres moyens mis en œuvre pour gérer le chantier. Afin d'atteindre cet objectif, il est impératif de :

- Définir avec précision les méthodes d'exécution, les modes opératoires permettant la mise en pratique des techniques modernes de construction avec un haut rendement.
- Arrêter en quantité et en qualité le personnel à employer, le coût de la main d'œuvre ayant une incidence importante sur le prix de revient.
- Répartir et coordonner les tâches par la concentration d'une main d'œuvre spécialisée.

- Structurer convenablement les postes de travaux stabilisés pour lesquels, on adoptera une mécanisation de plus en plus poussée.

1.1. Rôles des intervenants sur le chantier [10]

Il nous paraît indispensable de rappeler les rôles des différentes personnes amenées à intervenir dans l'acte de construction.

a. Le maître de l'ouvrage

Il est appelé couramment le client, c'est une personne physique ou morale pour le compte de laquelle sont exécutés les travaux. Son rôle est de définir le but à atteindre (programme), d'organiser un financement, de passer et de régler les marchés des travaux. Après la réception des ouvrages, il en est le propriétaire et parfois le gestionnaire.

b. Le maître d'œuvre

C'est une personne physique ou morale, chargée par le maître de l'ouvrage de recevoir l'ouvrage, d'établir le dossier de consultation des entreprises, d'assister le maître d'ouvrage dans le dépouillement des offres, de contrôler l'exécution des travaux et de proposer leur réception et leur règlement, après en avoir établi le décompte.

c. L'entreprise

C'est la réunion des moyens mobiles et immobiles et en personnel dont l'objectif est de réaliser les travaux, c'est un organisme contractuel.

d. L'entrepreneur

Personne physique quand il est individuel ou morale quand est une société, titulaire d'un marché de travaux conclu avec le maître d'ouvrage, chargée de l'exécution des travaux et, parfois de la conception détaillée des ouvrages. L'entrepreneur est responsable du chantier et de l'ouvrage en cours de construction tant que celui-ci n'a pas été réceptionné.

1.2. Travaux préparatoires et installation de l'entreprise

L'implantation d'un chantier nécessite des terrains spacieux, afin de pouvoir aménager les diverses aires de stockages, ouvrir des pistes de circulation d'engins, les occupations progressives par les locaux, les engins, les postes fixes de travail. On peut distinguer les installations suivantes

a. Installations destinées au personnel

Généralement, ce sont des dortoirs, des réfectoires, des installations sanitaires et des bureaux de chantier.

b. Installations destinées au stockage des matériaux

Pour les ciments, nous utilisons soit des silos métalliques, soit des baraquements en bois ou en métal. Les agrégats peuvent être stockés en plein air. Pour éviter leur mélange et faciliter le dosage du béton on doit prévoir un croisement entre les différents types d'agrégats. Les aciers sont stockés des baraquements ou des hangars afin d'éviter leur oxydation...etc.

c. Installations destinées à la réparation des engins

En général, les grosses réparations ne se font pas sur le chantier, mais il importe de disposer d'un atelier suffisamment équipé pour assurer l'entretien courant et les réparations d'urgence des différents matériels.

d. Installation destinée pour la préfabrication

Cette installation est constituée de hangars munis de matériel nécessaire permettant la réalisation des éléments de l'ouvrage tels que les poutres, dalles, conduites.

1.3. Succession des opérations du chantier

a. Travaux préparatoires

- Aménagement des pistes de circulation des engins et des aires de stockage de matériaux de construction;
- L'abattage des arbres et les roseaux.
- La démolition et / ou le démontage des constructions et / ou clôtures.

b. Exécution de l'ouvrage

Ils consistent essentiellement en :

- Le piquetage d'implantation pour le terrassement.
- l'exécution des déblais et des remblais.
- Exécution de la couche du gravier $d = 10$ cm.
- Exécution de la couche du béton de propreté $d = 10$ cm.
- Exécution de béton armé :
 - Pour les canaux rectangulaires $d = 20$ cm.
 - Pour les canaux trapézoïdaux $d = 15$ cm.
- Ferrailage des parois ;
- Coffrage des parois ;
- Bétonnage des parois ;
- Décoffrage des parois ;
- Ferrailage de la dalle;
- Coffrage de la dalle ;
- Bétonnage de la dalle ;
- Décoffrage de la dalle ;

1.4. Les moyens de chantier

a. Les moyens humains

En ce qui concerne les moyens humains pour la réalisation, on doit justifier la mise en œuvre du personnel compétant pour la réalisation des études préalables et pour la construction en précisant leurs titres et leurs compétences.

b. Les moyens matériels

Tableau VI 1 : Engins et leurs tâches.

Tache	Engins	Actions
Travaux de préparation	Dozers	Enlever les obstacles et les herbes
	Chargeurs	
	Pelles	
	Camions	
Terrassement	Pelles	Donner la forme exacte du canal
	Chargeurs	
	Dozers	
	Niveleuse	
	Camions	
Compactage	Tous types de compacteurs à rouleaux lisses	Consolider les berges de l'oued pour éviter l'affaissement
	Compacteurs à pieds de mouton	Compacter le fond de l'oued
Coulage	Bétonneuse	Produire du béton
	Pompe à béton	Couler le béton

2. Devis quantitatif et estimatif du projet

Les estimations des prix des ouvrages et aménagements donnés :

- Prix unitaire des terrassements.
- Prix unitaire de fourniture et pose de (gabionnage, tout venant).

Le tableau suivant donne les montants de réalisation de la variante retenue :

Tableau VI 2 : Le devis des différents travaux d'Oued *Tifrest*

Désignation des travaux		Unité	Quantité	Prix unitaire (DA)	Montant (DA)
Terrassement	Deblai	m ³	51 650	250	12 912 500
	Rembali	m ³	288	200	57 600
Béton de propreté		m ³	8 784	6 000	52 704 000
Béton armé		m ³	5 392	32 000	172 544 000
Montant Total					238 218 100
TVA 19%					45 261 439
Total TTC					283 479 539

3. Planification (BENLAOUKLI, 2004)

La planification est l'organisation dans le temps de la réalisation des travaux. C'est une méthode dont dispose le cadre pour rendre son travail efficace, elle nécessite les étapes suivantes:

a. Collecte des informations

Ces informations concernent les plans d'architecture de la structure, le cahier de charge, les normes de travail, le rendement des engins et les prix des matériaux de constructions

b. Décomposition du projet en tâches

On décompose le projet en opérations en éléments de structure.

c. Prévoir la relation entre les opérations

Les relations entre les opérations peuvent être logiques ou préférentielles.

d. Attribution des durées :

Le temps de réalisation de chaque tâche sera calculé par la formule suivante :

$$T = \frac{Q}{N \cdot R} \dots \dots \dots (VI.1)$$

Avec :

- ✓ **T** : temps de réalisation en heures.
- ✓ **Q** : quantité de travail en (m³, m², m...).
- ✓ **N** : la norme de travail (8 h/jour).
- ✓ **R** : rendement de travail.

e. Construction de réseau

Il existe deux principales méthodes de planification :

- Méthodes basées sur le réseau ;
- Méthodes basées sur le graphique

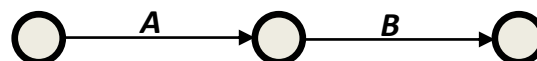
3.1.méthodes basées sur le réseau

3.1.1. Définition du réseau

Le réseau est une représentation graphique d'un projet qui permet d'indiquer la relation entre les différentes opérations qui peuvent être successives, simultanées, convergentes et la durée de réalisation. On distingue deux types de réseaux :

- Réseau à flèches

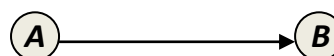
L'opération est représentée par une flèche et la succession des opérations par des nœuds.



L'opération (A) précède l'opération (B)

- Réseau à nœuds

L'opération est représentée par un nœud et la succession des opérations par des flèches



L'opération (B) ne peut commencer que si l'opération (A) est complètement achevée

Pour construire un réseau, il convient d'effectuer les opérations suivantes :

- Etablissement d'une liste des tâches.

- détermination des tâches qui précèdent et qui succèdent.
- Etablissement des graphes partiels.
- Regroupement des graphes partiels.
- Construction du réseau.

3.1.2. Différentes méthodes basées sur le réseau

a. Méthode C.P.M (critical path netlog)

C'est la méthode du chemin critique qui nous permet de savoir le temps de réalisation d'un ouvrage.

b. Methode P.E.R.T (Program Evaluation and Review Technical)

C'est une méthode consistant à mettre en ordre sous forme de réseau plusieurs tâches qui grâce à leur chronologie et leur dépendance concourent toutes à l'obtention d'un produit fini.

3.2.Méthodes basées sur le graphique

a. Méthode linéaire (ligne of balance technic)

Cette méthode est destinée à la planification des projets de construction dont les travaux sont répétitifs.

b. Méthode à barres

Cette technique consiste à déterminer deux réseaux et un diagramme à barres (plan de travail).

3.3.Choix de la méthode de calcul

Il est préférable dans le cas où les opérations se suivent comme dans notre cas d'opter pour la méthode **C.P.M** car le choix de la méthode de calcul repose essentiellement sur le type d'ouvrage construire.

a. les paramètres de la méthode C.P.M

Les paramètres indispensables dans l'exécution de cette méthode sont les suivants :

DCP	T
DFP	DCPP
DFPP	MT

Avec :

- ✓ **T** : temps de réalisation de l'opération;
- ✓ **DCP** : date de commencement au plus tôt (l'opération peut être commencée) ;
- ✓ **DCPP** : date de commencement au plus tard (l'opération doit être commencée).
- ✓ **DFP** : date de finition au plus tôt (date de l'opération peut être fini).
- ✓ **DFPP** : date de finition au plus tard (date de l'opération doit être fini).
- ✓ **MT** : marge totale (l'intervalle du temps).

$$\begin{cases} \text{MT} = \text{DCPP} - \text{DCP} \\ \text{MT} = \text{DFPP} - \text{DFP} \end{cases} \quad \text{et} \quad \begin{cases} \text{DFP} = \text{DCP} + \text{T} \\ \text{DCPP} = \text{DFPP} - \text{T} \end{cases}$$

Pour calcul allé on a :

$$\begin{cases} \text{DFPi} = \text{DCPi} + \text{Ti} \\ \text{DFpi} = \text{DCPj} \end{cases}$$

Pour la dernière cellule on la convention suivante :

$$\begin{cases} \text{DCPP} = \text{DCP} \\ \text{DFPP} = \text{DFP} \end{cases}$$

b. Chemin critique (C.C)

C'est le chemin qui donne la durée totale du projet (DTR) reliant les opérations possédant la marge totale nulle (0). Donc pour retrouver un chemin critique il suffit de vérifier la double condition suivante :

$$\text{C.C} \Leftrightarrow \begin{cases} \text{MT} = 0 \\ \sum T_{\text{C.C}} = \text{D.T.P} \end{cases}$$

c. Elaboration du réseau selon la méthode CPM

La méthode du CPM est une méthode de planification, elle a pour objectif de réduire le temps et le coût de réalisation de projet et augmenter le rendement du travail. Pour la construction du réseau il faut d'abord établir les différentes tâches des travaux et le temps de réalisation de chaque tâche.

Tableau VI 3 : Les différentes tâches et leurs durées.

Notation	Opération	Durée [jour]
A	Décapage de la couche de terre végétale	20
B	Piquetage	9
C	Exécution des tranchées	49
D	Aménagement du lit de pose	34
E	La mise en place du béton armé pour le lit	48
F	La mise en place du béton armé pour les voiles	42
G	Les essais d'étanchéités	17
H	Remblaiement des tranchées	23
I	Travaux de finition	20

Tableau VI 4 : Les différentes tâches.

opérations	précède	succède
A	B	-
B	C	A
C	D, E, F, G	B
D	H	C
E	H	C
F	H	C
G	H	C
H	I	D, E, F, G
I	-	H

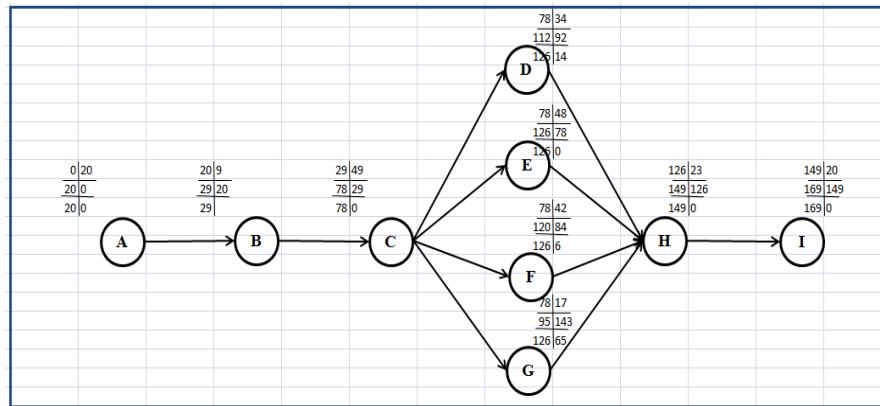


Figure VI 1 : Réseau à nœud

3.4. Diagramme de Gantt

Le diagramme de Gantt est un outil utilisé en ordonnancement et gestion de projet et permettant de visualiser dans le temps les diverses tâches liées composant un projet (il s'agit d'une représentation d'un graphe connexe). Il permet de représenter graphiquement l'avancement du projet.

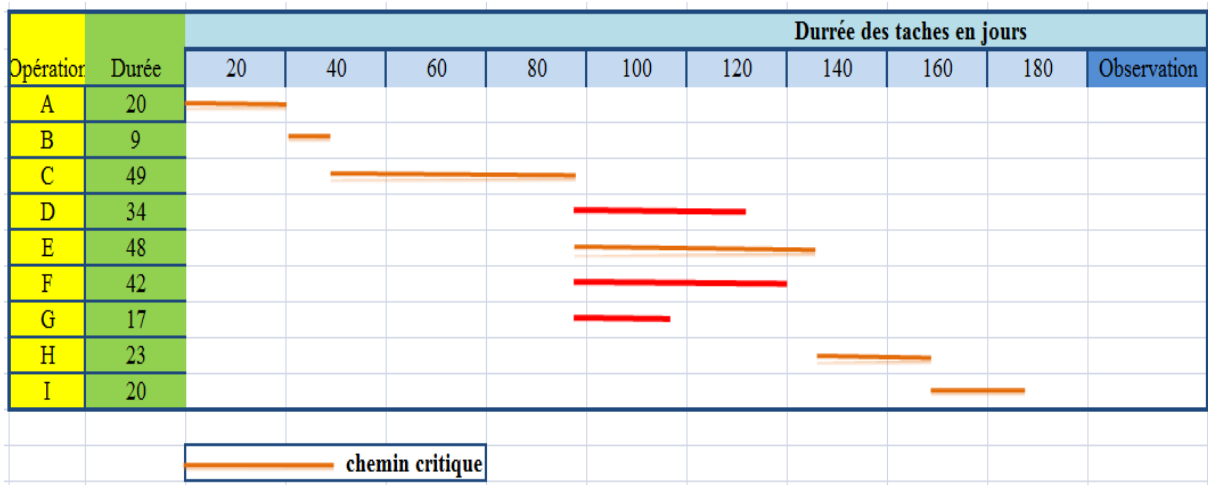


Figure VI 2 : Diagramme de Gantt

4. Protection et sécurité de travail

La protection du travail comprend tout un système de mesure d'ordre social, économique, technique, hygiénique, organisationnel et juridique. Ceux-ci garantissent l'assurance de la protection de la santé et de la capacité de travail des travailleurs.

Les chantiers sont très dangereux et les accidents peuvent se produire à tous les moments de l'installation jusqu'à la mise en eau. C'est pour cela, qu'on doit chercher toutes les solutions pour faire face à ces derniers.

L'objet sera, donc de diminuer la fréquence et la gravité des accidents de chantier. Pour cela, il existe un bon nombre de dispositifs, de consignes et de règlements dits « de sécurité » dicté par différents organismes intéressés par la sécurité du travail.

4.1. Cause des accidents de travail

L'analyse des accidents, les plus fréquents, fait apparaître des causes à la fois humaines et techniques (industrielles).

a. Causes humaines

Ces facteurs concernent les actions dangereuses dans le travail dues au comportement de nature humaine qui nécessite dans certains cas l'intervention d'un médecin et d'un psychologue tel que :

- La négligence des travailleurs.
- La fatigue.
- La distraction.
- Les gestes néfastes.
- Inaptitude mentale ou physique.
- Adoption de la solution de faciliter.
- Manque de concentration.
- La nervosité.

b. Causes techniques

Les causes d'accident d'origine matérielle évoluent généralement pendant l'exécution des travaux. Elles proviennent :

- Des mauvaises conditions de travail.
- De l'encombrement du matériel dans les chantiers et le mauvais stockage.
- Le manque d'éclairage.
- Des outils et engins utilisés (implantation, entretien).
- Des conditions d'hygiène et de sécurité (ventilation, production).

4.2. Conditions dangereuses dans le chantier

- Installation non protégée ou mal protégée.
- Outillages, engins et équipements en mauvais état.
- Matière défectueuse, stockage irrationnel.
- Protection individuelle inexistante.
- Défauts dans la construction.
- Eclairage défectueux.
- Facteur d'ambiance impropre.
- Conditions climatiques défavorables.

4.3. Actions dangereuses

- Intervenir sans précaution sur des installations sous tension, sous pression ou contenant des substances toxiques ou inflammables.
- Intervention sans précaution sur des machines en mouvement.
- Action sans prévention ou sans autorisation.
- Le non utilisation de l'équipement de protection individuelle.

- L'imprudence durant le travail.
- Le rythme de travail inadapté.

4.4. Mesures préventives

La protection du personnel doit être assurée de manière bien satisfaisante par les services appropriés.

- Les appareils de levage doivent être installés sur une surface présentant une résistance suffisante.
- Les câbles et les chaînes de levage ne doivent pas être soumis à des charges supérieures à celles fixées.
- Les travaux ne doivent être exécutés que lorsque l'installation est mise hors tension et hors tout danger.
- Les abris doivent être aérés et chauffés.

4.5. Principales fonctions du service de sécurité

a. Etudes

- Participation au Comité d'Hygiène et de Sécurité.
- Analyse des postes de travail « Etude Sécurité ».
- Suggestions du Personnel.
- Statistique : élaboration et commentaire.
- Rapport avec l'administration.

b. Exécution

- Mesures légales d'hygiène et de sécurité (code de travail).
- Réalisations pratiques des suggestions et des études.

c. Contrôle

- Enquêtes à la suite des accidents.
- Inspections des installations.
- Visites périodiques effectuées par les organismes.
- Contrôle éventuel des moyens de transport du personnel.

d. Animation

- Lutte contre l'incendie et les accidents de trajet.
- Equipes de secours.
- Formation spéciale concernant certaines professions.

4.6. Moyen de prévention et de protection [11]

Dans l'entreprise comme dans la vie, c'est bien connu, « **il vaut mieux prévenir que guérir** ». Risques professionnels et accidents de travail sont lourds de conséquences pour l'employeur, les employés et le travail. Pour cela notre entreprise n'est pas passée à côté du fait de mettre à disposition de ses employés des moyens de

prévention et de protections individuelles et collectives dans le but de la suppression ou réduction des risques.

4.6.1. Moyen de protection Collectif

4.6.2. Moyen de protection Individuel

a. Bruit

Il y'a des engins qui engendrent beaucoup de bruit et donc peuvent causer des lésions pour éviter ça, les employés (ingénieur, technicien, ouvrier.) Doivent mettre un casque.

b. Les yeux

Des lunettes et des plaques de signalisation sont mise en place pour la protection des yeux.

c. Système respiratoire

À cause de la poussière et des fines particules.

d. Mains

Le port de gants est une obligation pour éviter les blessures.

4.7. Mesures et principes généraux de prévention

L'obligation patronale de sécurité ne se limite pas à la prévention des accidents du travail et des maladies professionnelles. Elle est beaucoup plus étendue et concerne tous les risques auxquels le salarié peut être exposé au travail, y compris les risques psychosociaux. Il s'agit d'une obligation de résultat, et non pas simplement d'une obligation de moyens. Pour respecter son obligation, l'employeur doit prendre les mesures nécessaires pour assurer la sécurité et protéger la santé physique et mentale de ses salariés. Il doit :

- Conduire des actions de prévention des risques professionnels et de la pénibilité au travail,
- Mener des actions d'information et de formation de ses salariés sur la santé et la sécurité,
- Mettre en place une organisation et des moyens de travail adaptés.

Ces mesures doivent être adaptées en cas de changement de circonstances ou pour améliorer les situations existantes.

Elles doivent se baser les principes généraux de prévention suivants :

- Éviter les risques,
- Évaluer les risques qui ne peuvent pas être évités,
- Combattre les risques à la source,
- Adapter le travail à l'homme (en particulier s'agissant de la conception des postes de travail, le choix des équipements et des méthodes de travail et de production) afin de limiter le travail monotone et le travail cadencé,
- Tenir compte de l'état d'évolution de la technique,
- Remplacer ce qui est dangereux par ce qui n'est pas dangereux ou par ce qui est moins dangereux,

- Planifier la prévention en y intégrant notamment la technique, l'organisation et les conditions de travail, les relations sociales, les risques liés au harcèlement moral et au harcèlement sexuel,
- Prendre des mesures de protection collective en leur donnant la priorité sur les mesures de protection individuelle,
- Donner les instructions appropriées aux travailleurs.

4.8.Règles de sécurité sur les lieux de travail :

a. Dans les locaux

Les locaux de travail doivent être aménagés de façon à garantir la sécurité des travailleurs. Ils doivent être tenus dans un état constant de propreté, présenter les conditions d'hygiène et de salubrité nécessaires et être dégagés de tout encombrement. Les installations et dispositifs techniques et de sécurité doivent être entretenus et vérifiés périodiquement. L'employeur doit également respecter des normes particulières concernant notamment :

- L'aération et l'assainissement des locaux,
- L'éclairage (lumière naturelle suffisante dans les locaux de travail autant que possible...),
- Le chauffage,
- La protection contre le bruit,
- L'aménagement des postes informatiques (de manière à limiter le stress, la fatigue visuelle, les troubles musculo-squelettiques et les rayonnements émis par les écrans),
- La Protection Contre le Tabac,
- Les Installations Sanitaires,
- La Restauration du Personnel,
- La Signalisation des Zones de Danger,
- Le Matériel de Premiers Secours,
- La prévention et la lutte contre l'incendie et des risques liés aux installations électriques.

b. Sur chantier

La protection du personnel doit être assurée d'une manière bien satisfaisante par les services appropriés. :

- Les appareils de levage doivent être établis sur une surface présentant une résistance suffisante.
- Les câbles et les chaînes de levage ne doivent pas être soumis à des charges supérieures à celle fixée.
- Les travaux ne doivent être exécutés que lorsque l'installation est mise hors tension et hors tout danger.
- Les abris doivent être airés et chauffés.

Conclusion

L'exécution d'un ensemble de travaux par gestion rationnelle de temps ; demande conjointement des moyens humains, techniques et matériels, afin d'aboutir à un but ultime qui est la livraison du projet dans les délais prévus, sans sortir des couts d'investissement initiaux. A l'issue de ce volet nous avons pu estimer le cout global du projet d'aménagement d'oued *Tifrest* est de **283 479 539 DA** pour un délai de réalisation de **25** semaines.



Chapitre VII

CALCUL GENIE CIVIL

Introduction

En génie civil, le calcul et le dimensionnement d'un ouvrage doivent être très rigoureux, l'ensemble des facteurs qui peuvent être nuisibles pour la qualité des résultats de ces calculs. Les problèmes d'interaction sont parmi les phénomènes les plus réputés en génie civil et qui peuvent provoquer des dégâts capitaux lors d'un séisme, ces derniers peuvent se produire entre deux ou plusieurs systèmes physiques de différents types, on cite

- **Couplage entre une structure et un fluide (interaction fluide-structure)**

Le fluide **F**, caractérisé par son champ de vitesse et de pression, exerce des forces aérodynamiques **F_a** (forces de pression) sur la surface mouillée **S_m** du solide **S** qui se déplace et/ou se déforme sous leur action. Le déplacement et/ou la déformation du solide affecte, au moins localement, le champ de l'écoulement et par conséquent la direction et l'intensité des charges aérodynamiques : ce cycle des interactions entre le fluide et le solide est caractéristique du couplage entre les deux milieux. La nature de ce couplage dépend des systèmes et dans certains cas on peut ne considérer que l'action du fluide sur le solide (ou l'inverse). La modification d'un seul des paramètres **F_a**, **F**, **S_m** ou **S** déstabilise le cycle entier qui doit converger vers un nouvel état d'équilibre.

- **Entre la structure et le sol (interaction sol-structure)**

Le terme interaction sol-structure est utilisé aujourd'hui pour caractériser les situations où le comportement d'une structure ne peut pas être évalué de façon précise sans considérer aussi le comportement du sol en contact et de leur interface. Du point de vue de la structure, le but d'une analyse tenant compte de l'interaction sol-structure est de déterminer l'effet d'action du sol sur la structure, c'est-à-dire principalement, les pressions de contact en fonction de la déformation de la structure, ceci pour pouvoir procéder aux vérifications nécessaires à son dimensionnement. Il s'agit donc d'assurer que les hypothèses faites sur le comportement du sol sont compatibles avec la réponse de la structure, principalement avec sa déformation, ceci aussi bien à l'état limite de service qu'à l'état limite ultime.

1. Etude de la stabilité du canal

Pour le calcul de vérification de stabilité on va montrer que le canal est stable au :

- ✓ Glissement
- ✓ Renversement
- ✓ Poinçonnement

La stabilité de cet ouvrage englobe celle de poinçonnement car le canal est parfaitement symétrique. Tell que on doit vérifier que :

$$\sigma_{moy} < \sigma_{sol} = 2 \text{ bar} \dots\dots\dots(\text{VII.1})$$

$$\sigma_{moy} = \frac{3\sigma_A + \sigma_B}{4} \dots\dots\dots(\text{VII.2})$$

$$\sigma_A = \frac{N}{100B} + \frac{6M_G}{100(B)^2} \dots\dots\dots(\text{VII.3})$$

$$\sigma_B = \frac{N}{100B} - \frac{6M_G}{100(B)^2} \dots\dots\dots(\text{VII.4})$$

Avec :

σ_{moy} : Contrainte moyenne

σ_{sol} : Contrainte du sol

B : Largeur du radier

N : La somme des forces vertical

M_G : La somme des moments par rapport au centre de gravité du radier

$$\sum M_G = 0 \text{ kn. m} \dots \dots \dots \text{(VII.5)}$$

Tableau VII 1: Somme des forces vertical en fonction de la largeur

Canal	B(m)	15
Rempli	N(t)	211.45
	σ_{moy}	0.14
Vide	N(t)	44.78
	σ_{moy}	0.03

$$\sigma_{\text{moy}} < \sigma_{\text{sol}} \text{ La condition est vérifiée.}$$

2. Généralités

2.1. La capacité portante d'un sol

Est une performance technique spécifique qu'il est indispensable de connaître pour établir le système de fondation d'un ouvrage. La mesure de cette performance s'acquiert par des essais de sol superficiels (essai à la table) ou par des sondages. Caractérisé par sa résistance au tassement en fonction de la cohésion et des frottements internes.

2.2. Actions et sollicitations

2.2.1. Actions

Toute cause produisant un état de contrainte est une action, on peut distinguer trois types d'actions :

1- Actions permanente (G)

Les actions permanentes sont appliquées pratiquement avec la même intensité pendant toute la durée de vie de l'ouvrage. Elles comportent non seulement le poids propre des éléments porteurs, mais aussi le poids des éléments incorporés aux éléments porteurs tel que le poids des terres, équipements fixes et les efforts dus aux déformations permanentes imposées à la construction.

On note : **Gmax** : Actions permanentes défavorables.

Gmin : Actions permanentes favorables.

2- Actions variables (Qi)

Ce sont les actions dont l'intensité est plus ou moins constante, mais qui sont appliquées pendant un temps court par rapport aux actions permanentes, on trouve :

- Les charges d'exploitation.
- Les actions dues à la température.
- Les actions appliquées en cours d'exécution.
- Les actions climatiques.

3- Actions accidentelles (FA)

Ce sont des actions de phénomènes qui se produisent rarement et avec une faible durée d'application.

2.2.2. Les sollicitations

Les sollicitations sont les efforts provoqués en chaque point et sur chaque section du canal par les actions qui s'exercent sur elle. Elles sont exprimées sous forme de force, d'effort, de moment.

Toutes les actions citées précédemment doivent être combinées afin de tirer la combinaison la plus défavorable.

$$\gamma_{F_3} \left(\gamma_{F_{G_{\max}}} * G_{\max} + \gamma_{F_{G_{\min}}} * G_{\min} + \gamma_{Q_1} * Q_1 + \gamma_{F_{Q_i}} * \sum (\Psi_{oi} * Q_i) \right)$$

$$\gamma_{Q_i} \begin{cases} 1,5 & \text{dans le cas général ;} \\ 1,35 & \text{cas de température, charges routières, bâtiments agricoles à faible} \\ & \text{densité d'occupation humaine.} \end{cases}$$

Ψ_{oi} : Coefficient de pondération des valeurs d'accompagnement

$$\begin{cases} 0,77 & \text{vent, neige ;} \\ 0,6 & \text{variations uniformes de la température.} \end{cases}$$

➤ **Vis-à-vis l'ELU :**

$$1,35 G_{\max} + G_{\min} + 1,5 Q_1 + 1,3 \sum_{i>1}^n \Psi_{oi} * Q_i$$

➤ **Vis-à-vis l'ELS :**

$$G_{\max} + G_{\min} + Q_1 + \sum_{i>1}^n \Psi_{oi} * Q_i$$

3. Caractéristiques des matériaux

3.1. Le béton

Le béton est apparu durant le 19^{ème} siècle, depuis, il a été le principal matériau utilisé dans les ouvrages du génie civil. Ceci grâce à sa

- Forte résistance à la compression.
- Durabilité sans entretien.

Le béton est un matériau obtenu par un mélange adéquat de granulats (sable, gravier), le liant hydraulique (ciment) et de l'eau. Il est un matériau capable de supporter des efforts de compression importants alors que sa résistance aux efforts de traction est très faible.

C'est donc pour pallier à cette insuffisance qu'est née l'idée de placer, dans les zones soumises à des efforts de traction, des barres d'acier (armatures) résistantes aussi bien en compression qu'en traction.

Le matériau résultant de l'association du béton et de l'acier est appelé béton armé. Les déformations différées du béton comprennent le retrait et le fluage.

3.1.1. Le retrait

C'est un raccourcissement pendant le durcissement du béton suite à l'évaporation de l'eau, il est de l'ordre de :

- 1,5.10⁻⁴ régions très humide ;
- 2.10⁻⁴ régions humide ;
- 3.10⁻⁴ régions tempérées sèche ;
- 4.10⁻⁴ régions sèche et chaude ;
- 5.10⁻⁴ régions très sèches ;

3.1.2. Le fluage

C'est une déformation différée supplémentaire à la déformation élastique provoquée par l'application d'un chargement à une pièce en béton.

3.1.3. Les armatures

Les armatures sont en acier, caractérisées par un même comportement en traction et en compression. Elles ont une résistance très élevée ainsi qu'une ductilité, contrainte élastique et le module de *Hunge* pour tous les types d'armatures sont les principales caractéristiques des aciers.

Les armatures longitudinales pour le béton armé et les éléments principaux doivent être à haute adhérence (HA) avec $f_e \leq 500\text{MPa}$.

4. Calcul de ferrailage

4.1. Les hypothèses de calcul

4.1.1. Béton

Béton N°4 dosé à 400 kg/m^3 de poids volumique $\gamma = 25\text{kn/m}^3$.

Béton N°1 dose à 150 kg/m^3 de poids volumique $\gamma = 20\text{kn/m}^3$.

La contrainte caractéristique du béton à la compression à 28 jours : $f_{c28} = 25\text{Mpa}$.

La contrainte caractéristique du béton à la traction à 28 jours : $f_{t28} = 2.1\text{Mpa}$.

La contrainte du béton à la compression : $\sigma_b = 14.2\text{Mpa}$.

La contrainte admissible du béton à la compression : $\sigma_b = 15\text{Mpa}$.

La contrainte admissible de cisaillement du béton :

$\tau_u = 2.5\text{Mpa}$ pour la fissuration préjudiciable et très préjudiciable

4.1.2. L'acier

- Les aciers utilisés: Les barres à haute adhérence de nuances **FeE400 type 1**.
- La contrainte de l'acier à la traction : $\sigma_s = 348\text{Mpa}$.
- La contrainte admissible de l'acier à la traction :
- Pour la fissuration préjudiciable.

$$\sigma_s \leq \min\left(\frac{2}{3} f_e \text{ et } 150\eta\right) = \sigma_s = 240\text{Mpa} \dots (\text{VII.6}) \text{ (BAEL 80 formule 58 page 75)}$$

- Pour la fissuration très préjudiciable.

$$\sigma_s \leq \min(0.5 f_e \text{ et } 110\eta) = \sigma_s = 176\text{Mpa} \dots (\text{VII.7}) \text{ (BAEL 80 formule 59 pages 75)}$$

NB: $\eta = 1.6$ pour les armatures à haute adhérence

4.1.3. Le sol

Suivant l'étude géotechnique nous avons pris :

- La contrainte du sol : $\sigma_{\text{sol}} = 2\text{bar}$
- Le poids volumique du sol $\gamma_{\text{sol}} = 18\text{kn/m}^2$
- L'angle de frottement du sol est 30°

4.2. Bilan des forces

- Poids propre des proies : P_p
- Poids propre de la dalle (radier) : P_r
- Poussé de l'eau : F_w
- Poussé des terres : F_T
- Sur charge (0.8t/m^2) : F_Q
- Poussé de l'eau : P_w

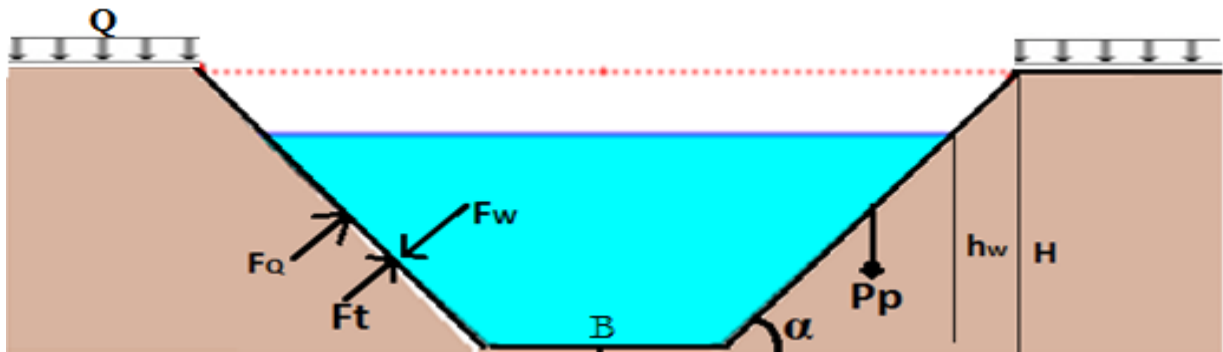


Figure VII 1 : Représentation des forces sur le canal

Tableau VII 2 : Bilan des forces

Force	Formule	Valeur
P_p	$H/\cos\alpha \cdot (1 \cdot e \cdot \gamma_b)$	10.05 t
P_r	$B \cdot 1 \cdot e \cdot \gamma_b$	6.75 t
P_w	$S_M \cdot 1 \cdot \gamma_w$	100 t
F_T	$A \cdot H^2 \cdot \gamma_T / 2$	8.99 t
F_Q	$A \cdot H \cdot Q$	1.29 t
F_w	$A_w \cdot h_w^2 \cdot \gamma_w / 2$	13.1 t

4.3. Etude du canal vide

4.3.1. Le radier

La dalle sera dimensionnée comme une poutre bi-encastée

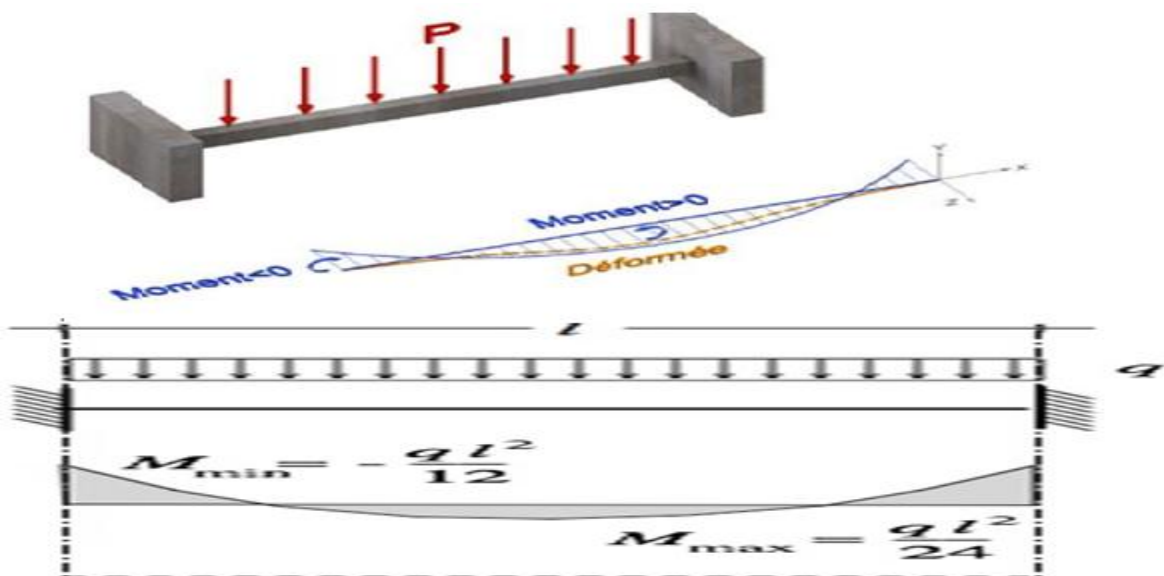


Figure VII 2 : Comportement d'une poutre bi-encastée.

- Calcul des contraintes
- a- Contrainte due au poids des voiles

$$\sigma_v = \frac{1.35(P_v)}{B \cdot 100} = 0.3 \text{ bar} \dots \dots \dots (VII.8)$$

b- Contrainte due à la semelle

$$\sigma_s = \frac{1.35(Ps)}{B \cdot 100} = 0.10 \text{ bar} \dots \dots \dots (VII.9)$$

$$\sigma_1 = \sigma_2 = 0.22 \text{ bar}$$

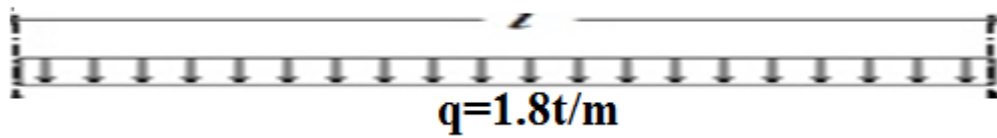


Tableau VII 3 : Calcul des sections de ferrailage (canal vide)

	M	B	d	ζ	α	β	As	Nbr
Appui	9.11	100	27	0.088	0.115	0.954	10	8 Φ (12)
Travi	14.58	100	27	0.141	0.112	0.939	10.55	8 Φ (12)

4.3.2. Etude des voiles

Un voile fonctionne comme une console encastree à la base, Et ils sont caractérisés par trois modes de ruptures sont représenter dans la figure suivante :

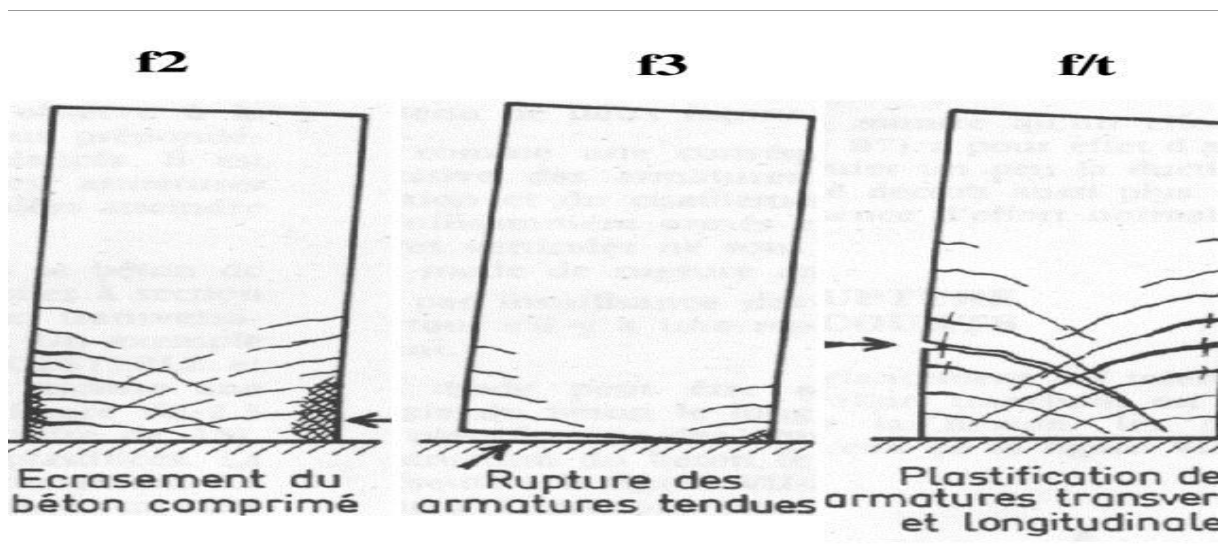


Figure VII 3 : Mode de rupture des voiles

Dans le but d'éviter les modes de rupture suscitée, la section du voile doit comporter suffisamment d'armatures verticales, horizontales et des armatures transversales.

• **Calcul du moment à l'encastrement**

La voile est soumise à :

- ✓ La pression de terres
- ✓ La pression de la sur charge

La voile est sollicitée à flexion simple avec un moment à l'encastrement M_e qui sera utilisé pour le ferrailage.

$$M_e = F_T \cdot \frac{l}{3} + F_Q \cdot \frac{l}{2} \dots \dots \dots (VII.10)$$

Avec : $l = H / \sin \alpha \dots \dots \dots (VII.11)$

Dans notre cas on doit calculer le moment a mis hauteur (H/2) car $H > 4.5 \text{ m}$.

$$M_e = \frac{1.35 \cdot A \cdot 6^2 \cdot \gamma_{sol}}{2} \cos\left(\frac{\pi}{2} - \alpha\right) \cdot \frac{13.41}{3} + 1.5 \cdot A \cdot Q \cdot 6 \cdot \cos\left(\frac{\pi}{2} - \alpha\right) \cdot \frac{13.41}{2} \dots (VII.12)$$

$$M_{eh/2} = \frac{1.35 \cdot A \cdot 6^2 \cdot \gamma_{sol}}{8} \cos\left(\frac{\pi}{2} - \alpha\right) \cdot \frac{13.41}{6} + 1.5 \cdot A \cdot Q \cdot \frac{6}{2} \cdot \cos\left(\frac{\pi}{2} - \alpha\right) \cdot \frac{13.41}{4} \dots (VII.13)$$

Avec :

A: c'est le coefficient de pousse des terres.

$$A = \frac{\sin^2(\eta - \varphi)}{\sin^2(\eta) \sin(\eta + \delta) \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\varphi + \delta) \sin(\varphi - \beta)}{\sin(\eta + \delta) \sin(\eta - \beta)}} \right]^2}$$

D'après C OULOMB pour un talus horizontal et angle de frottement le A est entre (0.17-0.33).

Dans notre cas **A=0.26**

Tableau VII 4 : Calcule Ferrailage des voiles (canal vide)

	la base	Mis hauteur
Me (t.m)	29.75	4.24
II	0.287 < II _I	0.041
A	0.435	0.052
B	0.83	0.979
As (cm²)	18.16	4
Nbre des barres	15 Φ(12) esp=18	5 Φ(16) esp=18

4.4. Etude du canal rempli

Même calcul avec la présence de la pousse de l'eau dans le calcul des moments et le poids de l'eau dans la somme des forces vertical.

Tell que :

4.4.1. Le radier

c- Contrainte due au poids des voiles

$$\sigma_v = \frac{1.35(P_v)}{B \cdot 100} = 0.3 \text{ bar} \dots \dots \dots (VII.14)$$

d- Contrainte due à la semelle

$$\sigma_v = \frac{1.35(P_s)}{B \cdot 100} = 0.10 \text{ bar} \dots \dots \dots (VII.15)$$

e- Contrainte due aux poids de l'eau

$$\sigma_w = \frac{1.5(P_w)}{B \cdot 100} = 1.6 \text{ bar} \dots \dots \dots (VII.16)$$

$$\sigma_1 = \sigma_2 = 1.86 \text{ bar}$$

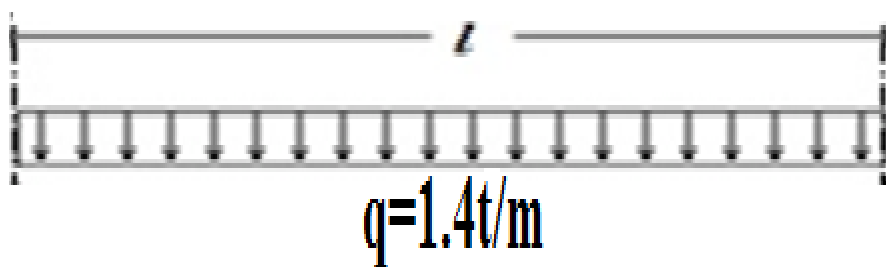


Tableau VII 5 : Calcul des sections de ferrailage (canal rempli)

	M	B	d	Π	α	β	As	Nbr
Appui	7.08	100	27	0.068	0.088	0.964	7.42	5Φ(14)
Travi	11.34	100	27	0.109	0.145	0.942	12.82	5Φ(12)

4.4.2. Les voiles**a- Calcul du moment à l'encastrement**

$$M_e = F_T * \frac{l}{3} + F_Q * \frac{l}{2} - F_W * \frac{l}{3} \dots \dots \dots (VII.17)$$

$$M_e = \frac{1.35 * A * 6^2 * \gamma_{sol}}{2} * \cos\left(\frac{\pi}{2} - \alpha\right) * \frac{13.41}{3} + 1.5 * A * Q * 6 * \cos\left(\frac{\pi}{2} - \alpha\right) * \frac{13.41}{2} - \frac{1.5 * 5.12^2 * \gamma_w}{2} * \cos\left(\frac{\pi}{2} - \alpha\right) * \frac{11.45}{3} \dots \dots \dots (VII.18)$$

Tableau VII 6 : Section de ferrailage interne

Me (t.m)	3.8
Π	0.036 < Π _l
A	0.0374
B	0.985
As (cm²)	6.11
Nbre des barres	5 Φ(12) esp=18

Remarque

Pour les autres profils on garde même ferrailage pour les voiles car sont soumis presque par les même forces, et pour le radier on change la largeur et reste le même calcul.

Conclusion

Dans cette partie, on a pu faire une petite étude de stabilité et aussi on a déterminé le ferrailage nécessaire pour le canal en béton armé.



CONCLUSION

GENERALE

Conclusion Générale

A travers cette étude, on a pris conscience de la nécessité d'entretenir Oued *Tifrest* qui traverse la ville d'*Azeffoun* en différents endroits, pour empêcher le problème d'inondation et protéger leurs biens. On a englobé tous les points qui touchent à la réalisation de ce projet.

Nous avons d'abord présenté la zone d'étude, puis estimé le débit de crue maximal à évacuer par ce cours d'eau. Et afin de choisir l'aménagement adéquat nous avons effectué une analyse technico-économique pour choisir la variante qui répond à notre objectif d'étude.

On a utilisé le logiciel HEC-RAS pour la détermination des zones inondables, en se basant sur le modèle de Saint-Venant monodimensionnel, de ce fait l'entretien de l'aménagement se débute de l'amont de la ville jusqu'à l'aval par deux types de canaux qui prennent en considération les éléments qui conditionnent un écoulement torrentiel.

Enfin, dans le but de se raccorder le maximum à la bonne marche du chantier nous avons essayé de proposer une chronologie logique de l'exécution des tâches. Ainsi que des préventions à prendre pour pouvoir assurer la protection et la sécurité des ouvriers.

Le coût de ce projet est estimé en DA, et comme tout projet celui-ci se doit d'être entretenu et suivi afin de garantir un meilleur service et une longévité acceptable.

Finalement nous avons proposé deux variantes, mais après une étude technico-économique une est éliminée pour finir par retenir la variante qui consiste en une réalisation d'un canal trapézoïdale en béton.



REFERENCES

BIBLIOGRAPHIQUES

Références Bibliographiques

- [1] **YAHIAOUI A B. TOUAIBIA (2012)**. Inondations Torrentielles Cartographie des Zones Vulnérables en Algérie du Nord (Cas de l'oued Mekerra, Wilaya de Sidi Bel Abbès). Thèse de Doctorat. Ecole Nationale Polytechnique. Algérie.
- [2] **Degoutte, G., 2006**. Aide mémoire d'hydraulique a surface libre, Edition ENGREF, 66 p.
- [3] **TOUATI A., 2010**. Intérêt de la modélisation des hydrogrammes de crues dans la protection contre les inondations. Cas de quelques oueds du nord Algérien. Mémoire de fin d'étude, ENSH Blida.
- [4] **BACHI, MOHAMED**. Problematique du risque inondation en milieu urbain; cas de l'agglomeration de Sidi Bel Abbes. 2011.
- [5] **Graf, W., Altinakar, M. S., 1993**.Hydraulique fluviale, Tome 1. Ecoulement uniforme et non uniforme, Volume 16. Traité de Génie Civil de l'Ecole Polytechnique Fédérale de Lausanne.
- [6] **Degoutte, G., 2006**. Aide mémoire d'hydraulique a surface libre, Edition ENGREF, 66 p.
- [7] **Armando LENCASTRE**, Hydraulique Générale, 2eme édition, éditions EYROLLES, 1996. HEC-RAS Users Manuel. US Army corps of engineers Hydrologic Engineering Center, version 4.1 january 2010.
- [9] **TOUAÏBIA, B., 2004**. Manuel pratique d'hydrologie.
- [10] **BEN HAFID, MS. (1997)** Cours De Protection et Sécurité Du Travail ENSH.60 P.
- [11] **F. KOEBELÉ**. L'intégration des cours d'eau dans le paysage et leur protection par des matériaux naturels. Compte rendu, 21P.
- [12] **Laborde J.P ; 2003**. Hydrologie de surface. Université de Nice-Sophia Antipolis. Laboratoire d'analyse spatiale.Nice.
- [13] **Musy, A ; Higy, C ; 1998**. Hydrologie appliquée, Edition H.G.A. Bucarest. Ecole Polytechnique Fédérale de Lausanne.



ANNEXES

Annexe

Paramètres hydrauliques de toutes les sections d'oued *TIFRET* avant l'aménagement (Hec-Ras)

Oueds	Sections	Période de retour (ans)	Débit (m ³ /s)	Cote lit mineur (m)	Cote de la surface de l'eau (m)	Cote de la surface de l'eau critique (m)	Cote d'énergie (m)	La pente d'énergie (m/m)	La vitesse (m/s)	Surfaces inondées (m ²)	Miroir (m)	Nombre de Froude
oued 3	6	100	122.61	86	89.46	89.46	90.69	0.016635	4.92	24.9	10.24	1.01
oued 3	5	100	122.61	79.11	81.09	82.79	88.16	0.178805	9.78	10.41	6.8	2.14
oued 3	4	100	122.61	78.95	81.51	82.24	83.35	0.033205	6	20.42	12.09	1.47
oued 3	3	100	122.61	74.33	76.1	77.16	80.35	0.1093	9.13	13.43	10.63	2.04
oued 3	2	100	122.61	71.9	75.5	74.08	75.62	0.00104	1.76	83.35	31.13	0.31
oued 3	1	100	122.61	70.48	74.06	74.06	75.36	0.017623	5.06	24.23	9.29	1
oued 3	0	100	122.61	66.2	71.03	68.53	71.1	0.000366	1.26	115.09	30.25	0.19
oued 1	33	100	168.73	76.15	80.58	79.97	81.62	0.010551	4.5	37.46	11.02	0.78
oued 1	32	100	168.73	75.89	80.21	80.21	81.07	0.009294	4.27	44.72	26.39	0.79

Oueds	Sections	Période de retour (ans)	Débit (m ³ /s)	Cote lit mineur (m)	Cote de la surface de l'eau (m)	Cote de la surface de l'eau critique (m)	Cote d'énergie (m)	La pente d'énergie (m/m)	La vitesse (m/s)	Surfaces inondées (m ²)	Miroir (m)	Nombre de Froude
oued 1	31	100	168.73	74.01	76.94	77.92	79.97	0.046478	7.71	21.88	10.21	1.68
oued 1	30	100	168.73	72.49	77.99	76.04	78.11	0.00087	1.76	115.84	40	0.27
oued 1	29	100	168.73	72.74	77.7		78.02	0.002983	2.73	71	29.2	0.47
oued 1	28	100	168.73	71.62	76.15	76.15	77.61	0.017125	5.35	31.51	10.99	1.01
oued 1	27	100	168.73	68.44	71.55	72.89	75.79	0.071471	9.12	18.49	8.81	2.01
oued 1	26	100	168.73	67.77	72.48	72.48	73.99	0.017335	5.45	30.96	10.23	1
oued 1	25	100	168.73	66.23	70.04	70.73	72.66	0.035958	7.18	23.49	8.69	1.39
oued 1	24	100	168.73	65.62	71	69.2	71.11	0.000682	1.66	125.87	40	0.24
oued 2	23	100	291.34	65.41	70.71		71.02	0.001992	2.79	125.48	40	0.43
oued 2	22	100	291.34	65.3	70.69		70.92	0.001663	2.6	135.85	40	0.37
oued 2	21	100	291.34	64.26	69.56	69.56	70.68	0.007244	4.94	71.42	38.58	0.71

Oueds	Sections	Période de retour (ans)	Débit (m ³ /s)	Cote lit mineur (m)	Cote de la surface de l'eau (m)	Cote de la surface de l'eau critique (m)	Cote d'énergie (m)	La pente d'énergie (m/m)	La vitesse (m/s)	Surfaces inondées (m ²)	Miroir (m)	Nombre de Froude
oued 2	20	100	291.34	63.97	69.13	66.9	69.3	0.000864	2.12	167.13	40	0.29
oued 2	19	100	291.34	64.26	68.21	68.21	69.13	0.009625	4.69	74.42	40	0.82
oued 2	18	100	291.34	63.06	65.67	66.39	68.12	0.037009	7.72	47.04	40	1.67
oued 2	17	100	291.34	60.02	64.27	65.02	66.66	0.023124	7.2	49.35	40	1.3
oued 2	16	100	291.34	58.12	62.53	63.63	65.36	0.027186	7.46	39.17	13.59	1.33
oued 2	15	100	291.34	58.38	62.74	62.8	64.03	0.013969	5.02	57.98	24.54	1.04
oued 2	14	100	291.34	56.53	61.01	61.74	63.17	0.016865	6.72	49.92	30.4	1.16
oued 2	13	100	291.34	55.65	59.58	60.37	62.09	0.026599	7.46	47.16	33.42	1.42
oued 2	12	100	291.34	55.06	57.36	58.15	60.18	0.056695	8.37	42.23	37.28	2.01
oued 2	11	100	291.34	54.65	58.19	58.04	59.1	0.009351	4.8	72.34	31.24	0.89
oued 2	10	100	291.34	54.07	57.87		58.65	0.007146	4.38	77.96	30.89	0.77

Oueds	Sections	Période de retour (ans)	Débit (m ³ /s)	Cote lit mineur (m)	Cote de la surface de l'eau (m)	Cote de la surface de l'eau critique (m)	Cote d'énergie (m)	La pente d'énergie (m/m)	La vitesse (m/s)	Surfaces inondées (m ²)	Miroir (m)	Nombre de Froude
oued 2	9	100	291.34	53.73	57.82		58.29	0.004023	3.51	100.56	37.9	0.6
oued 2	8	100	291.34	52.93	57.37		58.05	0.004694	4.11	85.95	29.61	0.66
oued 2	7	100	291.34	52.52	56.61	56.61	57.69	0.009663	5.15	68.53	29.98	0.91
oued 2	6	100	291.34	51.43	56.7	55.24	56.96	0.001641	2.6	135.74	40.42	0.39
oued 2	5	100	291.34	51.24	56.52		56.87	0.001624	2.9	120.67	30.36	0.4
oued 2	4	100	291.34	50.77	55.71	55.71	56.66	0.007321	4.63	76.79	39.28	0.72
oued 2	3	100	291.34	49.76	55.14	54.57	55.91	0.005308	4.14	82.84	34.32	0.59
oued 2	2	100	291.34	49.7	55.03	54.27	55.63	0.003944	3.83	91.87	31.87	0.57
oued 2	1	100	291.34	48.19	53.17	53.17	55.14	0.017095	6.21	46.9	12.02	1
oued 2	0	100	291.34	48.46	51.89	52.61	54.09	0.025387	7.18	49.36	32.26	1.41