



MEMOIRE DE FIN D'ETUDES

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

Option : CONCEPTION DES SYSTEMES D'ASSAINISSEMENT

THEME :

**PROTECTION DE LA NOUVELLE VILLE DE BOUINAN
CONTRE LES CRUES-SITE DE SIDI SERHANE.**

Présenté par :

BENLARBI Samia.

Devant les membres du jury

Nom et Prénoms	Grade	Qualité
SALAH Boualem	Professeur	Président
MOKRANE Wahiba	M.A.A	Examinatrice
AMMOUR Fadhila	M.A.A	Examinatrice
HADJ SADOK Nabila	M.A.A	Examinatrice
ZAIBAK Issam	M.A.A	Promoteur

Session : Septembre 2019

DEDICACE

Dédicace A toute ma famille, C'est l'occasion de rendre hommage aux sacrifices de ma chère maman (Ahlem), cette femme exceptionnelle qui ne cesse d'encourager ses enfants et les orienter vers le bon chemin, mon cher papa(Ali) qui me donne toujours l'espoir dans cette vie et qui fournit tous les efforts pour nous offrir les conditions nécessaires pour bien étudier. Mon frère(Yacine); une source de bonheur et de courage et enfin je le dédie à mon cher oncle(Abdelkader), tout simplement mon deuxième papa qui ne cesse de m'encourager. Cet accomplissement n'aurait jamais été possible sans vous : je vous le dédie !

REMERCIEMENT

En guise de remerciement, je tiens à adresser mes sincères remerciements au bon Dieu et tous ce qui m'ont aidé à élaborer ce mémoire de fin d'étude ; à mon encadreur : Mr ZAIBAK Issam pour son soutien continu le long de ce projet, à Mr MEBARKI Ali pour sa disponibilité, comme je remercie également Mr BOUMEDYENE Walid pour ses explications et Mr OULEBSIR Rafik pour son aide.

Je remercie également mes copines A.Zoulikha, B.Kamilia et B.Célia pour leurs encouragements.

Mes remerciements d'adressent au président de jury Mr B.Salah d'avoir accepté de présider mon jury de soutenance, ainsi qu'aux membres de jury ; Mme W.Mokrane, Mme N.Hadj Sadouk et Mme F.Ammour pour le temps consacré à l'évaluation de ce présent mémoire.

Une profonde reconnaissance et des sincères remerciements exprimés pour mes très chers parents bien sûr qui m'ont aidé et soutenu le long de mon cursus.

ملخص

تشمل هذه الدراسة حماية مدينة بوينان ولاية البليدة ضد الفيضانات فمن الضروري اقتراح تخطيط فعال للوادي . وفي هذا الإطار تطرقنا إلى عدة محاور: وصف مفصل للمنطقة من أجل تحديد مصدر التدفق وانتقاله إلى المنفذ، تحليل سلسلة الأمطار وتحديد تدفق الوادي خلال 100 سنة، وضع خريطة للمناطق الفيضية عبر النمذجة الهيدروليكية، مناقشة الحلول المختلفة واختيار الحل الأنسب من الناحية التقنية والاقتصادية.

كلمات مفتاحية : فيضانات، واد، مياه الأمطار، حماية، تدفق، النمذجة الهيدروليكية ،.

Résumé

Le présent travail consiste à faire l'étude de protection de la ville de Bouinan, (W.Blida), contre les inondations. Pour cela il devient nécessaire de proposer un aménagement efficace afin de limiter les dégâts.

Dans ce cadre, plusieurs axes ont été étudiés : la description détaillée de la zone afin de comprendre la génération de l'écoulement et leur transfert à l'exutoire, l'analyse des précipitations maximales journalières, la détermination de débit de la crue centennale, la délimitation des zones inondables par la modélisation hydraulique du cours d'eau par le logiciel HEC-Ras et une description des variantes d'aménagement proposés. Dans la fin de ce travail, la variante la plus adaptées d'un point de vue technico-économique est le canal trapézoïdal en béton armé.

Mots clés : Inondations, oued, précipitations, protection, débit, HEC RAS.

Abstract

This work involves the protection of Bouinan city (W.Blida), against flooding. In this context, several axes have been studied: the detailed description of area to understand the generation of flow and transfer to the downstream, the analysis of maximum daily precipitation and determination of the design flow rate, as well as draw up flood risk maps and management plans for these areas using the proposed variants. Finally, the most suitable variant from a technical and economic point of view is the one in concrete.

Keywords: Flood, Wadi, precipitation, protection, rate of flow, HEC RAS.

SOMMAIRE

INTRODUCTION GENERALE	1
CHAPITRE I : GENERALITES SUR LES INONDATIONS	
INTRODUCTION	2
I.1.DEFINITIONS	2
I.1.1. Inondation	2
I.1.2.Crue	2
I.1.2.1.Éléments descriptifs d'une crue	3
I.1.2.2. Principaux paramètres nécessaires pour évaluer la catastrophe.....	4
I.1.2.3. Mécanismes de l'inondation	4
I.2. CONSEQUENCES	5
I.3. L'HOMME ET LES INONDATIONS	5
I.4. TYPES D'INONDATIONS	6
I.5.CAUSES DE FORMATION DES CRUES ET DES INONDATIONS	10
I.6. LES INONDATIONS EN ALGERIE	13
CONCLUSION	16
CHAPITRE II : PRESENTATION DE LA ZONE D'ETUDE	
INTRODUCTION.....	17
II.1. GEOGRAPHIE	17
II.1.1 Situation géographique de la commune de Bouinane	17
II.2. PRESENTATION DES SITES DE LOGEMENTS	18
II.3. DELIMITATION DE LA ZONE D'ETUDE.....	18
II.4.CLIMATOLOGIE	19
II.4.1. Pluviométrie.....	19
II.4.2. Température	20
II.4.3. Vent	20
II.4.4. Humidité	20
II.5. GEOLOGIE	20
II.5.1. Lithostratigraphie	21
II.6. HYDROGEOLOGIE	21
II.7. SISMICITE.....	22
CONCLUSION	24

CHAPITRE III : ETUDE HYDROLOGIQUE

INTRODUCTION.....	25
III.1. ELEMENTS DE BASE EN HYDROLOGIE.....	25
III.1.1. Le bassin versant.....	25
III.1.1.1. Définition	25
III.1.1.2. Caractéristiques physiques et leurs influences sur l'écoulement des eaux	26
III.1.1.3 Les caractéristiques géométriques	26
III.1.1.3.1. Surface	26
III.1.1.3.2. Périmètre.....	26
III.1.1.3.3 . Indice de Gravelius K_c	26
III.1.1.3.4. Rectangle équivalent	27
III.1.1.3.5. Coefficient d'allongement	28
III.1.1.4. Paramètre du relief	29
III.1.1.4.1. Courbe hypsométrique	29
III.1.1.4.2. Altitude maximale et minimale du bassin versant	35
III.1.1.4.3. Altitude moyenne du bassin versant	37
III.1.1.4.5. L'altitude maximale et minimale	37
III.1.1.4.6. Les altitudes de fréquence 5%, 50% et 95% :.....	37
III.1.1.5. Le temps de concentration des sous bassins.....	37
III.1.1.5.1. Formule de Giandotti	38
III. 1.1.5.2. Formule de Kirpich	38
III. 1.1.5.3. Formule Espagnole.....	38
III. 1.1.6. La pente moyenne du talweg principal	39
III. 1.1.7. Vitesse de ruissellement	39
III. 1.1.8. Indices de pente	39
III.2.1. Analyse des données pluviométriques	41
III.2.1.1. Précipitations maximales journalières.....	42
III.2.1.2.Paramètres statistiques de la série.....	45
III.2.1.3. Ajustement statistique	46
III.2.1.3.1. Ajustement à la loi de Gumbel	46
III.2.1.3.2. Ajustement avec la loi de Galton	48
III.2.1.3.3. Test de validité d'un ajustement	49
III.2.1.4. Pluie de courte durée.....	50
III.2.1.5. Etude des crues	53

III.2.1.5.1. La formule de Sokolovsky.....	53
III.2.1.5.2. La formule de Giandotti	54
III.2.1.5.3. Formule de MALLET- GAUTHIER	55
III.2.1.5.4 Formule du Turraza.....	55
III.2.1.6. Hydrogramme de crue.....	57
CONCLUSION	61
CHAPITRE IV : CALCUL HYDRAULIQUE	
INTRODUCTION.....	62
IV.1. RAPPEL DES BASES THÉORIQUES RELATIVES À L'HYDRAULIQUE DES ÉCOULEMENTS À SURFACE LIBRE.....	62
IV.1.1. L'écoulement à surface libre	62
IV.1.2. Les canaux à ciel ouvert.....	62
IV.2. TYPES D'ÉCOULEMENT	63
IV.2.1. Variabilité dans le temps.....	63
IV.2.2. Variabilité dans l'espace	64
IV.3. TYPES DE REGIMES D'ÉCOULEMENT	64
IV.4. TYPES D'ÉCOULEMENT	64
IV.5 DIMENSIONNEMENT DES CANAUX.....	65
IV.5.1. Conditions d'un écoulement uniforme.....	65
IV.5.2. Formule principale de calcul	65
IV.5.3. Détermination du coefficient de Chézy	65
IV.5.3.1. Formule de Manning-Strickler	66
IV.5.3.2. Formule de Bazin.....	66
IV.5.3.3. Formule d'Agroskine	67
IV.6. PARAMETRES GEOMETRIQUES.....	67
IV.6.1. Section maximale	67
IV.6.2. Caractéristiques géométriques du canal trapézoïdal.....	68
IV.6.3. Calcul de la profondeur normal yn	69
IV.6.4. Calcul de la profondeur critique	70
IV.6.4.1. Méthode graphique	70
IV.6.4.2. Méthode analytique d'Agroskine	70
IV.6.5. Calcul de la pente critique.....	71
IV.7. CALCUL DE LA LIGNE D'EAU POUR UN ÉCOULEMENT NON UNIFORME ET PERMANENT	71

IV.7.1. Equation de la surface libre d'eau	71
IV.7.2. Calcul de la surface d'eau	72
IV.7.3. Calcul de la ligne d'eau.....	73
IV.8. PRINCIPE DE FONCTIONNEMENT DE HEC-RAS ET LES PRINCIPAUX MENUS DU LOGICIEL.....	75
IV.8.1. Présentation du logiciel utilisé HEC RAS	75
IV.8.2. Précision des différents termes.....	76
IV.8.3. Démarche de la simulation.....	77
IV.8.3.1 Modélisation de la rivière.....	77
IV.8.3.2. Modélisation de l'écoulement	79
IV.8.3.3. Mise en marche de a simulation	80
IV.8.3.4. Visualisation des résultats et constatation.....	80
IV.8.4. Calcul avant l'aménagement de l'oued.....	82
IV.8.5. Données hydrométriques et conditions aux limites	82
IV.9 RESULTATS DES SIMULATIONS	82
IV.10. ZONES INONDABLES	96
CONCLUSION	97
CHAPITRE V : ETUDE DES VARIANTES	
INTRODUCTION.....	98
V.1. PROCEDES DE PROTECTION DES AGGLOMERATIONS CONTRE LES INONDATIONS	98
V.1.1. Recalibrage des eaux.....	98
V.1.2. Curage	98
V.1.3. Réalisation des canaux	98
V.1.4. Protection des berges	99
V.1.5. Création des canaux périphériques	99
V.2. FORMULE DE DIMENSIONNEMENT DES CANAUX.....	99
V.3. CHOIX DES PARAMETRES DE DIMENSIONNEMENT	100
V.3.1. Pente de projet	100
V.3.2 .Coefficient de rugosité	100
V.3.3. Vitesse d'érosion.....	101
V.3.4. Revanche des canaux	101
V.4. ETUDE DES VARIANTES.....	101
V.4.1. Première variante : canal en béton armé	102

V.4.1.1 Dimensionnement	102
V.4.1.2. Paramètres de l'écoulement.....	103
V.4.1.3 Estimation du coût de la variante.....	106
V.4.2. La deuxième variante : canal en gabion.....	106
V.4.2.1. Avantages des structures en gabion	106
V.4.2.2 .Dimensionnement	107
V.4.2.3. Estimation du coût de la variante.....	111
V.5 . CHOIX DE L'AMENAGEMENT	111
V.5.1. Critères d'évaluation	111
V.5.2 .La variante choisie	112
CONCLUSION.....	112
CHAPITRE VI : ORGANISATION DU CHANTIER	
INTRODUCTION.....	113
VI.1. GENERALITES	113
VI.1.1. Rôles et responsabilités des intervenants sur chantier	113
VI.1.1.1. Maître de l'ouvrage.....	113
VI.1.1.2 Maître d'œuvre	113
VI.1.1.3 L'entreprise	114
VI.1.2. Définitions des engins utilisés.....	114
VI.2. DEVIS QUANTITATIF ET ESTIMATIF DU PROJET	114
VI.3.PLANIFICATION DES TRAVAUX.....	115
VI.3.1. Définition	115
VI.3.2. Techniques de la planification.....	115
VI.3.2.1. Méthodes basées sur le réseau	116
VI.3.2.2. Méthodes basées sur le graphique	117
VI.3.3. Les étapes de la planification	117
VI.3.3.1. Collection des informations	118
VI.3.3.2. Décomposition du projet	118
VI.3.3.3. Relations entre les tâches	118
VI.3.4. Choix de la méthode de calcul	118
VI.3.4.1. Paramètres de calcul dans la méthode C.P.M	118
VI.3.4.2 Chemin critique (C.C).....	119
VI.3.5. Diagramme de Gantt.....	119
VI.3.6. Elaboration du réseau selon la méthode CPM.....	120
VI.3.7. Détermination des chemins critiques.....	121
CONCLUSION.....	122
CONCLUSION GENERALE.....	123

LISTE DES FIGURES

Figure I.1 : Eléments descriptif d'une crue (Wikipédia).	3
Figure I.2 : Crue torrentielle.(Wikipédia)	6
Figure I.3 : Inondation par ruissellement(Wikipédia)	7
Figure I.4 : Inondation par remontée des nappes phréatiques (Wikipédia).	8
Figure I.5 : inondation par coulée de boue	9
Figure I.6 : Inondation par rupture d'un barrage(Wikipédia).	9
Figure I.7 : Inondation marine.	10
Figure I.8 : Inondation du 10/11/2001 à Bab El-Oued (Alger).....	15
Figure I.9 : Inondations en Algérie (Alger, 11/2001).....	15
Figure I.10 : Inondations en Ghardaïa (10/2008).	15
Figure II.1 : Localisation de la commune de Bouinane dans la wilaya de Blida.	17
Figure II.2 : Délimitation de la zone avant les travaux de construction.	18
Figure II.3 : Délimitation de la zone en cours de construction.	19
Figure II.4 : Carte hydrogéologique de la zone d'étude.	22
Figure II.5 : Carte des zones sismiques de l'Algérie.	23
Figure III.1 : Délimitation d'un bassin versant.	25
Figure III.2 : Réseau hydrographique de la zone d'étude.....	35
Figure III.3 : Les altitudes de notre bassin versant.....	36
Figure III.4: Carte des stations pluviométriques	42
Figure IV.1 : Classification des écoulements à surface libre (<i>Guesri, 2014</i>)	63
Figure IV.2 : Schémas des écoulements permanent et non permanent.	63
Figure IV.3 : Schéma de définition d'une section demi circulaire.....	67
Figure IV.4 : Schéma de définition d'une section trapézoïdale.	68
Figure IV.5: Eléments géométriques pour des sections ouvertes diverses (Wikipédia)	69
Figure IV.6 : Charge spécifique en fonction de la profondeur	70
Figure IV.7 : Différents types de courbes de remous(Wikipédia).	75
Figure IV.8 : Fenêtre principale de HEC RAS	76
Figure IV.9 : Définition du tracé de l'oued et des sections de l'affluent 1.....	78
Figure IV.10 : Définition du tracé de l'oued et des sections de l'affluent 2.....	78
Figure IV.11 : Définition du tracé de l'oued et des sections de l'affluent 3.....	79
Figure IV.12 : Définition de la crue et des conditions aux limites de l'affluent 1.....	80
Figure IV.13 : Définition de la crue et des conditions aux limites de l'affluent 2.....	81

Figure IV. 14 : Définition de la crue et des conditions aux limites de l’affluent 3	81
Figure IV. 15 : Vue en Plan en 3D de l’affluent 1 d’Oued El Had après la simulation.	83
Figure IV. 16 : Vue en Plan en 3D de l’affluent 2 d’Oued El Had après la simulation.	83
Figure IV. 17 : Vue en Plan en 3D de l’affluent 3 d’Oued El Had après la simulation.	84
Figure IV. 18 : Profil en long simulé de l’affluent 2	85
Figure IV. 19 : Profil en long simulé de l’affluent 3	85
Figure IV. 20 : Sections en travers du canal et résultats de simulation (Suite et fin).	86
Figure IV. 21 : Sections en travers du canal et résultats de simulation (Suite et fin).	87
Figure IV. 22 : Sections en travers du canal et résultats de simulation (Suite et fin).	88
Figure IV. 23 : Sections en travers du canal et résultats de simulation (Suite et fin).	89
Figure IV. 24 : Sections en travers du canal et résultats de simulation (Suite et fin).	90
Figure IV. 25 : Sections en travers du canal et résultats de simulation (Suite et fin).	91
Figure V. 1 : Profil en travers de l’affluent 1 aménagé avec un avec un canal en béton armé.	105
Figure V.2 : Vue en 3D de l’affluent 1 aménagé avec un canal en béton armé.....	105
Figure V. 3 : Coupe en travers d’un canal en gabion	107
Figure V. 4 : Profil en travers de l’affluent 1 aménagé avec un canal en gabion	110
Figure V. 5 : Profil en travers de l’affluent 2 aménagé avec un canal en gabion.	110
Figure V. 6 : Profil en travers de l’affluent 2 aménagé avec un canal en gabion.	111
Figure VI. 1 : Réseau à nœuds	121
Figure VI. 2 : Diagramme de GANTT	122

LISTE DES TABLEAUX

Tableau I.1 : Nombre de construction, par ville, construites sur les zones inondables.....	14
Tableau II.1 : Répartition mensuelle de la vitesse des vents	21
Tableau III.1 : Longueur et largeur du rectangle équivalent du bassin d'Oued El Had.	28
Tableau III.2 : Différents paramètres géométriques des sous bassins.	28
Tableau III.3 : la répartition des surfaces en fonction des cotes SB N°1.	29
Tableau III.4 : la répartition des surfaces en fonction des cotes SB N°2	30
Tableau III.5 : la répartition des surfaces en fonction des cotes SB N°3.	31
Tableau III.6 : la répartition des surfaces en fonction des cotes SB N°4.	32
Tableau III.7 : la répartition des surfaces en fonction des cotes SB N°5	33
Tableau III.8 : Altitudes moyennes de chaque sous bassin.	37
Tableau III.9 : Les différentes altitudes caractéristiques du bassin d'Oued El Had.	37
Tableau III.10 : Temps de concentration des différents sous bassin.	38
Tableau III.11 : Vitesses de ruissellement des sous bassins	39
Tableau III.12 : Evaluation de la pente moyenne des sous bassins.....	40
Tableau III.13: Types de relief.	41
Tableau III.14 : Les différents indices de pente.	41
Tableau III.15 : Station pluviométrique Larbaa.	42
Tableau III.16 : Précipitations maximales journalières.	43
Tableau III.17 : Caractéristiques statistiques de la série Pj max.	45
Tableau III.18 : Les paramètres de la loi de Gumbel.	47
Tableau III.19: Quantiles théoriques de Gumbel.	47
Tableau III.20: Les paramètres de la loi de Galton.	48
Tableau III.21 : Quantiles théoriques de Galton.	49
Tableau III.22 : Résultats du test d'adéquation de $\text{K}\chi^2$	50
Tableau III.23: Récapitulatif des pluies, intensités maximales de durée t (h) et de période de retour T(ans).....	51
Tableau III.24: Intensités et pluies de courtes durées correspondant au temps de concentration des sous bassins.	53
Tableau III.25 : Coefficient de ruissellement de la crue.....	56
Tableau III.26 : Récapitulatif des débits max pour les sous bassins considérés.	56
Tableau III.27 : Débits de crue et de décrue pour le sous bassin 3.	58

Tableau III.28 : Débits de crue et de décrue pour le sous bassin 4.	58
Tableau III.29 : Débits de crue et de décrue pour le sous bassin 5.	59
Tableau IV.1 : Quelques ordres de grandeur du fruit de talus	69
Tableau IV.2 : Types de canaux en fonction de la pente.....	73
Tableau IV.3 : Conditions de classification des courbes de remous.	74
Tableau IV.4 : Résultats de la simulation du 1 ^{er} Affluent à l'état naturel sur HEC-RAS	92
Tableau IV.5 : Résultats de la simulation de l'affluent 2 à l'état naturel sur HEC-RAS	94
Tableau IV.6 : Résultats de la simulation de l'affluent 3 à l'état naturel sur HEC-RAS	95
Tableau V 1 : Les valeurs du coefficient de rugosité (uclouvain.be).....	100
Tableau V.2 : Valeurs de vitesse moyenne limite d'érosion pour les lits consolident.....	100
Tableau V.3 : Dimensions de l'aménagement de l'affluent 1(SB3) (canal en béton armé)...	101
Tableau V.4 : Dimensions de l'aménagement de l'affluent 2(SB5) (canal en béton armé)...	102
Tableau V.5 : Dimensions de l'aménagement de l'affluent 3(SB4) (canal en béton armé)...	102
Tableau V.6 : Paramètres d'écoulement de la variante en béton armé de l'affluent 1	103
Tableau V. 7 : Paramètres d'écoulement de la variante en béton armé de l'affluent 2	103
Tableau V. 8 : Paramètres d'écoulement de la variante en béton armé de l'affluent 3	104
Tableau V. 9 : Devis de la variante (canal en béton armé).	105
Tableau V. 10 : Caractéristiques géométriques de la section gabionnée.....	106
Tableau V. 11 : Dimensions de l'aménagement de l'affluent 1 (canal en gabion).....	107
Tableau V. 12 : Dimensions de l'aménagement de l'affluent 2 (canal en gabion).....	107
Tableau V. 13 : Dimensions de l'aménagement de l'affluent 3 (canal en gabion).....	107
Tableau V. 14 : Paramètres d'écoulement de l'affluent 1 avec un canal en gabion	108
Tableau V. 15 : Paramètres d'écoulement de l'affluent 2 avec un canal en gabion.	108
Tableau V. 16 : Paramètres d'écoulement de l'affluent 2 avec un canal en gabion.	109
Tableau V. 17 : Devis de la variante (canal en gabion).....	110
Tableau VI. 1 : Engins utilisés.	114
Tableau VI. 2 : Devis des différents travaux des affluents de Oued El Had	115
Tableau VI. 3: Liste des opérations avec leurs durées.	120
Tableau VI. 4 : Succession des taches.	120
Tableau VI. 5 : Détermination des chemins critiques	121

LISTE DES GRAPHES

Graphe III.1 : Courbe Hypsometrique du SB1.....	30
Graphe III.2: Courbe Hypsometrique du SB2.....	31
Graphe III.3 : Courbe Hypsometrique du SB 3.....	32
Graphe III.4 : Courbe Hypsometrique du SB 4.....	33
Graphe III.5 : Courbe hypsométrique du SB5.	34
Graphe III.6 : Variabilité chronologique des pluies maximales journalières.	45
Graphe III.7: Représentation graphique de l'ajustement à la loi de Gumbel.....	47
Graphe III.8: Représentation graphique de l'ajustement à la loi de Galton.	49
Graphe III.9 : Courbes Pluie-Durée-Fréquence (PDF).....	52
Graphe III.10 : Courbes Intensité-Durée-Fréquence(IDF).	53
Graphe III.11: Hydrogramme de crue du SB3.	59
Graphe III.12: Hydrogramme de crue du SB4.	60
Graphe III.13 : Hydrogramme de crue du SB5.....	60

LISTES DES PLANCHES

Planche n°1 : Plan de masse de situation du site de Sidi Serhane (W.Blida).

Planche n°2 : Vue en plan de Oued El Had avec les zones inondables.

Planche n°3 : Vue en plan et variante de l'aménagement des affluents de Oued El Had.

Planche n°4 : Profils en travers des trois affluents avant et après aménagement.

Planche n°5 : Profil en long de l'affluent n°1.

Planche n°6 : Profil en long de l'affluent n°2.

Planche n°7 : Profil en long de l'affluent n°3.

INTRODUCTION GENERALE

INTRODUCTION GENERALE

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

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

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

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

Le présent travail a pour objet l'étude d'un système d'évacuation des eaux pluviales au niveau des sites AADL 10.000 et 5000 logements (SIDI SERHANE) commune de BOUINAN qui sont en cours de construction, occasionnant ainsi d'importants préjudices matériels (ruissellement urbain, débordements au niveau des sites de logements). Face à cette situation, la protection de ces logements s'avère une des priorités des pouvoirs publics pour dégager un aménagement qui l'épargnant du risque d'inondation.

Dans l'optique d'une démarche fiable aboutissant à un système d'aménagement invulnérable, une étude profonde s'impose afin de définir l'ensemble des paramètres intrinsèques, intervenants dans la genèse des crues notamment les paramètres hydrologiques pour déterminer les débits pour des fréquences données, paramètres indispensables pour la protection des zones d'occupation du sol vulnérables.

CHAPITRE I
GENERALITES SUR LES
INONDATIONS.

INTRODUCTION

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

I.1.DEFINITIONS

I.1.1. Inondation

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

Ce terme est fréquemment utilisé pour décrire :

- Le débordement d'un cours d'eau, en crue puis en décrue, sur les terrains voisins ; l'eau est répandue dans les talwegs et les dépressions topographiques.
- Le ruissellement très important, soit sur des terres cultivées (inondation boueuse), soit en zone imperméable urbanisée.
- Le débordement ou les conséquences de la rupture d'ouvrages artificiels hydrauliques tels que retenues collinaire, digues,...
- La remontée émergente d'une nappe phréatique.
- L'envahissement temporaire par la mer d'une zone côtière lors d'une submersion marine.

I.1.2.Crue

Une crue est une augmentation rapide et temporaire du débit d'un cours d'eau. C'est un terme plutôt hydrologique, désigne le dépassement d'un certain débit ou d'une certaine hauteur par un cours d'eau. Cette hauteur d'eau peut être qualifiée en fonction de sa durée de retour : crue décennale pour une hauteur d'eau ou un débit qui a une chance sur dix de se produire chaque année.

Elle est caractérisée par quatre paramètres :

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

I.1.2.1.Éléments descriptifs d'une crue

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

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

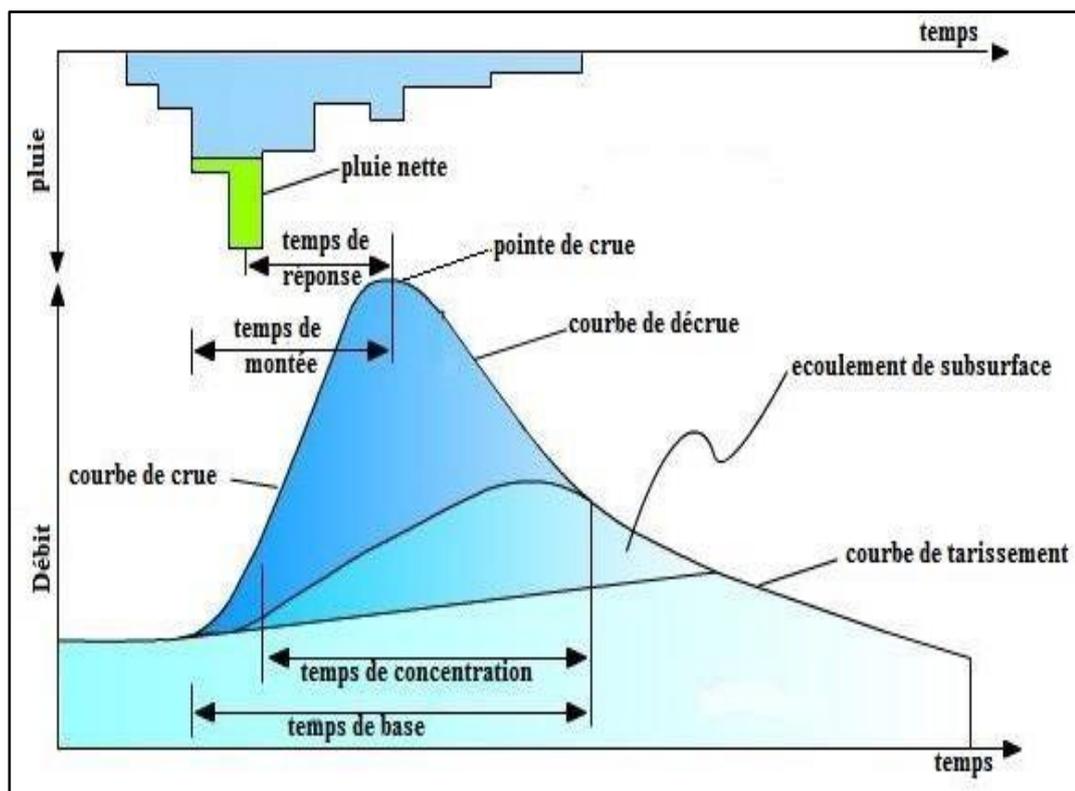


Figure I .1 : Eléments descriptif d'une crue (Wikipédia).

I.1.2.2. Principaux paramètres nécessaires pour évaluer la catastrophe

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

La possibilité d'apparition d'une crue dépend de nombreux paramètres autres que les quatre précédemment cités, exemple : répartition spatiale et temporelle des pluies par rapport au bassin versant, évaporation et consommation d'eau par les plantes, absorption d'eau par le sol, infiltration dans le sous-sol ou ruissellement,...etc.

Les dégâts occasionnés par les inondations dépendent des paramètres suivants :

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

I.1.2.3. Mécanismes de l'inondation

Les facteurs physiques qui influencent les inondations sont :

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

Les facteurs aggravants le risque d'inondation sont :

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

I.2. CONSEQUENCES

Les inondations touchent tous les pays du globe mais avec des effets très diversifiés. Ces catastrophes naturelles ont un impact important sur notre société. En 2011, elles représentaient 1 désastre naturel sur 2 et ont causé 57,1% du total de victimes de catastrophes naturelles dans le monde. Il est donc primordial d'analyser leurs impacts sur la vie et la santé, sur l'économie, mais aussi sur l'environnement et l'écologie. Les politiques pour enrayer ce phénomène sont nombreuses et ne cessent de se multiplier car la fréquence des inondations est en hausse.

I.3. L'HOMME ET LES INONDATIONS

Depuis l'aube de l'humanité, les inondations (Figure I.1) ont eu un caractère spécial. Cependant grâce à sa technique, l'homme est parvenu à infléchir sinon contrôler le cours naturel des rivières, selon leur importance et leur localisation géographique. Les crues et les inondations peuvent provoquer des dégâts et même d'effroyables désastres, ceux-ci se manifestent surtout par :

- L'érosion des sols et des cours d'eau (berges emportées, affouillement, creusement de ravines, etc...) parfois fertiles et cultivés.
- L'asphyxie des cultures en plaine, l'eau qui a débordé peut rester durablement : la force érosive n'est plus à redouter, mais les récoltes sont menacées. Après trois jours de submersion totale, beaucoup de champs en épis sont perdus. Le bétail est parfois noyé souvent l'eau n'est éliminée que par évaporation. Par contre, l'inondation contribue à enrichir le sol et la biomasse en matière minérale favorisant ainsi la croissance végétale ultérieure et la productivité primaire.
- La destruction des forêts par les inondations est très violente, les forêts sont détruites sur de vastes surfaces provoquant des modifications dans la composition végétale, mettant en place des formations peu denses et plus fragiles.
- La modification de la configuration du cours d'eau, les sapements ou les accumulations de galets chassés par à-coups lors des fortes crues, radiers et ponts peuvent être endommagés par blocage des buses voûtes. Ce qui provoque non seulement des déversements au-dessus des tabliers mais aussi des cas spectaculaires d'érosion liés aux mouvements tourbillonnaires consécutifs. Les excavations d'alluvions en des piles de ponts peuvent entraîner l'effondrement des ouvrages. Inversement, des atterrissements importants se produisent à l'aval des resserrements. Tous ces phénomènes traduisent des écoulements diphasiques avec une force considérable.

- Des catastrophes avec de nombreux morts. Le cas de Bab El Oued à Alger en est un exemple, les inondations de novembre 2001 ont fait plus de 750 morts.

I.4. TYPES D'INONDATIONS

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

❖ Les inondations des plaines :

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

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

❖ Les inondations par crues torrentielles :

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

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



Figure I.2 : Crue torrentielle.(Wikipédia)

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

Les inondations par ruissellement recouvrent des phénomènes physiques différents

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

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

Le ruissellement pluvial urbain peut provoquer d'importantes inondations lorsque les chenaux d'écoulement ensuite urbain sont devenus insuffisamment dimensionnés après urbanisation et imperméabilisation des sols.

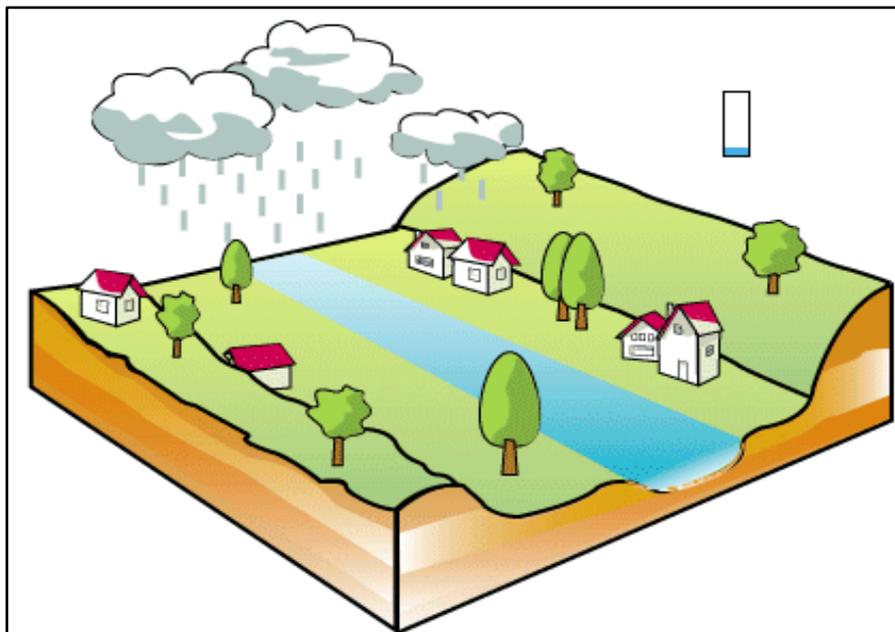


Figure I.3 : Inondation par ruissellement(Wikipédia)

❖ **Inondation par remontées des nappes phréatique :**

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

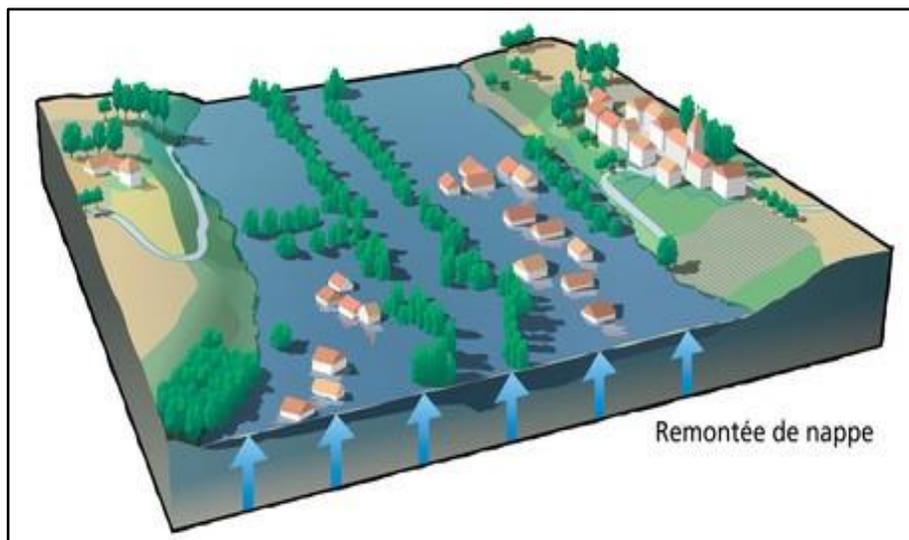


Figure I.4 : Inondation par remontée des nappes phréatiques (Wikipédia).

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

❖ **Les coulées de boue :**

Le terme de coulée de boue pose un problème délicat de définition car il est utilisé avec des acceptations très diverses. Dès l'origine, les arrêtés de reconnaissance de l'état de catastrophe naturelle au titre de la loi de juillet 1982 ont utilisé l'intitulé "inondation et coulées de boue", L'expression désignant dans la grande majorité des cas une eau chargée en particules fines, par Opposition à une eau "claire". Or, l'eau de la plupart des inondations, même celle des plaines, est toujours chargée en terre, en plus ou moins grandes quantités en fonction des sols du bassin versant et de lit majeur submergé.



Figure I.5 : inondation par coulée de boue

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

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

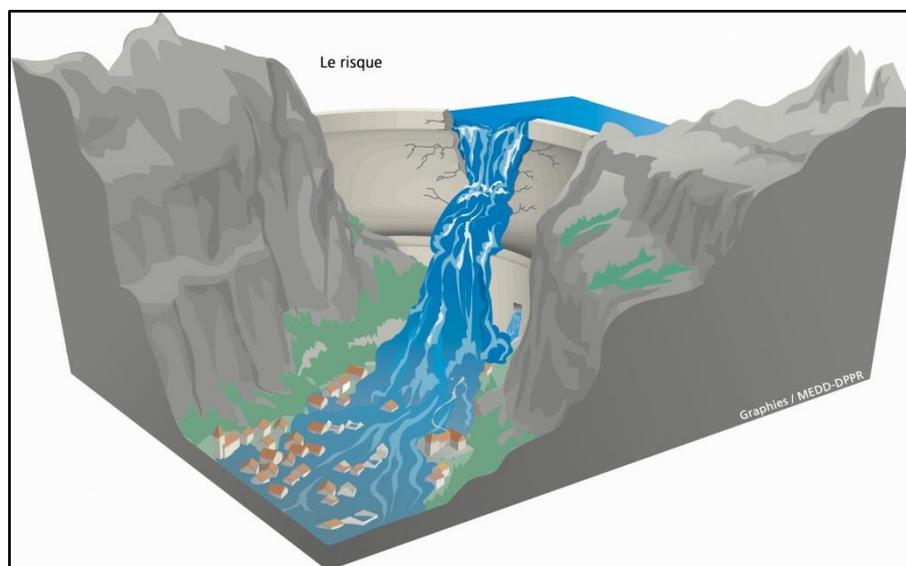


Figure I.6 : Inondation par rupture d'un barrage(Wikipédia).

❖ **Inondations marines :**

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

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



Figure I.7 : Inondation marine.

I.5.CAUSES DE FORMATION DES CRUES ET DES INONDATIONS

a) Influence du climat :

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

- Leur répartition spatiale.
- Leur répartition temporelle.

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

b) Les crues provoquées par les chevelus hydrographiques :

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

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

Le processus de la genèse de crue est le résultat de plusieurs processus concomitants.

Il peut être le résultat de l'écoulement superficiel ou souterrain ou les deux ensembles Les crues sont de trois types :

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

c) Le processus de formation des crues :

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

- **L'eau mobilisable** : constituée de l'eau reçue par le bassin versant.
- **Le ruissellement** : qui correspond à la part de l'eau qui n'a pu s'infiltrer dans le sol. Il dépend de la nature du sol, de sa pente, de son occupation de surface et de l'intensité de l'épisode pluvieux.
- **Le temps de concentration** : qui est défini par la durée nécessaire pour

Qu'une goutte d'eau partant du point le plus éloigné de l'exutoire du bassin versant parvienne jusqu'à celui-ci.

- **La propagation de l'onde de crue** : qui est fonction de la structure du lit et de la vallée alluviale, notamment de la pente et des caractéristiques du champ d'inondation.

d) La période de retour de crues :

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

Selon ce paramètre, on distingue :

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

e) Paramètres influençant les inondations :

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

❖ **Influence des facteurs naturels :**

- Surface et forme du bassin versant : ainsi pour une même surface, l'allure de l'hydrogramme de crue résultant d'une pluie donnée est très différente suivant la forme du bassin versant ; un bassin très allongé ne réagit pas comme un bassin de forme ramassée ce qui a amené l'utilisation d'un indice pour évaluer le « coefficient de compacité ». En principe plus cet indice est faible, plus la concentration des eaux apportées par les affluents est rapide et plus les crues risquent d'être brutales et bien différenciées.
- Configuration du relief des lits des cours d'eau : La pente exerce une influence directe sur la rapidité de l'écoulement et donc sur la puissance de la crue. Si le profil en long du cours d'eau est assimilable à une suite de segments plus ou moins pentus, il exerce une action visible sur la crue. Le profil en travers est aussi important ; pour un même débit de crue, un cours d'eau encaissé verra sa hauteur d'eau monter beaucoup plus vite qu'un cours d'eau à profil plus évasé. En contrepartie, ce dernier a de plus grands risques de débordements.
- Densité des cours d'eaux et perméabilité du bassin versant : ainsi la densité des cours d'eau était fonction de la nature des terrains, le réseau est d'autant plus développé et complexe que le terrain est moins perméable. On comprend aisément que plus l'imperméabilité est forte, plus les eaux météoriques sont disponibles pour le ruissellement de surface. De ce point de vue, à priori les cours d'eau drainant les régions imperméables ont une plus forte probabilité à développer des crues dangereuses.

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

I.6. LES INONDATIONS EN ALGERIE

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

- **20 octobre 1993** (ouest algérien) : 22 décès et 14 blessés à QUEDRHIOU (à Chlef).
- **Mois d'octobre 1994** : des inondations ont été signalées dans plusieurs régions du pays, bilan 60 décès et des dizaines de disparus au cours de dix jours d'inondations.
- **22 octobre 2000** : des inondations à l'ouest algérien, plus de 24 décès.
- **10 et 11 novembre 2001** : à BAB EL OUED (Alger), les pluies diluviennes ont fait 733 victimes, 30 000 personnes sans-abris et d'importants dégâts matériels.
- **1er octobre 2008** : des pluies diluviennes s'étaient abattues sur la région de Ghardaïa, faisant dangereusement monter les cours d'eau. Au moins 33 personnes sont mortes, quatre-vingt-quatre personnes ont été blessées et près de 600 maisons détruites dans des inondations très importantes.
- **09 octobre 2008** : dans la wilaya D'AÏN DEFLA, les intempéries ont causé six décès et huit autres blessés parmi la population, suite à une inondation qui a surpris la région.
- **Durant ce mois d'Octobre 2008** : d'autres crues et inondations sont signalées à Batna (450 km au sud-est d'Alger) où deux personnes ont été emportées par les eaux d'oueds en crue. A Bechar, région habituellement désertique et aride, situé à plus de 1.000 km au sud-ouest d'Alger, au moins huit personnes sont mortes noyées dans des inondations qui l'ont frappé mercredi et jeudi 15 et 16 octobre 2008.
- **Le soir du 01 octobre 2011** : a été fortement pluvieuse de P=60 mm à la ville d'EL

BAYADH, de 17h à 18h30 mn, Au moins 11 personnes sont mortes, et près de 170 maisons détruites, et deux ponts dans des inondations très importantes.

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

Wilaya	Nombre de construction
Chlef	2248
Laghouat	3083
O. El bouaghi	1999
Batna	16261
Bejaïa	500
Biskra	763
Bouira	1438
Tamanrasset	1159
Tébessa	17236
Tlemcen	375
Tiaret	13
Alger	14545 quartiers Merdja et Baraki
Djelfa	784
Jijel	470 (zone à risque très élevés)
Sétif	1261
Saida	976-09 cités
Skikda	4009
S.B. Abbes	576-04 cités en centre-ville
Annaba	30 cités et quartiers
Guelma	360
Constantine	620
Médéa	3075
Mostaganem	1633
M'sila	1185
Oran	06 cités
Boumerdés	561
El teref	2370
Tissemsilt	1340
El oued	766
Souk Ahras	La plupart des communes
Tipaza	2710
Mila	1663
Ain defla	7772
Naama	4924

Source : Ziani,Ilyes,2016



Figure I.8 : Inondation du 10/11/2001 à Bab El-Oued (Alger)



Figure I.9 : Inondations en Algérie (Alger, 11/2001)



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

CONCLUSION

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

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

CHAPITRE II

PRESENTATION DE LA ZONE D'ETUDE.

INTRODUCTION

Avant tout projet de protection contre les inondations, l'étude du site est nécessaire pour connaître les caractéristiques physiques du lieu et les facteurs influençant la conception du projet.

II.1. GEOGRAPHIE

II.1.1 Situation géographique de la commune de Bouinane

La commune de Bouinane est située au centre de la wilaya de Blida, à environ 16 km au Nord-Est de Blida et à environ 34 km au Sud d'Alger et à environ 45 km au Nord-Est de Médéa.

Elle est localisée entre 36° 31' 54" Nord, 2° 59' 31" Est, dotée d'une superficie de 73,20 km².



Figure II.1 : Localisation de la commune de Bouinane dans la wilaya de Blida.

Source : DRE Blida (2019)

II.2. PRESENTATION DES SITES DE LOGEMENTS

Les sites de logements d'une capacité respective de 10.000 et 5000 logements sont situés au niveau du lieu dit SIDI SERHANE qui se trouve au sud de la commune de BOUINAN.

Ces logements rentrent dans le programme de logements national AADL.

II.3. DELIMITATION DE LA ZONE D'ETUDE

Notre zone d'étude (Logts AADL) est située dans la région montagneuse de BOUINAN au niveau du Douar SIDI SARHANE.

Cet emplacement est traversé par 03 ruisseaux (CHAABAA) qui sont des affluents de l'oued ELHAD.



Figure II.2 : Délimitation de la zone avant les travaux de construction (Google Earth).



Figure II.3 : Délimitation de la zone en cours de construction (Google Earth).

II.4. CLIMATOLOGIE

La Mitidja subit une double influence de la mer et de la montagne, donc le climat a des particularités continentales, caractérisées par une irrégularité pluviométrique annuelle et interannuelle.

La commune de BOUINAN, par sa situation géographique, jouit d'un climat méditerranéen. Avec quelques nuances continentales, le caractère principal de ce climat est l'alternance d'une saison chaude sèche s'étalant du mois d'avril au mois de septembre, suivi d'une saison froide et humide d'octobre en mars.

II.4.1. Pluviométrie

Le régime pluviométrique est représenté par une double irrégularité annuelle et interannuelle, les précipitations les plus importantes s'étalent sur trois mois (Décembre, Janvier, Février).

D'après les données de l'ANRH de Blida, la valeur des pluies précipitées sur la région varie entre 500 à 1000 mm.

II.4.2. Température

Le climat de BOUINAN est assez frais quoiqu'il présente des températures assez élevées pendant la saison estivale, la moyenne des températures du mois d'Août, le plus chaud est de 37°C tandis que le mois de janvier est le plus froid la température est de 11°C.

La température moyenne annuelle est de 18.30°C avec un maximum de 45°C en juillet-aout et un minimum de zéro en janvier.

II.4.3. Vent

Tableau II.2 : Répartition mensuelle de la vitesse des vents

Mois	Jan.	Fév.	Mars	Avr.	Mai	Juin	Juil.	Août	Sep.	Oct.	Nov.	Déc.
V (km/h)	10.08	12.60	11.52	11.88	11.88	10.80	10.44	10.80	10.44	11.52	11.16	13.32

(Source : ANRH 2017)

Les vents sont généralement accompagnés d'orage et de pluies. La moyenne annuelle de la vitesse du vent est de 11.37 km/h, donc ils ne sont pas assez puissants.

Les vents dominants chargés d'humidité soufflent généralement :

- Dans la direction Ouest Nord-ouest, durant la période allant d'Octobre jusqu'à Mai.
- Dans la direction Est Sud-est, durant la période de Juin jusqu'à Septembre.

II.4.4. Humidité

Concernant la ville de Bouinan, et selon l'ANRH de Blida, l'humidité relative de l'air varie entre 77% et 80%. C'est un taux considérable.

II.5. GEOLOGIE

II.5.1. Lithostratigraphie

Le secteur d'étude est situé de point de vue géologique à la dépression de la Mitidja où les alluvions quaternaires recouvrent les terrains Pliocène.

La succession lithologique au niveau du secteur d'étude est représentée par les formations suivantes :

- a) **Le Plaisancien** : à la base, représenté principalement par une série épaisse et uniforme de marnes argileuses de couleur grise et bleue, devenant jaune ocre lorsque la roche est altérée.
- b) **L'Astien** : au sommet, composé principalement d'un grès molassique, sableux, jaune ou gris cendré, à patine jaunâtre (altération), très riche en fossiles, en particulier des lamellibranches (Cardium, Venus, etc.). Le faciès peut localement devenir calcaro-gréseux, gréseux ou franchement sableux.
- c) **Le Quaternaire** : inclut les alluvions récentes, formées de dépôts fluviatiles (sables, graviers, argiles, limons), constituent l'essentiel des sédiments qui remplissent la dépression de la Mitidja.

II.6. HYDROGEOLOGIE

Les forages réalisés au niveau de la plaine de Mitidja montrent que la première nappe du Quaternaire est la plus exploitée avec des profondeurs ne dépassant pas 180m, alors que la deuxième nappe est exploitée avec quelques forages profonds.

La carte hydrogéologique (Fig. 4) montre que les eaux souterraines s'écoulent depuis la bordure de l'Atlas Blidéen en direction du nord, ensuite les écoulements se dirigent vers la mer (Fort de l'eau et Regaïa).

L'exploitation importante et le fort déficit pluviométrique enregistré depuis plus d'une décennie ont provoqué une baisse généralisée du niveau piézométrique au niveau de cette nappe ainsi que une avancée de l'intrusion marine au niveau des zones côtières (de Bordj Kifane – Stamboul à Hamiz – Bab Ezzouar), c'est à cause de l'exploitation intensive de la nappe de Mitidja au niveau de ces zones.

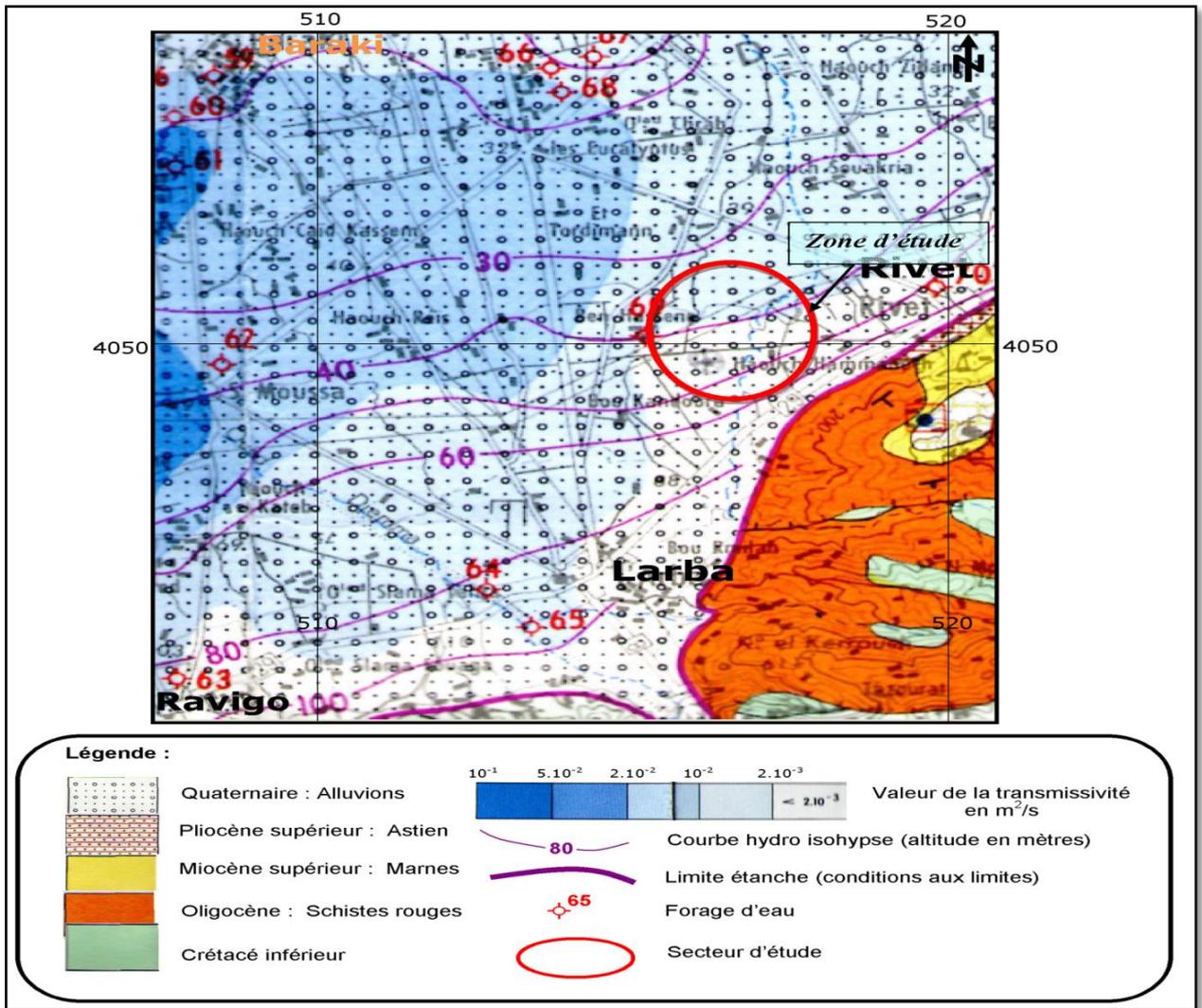


Figure II.5 : Carte hydrogéologique de la zone d'étude (Bureau d'étude :A.Mebarki)

II.7. SISMICITE

L'Algérie, comme d'autres pays méditerranéens, est exposée à une activité sismique importante. Situé sur une zone de convergence entre la plaque africaine et la plaque eurasiennne, le nord du pays est la région la plus à risque.

Le territoire national est divisé en 05 zones de sismicité croissante, définies comme suit :

- ◆ Zone 0 : sismicité négligeable.
- ◆ Zone I : sismicité faible.
- ◆ Zone II.a et II.b : sismicité moyenne.
- ◆ Zone III : sismicité élevée.

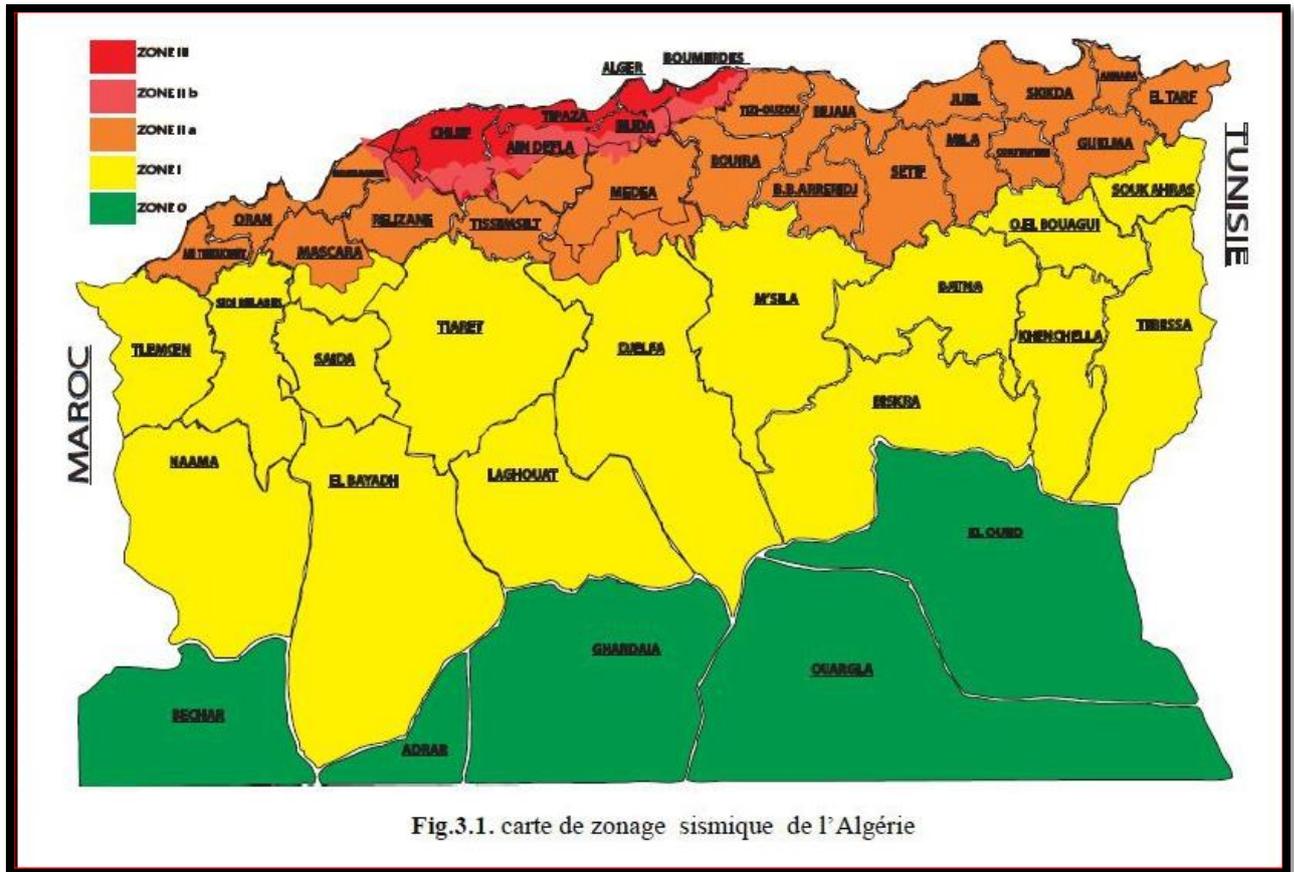


Fig.3.1. carte de zonage sismique de l'Algérie

Figure II.6 : Carte des zones sismiques de l'Algérie.(RPA 2003).

Interprétation

La région d'étude se trouve dans la zone sismique II b qui est caractérisée par une sismicité moyenne.

CONCLUSION

Dans ce chapitre, nous avons pu définir les caractéristiques de notre zone d'étude qui nous seront utiles dans l'étude hydrologique du bassin versant d'Oued El Had, telle que le type de sol dominant est les alluvions (sable, argile...).

CHAPITRE III

ETUDE HYDROLOGIQUE

INTRODUCTION

L'hydrologie est définie comme la science qui étudie le cycle de l'eau dans la nature et l'évolution de celle-ci à la surface de la terre et dans le sol, sous les trois états : gazeux, liquide et solide ; l'une de ses branches principales est consacrée à l'étude des débits des crues.

Le dimensionnement, la sécurité et la bonne exploitation des ouvrages hydrauliques sont étroitement liés aux paramètres hydrologiques notamment les apports et les débits de crues. Dans ce chapitre, le but qu'il lui est fixé étant d'utiliser l'hydrologie pour étudier un phénomène dévastateur (les crues) et évaluer son débit en assurant la protection des logements AADL Bouinan contre les risques des crues des oueds existants.

III.1. ELEMENTS DE BASE EN HYDROLOGIE

III.1.1. Le bassin versant

III.1.1.1. Définition

Le bassin versant est un territoire délimité par des frontières naturelles appelées "lignes de partage des eaux" ou "lignes de crêtes". Chaque bassin versant draine un cours d'eau principal souvent accompagné de plusieurs affluents. Ainsi, chaque goutte de pluie qui tombe sur ce territoire va rejoindre la rivière soit par écoulement de surface, soit par circulation souterraine après infiltration dans le sol. Le bassin versant (*Fig.III.1*) Correspond donc à la surface d'alimentation d'un cours d'eau.

Le bassin versant d'Oued El Had est situé à $36^{\circ} 19' 0''$ N et $2^{\circ} 1' 60''$ E

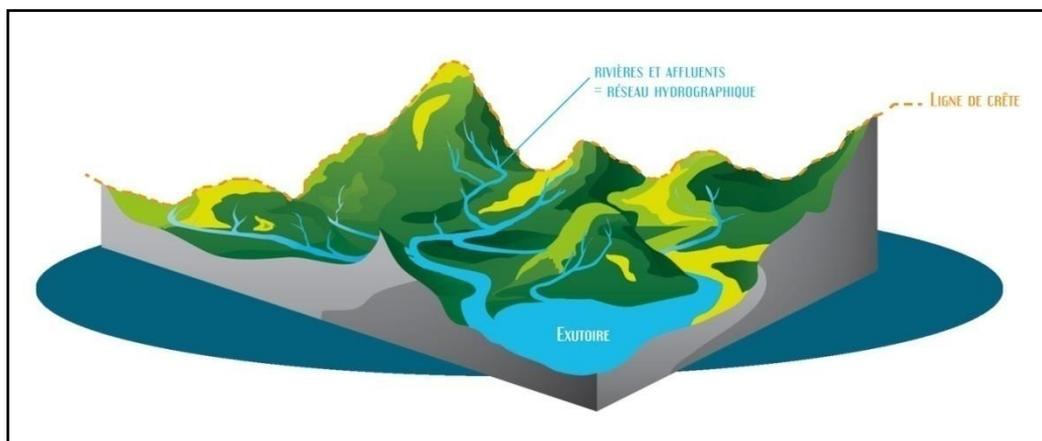


Figure III.1 : Délimitation d'un bassin versant (Wikipédia).

III.1.1.2. Caractéristiques physiques et leurs influences sur l'écoulement des eaux

Les caractéristiques physiographiques d'un bassin versant influencent fortement sa réponse hydrologique, et notamment le régime des écoulements en période de crue ou d'étiage. Le temps de concentration t_c qui, caractérise en partie la vitesse et l'intensité de la réaction du bassin versant à une sollicitation des précipitations, est influencé par diverses caractéristiques morphologiques : en premier lieu, la taille du bassin (sa surface), sa forme, son élévation, sa pente et son orientation. à ces facteurs s'ajoutent encore le type de sol, le couvert végétal et les caractéristiques du réseau hydrographique. Ces facteurs, d'ordre purement géométrique ou physique, s'estiment aisément à partir de cartes adéquates ou en recourant à des techniques digitales et à des modèles numériques.

III.1.1.3 Les caractéristiques géométriques

III.1.1.3.1. Surface

Le bassin versant étant l'aire de réception des précipitations et d'alimentation des cours d'eau,

La surface S d'un bassin s'exprime généralement en km^2 .

La superficie du bassin versant est mesurée sur la carte topographique au 1/25.000 ROUIBA.

$$S = 9,66 \text{ Km}^2$$

III.1.1.3.2. Périmètre

Le périmètre correspond à la limite extérieure du bassin. Chaque bassin réagit d'une façon propre aux précipitations qu'il reçoit. Ces caractéristiques hydrologiques sont fonctions d'une part du climat qu'il subit et d'autre part de son pope milieu physique.

Le périmètre du bassin versant est obtenu directement sur la même carte et à la même échelle.

$$P = 14,443 \text{ Km}$$

III.1.1.3.3. Indice de Gravelius K_c

La forme d'un bassin versant influence l'allure de l'hydrogramme à l'exutoire du bassin versant. Par exemple, une forme allongée favorise, pour une même pluie, les faibles débits de pointe de crue, ceci en raison des temps d'acheminement de l'eau à l'exutoire plus importants. Ce phénomène est lié à la notion de temps de concentration.

Il existe différents indices morphologiques permettant de caractériser le milieu, mais aussi de comparer les bassins versants entre eux. Citons à titre d'exemple l'indice de compacité de Gravelius (1914) K_G , défini comme le rapport du périmètre du bassin au périmètre du cercle ayant la même surface :

$$K_c = 0,28 \frac{P}{\sqrt{S}}$$

P : périmètre du bassin versant (Km) S : superficie du bassin versant (Km²)

Cet indice se détermine à partir d'une carte topographique en mesurant le périmètre du bassin versant et sa surface. Il est proche de 1 pour un bassin versant de forme quasiment circulaire et supérieur à 1 lorsque le bassin est de forme allongée.

$$Kc = 0.28 \times 14.44 / \sqrt{9.66}$$

$$Kc=1.3$$

Interprétation :

$Kc > 1$ Donc notre bassin versant est **allongé**.

III.1.1.3.4. Rectangle équivalent

Le rectangle équivalent est défini comme étant le rectangle de longueur (L), et de largeur (l), qui à la même surface (S), même périmètre (P), même indice de compacité (K_c) et même hypsomètre que le bassin versant étudié. Les courbes de niveau deviennent des droites parallèles aux petits côtés du rectangle et l'exutoire du bassin versant étant assimilé à l'un de petits côtés.

Un rectangle de longueur (L) et de largeur (l) sont des solutions d'une équation du 2^{ème} degré.

Les deux solutions L et l sont :

$$L = \frac{K_c \sqrt{S}}{1.12} \left[1 + \sqrt{1 - \left(\frac{1.12}{K_c} \right)^2} \right] \dots \dots \dots \text{(III.1)}$$

Et :

$$l = \frac{K_c \sqrt{S}}{1.12} \left[1 - \sqrt{1 - \left(\frac{1.12}{K_c} \right)^2} \right] \dots \dots \dots \text{(III.2)}$$

Où :

L : longueur du rectangle équivalent en Km.

l : largeur du rectangle équivalent en Km.

Tableau III.1 : Longueur et largeur du rectangle équivalent du bassin d'Oued El Had.

Bassin Oued El Had	
Longueur L	Largeur l
(km)	(km)
5,44	1,78

III.1.1.3.5. Coefficient d'allongement

Ce coefficient est obtenu par la relation :

$$Ca = \frac{L^2}{S}$$

L : la longueur du talweg principal

S : la superficie du bassin versant.

Le tableau suivant illustre les différents paramètres géométriques des sous bassins :

Tableau III.2 : Différents paramètres géométriques des sous bassins.

SOUS BASSIN	S	P	L cours d'eau	Kc	Rectangle équivalent		Ca
					L (km)	l (km)	
N°	Km ²	Km	(Km)				
SB1	7.1717	13.71	5.92	1.433	5.57	1.29	4.89
SB2	1.74	6.87	2.49	1.458	2.82	0.62	3.56
SB3	0.4653	3.73	1.504	1.531	1.57	0.3	4.86
SB4	0.03878	1.037	0.407	1.474	0.43	0.09	4.27
SB5	0.2486	2.722	1.216	1.528	1.14	0.22	5.22

D'après l'indice de compacité, tous les sous bassins présentent des formes allongées.

III.1.1.4. Paramètre du relief

III.1.1.4.1. Courbe hypsométrique

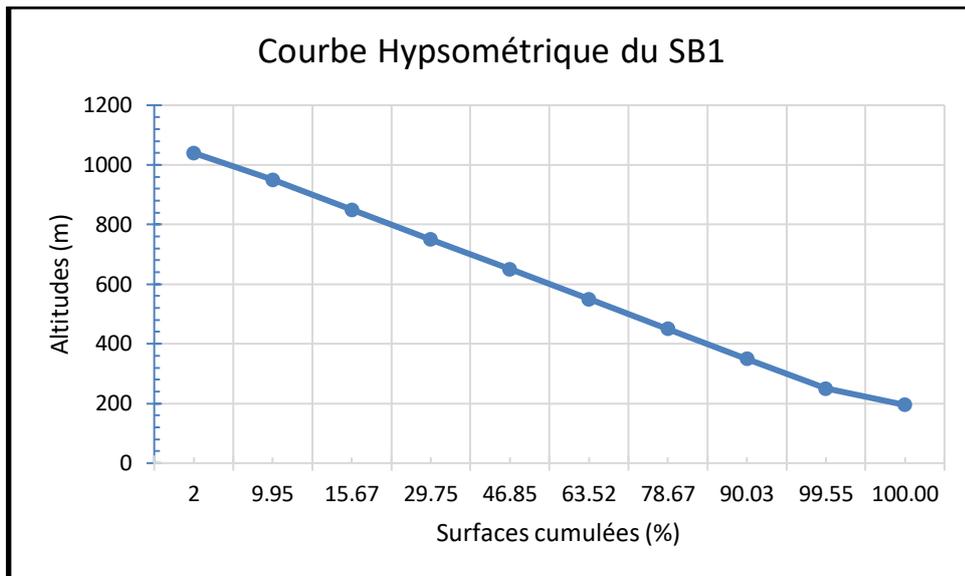
La courbe hypsométrique fournit une vue synthétique de la pente du bassin, donc du relief. Cette courbe représente la répartition de la surface du bassin versant en fonction de son altitude. Elle porte en abscisse la surface (ou le pourcentage de surface) du bassin qui se trouve au-dessus (ou au-dessous)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

Le but recherché est la détermination de la classe du relief, la hauteur moyenne et le pourcentage des aires partielles entre les différentes courbes de niveau.

Les tableaux suivants nous donnent la répartition des surfaces en fonction des côtes.

Tableau III.3 : La répartition des surfaces en fonction des cotes SB N°1.

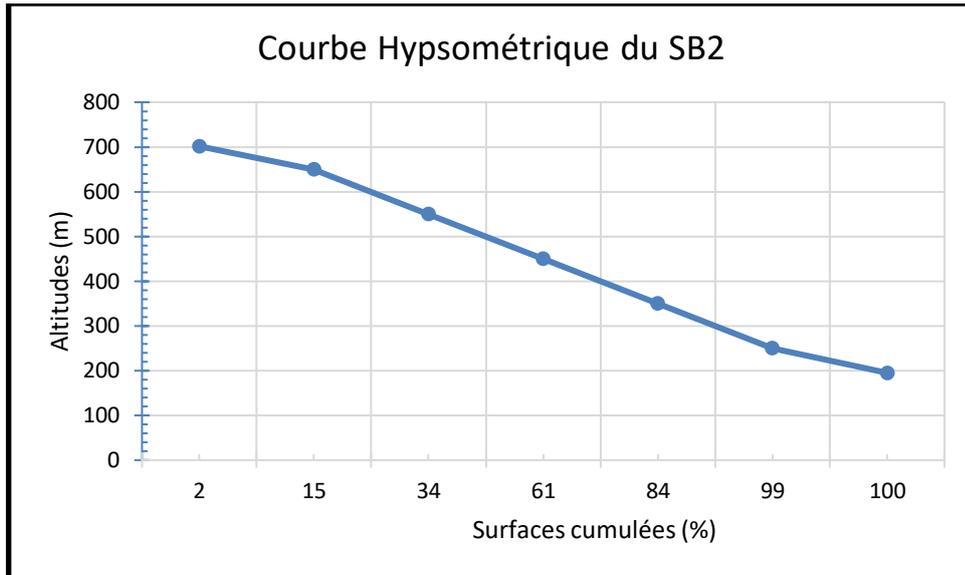
SOUS BASSIN N°1						
Altitudes (m)		H_{moy} (m)	Si (Km²)	ΣSi (km²)	Si (%)	Si (cumulées %)
(m)	(m)	(m)	(Km2)	(Km2)	(%)	(%)
1080	1000	1040	0.1587	0.1587	2.21	2
1000	900	950	0.555	0.7137	7.74	9.95
900	800	850	0.41	1.1237	5.72	15.67
800	700	750	1.01	2.1337	14.08	29.75
700	600	650	1.226	3.3597	17.09	46.85
600	500	550	1.196	4.5557	16.68	63.52
500	400	450	1.086	5.6417	15.14	78.67
400	300	350	0.815	6.4567	11.36	90.03
300	200	250	0.683	7.1397	9.52	99.55
200	190	195	0.032	7.1717	0.45	100.00
SOMME				7.1717	100	100



Graphe III.1 : Courbe Hypsometrique du SB1.

Tableau III.4 : La répartition des surfaces en fonction des cotes SB N°2

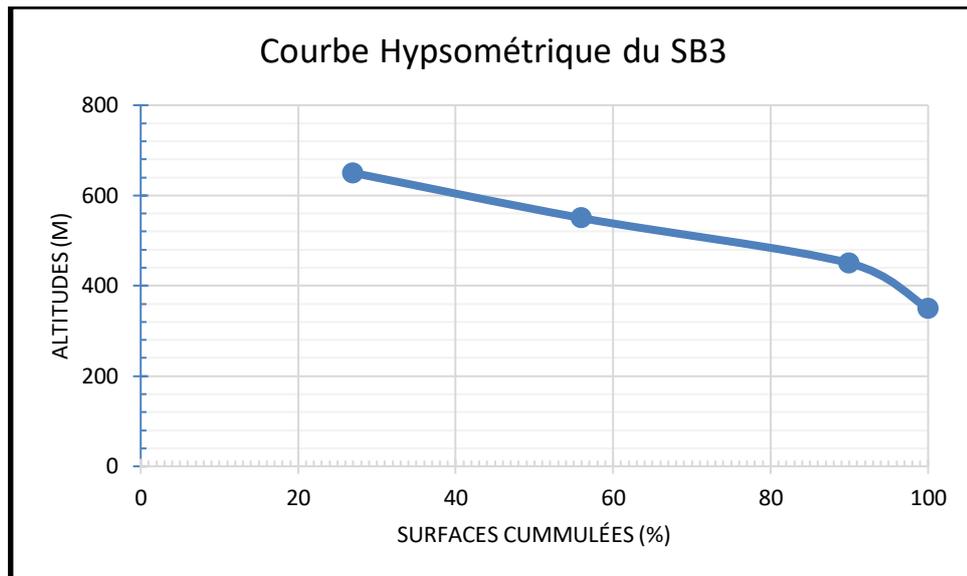
SOUS BASSIN N°2						
Altitudes (m)		H_{moy} (m)	S_i (Km ²)	ΣS_i (km ²)	S_i (%)	S_i (cumulées %)
(m)	(m)	(m)	(Km2)	(Km2)	(%)	(%)
703	700	701.5	0.0279	0.0279	1.601	2
700	600	650	0.2279	0.2558	13.079	15
600	500	550	0.3424	0.5982	19.649	34
500	400	450	0.4688	1.067	26.903	61
400	300	350	0.3912	1.4582	22.450	84
300	200	250	0.2705	1.7287	15.523	99
200	190	195	0.01385	1.74255	0.795	100
SOMME				1.74255	100.000	100



Graphe III.2: Courbe Hypsometrique du SB2.

Tableau III.5 : La répartition des surfaces en fonction des cotes SB N°3.

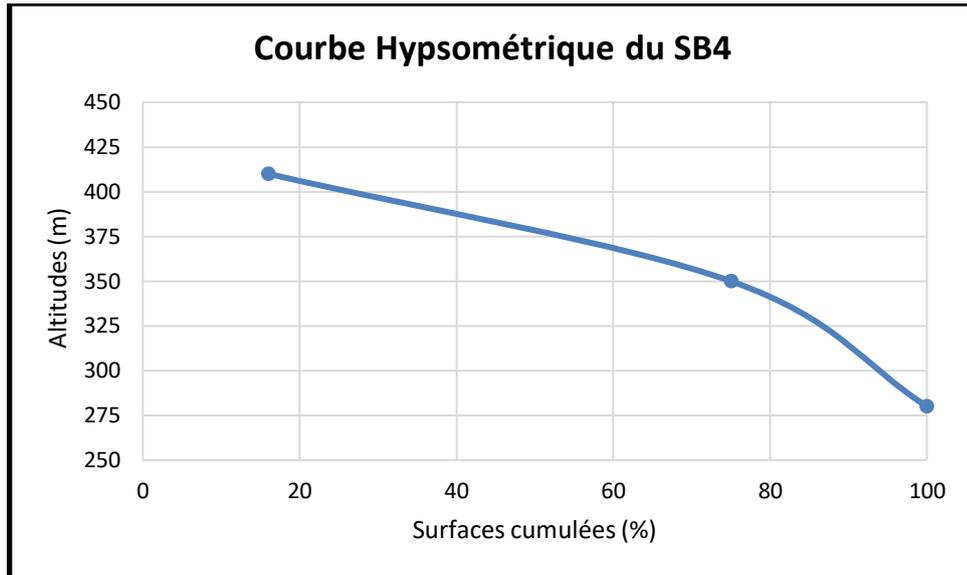
SOUS BASSIN N°3						
Altitudes (m)		H_{moy} (m)	S_i (Km ²)	ΣS_i (km ²)	S_i (%)	S_i (cumulées %)
(m)	(m)	(m)	(Km2)	(Km2)	(%)	(%)
700	600	650	0.124	0.124	26.649	27
600	500	550	0.136	0.26	29.228	56
500	400	450	0.157	0.417	33.742	90
400	300	350	0.0483	0.4653	10.380	100
SOMME				0.4653	100	100



Graph 3 : Courbe Hypsométrique du SB 3.

Tableau III.6 : La répartition des surfaces en fonction des cotes SB N°4.

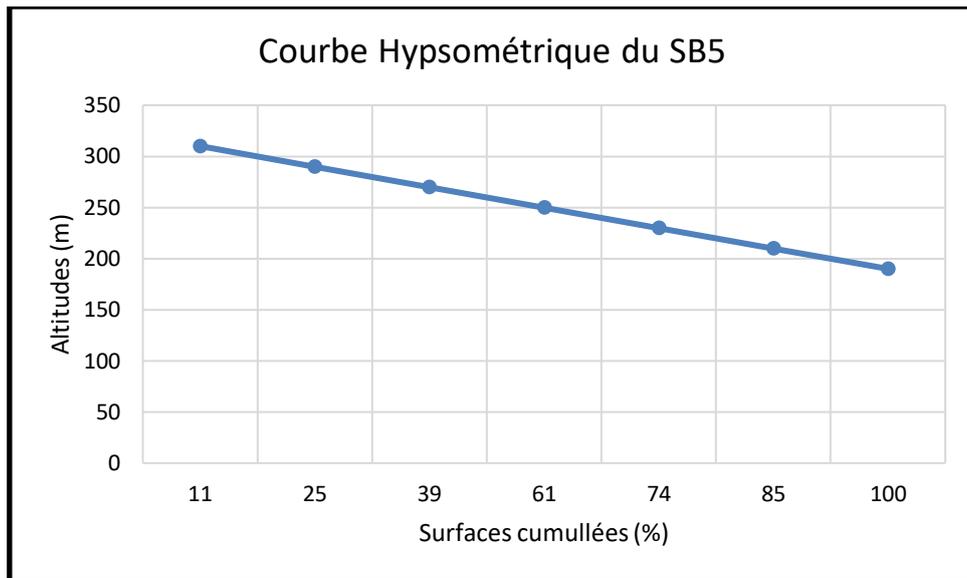
SOUS BASSIN N°4						
Altitudes (m)		H _{moy} (m)	Si (Km ²)	ΣSi (km ²)	Si (%)	Si (cumulées %)
(m)		(m)	(Km2)	(Km2)	(%)	(%)
420	400	410	0.0396	0.0396	15.929	16
400	300	350	0.146	0.1856	58.729	75
300	260	280	0.063	0.2486	25.342	100
SOMME				0.2486		100



Graph 3.4 : Courbe Hypsometrique du SB 4.

Tableau III.7: La répartition des surfaces en fonction des cotes SB N°5.

SOUS BASSIN N°5						
Altitudes		H _{moy}	Si	ΣSi	Si	Si (cumulées)
(m)	(m)	(m)	(Km2)	(Km2)	(%)	(%)
320		310	0.029	0.029	10.634	11
300	280	290	0.039	0.068	14.301	25
280	260	270	0.037	0.105	13.568	39
260	240	250	0.062	0.167	22.736	61
240	220	230	0.036	0.2027	13.091	74
220	200	210	0.03	0.2327	11.001	85
200	180	190	0.04	0.2727	14.668	100
SOMME				0.2727		100



Grphe III.5 : Courbe hypsométrique du SB5.

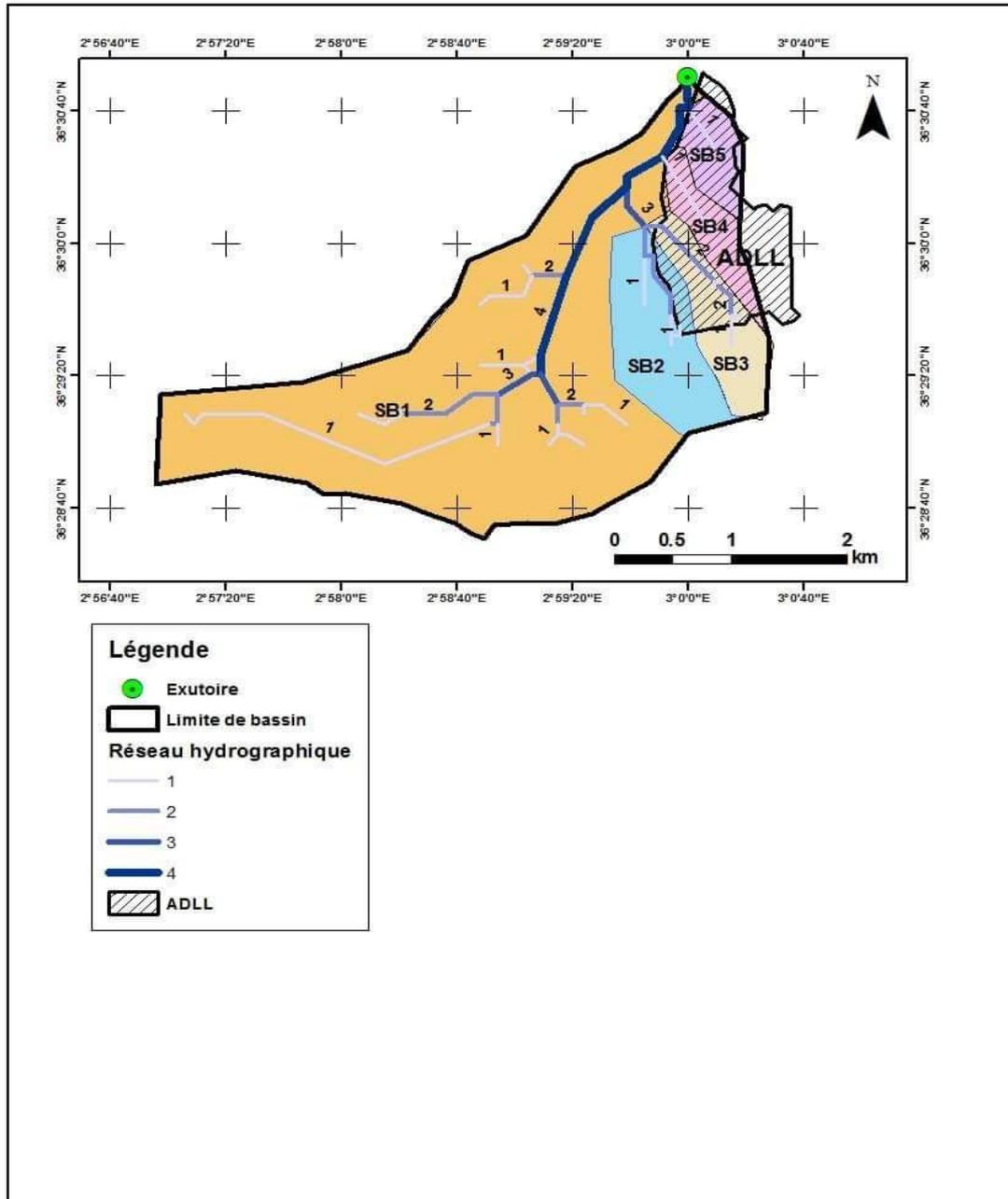


Figure III.2 : Réseau hydrographique de la zone d'étude.

III.1.1.4.2. Altitude maximale et minimale du bassin versant

Elles sont obtenues directement à partir de cartes topographiques. L'altitude maximale représente le point le plus élevé du bassin tandis que l'altitude minimale considère le point le plus bas, généralement à l'exutoire. Elles déterminent l'amplitude altimétrique du bassin versant et interviennent aussi dans le calcul de la pente.

La Figure suivante montre les altitudes de notre bassin versant :

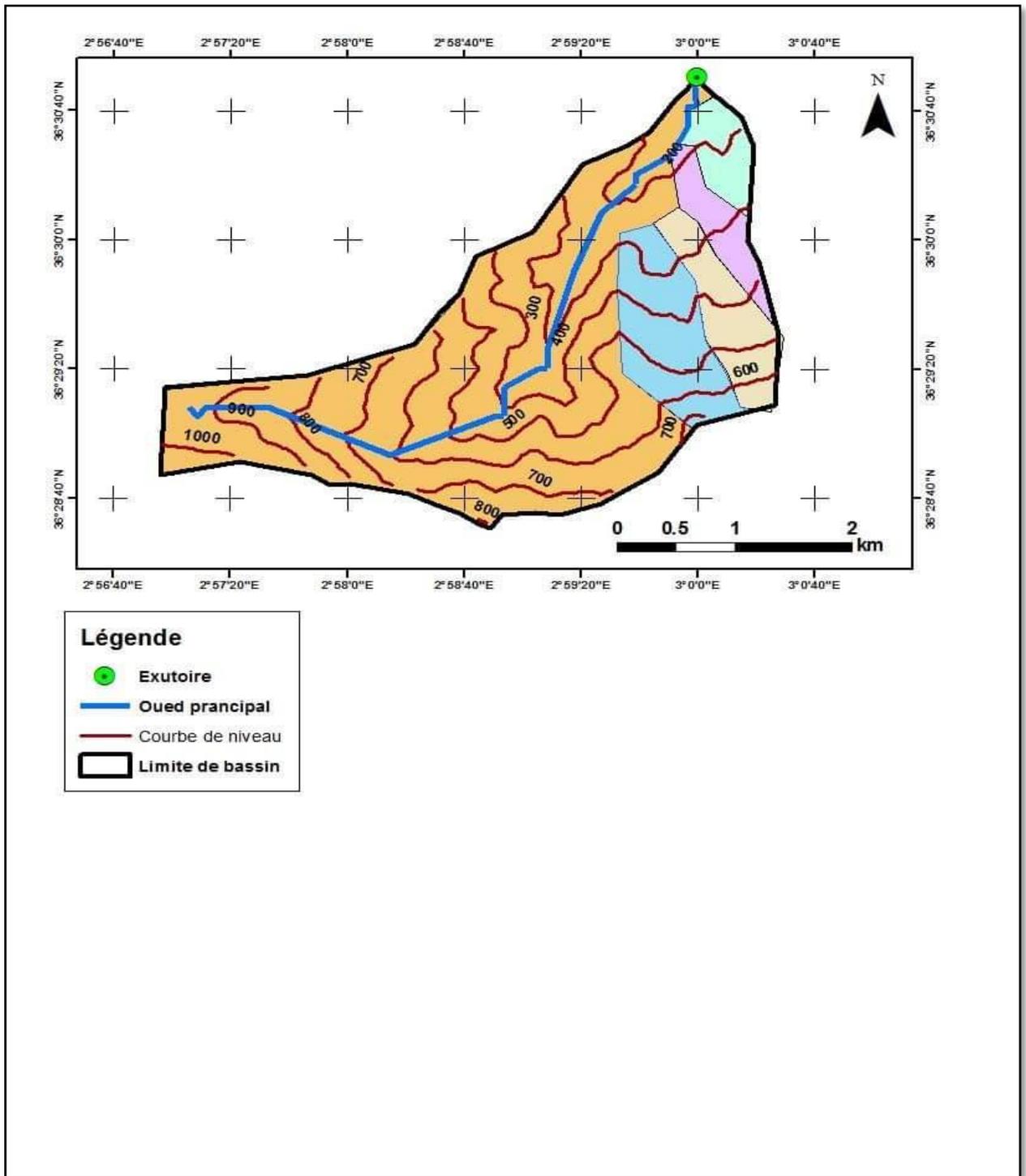


Figure III.3 : Les altitudes de notre bassin versant.

III.1.1.4.3. Altitude moyenne du bassin versant

Celle-ci est donnée par deux procédés :

- Graphiquement :

C'est l'ordonnée de la courbe hypsométrique correspondante à la surface 50%.

- Analytiquement :

$$H_{moy} = \sum \frac{S_i \times H_i}{S_{B/V}} \dots\dots\dots (III.3)$$

Le tableau suivant nous donne les résultats de calcul des altitudes moyennes :

Tableau III.8 : Altitudes moyennes de chaque sous bassin.

SOUS BASSIN	SURFACE	PERIMETRE	Altitude Moy
N°	Km ²	Km	(m)
SB1	7.1717	13.71	586.18
SB2	1.74	6.87	444.31
SB3	0.4653	3.73	522.147
SB4	0.03878	1.037	392.85
SB5	0.2486	2.722	341.82

Tableau III.9 : Les différentes altitudes caractéristiques du bassin d'Oued El Had.

Altitudes (m)	Hmax	Hmin	H5 %	H50 %	H95 %	Hmoy
	1080	180	990	590	300	474

III.1.1.4.5. L'altitude maximale et minimale

Elles sont obtenues directement à partir des cartes topographiques. L'altitude maximale représente le point le plus élevé du bassin tandis que l'altitude minimale considère comme le point le plus bas.

III.1.1.4.6. Les altitudes de fréquence 5%, 50% et 95% :

Sont les altitudes correspondant respectivement aux points d'abscisse 5%, 50% et 95% de la courbe hypsométrique.

III.1.1.5. Le temps de concentration des sous bassins

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

Pour sa détermination, on utilise les formules suivantes :

III.1.1.5.1. Formule de Giandotti

$$T_c = \frac{4\sqrt{S} + 1,5L_p}{0,8\sqrt{H_{moy} - H_{min}}}$$

Tc: Temps de concentration du bassin versant en heures

Lp : Longueur du cours d'eau principal (Km)

S : La superficie du bassin versant (Km²)

Hmoy : Altitude moyenne du bassin versant (m)

Hmin : Altitude minimale du bassin versant (m).

III. 1.1.5.2. Formule de Kirpich

$$T_c = 0.01947 \times L^{0.77} \times I^{-0.385}$$

Tc : le temps de concentration (min).

L : la longueur du Talweg (m).

I : la pente moyenne du talweg principal (m/m).

III. 1.1.5.3. Formule Espagnole

$$T_c = 0.126 * 60 * \left(\frac{L_{cp}}{I_{cp}^{0.25}}\right)^{0.76}$$

Icp : Pente moyenne du cours d'eau principal (m/m).

Lcp : longueur du cours d'eau principal (km).

Le tableau ci-dessous récapitule le Tc avec les différentes Formules :

Tableau III.10 : Temps de concentration des différents sous bassin.

	Kirpich	Giandotti	Espagnole
Sous bassin	Tc (heure)		
SB3	0.148	0.475	0.218
SB4	0.082	0.305	0.106
SB5	0.146	0.608	0.2

Interprétation :

Pour des mesures de sécurité, le cas le plus défavorable c'est lorsque le temps de concentration est le plus petit. Donc, dans les calculs suivant on prend en considération les temps de concentration calculés par la formule de Kirpich.

III. 1.1.6. La pente moyenne du talweg principal

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

$$I = \frac{D}{L} \dots\dots\dots \text{(III.4)}$$

Avec :

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

I=6.66%

III. 1.1.7. Vitesse de ruissellement

On a : $V_r = \frac{L_p}{T_c}$ (Km/h). $\dots\dots\dots$ (III.5)

L_p : Longueur du cours d'eau principal (Km)

T_c : Temps de concentration (h).

Tableau III.11 : Vitesses de ruissellement des sous bassins.

Sous bassin	L cours eau	Tc	V ruis
N°	(Km)	(Heures)	(Km/h)
SB3	1.216	0.148	10.162
SB4	0.86	0.146	8.329
SB5	0.67	0.104	8.269

III. 1.1.8. Indices de pente

Le relief d'un bassin versant est caractérisé par des indices qui ont été définis pour rendre compte de l'influence de la pente sur le régime hydrologique.

a) Indice de pente moyenne des sous bassins :

$$I_m = \frac{\Delta H(0.5L_1 + L_2 + L_3 + \dots + 0.5L_n)}{\bar{S}}$$

Avec :

L1, L2..., Ln: les longueurs des courbes de niveau (Km),

ΔH : Dénivelée (équidistance) en (m),

S: superficie du bassin versant (Km²),

Les résultats des mesures sont logés dans le tableau suivant :

Tableau III.12 : Evaluation de la pente moyenne des sous bassins.

Sous bassin	Equidistance	Surface	Sommes longueur CN	Im	Im
N°	(m)	Km ²	(Km)	(m/km)	(%)
SB3	20	0.4653	6.58	282.828	28.283
SB4	20	0.2486	2.36	189.863	18.986
SB5	20	0.2727	3.14	230.29	23.029

b) Indice de pente globale I_g :

$$I_g = \frac{D}{L} = \frac{H_{5\%} - H_{95\%}}{L} \text{ (m/km) (III.6)}$$

Avec : D : dénivelée entre H5% et H95% (m.)

L : longueur du rectangle équivalent (Km).

c) Dénivelée spécifique D_s :

La dénivelée spécifique permet définir les différents types du relief des bassins versants quelque soient leurs superficies. Elle est définie comme suit :

$$D_s = I_g \sqrt{S} \text{ (m) (III.7)}$$

Avec : I_g : indice de pente globale (m/Km).

S_i : surface du bassin versant (Km²).

Tableau III.13 : Types de relief.

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

Les résultats de calcul des différents indices de pente du bassin versant d'Oued El Had sont présentés dans le tableau suivant :

Tableau III.14 : Les différents indices de pente.

Indices	I_g (m/Km)	D_s (m)
	128,67	400

Interprétation :

Le bassin versant d'Oued El Had est caractérisé par un relief fort.

III.2.1. Analyse des données pluviométriques

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

Les bassins versants de notre zone d'étude sont dépourvus de stations pluviométriques et hydrométriques, nous avons alors eu recours aux stations de mesures implantées au voisinage.

Avant d'évaluer les précipitations sur nos bassins versant, nous avons analysé les données disponibles pour la station pluviométrique la plus proche et qui fait partie du bassin versant.



Figure III.4: Carte des stations pluviométriques.(Bureau d'étude A.Mébariki)

Il existe une station pluviométrique Larbaa dont ses caractéristiques sont dans le tableau suivant :

Tableau III.15 : Station pluviométrique Larbaa.

Station	Code	Source	Coordonnée			Année	N
			X (Km)	Y (Km)	Z (Km)		
Larbaa	21403	ANRH	541.15	362.95	100	1975-2018	43

Source : ANRH Blida

III.2.1.1. Précipitations maximales journalières

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

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

Le travail sur cette dernière se fera de la manière suivante :

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

Le calcul des paramètres de la série, l'ajustement à des lois, le calcul des quantiles et l'adéquation sont tous fait par l'utilisation du logiciel Hyfran.

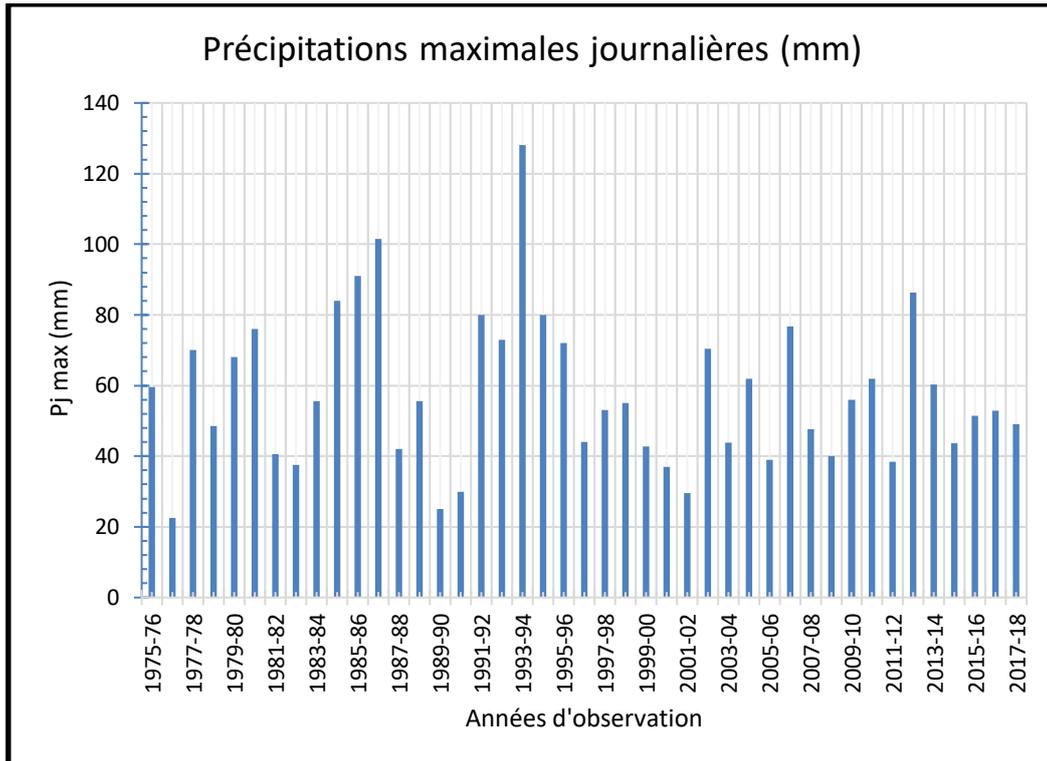
Tableau III.16 : Précipitations maximales journalières.

Année	Précipitations maximales journalières (mm)												Max
	Sep	Oct	Nov	Déc	Jan	Fev	Mar	Avr	Mai	Juin	Juil	Aou	
1975-76	59,5	6,5	34	19	10,5	36	17	12	12	1,5	0	7	59,5
1976-77	2	19	16	12	13	0	17	22,5	19	1	0	1,5	22,5
1977-78	12	1	20	1	14	4	8	70	30	2	0	0	70
1978-79	15	28	23	23	28	43,5	48,5	16,5	6,5	2	0	0,5	48,5
1979-80	34	66,6	25	55	34,5	15	47	68	19	1,5	0,5	0,9	68
1980-81	0	22	26	68	17	23	25	76,1	16	1	0	25,5	76,1
1981-82	1,5	13	9,5	29	39	40,5	12	10	17	16	0	1,5	40,5
1982-83	26	24	37,5	19	1,5	19	7,5	5	6,5	0	8,5	6	37,5
1983-84	0	19	13	45	55,5	38	12	18,5	47	11	0	0	55,5
1984-85	19,5	84	17	19	25	17	66	5,5	55	0,5	0	0	84
1985-86	22	24	91	12	11	34	81	12	2,5	23	20	0	91
1986-87	42	8	28,5	40	33	25,5	4,5	0,5	102	32	0,5	0,5	101,5

Année	Précipitations maximales journalières (mm)												Max
	Sep	Oct	Nov	Déc	Jan	Fev	Mar	Avr	Mai	Juin	Juil	Aou	
1987-88	17	17,5	35	16,5	19,5	20,5	42	15,5	22	16,6	0	0	42
1988-89	13	38	19,5	55,5	3	12,5	4,5	28	19	3,5	1	1,5	55,5
1989-90	1,5	2	2,5	25	2,1	0	8,8	16	10	0	2,4	0	25
1990-91	2	8	8	16	30	22,8	20	10,8	18	2,4	0	2	30
1991-92	5	80	16,6	3,4	77,6	14,1	24,9	38,1	37	12,5	2	0	80
1992-93	5,5	73	69,7	13,9	22,4	24,8	19	18	38,6	0	2,7	2,8	73
1993-94	19	34,7	26,2	34,6	128	26,5	0	28,5	0,5	0	0	0	128
1994-95	43	17,1	22,6	40	80	25	41	6,8	0	15,6	0	5	80
1995-96	8,4	20	15,5	10	43	32,1	16	72	8	14,5	1	1,2	72
1996-97	40,3	15	9,3	22	14	25,5	16,9	44	13	7	1,7	9,1	44
1997-98	25	53	42,8	30,5	27,3	33	15,4	31	46	3,9	0	6	53
1998-99	8,6	11,2	24,5	30	28	55	29,9	7,1	3,6	2,9	0	1,5	55
1999-00	25	16	18,2	42,8	2,3	7,3	10	12,5	19,5	0	0	0	42,8
2000-01	4,4	14,8	24,5	24	37	27,5	0	14,3	2,4	0	0	0	37
2001-02	10,8	8,5	29,6	20,4	28	15,8	22,8	27,2	13,3	0	3,6	26	29,6
2002-03	24,2	26,5	45	70,5	37	56,3	10	44,4	27	0	0,6	0	70,5
2003-04	19	10	25,2	33,9	38,4	34,5	43,8	32,2	33	0	8,1	0	43,8
2004-05	16,5	26,5	62	36,1	32	18,8	14,4	8,1	2,4	0	0	0	62
2005-06	10,2	26,5	20,9	32	34,2	39	12,1	1	16	0	0	3,8	39
2006-07	5,5	25	25,8	54	2,1	31,4	76,8	37	3,2	0,9	0	8	76,8
2007-08	42,2	47,6	40	32	0	13,2	24,7	19	19,6	0,9	5,5	0	47,6
2008-09	12	6	35	40	36	14,6	22,5	12	12,8	0	0	0	40
2009-10	45	22	27,3	36	35,2	12,5	56	10	11,3	0	0	24	56
2010-11	4	18,6	12	20,1	62	27,8	11,5	21,6	47,9	15,2	0	1	62
2011-12	18,8	18,7	9,5	22,5	15,8	38,5	30,2	21	6,2	0	0	16,5	38,5
2012-13	4,5	26,1	18,9	12	16	28,5	18,5	30,9	86,3	3,4	0	7,8	86,3
2013-14	7,4	12,5	31,5	60,3	35	23,7	32,8	1,4	3,1	49,8	0	0	60,3
2014-15	23,1	15,3	12,8	43,7	40	24,3	28,2	0	5,5	2,8	0	0	43,7
2015-16	2,6	28,5	15,2	0	48,1	32,7	51,4	26,1	39,4	0	0	0	51,4
2016-17	2,2	7,2	29,3	50,6	52,9	7,5	22,6	8,8	15,9	16,5	0	0	52,9
2017-18	43,8	23,2	43,9	35,6	9,7	25,3	21,1	49,1	39,9	37,5	0	0	49,1

Source : ANRH Blida

La variabilité chronologique des pluies maximales journalières durant 43 ans d'enregistrement est représentée dans la figure ci-dessous :



Graphe III.6 : Variabilité chronologique des pluies maximales journalières.

III.2.1.2. Paramètres statistiques de la série

Les paramètres empiriques de la série des pluies maximales journalières sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau III.17 : Caractéristiques statistiques de la série Pj max.

Nombre d'observations	43
Minimum	22.5
Maximum	128
Moyenne	57.71
Ecart-type	21.56
Médiane	55
Coefficient de variation Cv	0,3736

III.2.1.3. Ajustement statistique

L'analyse fréquentielle est une méthode statistique de prédiction consistant à étudier les évènements passés, les caractéristiques d'un processus donné (hydrologique ou autre), afin d'en définir les probabilités d'apparition future. Cette prédiction repose sur la définition et la mise en œuvre d'un modèle fréquentiel, qui est une description mathématique du comportement d'une variable aléatoire.

On a effectué l'ajustement de la série des pluies maximales journalières à :

- ◆ Loi de Gumbel.
- ◆ Loi de Galton (log-normale).

Pour l'estimation des différents paramètres de ces lois on a choisi la méthode du maximum de vraisemblance car il est démontré que cette dernière est la plus efficace.

III.2.1.3.1. Ajustement à la loi de Gumbel

Elle est dite aussi loi doublement exponentielle ou loi des valeurs extrêmes. La fonction de répartition de la loi s'exprime de la manière suivante :

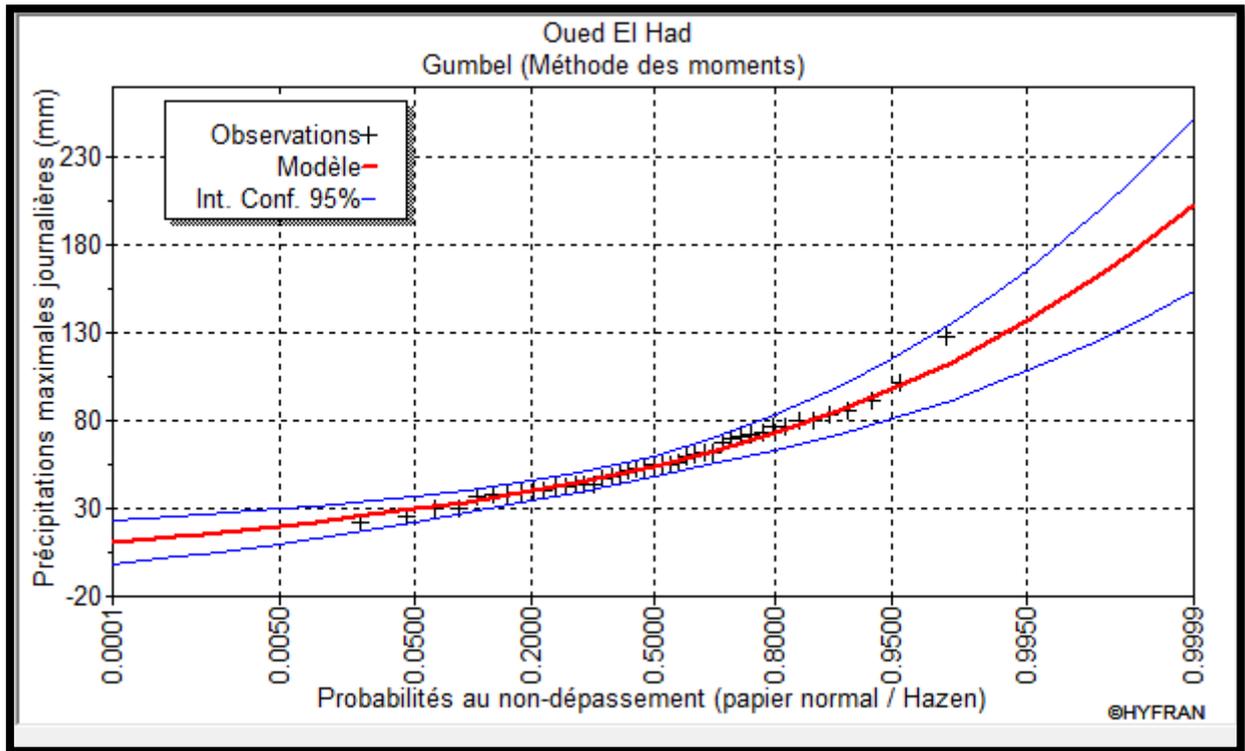
$$F(x) = e^{-e^{-u}} \dots\dots\dots (III.8)$$

$$u = \frac{x-x_0}{\alpha} \dots\dots\dots (III.9)$$

- Avec :
- u : la variable réduite de Gumbel.
 - x : la précipitation maximale journalière (mm)
 - x₀ : le paramètre de position (ordonnée à l'origine).
 - α : le paramètre d'échelle.

L'équation de la droite de Gumbel sera : $x = \alpha u + x_0 \dots\dots\dots (III.10)$

En utilisant le logiciel Hyfran, nous aurons :



Graph III.7: Représentation graphique de l’ajustement à la loi de Gumbel.

Le résultat de l’estimation des paramètres de la loi de Gumbel est récapitulé dans le tableau suivant

Tableau III.18 : Les paramètres de la loi de Gumbel.

u	48
α	16.81

Les résultats de calcul des quantiles sont exposés dans le tableau suivant :

Tableau III.19 : Quantiles théoriques de Gumbel.

Période de retour T (ans)	Fréquence non dépassement q (%)	Valeurs théoriques $P_{max j}$	Ecart type σ	Intervalle de confiance 95%
100	99	125.3	12.9	100-150.6
50	98	113.6	11.08	91.89-135.3
20	95	97.93	8.672	80.93-114.9
10	90	85.83	6.864	72.38-99.29
5	80	73.22	5.082	63.26-83.13
2	50	54.16	3.018	48.25-60.08

III.2.1.3.2. Ajustement avec la loi de Galton

La loi de Galton s'appelle également loi log-normale. La fonction de répartition est donnée par la représentation suivante :

$$F(x) = \frac{1}{\sqrt{2\pi}} \int_{-\infty}^u e^{-\frac{u^2}{2}} du$$

La variable réduite est de la forme :

$$u = \frac{\ln x - \overline{\ln x}}{\sigma_{\ln x}} \dots\dots\dots (III.12)$$

Avec :

u : la variable réduite de Galton

: la moyenne de la série $\ln x_i$

$\sigma_{\ln x}$: écart type de la série $\ln x_i$.

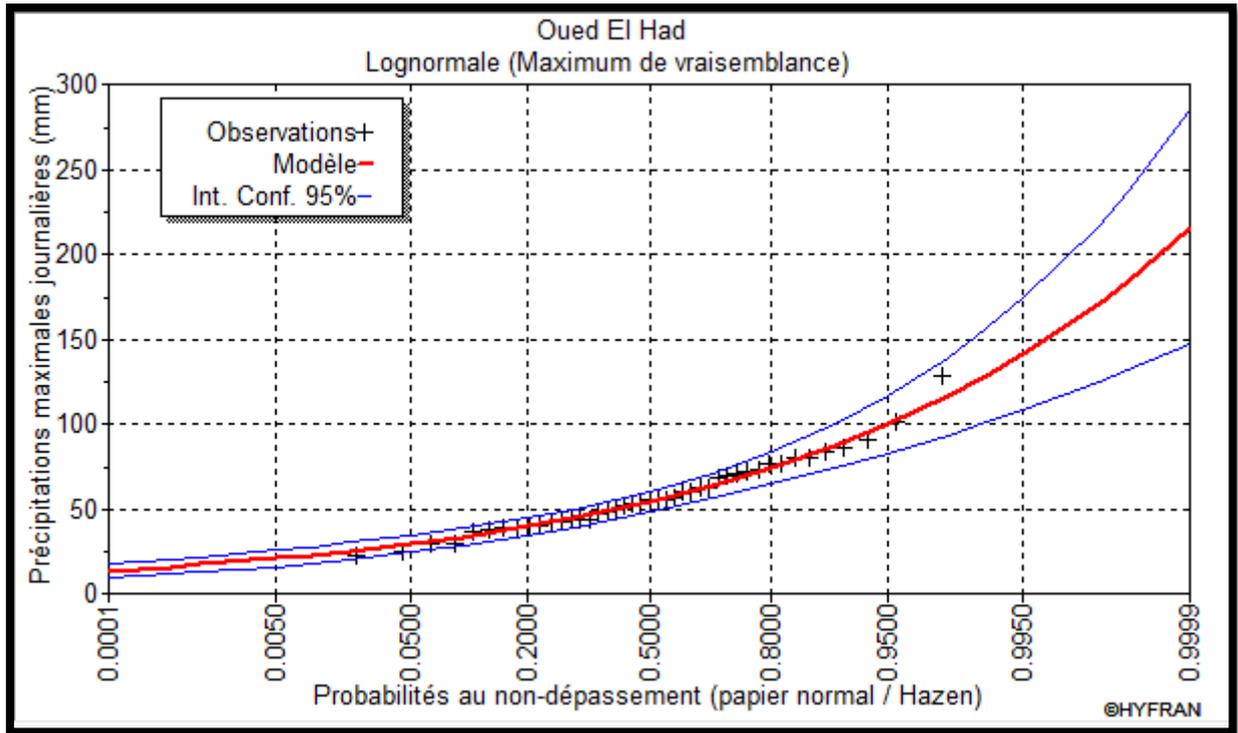
Donc l'équation de la droite présentée sur le papier Gausso-logarithmique sera :

$$\ln x + \sigma_{\ln x} u \dots\dots\dots (III.13) \overline{\ln x} =$$

Le résultat de l'estimation des paramètres de la loi de Galton est résumé dans le tableau suivant :

Tableau III.20 : Les paramètres de la loi de Galton.

$\overline{\ln x}$	3,98
$\sigma_{\ln x}$	0,37



Graph III.8: Représentation graphique de l’ajustement à la loi de Galton.

Les résultats de calcul des quantiles sont présentés dans le tableau suivant :

Tableau III.21 : Quantiles théoriques de Galton.

Période de retour T (ans)	Fréquence non dépassement q (%)	Valeurs théoriques $P_{max j}$	Ecart type σ	Intervalle de confiance 95%
100	99	128.5	14.18	100.7-156.3
50	98	116.1	11.73	93.09-139.1
20	95	99.67	8.748	82.52-116.8
10	90	87.04	6.712	73.87-100.2
5	80	73.87	4.9	64.27-83.48
2	50	53.99	3.068	47.97-60

III.2.1.3.3. Test de validité d’un ajustement

Test d’adéquation du χ^2 (χ^2) :

Le test χ^2 est un test non paramétrique servant à l’adéquation et par conséquent le choix du meilleur ajustement des lois statistiques. Le test basé sur la comparaison entre les variables,

$\chi^2_{\text{théorique}}$ et $\chi^2_{\text{calculé}}$ à un risque de 5% autrement dit à un seuil de signification de 95%.

Les résultats du test d'adéquation sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau III.22 : Résultats du test d'adéquation de χ^2 .

Lois statistiques	Degré de liberté	χ^2 calculée	χ^2 théorique
Gumbel	6	2.84	12,59
Galton	6	4.09	12,59

Interprétation : à partir du tableau ci-dessus, les deux lois sont adéquates car

$\chi^2_{\text{théorique}} > \chi^2_{\text{calculé}}$, mais $P_j \text{ max}$ correspondant à la loi Galton est plus important donc c'est le modèle qui s'ajuste le mieux.

III.2.1.4. Pluie de courte durée

La pluie de courte durée est utilisée pour l'estimation des crues. Le calcul des pluies de courtes durées pour différentes fréquences a été effectuée à l'aide de la relation de K.Body exprimée par :

$$P_{ct,P\%} = P_{j \text{ max},P\%} \left(\frac{t}{24}\right)^b \dots\dots\dots \text{(III.14)}$$

Avec : $P_{ct, p\%}$: pluie de courte durée correspondante à une fréquence donnée en mm

$P_{\text{max } j, p\%}$: pluie maximale journalière correspondante à une fréquence donnée (mm).

t : durée de l'averse ($t \leq 24\text{h}$).

b : exposant climatique ($b = 0,37$ selon les études régionales de l'ANRH).

Les intensités maximales sont calculées par la relation suivante :

$$I_{ct,P\%} = \frac{P_{ct,P\%}}{t} \text{ (mm/h)} \dots\dots\dots \text{(III.15)}$$

Avec : $I_{ct, p\%}$: intensité maximale d'une durée t (h) correspondante à une période de retour T (ans).

$P_{ct, p\%}$: pluie de courte durée correspondante à une fréquence donnée (mm).

t : durée de l'averse (h).

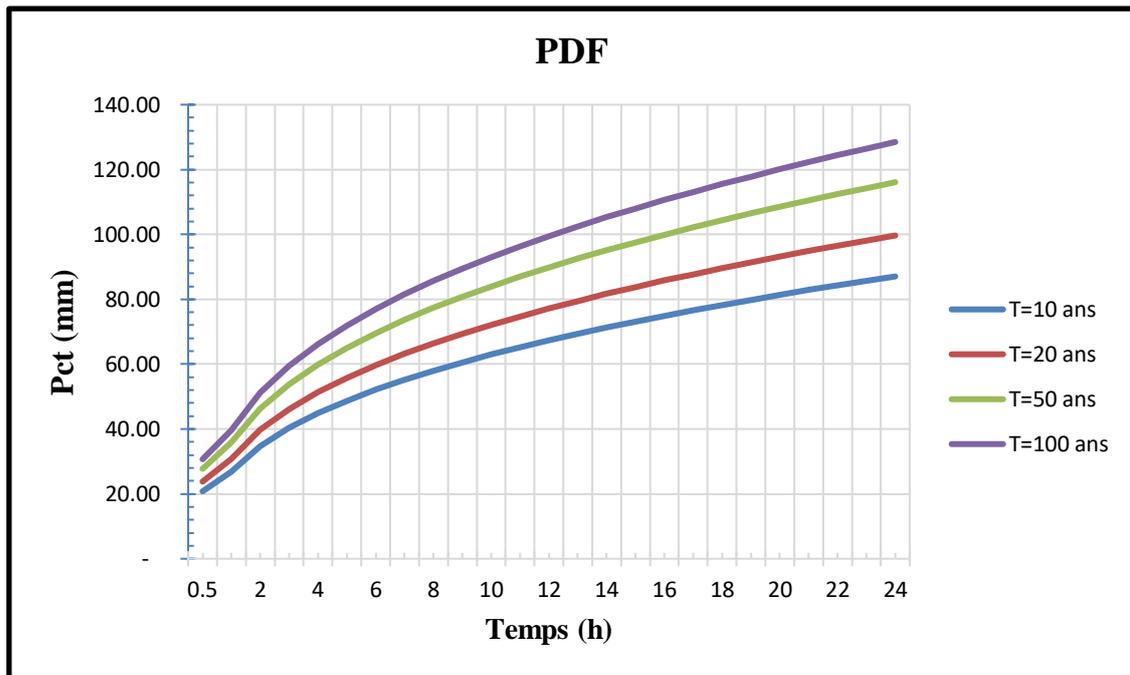
Les pluies et les intensités maximales journalières nous permettent la mise en œuvre des courbes pluies-durées-fréquences (PDF) et des courbes intensités-durées-fréquences (IDF).

Les précipitations et les intensités d'un pas de temps voulu pour une fréquence voulue sont données dans le tableau ci-dessous :

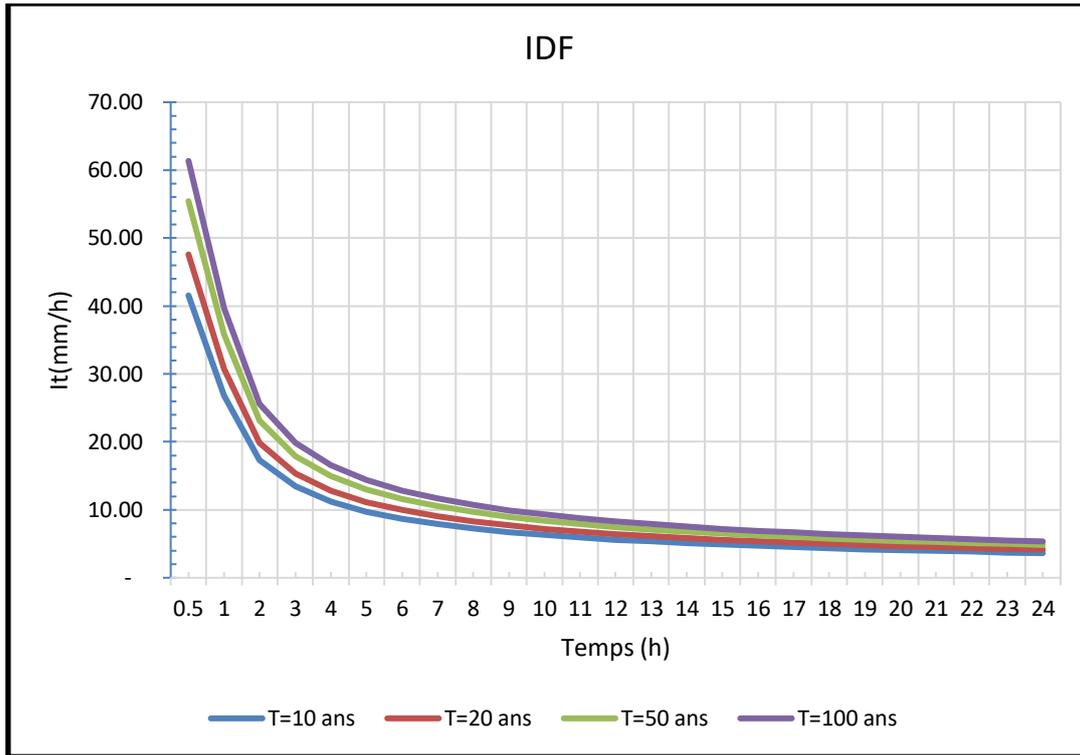
Tableau III.23 : Récapitulatif des pluies, intensités maximales de durée t (h) et de période de retour T (ans).

T (ans)	10		20		50		100	
t (h)	Pct (mm)	It (mm/h)						
0,5	20,78	41,56	23,80	47,59	27,72	55,44	30,68	61,36
1	26,86	26,86	30,75	30,75	35,82	35,82	39,65	39,65
2	34,71	17,35	39,74	19,87	46,30	23,15	51,24	25,62
3	40,33	13,44	46,18	15,39	53,79	17,93	59,53	19,84
4	44,85	11,21	51,36	12,84	59,83	14,96	66,22	16,55
5	48,71	9,74	55,78	11,16	64,98	13,00	71,92	14,38
6	52,11	8,69	59,68	9,95	69,51	11,59	76,94	12,82
7	55,17	7,88	63,18	9,03	73,59	10,51	81,45	11,64
8	57,97	7,25	66,38	8,30	77,32	9,67	85,58	10,70
9	60,55	6,73	69,34	7,70	80,77	8,97	89,39	9,93
10	62,96	6,30	72,09	7,21	83,98	8,40	92,94	9,29
11	65,22	5,93	74,68	6,79	86,99	7,91	96,28	8,75
12	67,35	5,61	77,12	6,43	89,84	7,49	99,43	8,29
13	69,37	5,34	79,44	6,11	92,54	7,12	102,42	7,88
14	71,30	5,09	81,65	5,83	95,11	6,79	105,27	7,52
15	73,15	4,88	83,76	5,58	97,57	6,50	107,99	7,20
16	74,91	4,68	85,78	5,36	99,93	6,25	110,60	6,91
17	76,61	4,51	87,73	5,16	102,19	6,01	113,11	6,65
18	78,25	4,35	89,61	4,98	104,38	5,80	115,52	6,42
19	79,83	4,20	91,42	4,81	106,49	5,60	117,86	6,20
20	81,36	4,07	93,17	4,66	108,53	5,43	120,12	6,01
21	82,84	3,94	94,87	4,52	110,50	5,26	122,31	5,82

T (ans)	10	20	50	100	T (ans)	10	20	50
t (h)	Pct (mm)	It (mm/h)						
22	84,28	3,83	96,51	4,39	112,42	5,11	124,43	5,66
23	85,68	3,73	98,11	4,27	114,29	4,97	126,49	5,50
24	87,04	3,63	99,67	4,15	116,10	4,84	128,50	5,35



Graphe III.9 : Courbes Pluie-Durée-Fréquence (PDF).



Graphe III.10 : Courbes Intensité-Durée-Fréquence(IDF).

Tableau III.24 : Intensités et pluies de courtes durées correspondant au temps de concentration des sous bassins.

T	q	Pjmax	t=tc3=0.148 SB 3		t=tc5=0.146 SB 4		t=tc6=0.104 SB 5	
			P(mm)	I(mm/h)	P(mm)	I(mm/h)	P(mm)	I(mm/h)
100	99	128.5	19.553	132.117	19.455	133.255	17.16	165.004
50	98	116.1	17.667	119.368	17.578	120.396	15.504	149.081
20	95	99.67	15.166	102.476	15.09	103.358	13.31	127.984
10	90	87.04	13.245	89.49	13.178	90.261	11.624	111.766

III.2.1.5. Etude des crues

Les techniques utilisées pour l'estimation des débits de crues de différents temps de retour dépendent pour une grande part des données disponible (morphologiques, pluviométriques, occupation du sol, etc.). Dans notre travail, on a opté de travailler avec formules empiriques (Sokolovsky, Giandotti, etc.) et choisir celle qui conviendra le mieux à notre contexte.

III.2.1.5.1. La formule de Sokolovsky

Cette méthode a un usage très courant dans les services d'hydrologie des états indépendants de l'ex URSS ainsi qu'en Algérie. Le débit maximum probable est donné par la formule suivante :

$$Q_{\max,P\%} = 0.28 \frac{(P_{ct,P\%}) * \alpha_{P\%} * S * f}{t_m = t_c} \dots\dots\dots (III.16)$$

Avec : S : surface du bassin versant (km²)

t_c : temps de concentration du bassin versant (h).

P_{ct, p%} : précipitation en mm de probabilité p% correspondant à un temps t_c.

α_{p%} : coefficient de ruissellement pour la crue probable.

$$\alpha_p = \frac{\sqrt{X_p} - \sqrt{H_0}}{\sqrt{X_p} + \sqrt{H_0}}$$

X_p : précipitation de fréquence donnée qui correspond au temps de concentration.

H₀ : perte d'eau initiale. Egale à 7m.

f : coefficient de forme de la crue. Il peut être calculé par la formule :

$$f = \frac{12}{4+3\gamma} \dots\dots\dots (III.18)$$

- ◆ Pour S ≤ 50 km², on a : γ = 2.
- ◆ Pour des bassins versants non boisés, sol peu perméable, on a : γ = 2 ; 2,5.
- ◆ Pour des bassins versant boisé, sol peu perméable, on a : γ = 3 ; 4.

Dans notre cas, pour appliquer la formule précédente, nous prenons :

- ◆ Le coefficient γ = 2 (la surface du bassin versant est inférieure à 50 Km²)

f=1.2

- ◆ Le temps de concentration.
- ◆ Les pluies de périodes de retour : 5, 10, 20, 50 et 100 ans.

III.2.1.5.2. La formule de Giandotti

La méthode de Giandotti s’inspire des lois de ruissellement basées sur les caractéristiques morphométriques du bassin versant ainsi que le temps de concentration :

$$Q_{\max,P\%} = \frac{C*S*P_{ct,P\%}*\sqrt{H_{moy}-H_{min}}}{4\sqrt{S}+1.5 L_{cd}} \dots\dots\dots (III.19)$$

Avec : S : surface du bassin versant (km²).

L_{cp} : longueur du cours d'eau principale (km) ;

H_{moy} : altitude moyenne (m).

H_{min} : altitude minimale (m).

P_{tc, p%} : lame d'eau précipitée pour une probabilité donnée et d'une durée égale au temps de concentration des eaux (mm)

C : coefficient topographique variant entre 0.066 et 0.166 (on prend C = 0.066).

III.2.1.5.3. Formule de MALLET- GAUTHIER

L'énoncé de la formule de Mallet et Gauthier pour l'estimation de la crue de période de retour T (Coutagne, 1951) est :

$$Q_{T,P\%} = 2 K \log(1 + a * P_{moy}) * \frac{S}{\sqrt{L}} \sqrt{1 + 4 \log T - \log S} \dots\dots\dots (III.21)$$

- Q_{T,p%} : débit de pointe de période de retour T(m³/s).
- P_{moy} : hauteur moyenne de la précipitation en mètres (mm).
- S : superficie du bassin versant (km²).
- L : Longueur du talweg principal (km)
- K : constante dépendant des caractéristique du bassin k= (1-3) on prend K=2
- a : paramètre (facteur pluviométrique considéré moyennement) varie de 20 à 25, on prend : a = 20
- T : période de retour (ans).

III.2.1.5.4 Formule du Turraza

Cette formule est un peu plus élaborée que les autres formules utilisant les précipitations car elle fait appel également au temps de concentration (t_c) du bassin, le temps requis pour qu'une goutte d'eau tombée au point le plus en amont du bassin arrive jusqu'à l'exutoire. Elle peut s'exprimer ainsi :

$$Q_{\max} = \frac{C*S*P_{tc}}{3.6*tc} \dots\dots\dots (III.22)$$

- Q_{max} : Débit de crue maximum en m^3/s
- t_c : Temps de concentration.
- A : superficie du bassin versant (km^2).
- P_{tc} : Hauteur totale maximale de précipitation correspondant au temps de concentration du bassin, en (mm).
- C : Coefficient de ruissèlement instantané de la crue.

Tableau III.25 : Coefficient de ruissèlement de la crue.

Période de Retour	100	50	20	10	5
C	0,70	0,65	0,60	0,50	0.45

Voici le tableau récapitulatif des sous bassins considérés.

Tableau III.26. : Récapitulatif des débits max pour les sous bassins considérés.

Formule	Sous bassin	Période de retour (ans)			
		100	50	20	10
Turazza	SB3	13.661	12.807	9.271	7.519
	SB4	7.255	6.801	4.924	3.993
	SB5	9.999	9.374	6.786	5.503
Sokolovsky	SB3	3.332	2.562	1.647	1.043
	SB4	1.782	1.371	0.878	0.554
	SB5	1.974	1.47	0.886	0.514
Gauthier	SB3	1.614	1.507	1.013	0.915
	SB4	0.972	0.909	0.614	0.557
	SB5	1.267	1.184	0.799	0.725
Giandotti	SB3	1.725	1.558	1.338	1.168
	SB4	0.548	0.495	0.425	0.371
	SB5	0.743	0.671	0.576	0.503

Interprétation :

- Après une étude comparative et une analyse des résultats des débits de crues fréquentiels obtenus par les 4 méthodes, nous constatons que la formule de Turazza surestime les débits max. Par mesure de sécurité, nous optons pour les résultats donnés par la formule de Sokolovsky.
- La fréquence choisie pour le dimensionnement des ouvrage de protection de la zone

d'étude contre les crues est la centennale, donc, pour la crue de projet, on adopte une période de retour $T=100$ ans.

III.2.1.6. Hydrogramme de crue

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

L'hydrogramme de crue est établi par la méthode de Sokolovsky qui le trace à base de deux équations paraboliques, l'une pour la montée de crue et l'autre pour la décrue.

✓ **La montée de la crue :**

$$Q_m = Q_{max,P} * \left(\frac{t}{t_m}\right)^2 \dots\dots\dots (III.23)$$

✓ **La décrue :**

$$Q_d = Q_{max,P} * \left(\frac{t_d-t}{t_d}\right)^3 \dots\dots\dots (III.24)$$

Avec :

- $Q_{max, p}$: Débit maximum de crue (de pointe) (m^3/s).
- $Q_m (t)$: Débit instantané au moment de la montée (m/s).
- $Q_d (t)$: Débit instantané au moment de la descente (m/s).
- t_m : Temps de montée (h).
- t_d : temps de descente (h).
- t_b : Temps de base (h).

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

γ : dépend de la capacité de régulation du bassin, $\gamma = 2$.

- $t_m = t_c$
- $t_d = t_m * \gamma = t_m * 2$
- $t_b = t_m + t_d$

Les résultats obtenus pour les différentes fréquences sont présentés dans le tableau suivant :

Tableau III.27 : Débits de crue et de décrue pour le sous bassin 3.

t (heures)	SB3			
	Période de retour (ans)			
	10	20	50	100
0	0	0	0	0
0.0296	0.042	0.066	0.102	0.133
0.0592	0.167	0.264	0.410	0.533
0.0888	0.375	0.593	0.922	1.200
0.1184	0.668	1.054	1.640	2.132
0.148	1.043	1.647	2.562	3.332
0.1776	0.067	0.105	0.164	0.213
0.2072	0.028	0.044	0.069	0.090
0.2368	0.008	0.013	0.020	0.027
0.2664	0.001	0.002	0.003	0.003
0.296	0.000	0.000	0.000	0.000

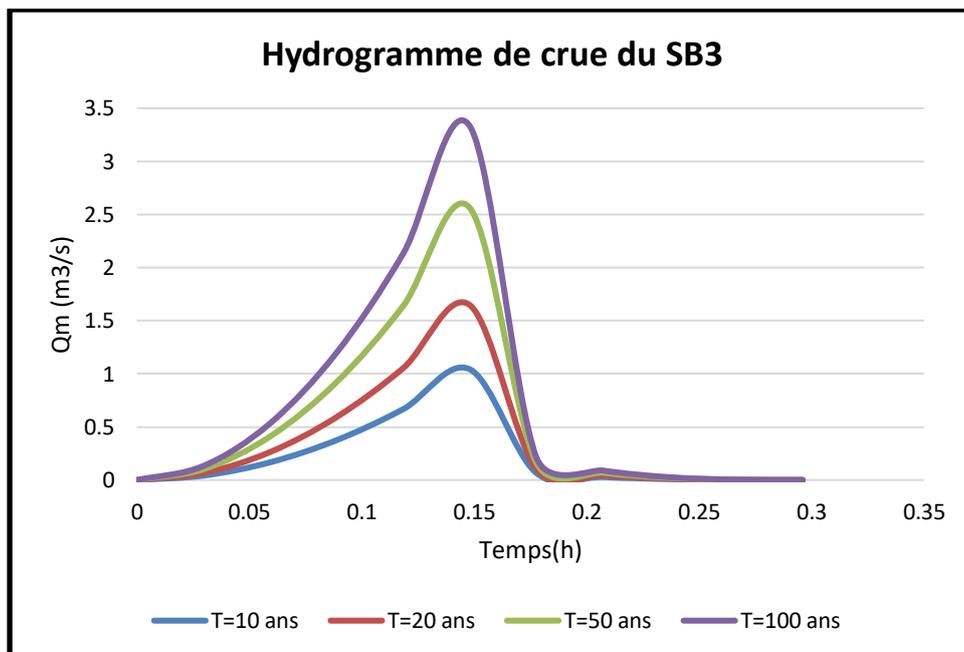
Tableau III.28 : Débits de crue et de décrue pour le sous bassin 4.

t (heures)	SB4			
	Période de retour (ans)			
	10	20	50	100
0	0	0	0	0.000
0.0292	0.006	0.009	0.055	0.071
0.0584	0.089	0.140	0.219	0.285
0.0876	0.199	0.316	0.494	0.642
0.1168	0.355	0.562	0.877	1.140
0.146	0.554	0.878	1.371	1.782
0.1752	0.036	0.056	0.088	0.114
0.2044	0.015	0.024	0.037	0.048
0.2336	0.004	0.007	0.011	0.014
0.2628	0.001	0.001	0.001	0.002
0.292	0.000	0.000	0.000	0.000

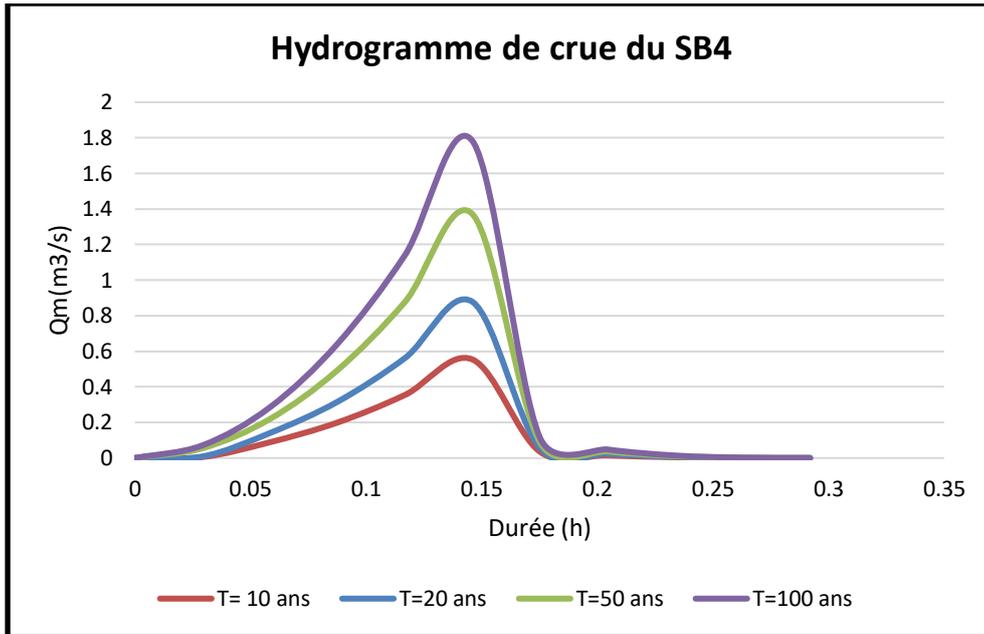
Tableau III.29 : Débits de crue et de décrue pour le sous bassin 5.

t (heures)	SB 5			
	Période de retour (ans)			
	10	20	50	100
0	0	0	0	0
0.0208	0.021	0.035	0.059	0.079
0.0416	0.082	0.142	0.235	0.316
0.0624	0.185	0.319	0.529	0.711
0.0832	0.329	0.567	0.941	1.263
0.104	0.514	0.886	1.470	1.974
0.1248	0.033	0.057	0.094	0.126
0.1456	0.014	0.024	0.040	0.053
0.1664	0.004	0.007	0.012	0.016
0.1872	0.001	0.001	0.001	0.002
0.208	0.000	0.000	0.000	0.000

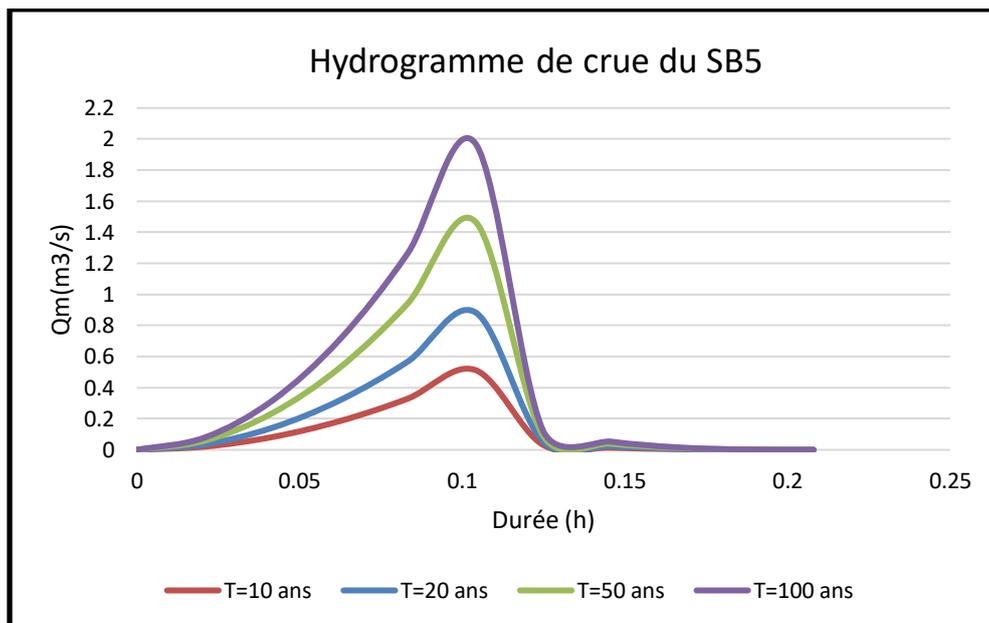
LES HYDROGRAMMES DE CRUE POUR LES DIFFERENTS SOUS BASSINS :



Graphe III.11: Hydrogramme de crue du SB3.



Graphe III.12: Hydrogramme de crue du SB4.



Graphe III.13 : Hydrogramme de crue du SB5.

CONCLUSION

- Dans ce chapitre on a déterminé le modèle fréquentiel le plus adéquat pour notre série pluviométrique présenté par la loi Galton.
- Ensuite, nous avons estimé les débits des crues par différentes méthodes afin de choisir un résultat représentatif qui est le modèle de Sokolovsky.
- Enfin, nous avons établi les hydrogrammes des crues pour voir l'évolution des crues dans le temps. Cette évaluation permet de fixer les valeurs des crues qui traversent la zone d'étude qui nous permettront de faire le dimensionnement et le calcul hydraulique des ouvrages de protection contre les risques des inondations pour la ville de Bouinan.

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'écoulement à surface libre est un phénomène beaucoup plus compliqué que l'écoulement en charge parce que la présentation d'une surface libre entraîne les variations des section liquides suivant la longueur du courant même en cas d'obstacles insignifiants. Les courants à surface libre peuvent permanent, non permanent, uniforme non uniforme.

IV.1. RAPPEL DES BASES THÉORIQUES RELATIVES À L'HYDRAULIQUE DES ÉCOULEMENTS À SURFACE LIBRE

IV.1.1. L'écoulement à surface libre

Il est défini comme un écoulement de liquide avec une surface qui est en contact avec l'air libre et 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.

IV.1.2. Les 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 où le rayon hydraulique est maximal, est la section minimale. Parmi toutes les fonctions de section, la forme semi-circulaire est celle qui satisfait au rayon hydraulique maximum. Dans les conditions techniques de réalisation, la forme semi-circulaire sera la plus coûteuse que la forme trapézoïdale ou rectangulaire qui présente des avantages de simplicité et de réalisation.

IV.2. TYPES D'ÉCOULEMENT

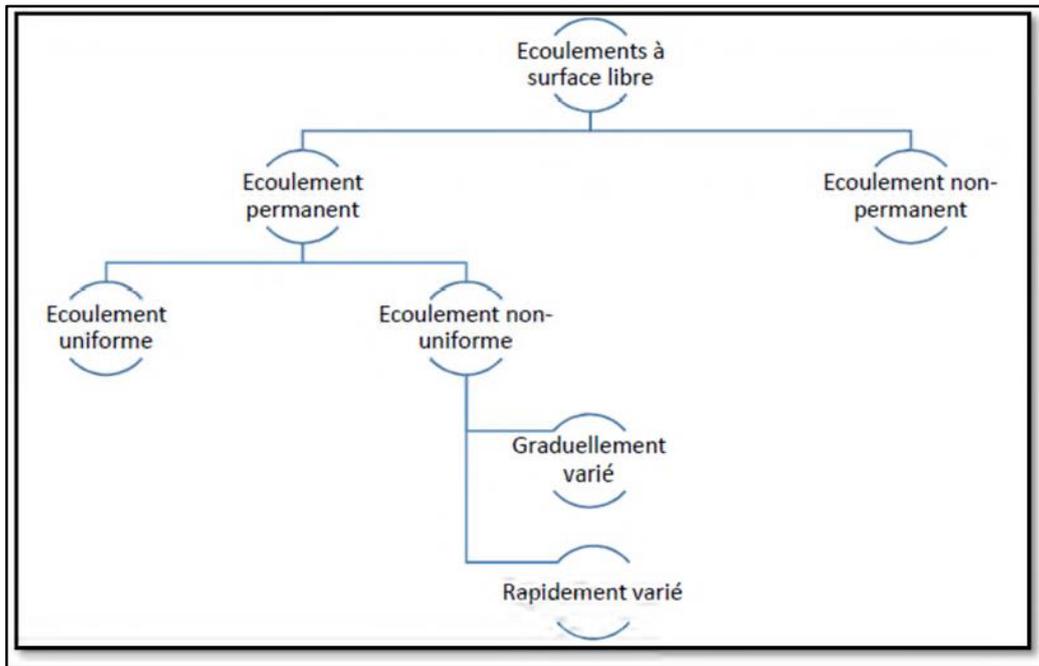


Figure VI.1 : Classification des écoulements à surface libre (Guesri, 2014).

On peut définir les écoulements suivants la variabilité des caractéristiques hydrauliques tels que le tirant d'eau et la vitesse en fonction du temps et de l'espace.

IV.2.1. Variabilité dans le temps

Le mouvement est permanent (ou stationnaire) si les vitesses V et la profondeur y restent invariables dans le temps en grandeur et en direction. Le mouvement est non permanent dans le cas contraire.

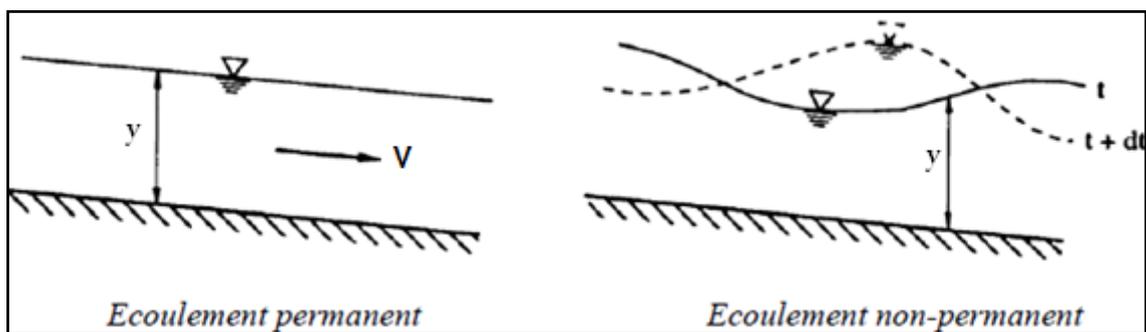


Figure IV.2 : Schémas des écoulements permanent et non permanent.

par rapport à son énergie potentielle gravitationnelle. Il s'exprime donc par le rapport entre la vitesse et la force de pesanteur qui s'exerce. Au sens strict, l'écoulement dans les canaux est rarement permanent. Néanmoins les variations temporelles sont, dans certains cas, suffisamment lentes pour que l'écoulement puisse être considéré comme une succession de régime permanent. On peut alors définir ainsi le régime quasi-permanent.

IV.3. TYPES DE REGIMES D'ÉCOULEMENT

Le nombre de Froude est un nombre sans dimension, qui caractérise dans un fluide l'importance relative de l'énergie cinétique de ses particules sur celle-ci.

$$F_r = \frac{V}{\sqrt{gh}} \dots\dots\dots (VI.1)$$

Avec :

V : Vitesse de l'écoulement.

g : Force de gravité.

h : Hauteur d'eau.

Le rôle du nombre de Froude c'est de classer les régimes d'écoulement ;

- ✓ $Fr > 1$: régime torrentiel, avec une faible hauteur d'eau et une forte vitesse d'écoulement.
- ✓ $Fr < 1$: régime fluvial, avec une forte hauteur d'eau et faible vitesse d'écoulement
- ✓ $Fr = 1$: régime critique, par lequel on peut calculer la hauteur critique.

IV.4. TYPES D'ÉCOULEMENT

Le nombre de Reynolds caractérise la turbulence. C'est le rapport entre les forces inerties et les forces de viscosité. Dans le cas des écoulements en canaux R_e est donné par :

$$R_e = \frac{R_h V}{\nu} \dots\dots\dots (VI.2)$$

Avec :

V : vitesse moyenne de l'écoulement,

R_h : Rayon hydraulique,

ν : viscosité cinématique du liquide.

IV.5 DIMENSIONNEMENT DES CANAUX

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

IV.5.1. Conditions d'un écoulement uniforme

- Le débit d'écoulement de l'eau dans chaque section est constant $Q = ct$.
- Le canal est prismatique.
- La pente du canal est constante.
- La rugosité des parois est constante.
- Les résistances locales sont absentes.

IV.5.2. Formule principale de calcul

La formule de base calcul pour un écoulement permanent uniforme est celle de Chézy. Elle est donnée en utilisant l'équation de continuité :

$$Q = V \cdot S \dots\dots\dots (VI.3)$$

Avec V selon Chézy :

$$V = C \cdot \sqrt{R I} \dots\dots\dots (VI.4)$$

Avec :

- V : vitesse moyenne de l'écoulement (m/s)
- R_h : rayon hydraulique (m)
- I : pente hydraulique ou pente du cours d'eau (m/m)
- C : coefficient de résistance ($m^{1/2}/s$)

Par substitution dans l'équation de continuité on obtient :

$$Q = C \cdot S \cdot \sqrt{R_h I} \dots\dots\dots (VI.5)$$

IV.5.3. Détermination du coefficient de Chézy

Les modèles qui ont été développés par la suite, utilisent, en général, l'équation de Chézy dans laquelle ils cherchent à mieux décrire le coefficient "C".

IV.5.3.1. Formule de Manning-Strickler

En 1809, un ingénieur irlandais nommé Manning présenta une formule qui, par la suite, a été réduite à la forme que l'on connaît :

$$V = \frac{1}{n} R_h^{2/3} \cdot I^{1/2} \dots\dots\dots \text{(VI.6)}$$

Où le coefficient de Chézy a pour valeur :

$$C = \frac{1}{n} R_h^{1/6} \dots\dots\dots \text{(VI.7)}$$

Avec :

V : Vitesse de l'écoulement (m/s)

R_h : Rayon hydraulique (m)

I : Pente (m/m)

n : Coefficient de rugosité de Manning

On pose $\frac{1}{n} = K_s$ (K_s coefficient de rugosité de Strickler).

En substituant La formule de Manning-Strickler dans la formule de Chézy, on pourra écrire :

Selon Strickler :

$$V = K_s \cdot R_h^{2/3} \cdot I^{1/2} \dots\dots\dots \text{(VI.8)}$$

Alors l'équation de continuité s'écrit alors :

$$Q = V \cdot S = \frac{1}{n} R_h^{2/3} \cdot I^{1/2} \cdot S = K_s \cdot R_h^{2/3} \cdot I^{1/2} \cdot S \dots\dots\dots \text{(VI.9)}$$

R_h : Rayon hydraulique(m).

K_s : Coefficient de rugosité de Strickler.

I : Pente du fond du canal dans le cas du régime uniforme.

IV.5.3.2. Formule de Bazin

Bazin considère que la valeur du coefficient de Chézy dépend du rayon hydraulique mais ne dépend pas de la pente du canal, le coefficient C peut alors être déterminé par la relation :

$$C = \frac{87}{1 + \frac{m_B}{\sqrt{R_h}}} \dots\dots\dots \text{(VI.10)}$$

Avec :

m_B : Coefficient de rugosité de Bazin qui dépend du type du canal à ciel ouvert.

R_h : Rayon hydraulique.

La formule de Manning-Strickler est la formule la plus utilisée dans les écoulements dans les canaux artificiels ou naturels.

IV.5.3.3. Formule d'Agroskine

Agroskine souligna qu'en l'absence des résultats expérimentaux suffisants relatifs au paramètre de Poli (k), on peut également utiliser la relation suivante :

$$C = \frac{1}{n} + 17.72 \log R_h \dots\dots\dots (VI.11)$$

Cette relation est valable dans la gamme :

Pour n : $0.009 \leq n \leq 0.040$

Pour R_h : $0.009 \leq R_h \leq 0.040$

Avec :

C : Coefficient de Chézy ($\frac{m^{0.5}}{s}$)

R_h : Rayon hydraulique (m).

n : Coefficient de rugosité.

IV.6. PARAMETRES GEOMETRIQUES

IV.6.1. Section maximale

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 ; pour une section mouillée, S , restant constante, les expressions montrent que le débit sera maximal, $Q \Rightarrow Q_{max}$, si le rayon hydraulique est maximal, $R_h \Rightarrow R_{hmax}$; donc si le périmètre mouillé est minimal, $P \Rightarrow P_{min}$.

Parmi toutes les formes de section possibles, c'est la forme du demi-cercle qui réalise P_{min} pour une surface, constante. On a donc pour le demi-cercle :

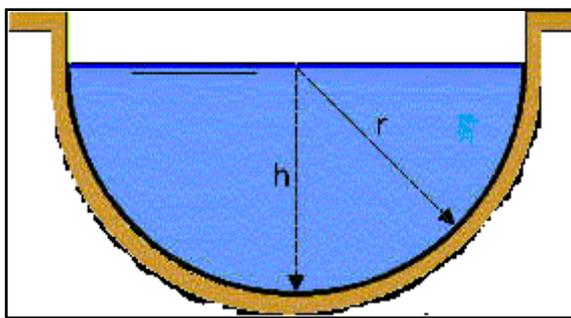


Figure IV.3 : Schéma de définition d'une section demi circulaire.

- La section mouillée : $S = \frac{\pi r^2}{2}$

- Le périmètre mouillé : $P = \pi r$
- Le rayon hydraulique : $R_h = \frac{r}{2} = \frac{h}{2}$

Mais cette forme plus couteuse et difficile à réaliser que la forme trapézoïdale ou rectangulaire. A cet effet notre choix portera sur la section trapézoïdale.

IV.6.2. Caractéristiques géométriques du canal trapézoïdal

Le canal trapézoïdal est représenté sur la figure ci-dessous. Il est caractérisé par sa base b et par le coefficient du talus m , θ angle d'inclinaison des parois du canal par rapport à l'horizontale.

L'écoulement est défini par la profondeur normale Y_n .

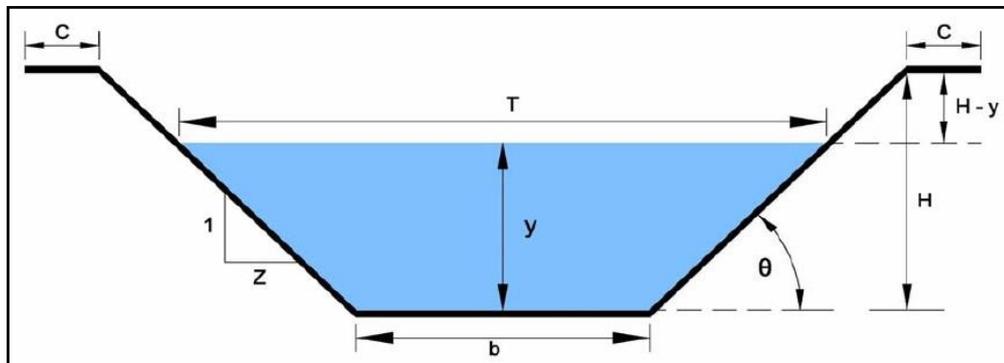


Figure IV.4 : Schéma de définition d'une section trapézoïdale.

Les parois internes du canal sont caractérisées par la rugosité absolue ε et le débit volume écoulé est Q . Le canal est le siège d'un écoulement uniforme d'un liquide de viscosité cinématique ν , sous une pente longitudinale I .

La forme de la section mouillée est définie par le paramètre de forme ou appelé aussi rapport d'aspect :

$$\eta = \frac{y}{b}$$

Les paramètres ainsi indiqués ci-dessus sont connus et constituent les données du problème. Il s'agit alors de dimensionner le canal considéré, ce qui revient à calculer la dimension linéaire b ainsi que la profondeur normale y qui constitue la hauteur minimale du canal.

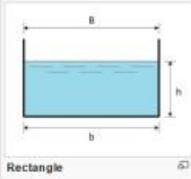
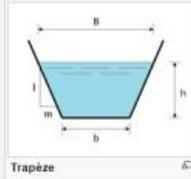
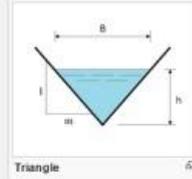
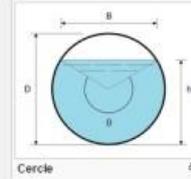
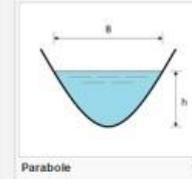
					
Largeur, B	b	$b + 2 \times mh$	$2 \times mh$	$(\sin \frac{\theta}{2}) \cdot D$ ou $2\sqrt{h \cdot (D - h)}$	$\frac{3S}{2h}$
Surface, S	$b \times h$	$(b + mh) \cdot h$	$m \times h^2$	$\frac{1}{8}(\theta - \sin \theta) \cdot D^2$	$\frac{2}{3}Bh$
Périmètre mouillé, P	$b + 2h$	$b + 2 \cdot h \cdot \sqrt{1 + m^2}$	$2h \cdot \sqrt{1 + m^2}$	$\frac{1}{2}\theta \cdot D$	$B + \frac{8h^2}{3B}$
Rayon hydraulique, R_h	$\frac{bh}{b + 2h}$	$\frac{(b + mh) \cdot h}{b + 2 \cdot h \cdot \sqrt{1 + m^2}}$	$\frac{mh}{2 \cdot \sqrt{1 + m^2}}$	$\frac{1}{4} \left[1 - \frac{\sin \theta}{\theta} \right] D$	$\frac{2B^2h}{3B^2 + 8h^2}$
Profondeur hydraulique, D_h	h	$\frac{(b + mh)h}{b + 2 \times mh}$	$\frac{1}{2}h$	$\left[\frac{\theta - \sin \theta}{\theta} \right] D$	$\frac{2}{3}h$

Figure IV.5: Eléments géométriques pour des sections ouvertes diverses (Wikipédia).

Remarque : la forme qui assure la meilleure conductivité est la forme trapézoïdale, telle que le paramètre de forme $(b/h)=2$, avec $m=0.557$.

Tableau IV.1 : Quelques ordres de grandeur du 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

IV.6.3. Calcul de la profondeur normal y_n

La détermination de la profondeur normale y_n , à partir de la formule suivante :

$$Q = S C \sqrt{R_h I} = \frac{1}{n} \left(\frac{(b y + m y^2)^{5/3}}{(b + 2y + \sqrt{1 + m^2})^{2/3}} \right) i^{1/2} \dots \dots \dots \text{(VI.12)}$$

L'équation générale de l'écoulement uniforme obtenue est une équation implicite en y sa résolution nécessite l'utilisation de la méthode itérative pour déterminer la valeur de y .

Avec :

S : Section mouillée (m^2).

R_h : Rayon hydraulique (m).

C : Coefficient de Chézy.

I : Pente du canal.

IV.6.4. Calcul de la profondeur critique

IV.6.4.1. Méthode graphique

La méthode graphique est basée sur le graphe de l'énergie spécifique en fonction de y et puisque la valeur de y_c est la valeur qui correspond à une énergie spécifique et maximale.

Donc, on construit le graphe de $H_s = f(y)$,

Sachant que :

$$H_s = E_p + E_c$$

Avec :

E_p : Energie potentielle est égale à y ; ($E_p = y$)

E_c : Energie cinétique $E_c = (v^2 / 2g)$

IV.6.4.2. Méthode analytique d'Agroskine

La méthode d'Agroskine utilise la formule suivante

La condition de criticité est :

$$\frac{Q^2 B_{cr}}{g S_{cr}^3} = 1 \dots\dots\dots (VI.13)$$

Avec :

B : Largueur du plan d'eau en surface

g : L'accélération gravitaire prise égale à 9.81 m/s^2

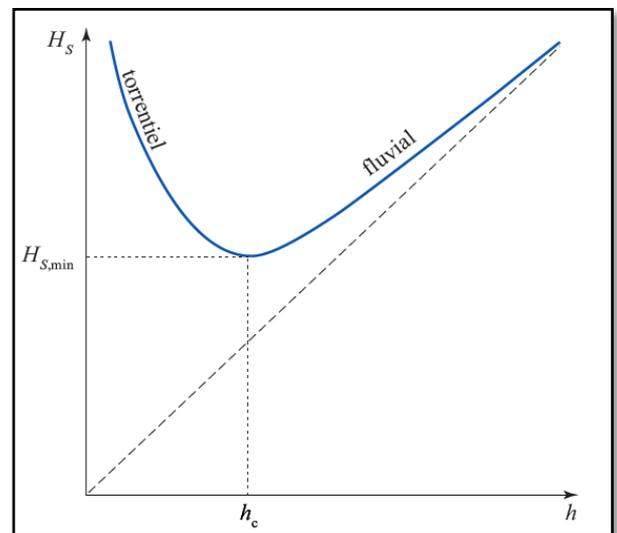


Figure IV.6 : Charge spécifique en fonction de la profondeur.

IV.6.5. Calcul de la pente critique

La pente critique correspond à la profondeur critique. Elle est donnée par la formule suivante :

$$Q = C S_{cr} \sqrt{R_h I_{cr}} \dots\dots\dots (VI.14)$$

Donc :

$$I_{cr} = \frac{Q^2}{C^2 S_{cr}^2 R_h} \dots\dots\dots (VI.15)$$

IV.7. CALCUL DE LA LIGNE D’EAU POUR UN ÉCOULEMENT NON UNIFORME ET PERMANENT

IV.7.1. Equation de la surface libre d’eau

Le problème qui se pose dans l’étude des écoulements permanent graduellement varié est de déterminer la position, x , et la forme, $y = f(x)$, de la surface libre pour un débit Q , et une forme géométrique de section, S , donnés. On raisonnera pour un canal de longueur importante.

A partir de l’équation de l’énergie : $H = z + \frac{v^2}{2g} + y$

Et de l’équation de continuité : $Q = V/S$

En dérivant l’équation de l’énergie par rapport à x , devient

$$\frac{dH}{dx} = \frac{dz}{dx} + \frac{d}{dx} \frac{(Q/S)^2}{2g} + \frac{dy}{dx}$$

Cependant, par définition (et en utilisant la relation de type de Chézy)

Avec :

La pente énergétique : $\frac{dH}{dx} = -J_e = -\frac{(Q/S)^2}{C^2 R_h}$

La pente géométrique : $\frac{dz}{dx} = -i$

On écrit :

$$\frac{d}{dx} \frac{(Q/S)^2}{2g} + \frac{dy}{dx} - i = -J_e = -\frac{(Q/S)^2}{C^2 R_h}$$

Or, pour un canal prismatique, on pose par définition $dS/dh = B$ est la largeur à la surface ; ce qui donne :

$$\frac{d}{dx} \frac{(Q/S)^2}{2g} = -\frac{Q^2}{gS^3} B \frac{dy}{dx}$$

L’équation différentielle s’écrit sous sa forme habituelle :

$$\frac{dy}{dx} = i \frac{1 - \frac{(Q/S)^2}{C^2 R_h i}}{1 - \frac{(Q/S)^2}{g S/B}} \dots\dots\dots (VI.16)$$

C'est l'équation de l'écoulement graduellement varié, valable pour un canal prismatique, permet de tracer la forme de la surface libre (ligne d'eau).

IV.7.2. Calcul de la surface d'eau

L'équation de la surface d'eau permette de préciser l'aspect général des différentes formes de la surface d'eau.

Il est nécessaire de passer à l'intégration de l'équation de la surface d'eau, pour procéder aux calculs et à la construction exacte des formes de la surface libre. On peut distinguer les méthodes de calcul suivantes :

- Méthode par approximation successive.
- Méthode par intégration direct
- Méthode par intégration graphique
- Logiciels de calcul de ligne d'eau en rivière ou canaux (logiciel de calcul permanent et fluvial et logiciel de calcul transitoire).

Les données nécessaires au calcul permanent et fluvial pour un écoulement unidirectionnel sont :

- Les données géométriques (pente, forme de la section) ;
- Les coefficients de rugosité (Manning ou Strickler) ;
- Le débit entrant dans le bief considéré ;
- La loi hauteur débit à l'aval du bief.
- Le bief est un tronçon de rivière entre deux affluents (ou défluent).

Les données nécessaires au calcul transitoire sont du même type :

- Géométrie du lit (mineur+ majeur) ;
- Rugosité (mineur, majeur) en un certain nombre de sections de données ;
- Hydrogramme de crue à l'amont du bief $Q = f(t)$;
- Loi de débit à l'aval du bief ou relation $y = f(t)$;
- Ligne d'eau initiale à $t = 0$.

Dans notre cas d'étude nous utiliserons le calcul de la ligne d'eau par un logiciel HEC-RAS (Hydrologic Engineering Centers River Analysis System (Système d'analyse des rivières du centre d'ingénierie hydrologique)) qui permet facilement de calculer les lignes d'eau pour plusieurs

débites différents. Par tâtonnement on obtient en particulier le débit de plein bord tronçon par tronçon (débit au-delà duquel il y a débordement sur l'une au moins des berges).

IV.7.3. Calcul de la ligne d'eau

a) Equation de la courbe de remous

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

L'équation de la courbe de remous est comme suit :

$$\frac{dh}{dx} = \frac{J_f - j_w}{1 - \frac{Q^2 B}{gS^3}} = \frac{J_f - j_w}{1 - Fr^2} \dots\dots\dots (VI.17)$$

Avec :

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

b) Forme de la courbe de remous

On a:

$$\frac{dh}{dx} = \frac{J_f - j_w}{1 - \frac{Q^2 B}{gS^3}} = \frac{J_f - j_w}{1 - Fr^2}$$

Quand:

- ◇ J_f < I_c => h_n > h_c
- ◇ J_f > I_c => h_n < h_c

En fonction de la valeur de J_f, on va pouvoir déterminer le signe de dh/dS. Le tableau VI.3 présente les différents types de canaux en fonction de la pente.

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

J _f > 0	J _f < I _c	Canaux à pente faible.
	J _f > I _c	Canaux à pente forte.
	J _f = I _c	Canaux à pente critique.
J _f = 0		Canaux à pente nulle.
J _f < 0		Canaux à contre-pente.

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

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

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

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

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

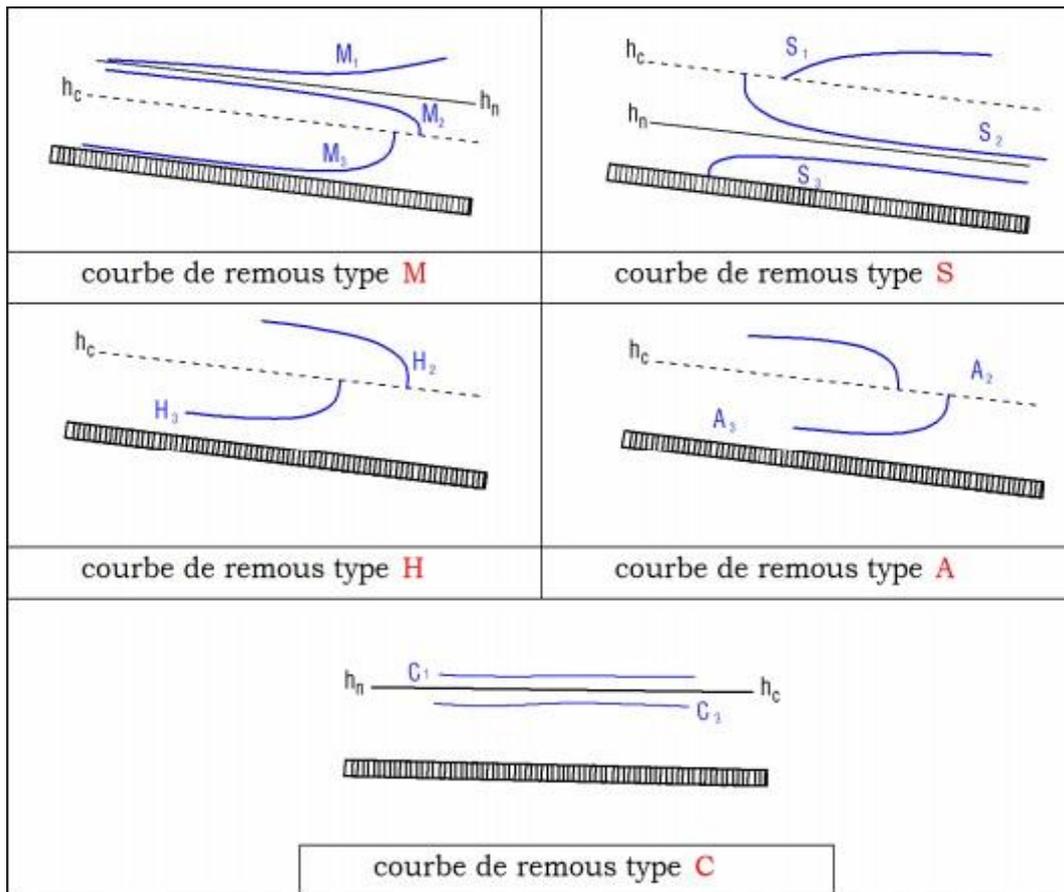


Figure IV.7 : Différents types de courbes de remous(Wikipédia).

IV.8. PRINCIPE DE FONCTIONNEMENT DE HEC-RAS ET LES PRINCIPAUX MENUS DU LOGICIEL

N'ayant que peu de données sur la géométrie des rivières, et finalement peu de temps pour apprendre l'utilisation du nouveau logiciel, nous avons choisi d'effectuer notre étude d'inondabilité avec HEC RAS, logiciel n'utilisant que la 1D et les équations de Saint Venant. Cette approche permettra d'avoir un premier avis. Afin de pousser cette étude d'inondabilité, des données de géométrie des rivières seraient nécessaires.

IV.8.1. Présentation du logiciel utilisé HEC RAS

HEC-RAS est un logiciel créé par la US Army Corps of Engineers. Il est destiné à simuler l'écoulement dans les cours d'eau ainsi que les plaines d'inondations. Ce logiciel ne peut modéliser qu'en une seule dimension, selon le modèle de Saint Venant et ne prend donc pas en compte les variations hydrauliques dues au changement de forme des sections transversales.

Afin d'utiliser HEC RAS, il suffit de l'informer d'une géométrie de rivière, puis de positionner différentes stations le long de ces mêmes rivières. Les connaissances nécessaires pour la

géométrie sont les largeurs du lit mineur et du lit majeur et la profondeur de la rivière, à chaque station. Il suffit de positionner deux stations de part et d'autre d'une rivière et d'utiliser la fonction interpolation afin de construire les autres.

L'organisation et l'utilisation de HEC-RAS sont assez simples. HEC-RAS est centré autour de trois entités : le projet, la géométrie et les données de débits et conditions initiales.

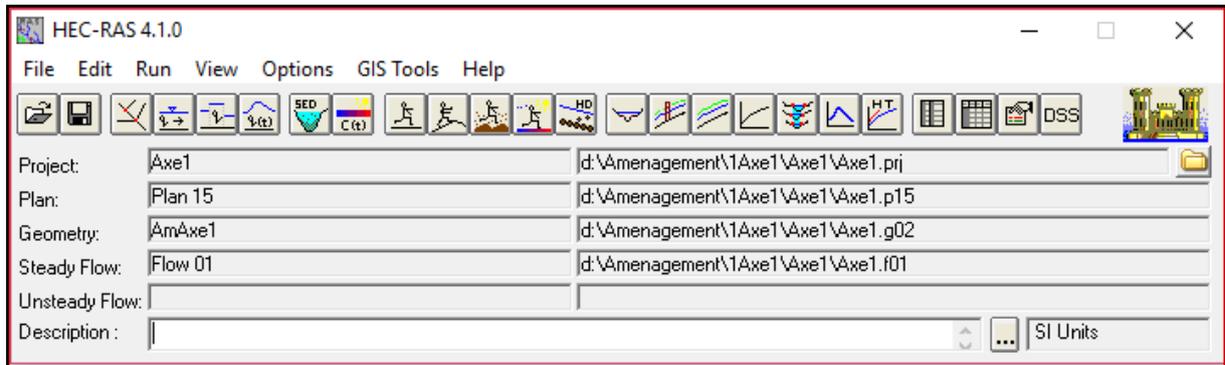


Figure IV.8 : Fenêtre principale de HEC RAS.

IV.8.2. Précision des différents termes

- **Projet** (Project, ici Oued El Had _river) : Le fichier Projet contient le titre et la description du projet, le système d'unités utilisé et les liens vers tous les fichiers qui lui sont associés. Il comporte l'extension «.prj».
- **Géométrie** (Geometry) : Ce fichier contient toutes les informations géométriques sur le cours d'eau analysé, soit le schéma du tronçon, les sections transversales, la distance entre chaque section, les coefficients de Manning et s'il y a lieu, les structures présentes (ponts, structures latérales, etc). Un projet peut comporter plusieurs géométries afin d'analyser différentes variantes (par exemple avec ou sans obstruction dans la rivière).
- **Débit** (Flow) : Le fichier Débit est utilisé pour simuler les écoulements permanents. Il contient le nombre de profils devant être calculés, les données de débit pour chacun d'eux et les conditions limites pour le tronçon. Un profil désigne l'ensemble des niveaux d'eau calculés pour des conditions particulières de débit
- **Plan** (Plan) : Un fichier Plan contient un titre et une description du plan, de façon similaire aux informations d'un Projet. Il contient de plus la référence aux fichiers Géométrie et Débit associés à ce Plan. Le concept de Plan permet ainsi de simuler différentes combinaisons de Géométrie et de Débit qui peuvent être nécessaires dans le cadre d'une étude hydraulique. Il est possible de modéliser 99 Plans par projet.

Dans la figure présentée, le modèle n'a pas encore tourné, la case Plan est donc pour le moment vide.

De plus, après les simulations, les fichiers « Simulation » et « Résultats » seront également créés :

- **Simulation** (Run) : Le fichier simulation contient toutes les données nécessaires à l'exécution d'une simulation, définie à l'intérieur d'un Plan. Ce fichier est automatiquement créé par HEC-RAS lorsqu'une simulation est lancée. Son extension peut aller de .R01 à .R99. Par exemple, le fichier .R01 correspond au Plan .P01.
- **Résultats** (Output) : Tous les résultats d'une simulation sont contenus dans le fichier Output. Les fichiers de résultats possèdent l'extension .O01 à .O99 et leur numérotation est également associée à celle des fichiers Plan.

IV.8.3. Démarche de la simulation

Cette démarche se fait en quatre étapes :

- ✓ Modélisation de la rivière.
- ✓ Modélisation de l'écoulement.
- ✓ Mise en marche de la simulation.
- ✓ Visualisation des résultats et constatation.

IV.8.3.1 Modélisation de la rivière

Dans ce projet, nous avons utilisé le levé topographique fourni par le bureau d'étude. La réalisation de la géométrie d'oued El Had, consiste à implémenter des profils en travers représentatifs, sur lesquels on calcule la hauteur d'eau et d'autres caractéristiques de l'écoulement.

Pour charger les profils nous avons utilisé le logiciel AutoCad Civil 3D, qui présente l'avantage de générer automatiquement des fichiers de géométrie à partir du levé topographique, reconnus par HEC-RAS nous donnant les profils transversaux de l'amont à l'aval espacés de 20 mètres. Mais avant de passer à HEC-RAS on passe d'abord à HEC-RAS Flipper pour inverser le sens d'écoulement pour que le logiciel HEC-RAS puisse lire l'écoulement de l'amont à l'aval et pas le contraire. Cela nous a permis de gagner en temps et en précision.

On fait ça pour les trois affluents que nous allons étudier.

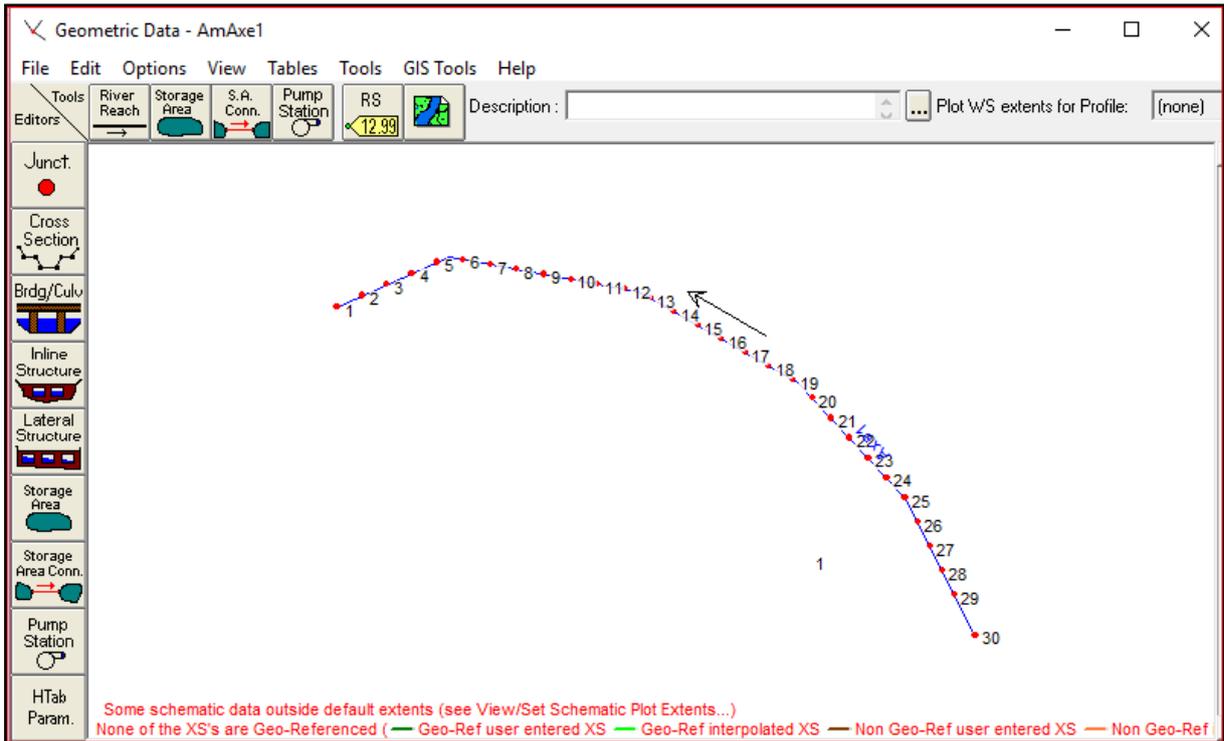


Figure IV.9 : Définition du tracé de l'oued et des sections de l'affluent 1.

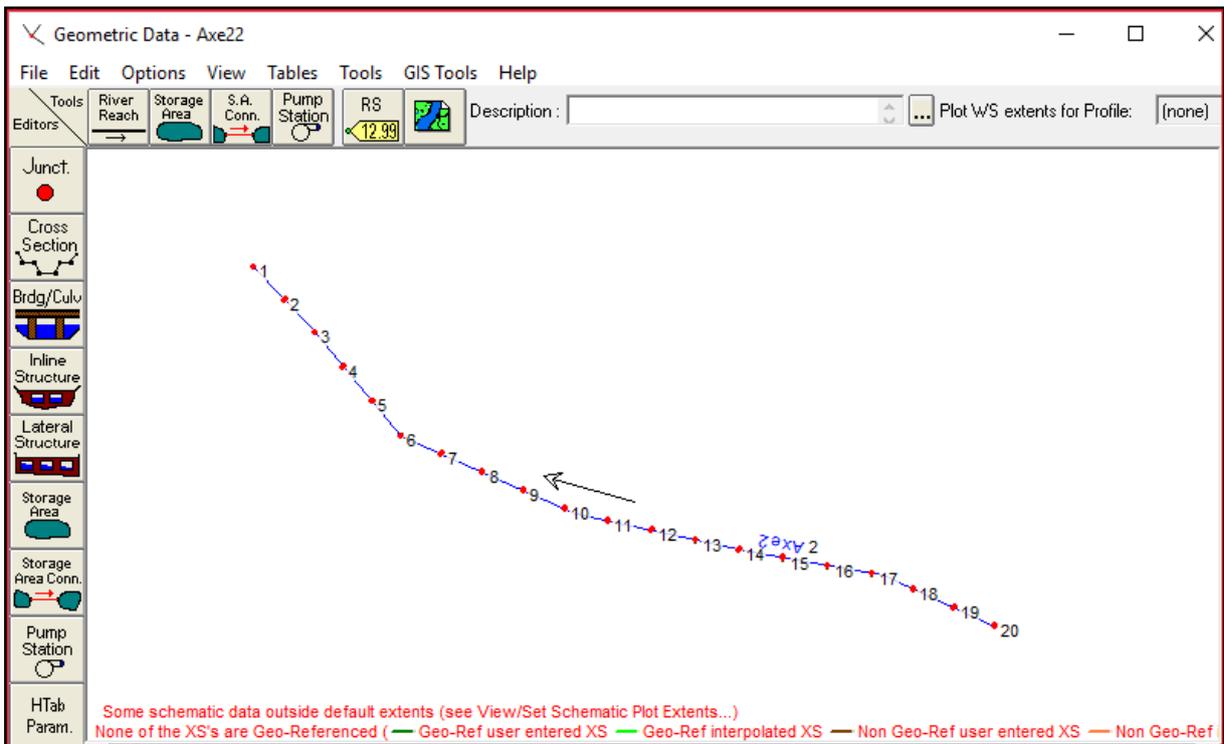


Figure IV.10 : Définition du tracé de l'oued et des sections de l'affluent 2.

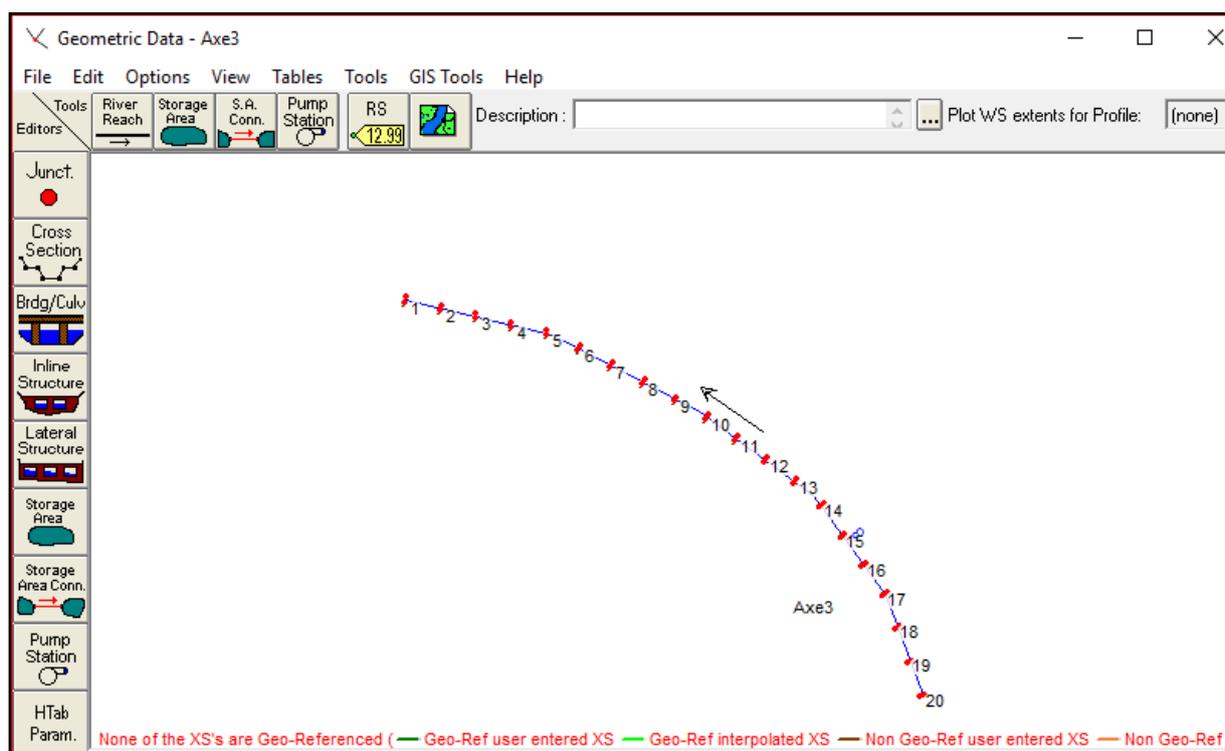


Figure IV.11 : Définition du tracé de l'oued et des sections de l'affluent 3.

IV.8.3.2. Modélisation de l'écoulement

Sous l'hypothèse d'écoulement mixte, les conditions aux limites imposées pour la résolution du calcul hydraulique sont :

- Un débit en entrée.
- Coefficient de Manning.
- Une hauteur critique sera calculée en aval et en amont.

Il nous reste l'introduction des conditions aux limites de chaque tronçon, autrement dit, la hauteur d'eau en amont et en aval. HEC-RAS nous donne les choix suivant :

- **Hauteur d'eau connue** : pour chaque profil d'écoulement, la hauteur est connue.
- **Hauteur critique** : le programme calcule lui-même la hauteur critique et l'utilise comme condition aux limites.
- **Hauteur normale** : le logiciel nous demande la pente d'énergie qui sera utilisée pour le calcul de la hauteur normale par l'équation de Manning. Si la pente d'énergie n'est pas connue, l'utilisateur peut l'estimer en introduisant la pente de la surface de l'eau, ou la pente du fond.

- **Courbe de tarage** : le logiciel nous demande d'introduire la courbe débit-hauteur. Dans notre cas, nous allons choisir la hauteur critique, puisque on ne dispose pas d'information comme la courbe de débit-hauteur, ou bien de mesures complètes qui pourraient nous permettre d'utiliser les autres alternatives.

IV.8.3.3. Mise en marche de a simulation

Après avoir introduit les données géométrique et hydrométrique de chaque affluent, les calculs peuvent être effectués pour plusieurs débits simultanément, soit en régime torrentiel, soit en régime fluvial, ou pour les deux régimes d'écoulement. Pour notre cas, on fait le choix de régime d'écoulement, supposé mixte, et en lance la simulation.

IV.8.3.4. Visualisation des résultats et constatation

Après avoir lancé le calcul sous HEC-RAS, nous pouvons obtenir de nombreux résultats. En outre, nous pouvons obtenir les profils des zones inondables selon le débit considéré. Et les vitesses d'écoulement ainsi que les lignes d'eau et d'énergie .Nous pouvons ainsi observer la variation de la vitesse d'écoulement sur le lit mineur et les deux rives suivant chaque profil en travers.

Flow Change Location				Profile Names and Flow Rates
	River	Reach	RS	PF 1
1	Axe1	1	30	3.33
2	Axe1	1	29	3.33
3	Axe1	1	28	3.33
4	Axe1	1	27	3.33
5	Axe1	1	26	3.33
6	Axe1	1	25	3.33
7	Axe1	1	24	3.33
8	Axe1	1	23	3.33
9	Axe1	1	22	3.33

Figure IV. 12 : Définition de la crue et des conditions aux limites de l'affluent 1.

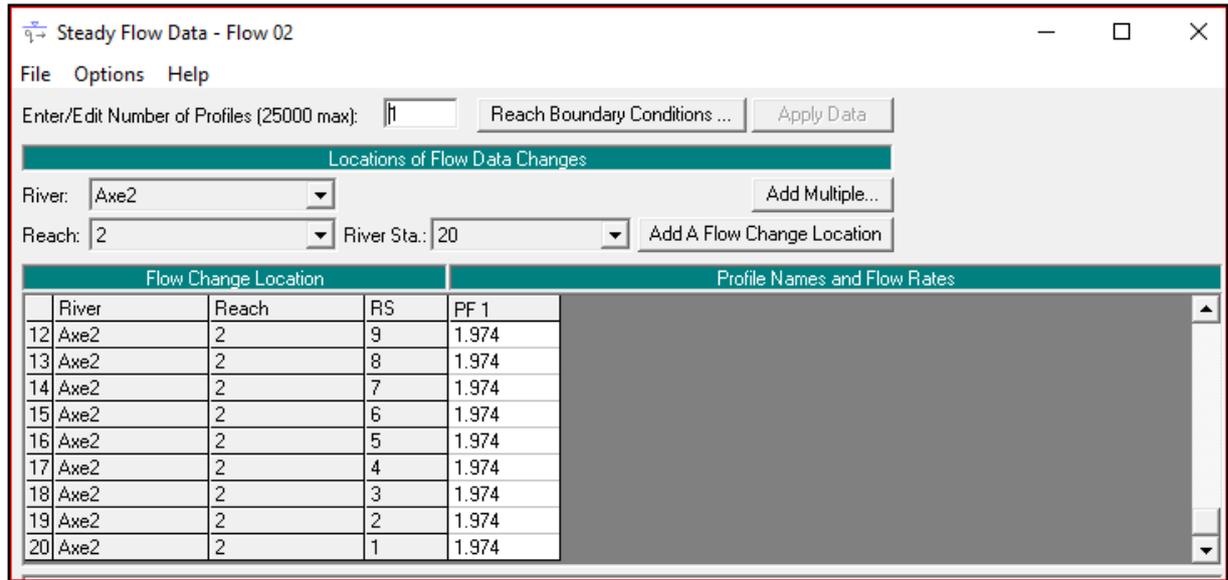


Figure IV. 13 : Définition de la crue et des conditions aux limites de l’affluent 2.

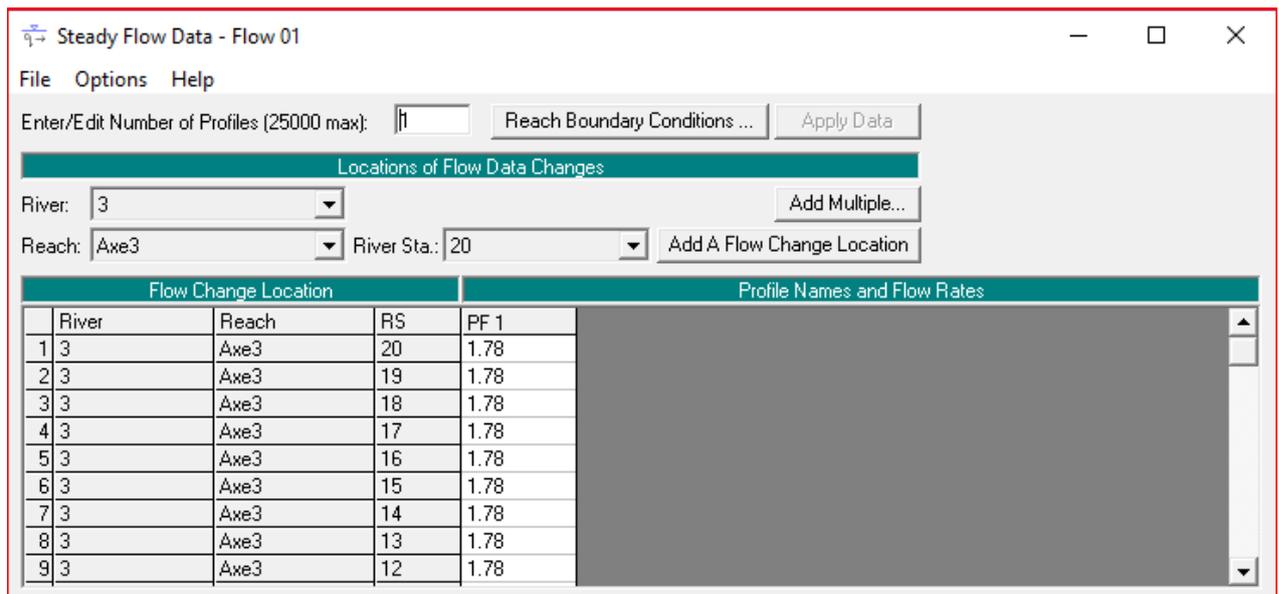


Figure IV. 14 : Définition de la crue et des conditions aux limites de l’affluent 3.

IV.8.4. 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 la ou 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. Les résultats de la simulation par le logiciel HEC-Ras pour (70) sections qui ont été prises en considération dans notre étude sont représentées dans le tableau.

IV.8.5. Données hydrométriques et 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 le débit 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 de l'Oued.

Pour les données de débit, on utilise directement les résultats obtenus à partir de la méthode de Sokolovsky pour la période de retour de 100 ans.

Dans notre cas, nous allons choisir la hauteur critique comme une condition aux limites, puisque on ne dispose pas d'information comme la courbe de débit-hauteur, ou bien des mesures complètes qui pourraient nous permettre d'utiliser les autres alternatives (la hauteur normale et la hauteur d'eau connue).

IV.9 RESULTATS DES SIMULATIONS

Les résultats numériques des paramètres hydrauliques pour la fréquence centennale sont donnés dans des tableaux. Un plan du cours d'eau en trois dimensions du modèle géométrique ainsi que le profil en long des 03 affluents simulés sont montrés respectivement sur les figures ci –après pour l'évènement hydrométéorologique considéré.

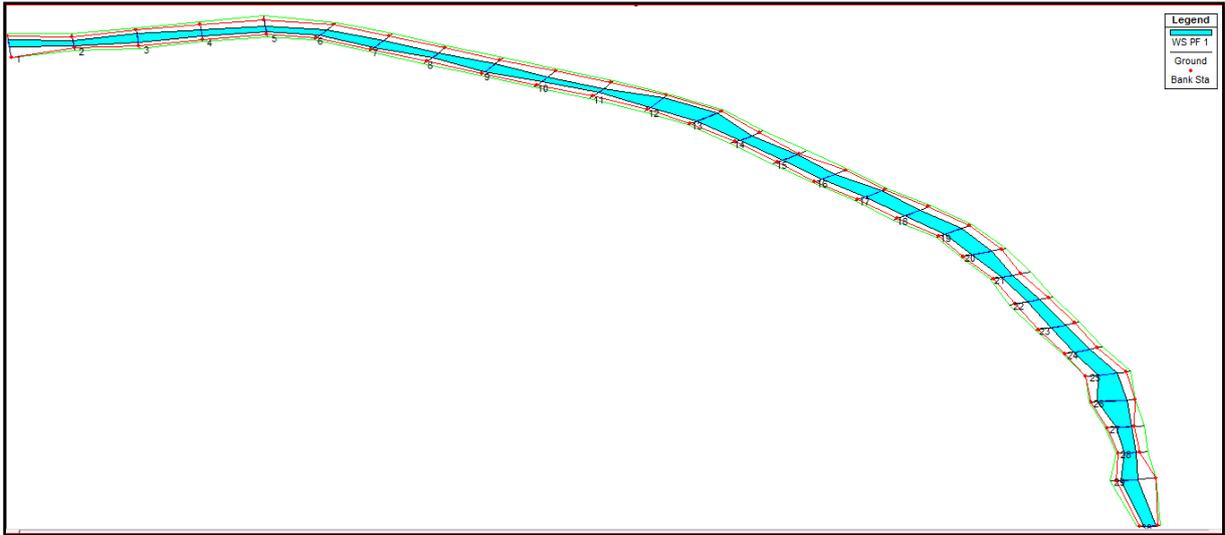


Figure IV. 15 : Vue en Plan en 3D de l’affluent 1 d’Oued El Had après la simulation.

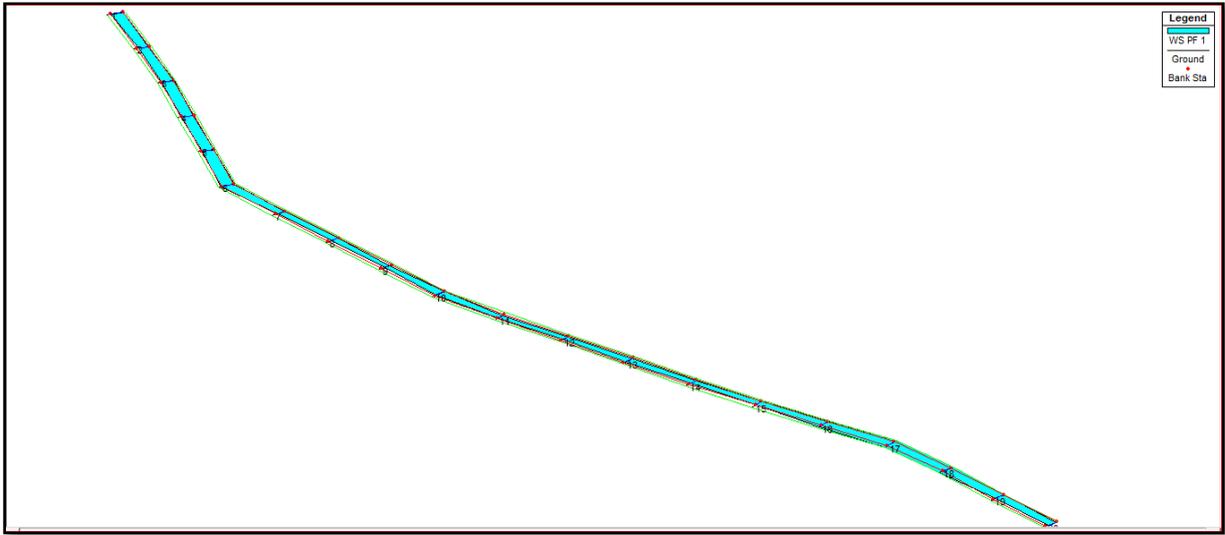


Figure IV. 16 : Vue en Plan en 3D de l’affluent 2 d’Oued El Had après la simulation.

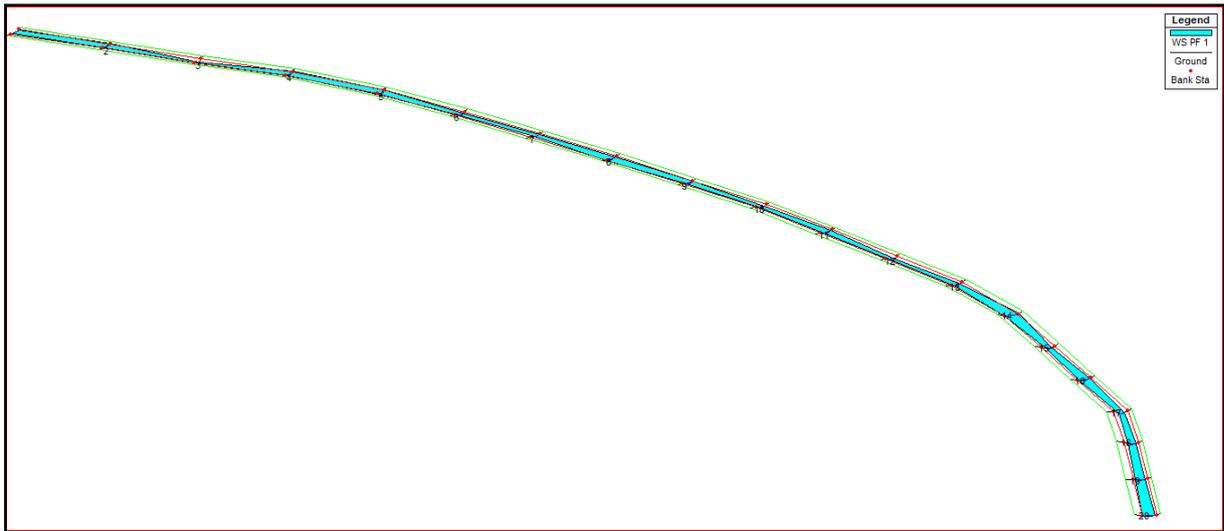


Figure IV. 17 : Vue en Plan en 3D de l’affluent 3 d’Oued El Had après la simulation.

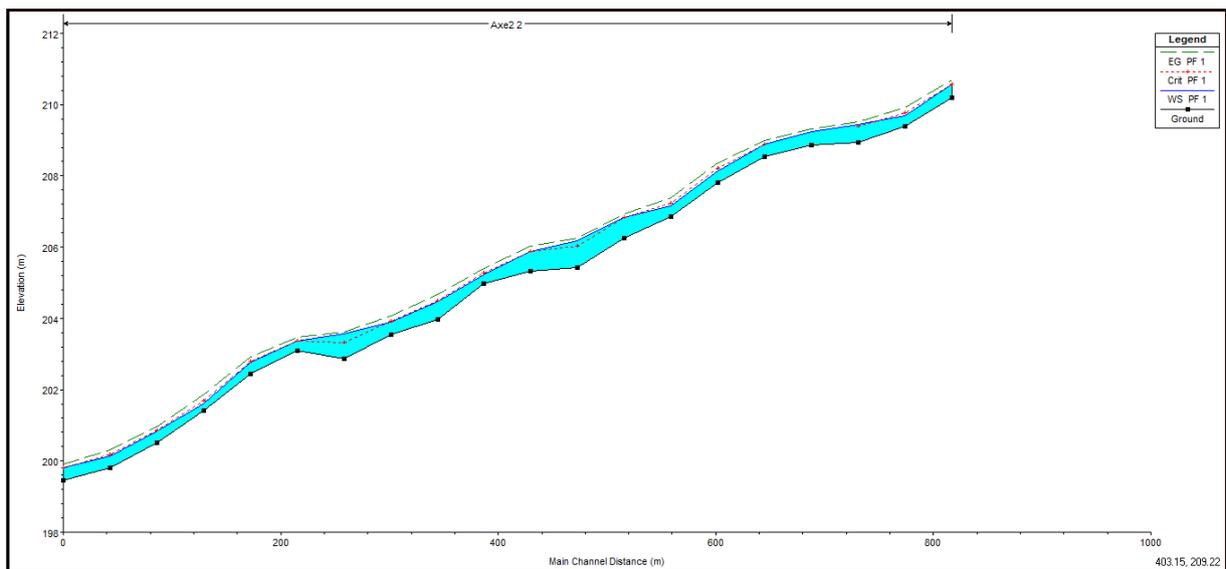


Figure IV.18 : Profil en long simulé de l’affluent 2.

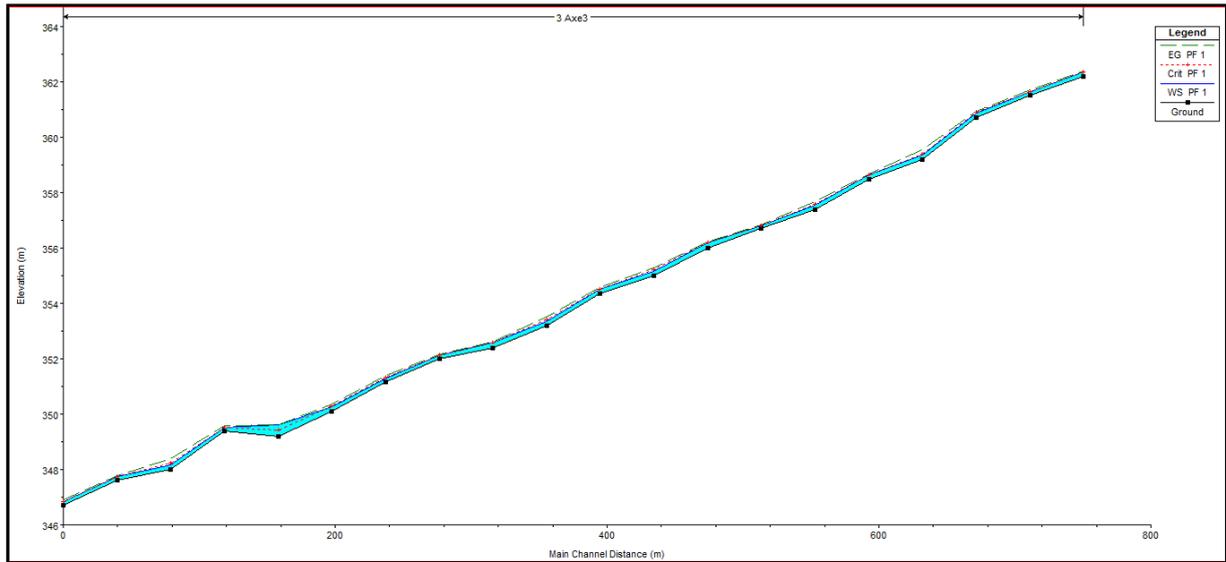
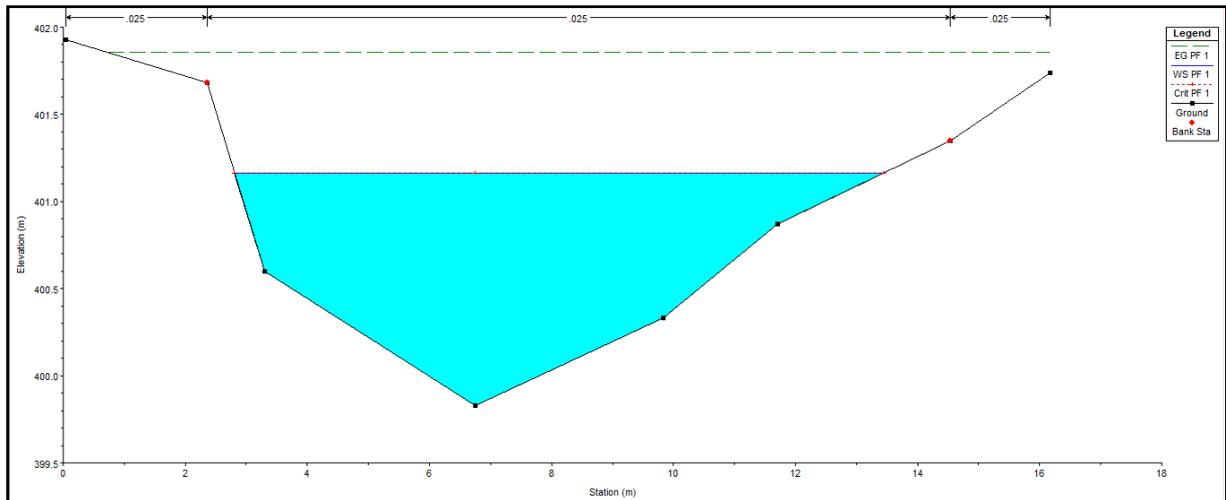


Figure IV.19 : Profil en long simulé de l’affluent 3.

Les sections des trois affluents :

1^{er} Affluent :



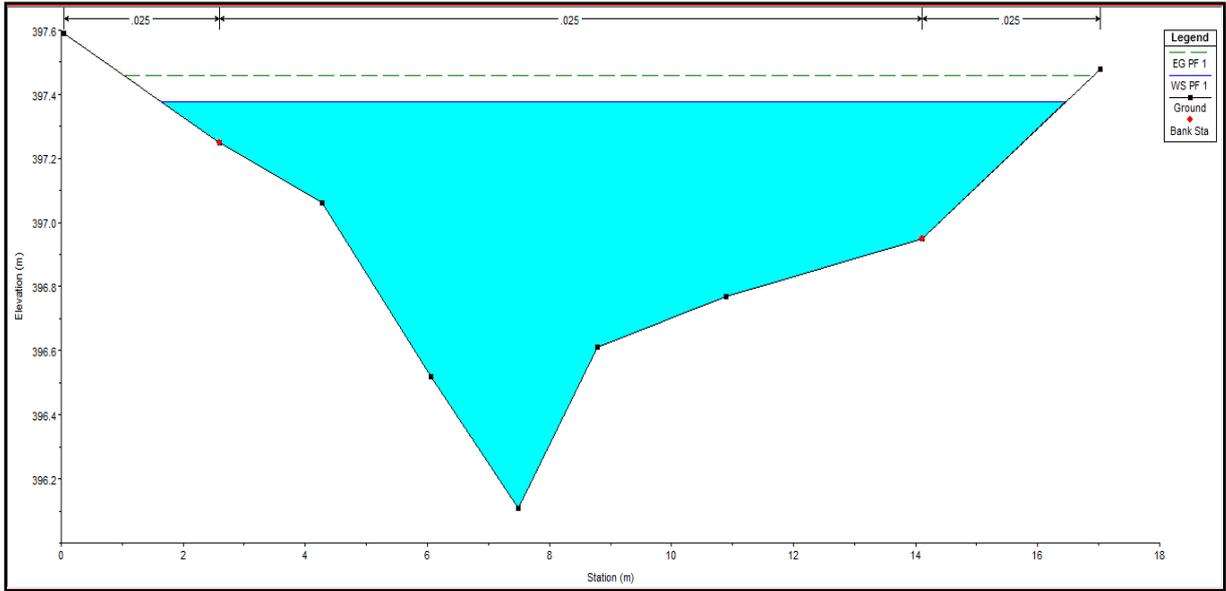
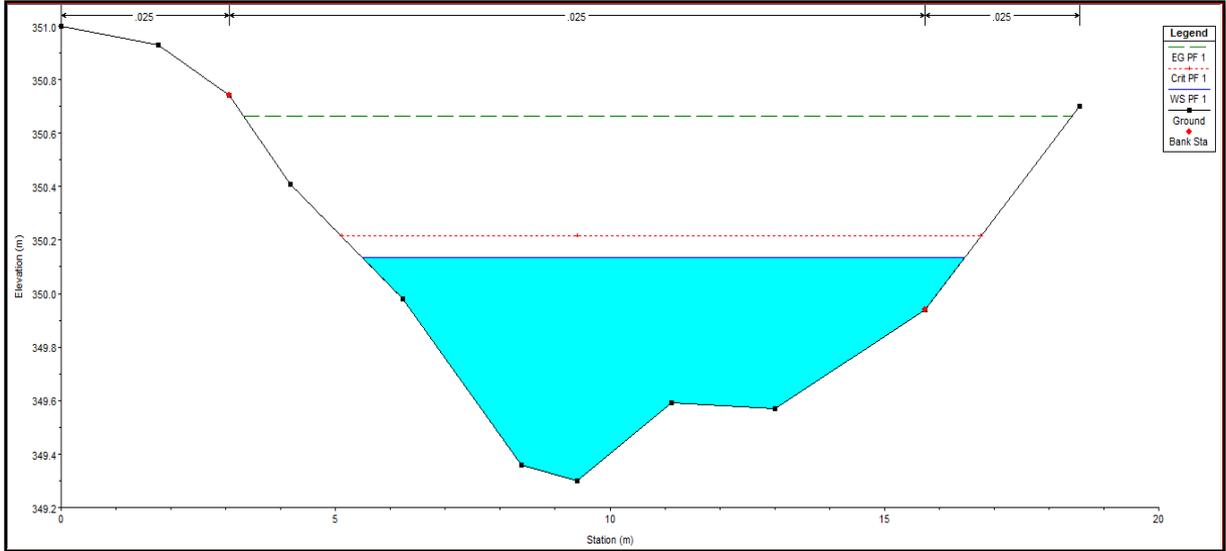


Figure IV.20 Sections en travers du canal et résultats de simulation (Suite et fin).

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

Crit PF : Altitude qui correspond à la hauteur critique



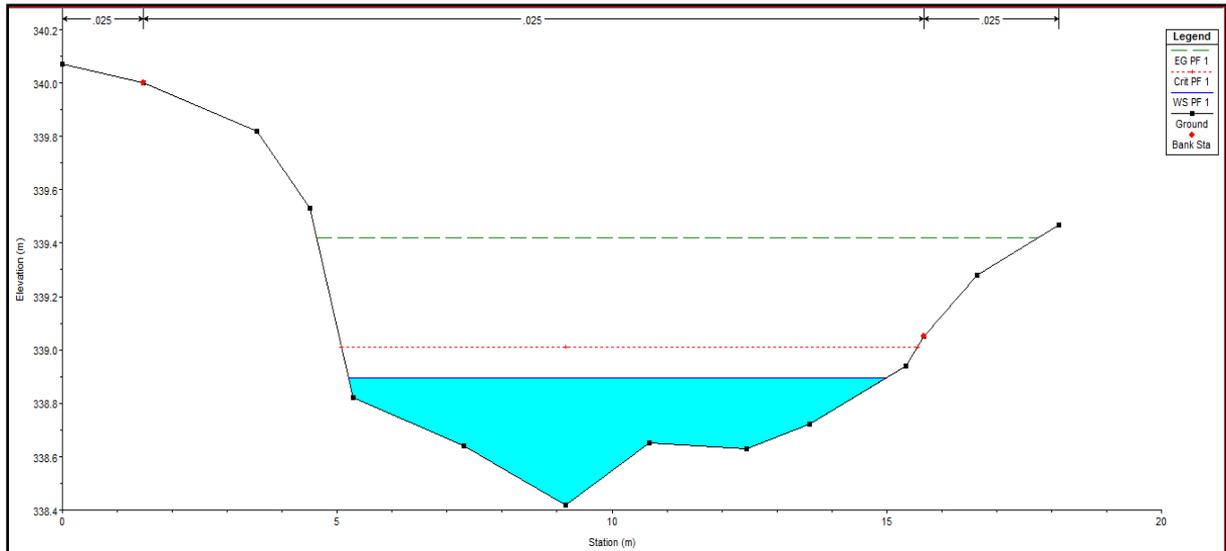
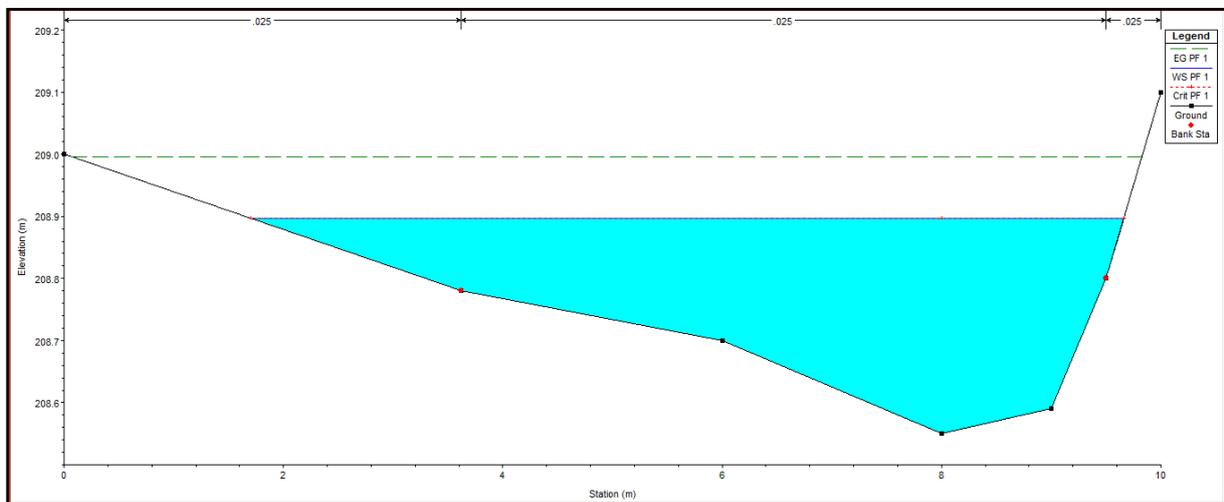


Figure IV.21 Sections en travers du canal et résultats de simulation (Suite et fin).

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

Crit PF : Altitude qui correspond à la hauteur critique

2^{eme} Affluent :



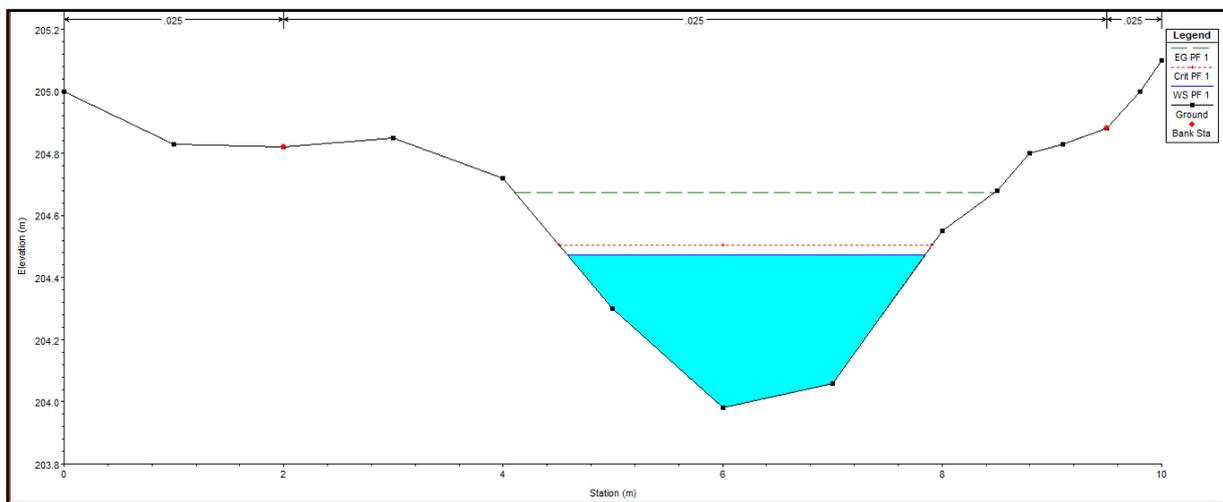
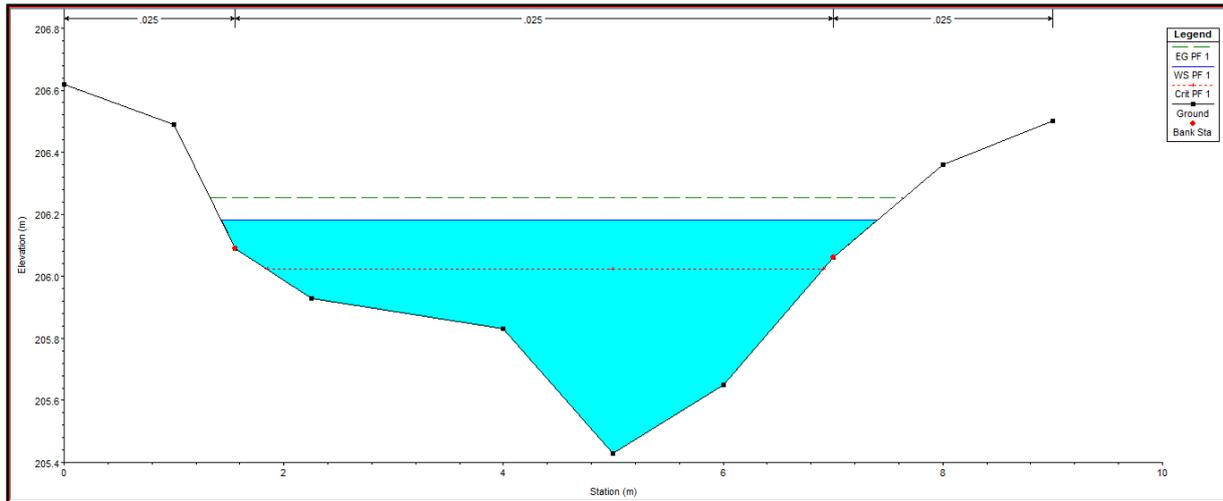


Figure IV.22 Sections en travers du canal et résultats de simulation (Suite et fin).

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

Crit PF : Altitude qui correspond à la hauteur critique

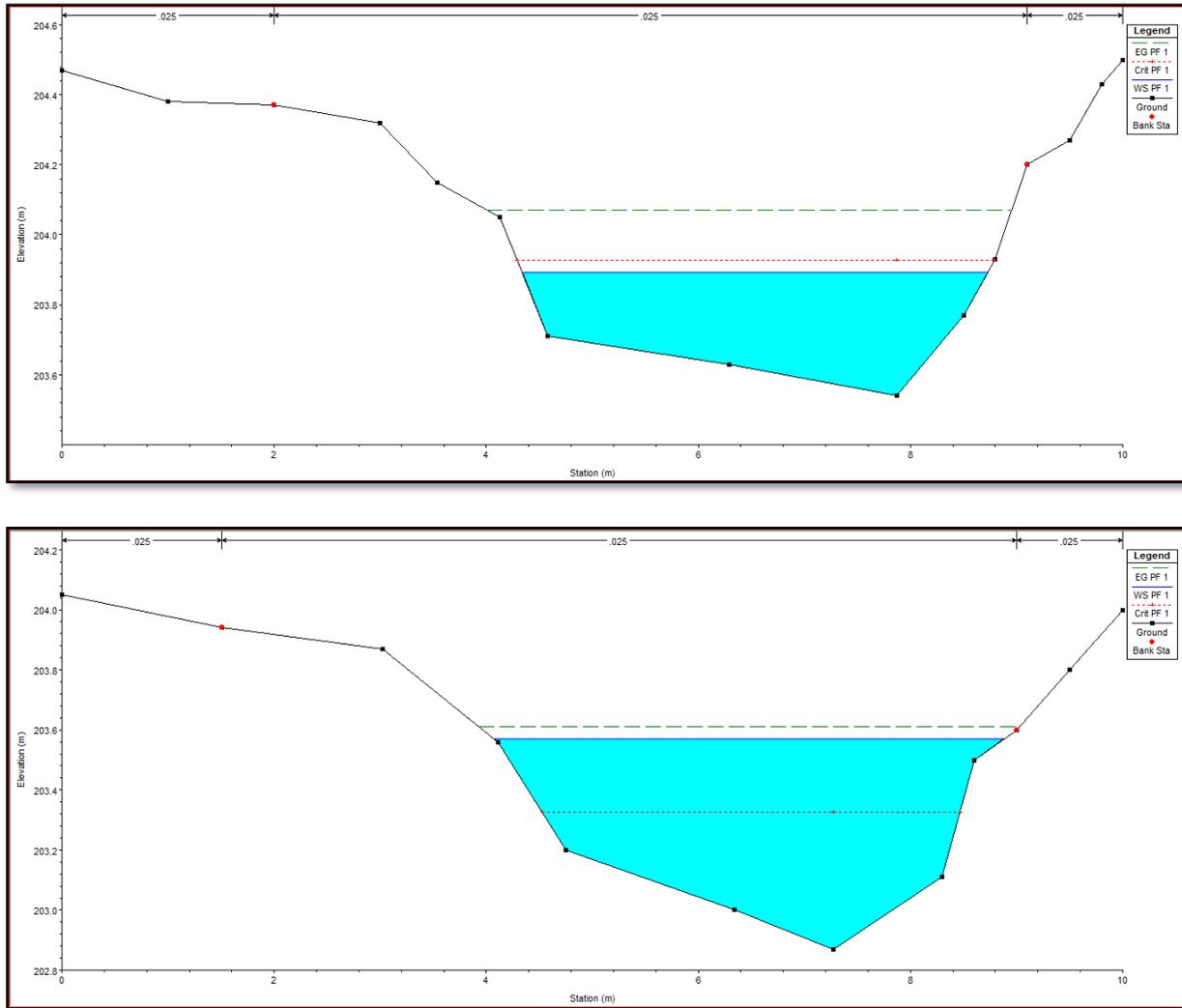


Figure IV.23 Sections en travers du canal et résultats de simulation (Suite et fin).

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

Crit PF : Altitude qui correspond à la hauteur critique

3^{eme} affluent :

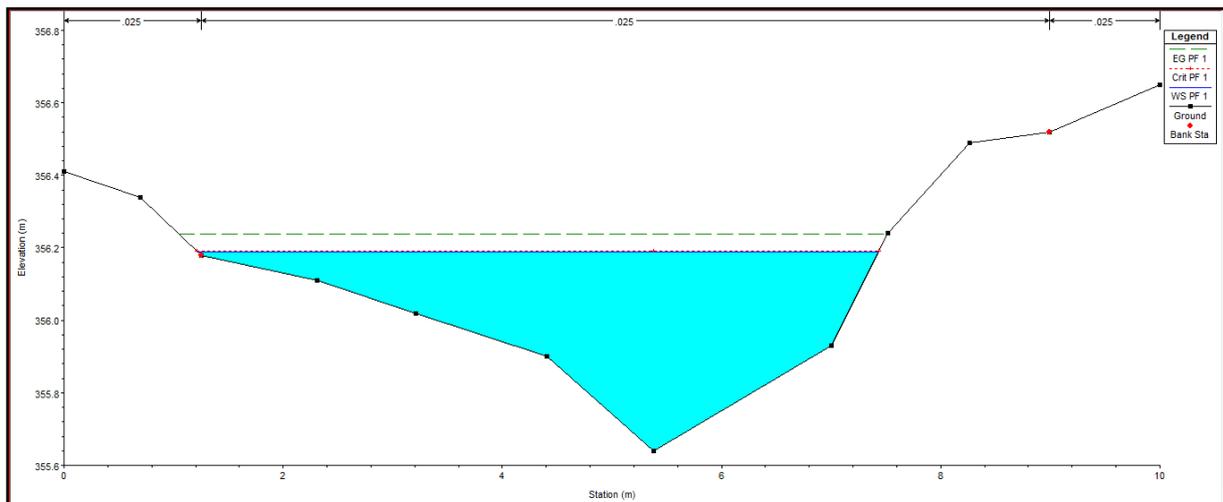
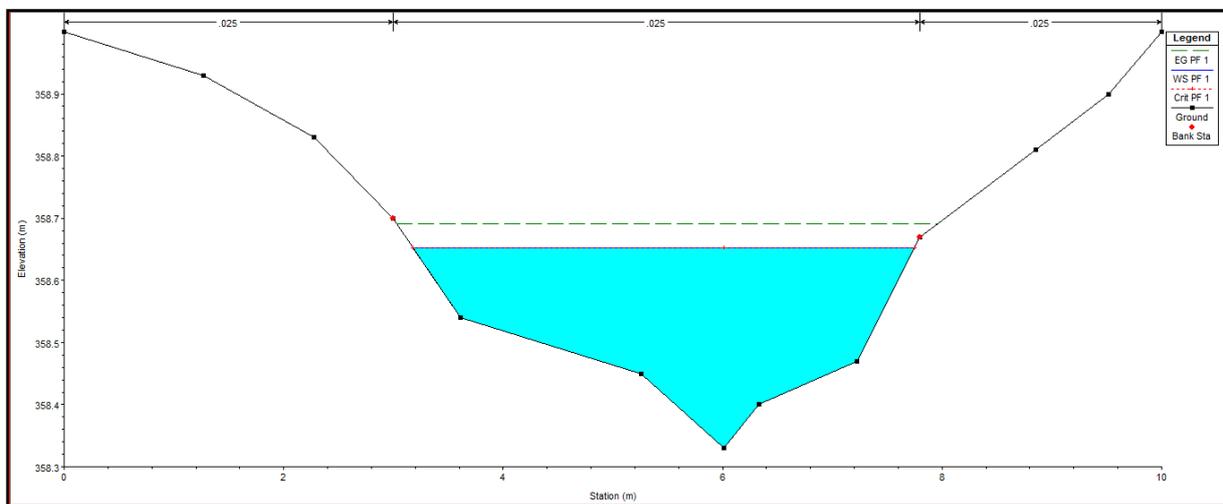
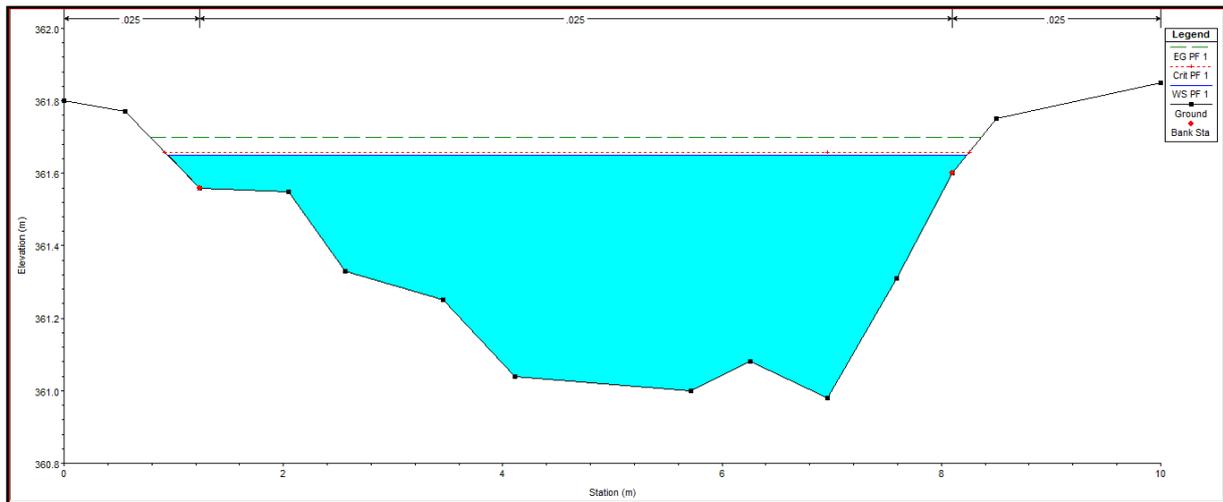


Figure IV.24 Sections en travers du canal et résultats de simulation (Suite et fin).

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

Crit PF : Altitude qui correspond à la hauteur critique

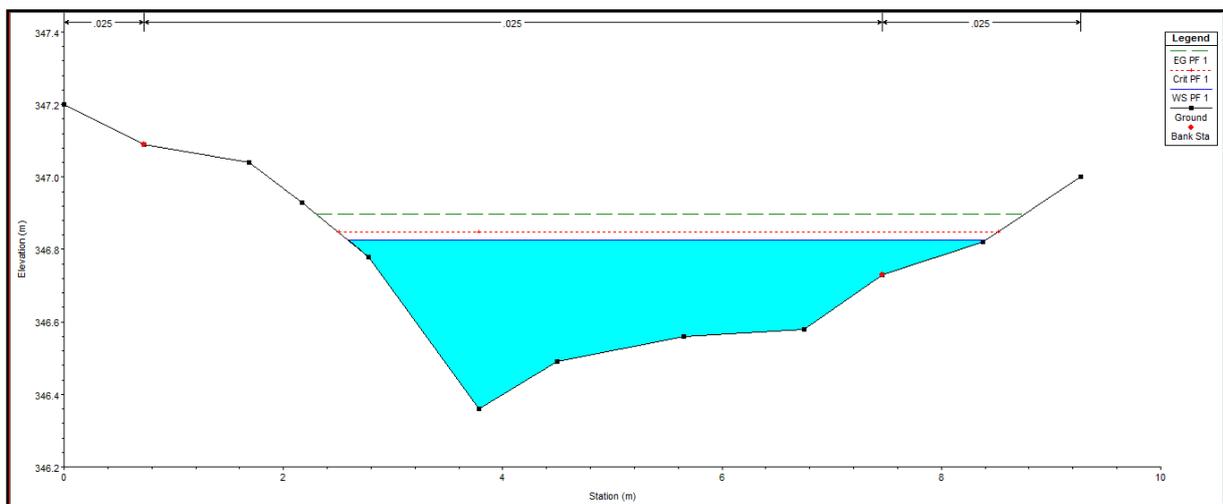
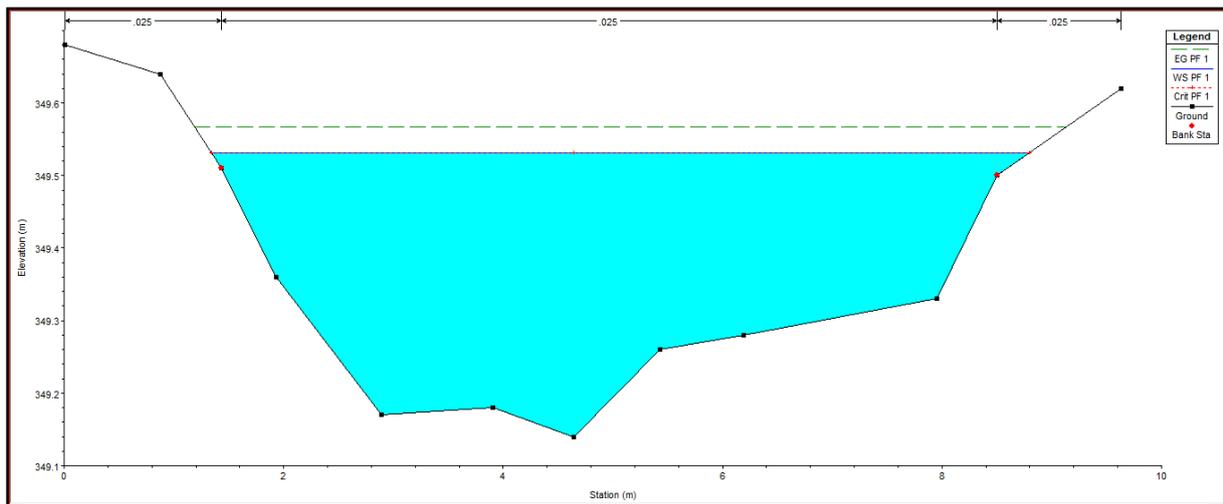
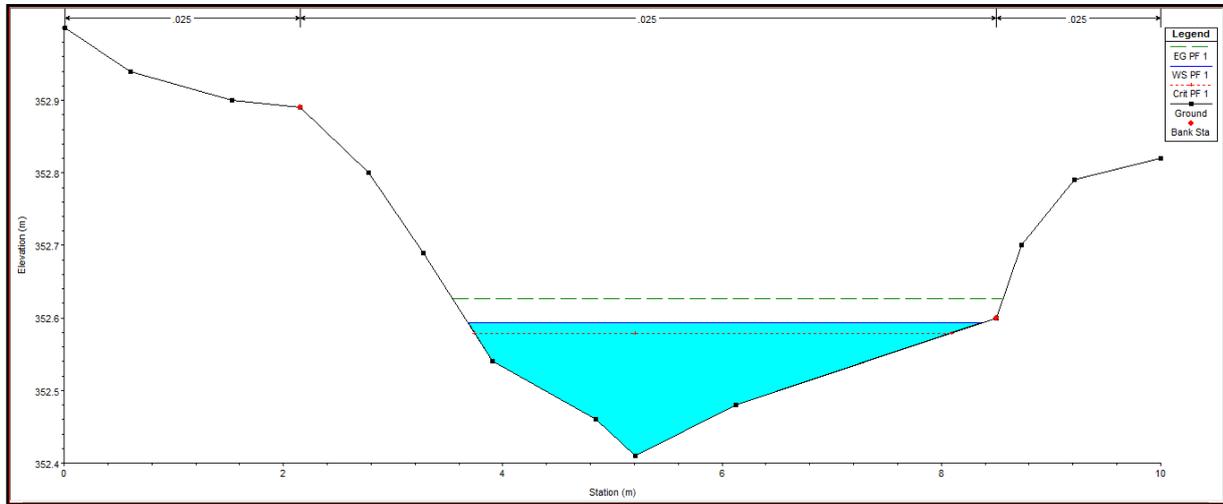


Figure IV.25 Sections en travers du canal et résultats de simulation (Suite et fin).

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

Crit PF : Altitude qui correspond à la hauteur critique

Les résultats de la simulation des 03 oueds sont représentés dans les tableaux suivants :

Affluent 01 :

Tableau IV. 4 : Résultats de la simulation du 1^{er} Affluent à l'état naturel sur HEC-RAS

River Station	Profil	Q tot	Min Ch Elev	W.S Elev	Crit Elev	E.G Elev	E.G Slope	Vel Chnl	Flow Area	Top Width	Froude Chl
		(m³/s)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m/m)	(m/s)	(m²)	(m)	
30	Q(100 ans)	3.33	401.9	402.98	403.2	403.52	0.010666	1.49	1.2	5.45	1.96
29	Q(100 ans)	3.33	398.9	400.1	400.32	400.44	0.328792	3.03	0.35	4.21	2.02
28	Q(100 ans)	3.33	396.74	396.88	397.05	397.18	0.028849	2.4	0.74	4.41	2.52
27	Q(100 ans)	3.33	396.11	396.71	396.71	396.83	0.010621	1.57	1.13	3.64	1.31
26	Q(100 ans)	3.33	395.52	396.5	396.63	396.5	0.010567	3.3	1.02	3.22	0.98
25	Q(100 ans)	3.33	393.44	396.26	396.26	396.48	0.011703	1.63	0.87	2.1	2.03
24	Q(100 ans)	3.33	392.5	395.2	395.45	395.57	0.053923	0.79	0.52	2.11	3.34
23	Q(100 ans)	3.33	391	393.08	393.21	393.25	1.483783	3.89	0.23	4.26	1.63
22	Q(100 ans)	3.33	389.9	391.04	391.12	391.33	0.023897	2.37	0.75	3.57	2.37
21	Q(100 ans)	3.33	388.11	389.22	389.32	389.75	0.071291	3.23	0.55	3.88	1.21
20	Q(100 ans)	3.33	386.17	388.24	388.32	388.77	0.143891	3.21	0.55	3.56	0.96
19	Q(100 ans)	3.33	385.42	386.88	386.96	387.02	0.100239	2.9	0.61	2.35	1.46
18	Q(100 ans)	3.33	384.23	385.29	385.37	385.9	0.155384	3.45	0.52	2.99	0.89
17	Q(100 ans)	3.33	382.48	384.54	384.61	384.95	0.096328	2.85	0.63	3.6	2.04
16	Q(100 ans)	3.33	381.07	383.18	383.37	383.64	0.116982	3.33	0.54	3.65	1.26
15	Q(100 ans)	3.33	380.02	382.13	382.22	382.69	0.127664	3.3	0.54	4.61	0.99
14	Q(100 ans)	3.33	378.5	380.16	380.63	380.91	0.029567	2.25	0.79	4.11	1.59
13	Q(100 ans)	3.33	376.84	378.32	378.96	379.16	0.117074	3.7	0.65	4.32	0.67
12	Q(100 ans)	3.33	375.68	376.75	376.81	377.09	0.091297	2.61	0.68	3.14	1.23

River Station	Profil	Q tot	Min Ch Elev	W.S Elev	Crit Elev	E.G Elev	E.G Slope	Vel Chnl	Flow Area	Top Width	Froude Chl
		(m ³ /s)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m/m)	(m/s)	(m ²)	(m)	
11	Q(100 ans)	3.33	373.71	375.09	375.2	375.42	0.049178	3.23	0.55	2.99	1.01
10	Q(100 ans)	3.33	372.64	373.78	373.89	373.96	0.107744	3.92	0.45	2.64	1.56
9	Q(100 ans)	3.33	371.18	372.34	372.42	372.77	0.097677	2.92	0.61	2.9	1.7
8	Q(100 ans)	3.33	370.5	371.7	371.8	372.08	0.075797	3.39	0.53	3.32	1.97
7	Q(100 ans)	3.33	369.65	370.75	370.83	371.2	0.075532	4.6	0.63	3.33	0.89
6	Q(100 ans)	3.33	368.89	369.99	370.04	370.34	0.102549	3.46	0.51	4.74	1.88
5	Q(100 ans)	3.33	367.15	368.27	368.38	368.88	0.082399	3.32	0.51	4.41	2.61
4	Q(100 ans)	3.33	366.58	367.68	367.88	367.91	0.11828	3.53	0.5	4.27	1.67
3	Q(100 ans)	3.33	365.66	366.74	366.82	366.97	0.11126	3.06	0.58	3.64	1.46
2	Q(100 ans)	3.33	364.33	365.44	365.55	365.94	0.061263	3.13	0.57	3.65	1.32
1	Q(100 ans)	3.33	363.31	364.59	366.78	364.02	0.094587	3.19	0.57	3.54	0.95

Min Ch. El : Altitude du radier du canal

Vel chnl : Vitesse d'écoulement

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

Flow area : Section mouillée

Top Width : Largeur au miroir

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

Froude chl : Nombre de Froude

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

Interprétation :

- ◆ La vitesse d'écoulement moyenne dans l'affluent est de 3.14 m/s et atteint dans certaines sections des valeurs de 0.79 et 6.51 m/s.
- ◆ La hauteur d'eau moyenne est de 1.61 m et varie entre 0.60 m et 2.91 m.
- ◆ La variation du régime d'écoulement le long de l'Oued. Cette constatation est confirmée par les valeurs du nombre de Froude qui varient entre 0,53 et 3,43.

Affluent 2 :

Tableau IV.5 : Résultats de la simulation de l’affluent 2 à l’état naturel sur HEC-RAS

River Station	Profil	Q tot	Min Ch Elev	W.S Elev	Crit Elev	E.G Elev	E.G Slope	Vel Chnl	Flow Area	Top Width	Froude Chl
		(m³/s)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m/m)	(m/s)	(m²)	(m)	
20	Q(100 ans)	1.97	209.89	210.26	210.26	210.36	0.003363	1.35	1.47	4.1	1
19	Q(100 ans)	1.97	209.1	209.55	209.65	209.97	0.041648	2.88	0.69	4.82	3.1
18	Q(100 ans)	1.97	208.89	209.41	209.42	209.47	0.003947	1.15	1.82	3.43	0.64
17	Q(100 ans)	1.97	208.42	209.12	209.17	209.25	0.006283	3.62	1.22	3.38	1.4
16	Q(100 ans)	1.97	208	208.73	208.79	208.9	0.010672	1.85	1.07	2.5	1.76
15	Q(100 ans)	1.97	207.23	208.19	208.25	208.38	0.013997	1.93	1.02	2.41	1.97
14	Q(100 ans)	1.97	206.52	207.36	207.43	207.6	0.023502	2.19	0.91	2.67	2.47
13	Q(100 ans)	1.97	206.12	206.71	206.77	206.9	0.011539	4.76	1.02	3.19	1.83
12	Q(100 ans)	1.97	205.68	206.43	206.46	206.56	0.005468	1.59	1.24	4.42	0.89
11	Q(100 ans)	1.97	204.95	206.09	206.15	206.28	0.007343	1.92	1.03	3.45	1.54
10	Q(100 ans)	1.97	204.3	205.07	205.17	205.58	0.052717	3.15	0.63	4.33	3.66
9	Q(100 ans)	1.97	203.83	204.69	204.75	204.88	0.006337	1.93	1.02	4.71	1.46
8	Q(100 ans)	1.97	203.5	204.29	204.35	204.48	0.015279	1.89	1.04	3.72	2.03
7	Q(100 ans)	1.97	203	203.69	203.75	203.88	0.012568	1.95	1.01	3.44	0.79
6	Q(100 ans)	1.97	202.45	203.24	203.29	203.38	0.009953	1.66	1.2	2.16	1.67
5	Q(100 ans)	1.97	201.68	202.63	202.7	202.85	0.015411	2.06	0.96	2.5	2.08
4	Q(100 ans)	1.97	200.4	201.52	201.61	201.86	0.037023	2.56	0.77	2.62	2.88
3	Q(100 ans)	1.97	199.5	200.68	200.75	200.89	0.014224	2	0.99	3.65	2
2	Q(100 ans)	1.97	198.8	200.01	200.08	200.25	0.01549	2.16	0.91	3.54	2.1
1	Q(100 ans)	1.97	197.12	199.67	199.7	199.79	0.006722	5.61	1.27	4.33	1.42

Min Ch. El : Altitude du radier du canal

Vel chnl : Vitesse d’écoulement

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

Flow area : Section mouillée

Top Width : Largeur au miroir

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

Froude chl : Nombre de Froude

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

Interprétation :

- ◆ La vitesse d'écoulement moyenne dans l'Oued est de 2.55 m/s et atteint dans certaines sections des valeurs de 1.15 et 5.61 m/s.
- ◆ La hauteur d'eau moyenne est de 1.1 m et varie entre 0.45m et 2.05 m.
- ◆ La variation du régime d'écoulement le long de l'affluent 2. Cette constatation est confirmée par les valeurs du nombre de Froude qui variant entre 0.64 et 2.88.

Affluent 3 :

Tableau IV.8 : Résultats de la simulation de l'affluent 3 à l'état naturel sur HEC-RAS

Reach	River Station	Profil	Q tot	Min Ch Elev	W.S Elev	Crit Elev	E.G Elev	E.G Slope	Vel Chnl	Flow Area	Top Width	Froude Chl
			(m3/s)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m/m)	(m/s)	(m ²)	(m)	
Axe 3	20	Q(100 ans)	1.78	362.2	363.36	363.36	361.4	0.014208	0.92	0.31	3.72	1.01
Axe 3	19	Q(100 ans)	1.78	361.5	362.67	362.68	362.73	0.020811	1.1	0.25	3.02	1.21
Axe 3	18	Q(100 ans)	1.78	359.9	361.29	361.91	361.97	0.017748	1.15	0.24	2.38	1.15
Axe 3	17	Q(100 ans)	1.78	358.2	360	360.42	360.6	0.092031	2.18	0.13	1.66	2.5
Axe 3	16	Q(100 ans)	1.78	357.4	359.27	359.67	359.72	0.013835	0.87	0.3	3.49	1
Axe 3	15	Q(100 ans)	1.78	356.7	358.56	358.62	358.73	0.056774	1.78	0.16	1.91	1.99
Axe 3	14	Q(100 ans)	1.78	355.5	357.82	356.82	356.85	0.01379	3.19	0.33	4.36	0.98
Axe 3	13	Q(100 ans)	1.78	353.94	356.21	356.21	356.27	0.015768	1.1	0.25	2.43	1.09
Axe 3	12	Q(100 ans)	1.78	352.91	355.19	355.24	355.33	0.038881	1.64	0.17	1.75	1.68
Axe 3	11	Q(100 ans)	1.78	352.15	354.25	354.55	354.6	0.013816	1.01	0.28	2.76	1.02
Axe 3	10	Q(100 ans)	1.78	351.52	353.48	353.54	353.58	0.063059	1.97	0.14	1.6	2.11
Axe 3	9	Q(100 ans)	1.78	350.15	352.31	352.6	352.65	0.010224	0.91	0.31	2.9	0.88
Axe 3	8	Q(100 ans)	1.78	349.24	351	351.15	351.19	0.013389	0.91	0.31	3.72	0.98
Axe 3	7	Q(100 ans)	1.78	347.95	349.32	350.34	350.41	0.031768	1.34	0.21	2.52	1.49
Axe 3	6	Q(100 ans)	1.78	346.41	348.29	348.31	348.37	0.021924	1.24	0.23	2.35	1.27
Axe 3	5	Q(100 ans)	1.78	345.2	347.05	347.46	347.53	0.020579	1.35	0.21	1.74	1.25

Reach	River Station	Profil	Q tot	Min Ch Elev	W.S Elev	Crit Elev	E.G Elev	E.G Slope	Vel Chnl	Flow Area	Top Width	Froude Chl
			(m ³ /s)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m/m)	(m/s)	(m ²)	(m)	
Axe 3	4	Q(100 ans)	1.78	343.8	345.21	345.5	346.05	0.013782	0.99	0.28	2.88	1.01
Axe 3	3	Q(100 ans)	1.78	342.42	344.21	344.24	345.31	0.026048	1.41	0.2	1.89	1.39
Axe 3	2	Q(100 ans)	1.78	341.6	343.75	343.75	344.79	0.01346	0.91	0.31	3.94	0.98
Axe 3	1	Q(100 ans)	1.78	340.7	342.82	342.85	343.91	0.043182	1.33	0.21	3.4	1.68

Min Ch. El : Altitude du radier du canal

Vel chnl : Vitesse d'écoulement

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

Flow area : Section mouillée

Top Width : Largeur au miroir

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

Froude chl : Nombre de Froud

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

Interprétation :

- ◆ La vitesse d'écoulement moyenne dans l'Oued est de 1.25m/s et atteint dans certaines sections des valeurs de 0.87 et 3.19 m/s.
- ◆ La hauteur d'eau moyenne est de 0.87 m et varie entre 0.52m et 2.10 m.
- ◆ La variation du régime d'écoulement le long de l'affluent 2. Cette constatation est confirmée par les valeurs du nombre de Froude qui varient entre 0.88 et 2.5.

IV.10. ZONES INONDABLES

La simulation de l'état naturel du cours d'eau dans le cas de la crue centennale qui a été faite par le logiciel HEC-RAS s'impose dans le but de déterminer les points de débordement ou en générale la délimitation des zones inondables, afin d'envisager des solutions adéquates pour l'aménagement. Les zones inondables sont représentées dans la planche N°2.

CONCLUSION

La détermination des zones inondables par la modélisation hydraulique d'Oued El Had donne une vision claire et simple sur les différentes variantes optimales et scénarios d'aménagement à être réalisés afin de protéger la vie des habitants et les biens matériels.

CHAPITRE V

**ETUDE DES
VARIANTES.**

INTRODUCTION

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

De façon plus pragmatique, on admet qu'une rivière est en crue lorsqu'elle déborde des limites de son lit mineur. Il s'agit d'un phénomène naturel périodique qui n'est exceptionnel que lorsque les débits deviennent considérables par rapport à son module : on parle alors de crue critique, laquelle peut engendrer une inondation sur les zones riveraines.

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

V.1. PROCEDES DE PROTECTION DES AGGLOMERATIONS CONTRE LES INONDATIONS

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

V.1.1. Recalibrage des eaux

Le principe du recalibrage consiste à modifier la géométrie du cours d'eau (Augmenter la section en travers par élargissement du lit, approfondissement ou les deux.) pour modifier la valeur de la crue.

(BEN SIDI AHMED L'HACHIMI,2015)

V.1.2. Curage

Qui permet une nette amélioration des conditions d'écoulement suite d'élimination de tous les obstacles et les dépôts entravant l'écoulement des eaux dans le cours d'eau pour diminuer la rugosité et accroître la débitante. *(BEN SIDI AHMED L'HACHIMI,2015)*

V.1.3. Réalisation des canaux

Permet de régénérer le 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 des bâtiments ou par la voirie.

V.1.4. Protection des berges

Qui comprend tout ouvrage visant à maintenir 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 de l'eau après le retrait de la crue. La protection des berges est également nécessaire au voisinage de certains ouvrages.

V.1.5. Création des canaux périphériques

De dérivation des eaux vers les oueds permettant de les restituer vers des zones situées, en dehors des aires à protéger. Cette déviation pourrait concerner une partie ou la totalité des eaux d'un oued vers un autre.

V.2. FORMULE DE DIMENSIONNEMENT DES CANAUX

La formule utilisée pour le dimensionnement est celle de Manning Strickler, elle donnée par la relation suivante :

$$Q = \frac{1}{n} Rh^{2/3} S_m I^{1/2} [m^3/s] \dots\dots\dots (IV.1)$$

Où les différents paramètres sont :

Q : débit de dimensionnement (m³/s).

n : rugosité du canal.

S_m : section mouillée du canal en (m²).

I : pente du tronçon de cours d'eau (pente du fond) en (m/m).

R_h : rayon hydraulique en (m) tel que :

$$R_h = \frac{S_m}{P_m} \dots\dots\dots (IV.2)$$

V.3. CHOIX DES PARAMETRES DE DIMENSIONNEMENT

V.3.1. Pente de projet

Le choix de la pente du projet relève d'une grande importance avant de procéder au calcul hydraulique.

V.3.2 .Coefficient de rugosité

La rugosité du canal dépendant de la nature du revêtement, les valeurs de la rugosité de certain revêtement à titre d'exemple est donnée dans le tableau suivant :

Le tableau suivant montre les différents coefficients de rugosité.

Tableau V. 1 : Les valeurs du coefficient de rugosité (uclouvain.be).

Caractéristiques du lit ou du revêtement	Valeur de la rugosité n
Canal avec revêtement en béton.	0.014
Canal en terre	0.022
Canal en pierre	0.025
Canal en Gabion.	0.030

V.3.3. Vitesse d'érosion

Afin éviter les 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.

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

Lit	Vitesse Ver (m/s)
Pavage de pierre à une couche	2.5-4.0
Gabions	4.0-6.0
Revêtement en béton	6.0-10.0
Béton amélioré	>10

(H.Haroun,2018)

V.3.4. Revanche des canaux

Dans les canaux à surface libre, il faut toujours prévoir une revanche de sécurité au-dessus de la ligne d'eau calculée afin de tenir compte de l'accumulation de dépôt solide, de croissance de la végétation, des vagues provoquées par le vent, etc.

Pour le dimensionnement du canal, on opte une pour une revanche de 0.5 m à 0.75 m.

V.4. ETUDE DES VARIANTES

Le but de cette étude, est de bien protéger les logements AADL Sidi Serhane contre les crues. 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 et qu'elles soient, bien adaptées avec le terrain et ses conditions aussi bien topographiques que géologiques et respecter aussi la configuration des logements projetés.

Il faut signaler que le grand problème d'inondation peut venir des SB3, SB4 et SB5 puisque ces derniers traversent notre site de logements.

Pour cette étude, nous proposons 02 variantes pour la protection contre les inondations :

- Un canal en béton armé de forme trapézoïdale.
- Un canal en gabion.

V.4.1. Première variante : canal en béton armé

La première variante proposée consiste à projeter un canal trapézoïdal en béton armé. Pour le fruit de talus, nous choisissons $m = 1$ pour la facilité technique de réalisation d'un angle de 45° sur le terrain. Un canal en béton présente :

- Une durée de vie plus importante.
- Une forme étroite bien adoptée à la ville.
- Les meilleures caractéristiques hydrauliques.
- Une durée de réalisation très courte, et assure une meilleure protection.

V.4.1.1 Dimensionnement

Les résultats de calcul sont donnés dans le tableau suivant :

Tableau V.3 : Dimensions de l'aménagement de l'affluent 1(SB3) (canal en béton armé).

Tronçons	Section départ	Section arrivée	Longueur (m)	Pente projet (%)	Fruit de talus	Largeur du fond b (m)	Hauteur du canal H (m)
1	1	3	129	0.81	1	1	1.3
2	3	6	130.5	1.83	1	1	1.19
3	6	10	150.8	1.94	1	1	1.18

Tronçons	Section départ	Section arrivée	Longueur (m)	Pente projet (%)	Fruit de talus	Largeur du fond b (m)	Hauteur du canal H(m)
4	10	13	130.1	1.24	1	1	1.24
5	13	16	128.6	1.16	1	1	1.25
6	16	20	143.4	1.11	1	1	1.26
7	20	24	150.2	0.93	1	1	1.3
8	24	26	121.6	0.98	1	1	1.28
9	26	30	131.5	1.82	1	1	1.19

Tableau V. 4 : Dimensions de l'aménagement de l'affluent 2(SB5) (canal en béton armé).

Tronçons	Section départ	Section arrivée	Longueur (m)	Pente projet (%)	Fruit de talus	Largeur du fond b (m)	Hauteur du canal H(m)
1	1	4	129	0.42	1	2	1.25
2	4	6	86	0.47	1	1	1.38
3	6	10	172	0.62	1	2	1.23
4	10	13	172	0.67	1	2	1.18
5	13	16	129	1.08	1	1	1.3
6	16	20	172	0.91	1	2	1.14

Tableau V. 5 : Dimensions de l'aménagement de l'affluent 3(SB4) (canal en béton armé).

Tronçons	Section départ	Section arrivée	Longueur (m)	Pente projet (%)	Fruit de talus	Largeur du fond b (m)	Hauteur du canal H (m)
1	1	4	158	1.31	1	1	1.23
2	4	6	79	0.38	1	2	1.25
3	6	10	158	1.33	1	2	1.07
4	10	13	118.5	2.1	1	1	1.17
5	13	16	118.5	2.02	1	1	1.18
6	16	20	158	1.26	1	1	1.25

V.4.1.2. Paramètres de l'écoulement

Les résultats de la simulation seront représentés dans le tableau suivant :

Tableau V. 6 : Paramètres d'écoulement de la variante en béton armé de l'affluent 1.

	Débit Q	Vitesse	Froude	Tirant d'eau	Hauteur critique	Section Mouillée	Périmètre mouillé	Rayon hydraulique	
Profil	(m ³ /s)	(m/s)		(m)	(m)	(m ²)	(m)	(m)	Remarque
1	3.33	6.35	1.16	1.06	1.09	0.6	0.45	1.33	Régime torrentiel
2	3.33	7.3	1.49	1.48	2.3	0.7	0.56	1.25	Régime torrentiel
3	3.33	7.2	1.6	1.9	2.11	0.52	0.43	1.21	Régime torrentiel
4	3.33	6.63	1.11	1.73	1.78	0.5	0.4	1.25	Régime torrentiel
5	3.33	6.5	1.21	1.25	1.3	0.54	0.4	1.35	Régime torrentiel
6	3.33	6.74	1.43	1.82	1.97	0.56	0.38	1.32	Régime torrentiel
7	3.33	6.54	1.39	1.81	1.81	0.42	0.31	1.33	Régime torrentiel
8	3.33	6.71	1.52	1.45	1.49	0.51	0.41	1.24	Régime torrentiel
9	3.33	6.91	1.41	1.82	1.85	0.54	0.43	1.28	Régime torrentiel

Tableau V. 7 : Paramètres d'écoulement de la variante en béton armé de l'affluent 2 :

	Débit Q	Vitesse	Froude	Tirant d'eau	Hauteur critique	Section Mouillée	Périmètre mouillé	Rayon hydraulique	
Profil	(m ³ /s)	(m/s)		(m)	(m)	(m ²)	(m)	(m)	Remarque
1	1.97	6.7	1.2	1.23	1.3	0.8	0.6	1.3	Régime torrentiel
2	1.97	7.37	1.28	1.1	1.23	0.9	0.8	1.12	Régime torrentiel
3	1.97	7.91	1.62	1.4	1.4	0.92	0.71	1.24	Régime torrentiel
4	1.97	7.98	1.72	1.15	1.16	0.85	0.7	1.2	Régime torrentiel
5	1.97	7.22	1.8	1.4	1.5	0.78	0.6	1.3	Régime torrentiel
6	1.97	6.5	1.45	1.71	1.8	0.91	0.8	1.14	Régime torrentiel

Tableau V. 8 : Paramètres d'écoulement de la variante en béton armé de l'affluent 3 :

	Débit Q	Vitesse	Froude	Tirant d'eau	Hauteur critique	Section Mouillée	Périmètre mouillé	Rayon hydraulique	
Profil	(m ³ /s)	(m/s)		(m)	(m)	(m ²)	(m)	(m)	Remarque
1	1.78	6.3	1.37	2.07	2.09	0.45	0.5	0.9	Régime torrentiel
2	1.78	6.7	1.55	1.62	1.7	0.39	0.41	1.31	Régime torrentiel
3	1.78	7.2	1.47	2.07	2.11	0.35	0.43	1.21	Régime torrentiel
4	1.78	7.8	1.62	2.9	3.1	0.29	0.4	1.25	Régime torrentiel
5	1.78	6.5	1.46	2.48	2.53	0.42	0.4	1.05	Régime torrentiel
6	1.78	7.4	1.41	2.7	2.7	0.31	0.38	1.32	Régime torrentiel

Interprétation :

Les résultats de simulations ont montré un régime torrentiel le long de l'affluent 1, 2 et 3, et une vitesse varie de 6.3 m/s à 7.98 m/s, cette valeur de vitesse reste admissible pour un béton armé.

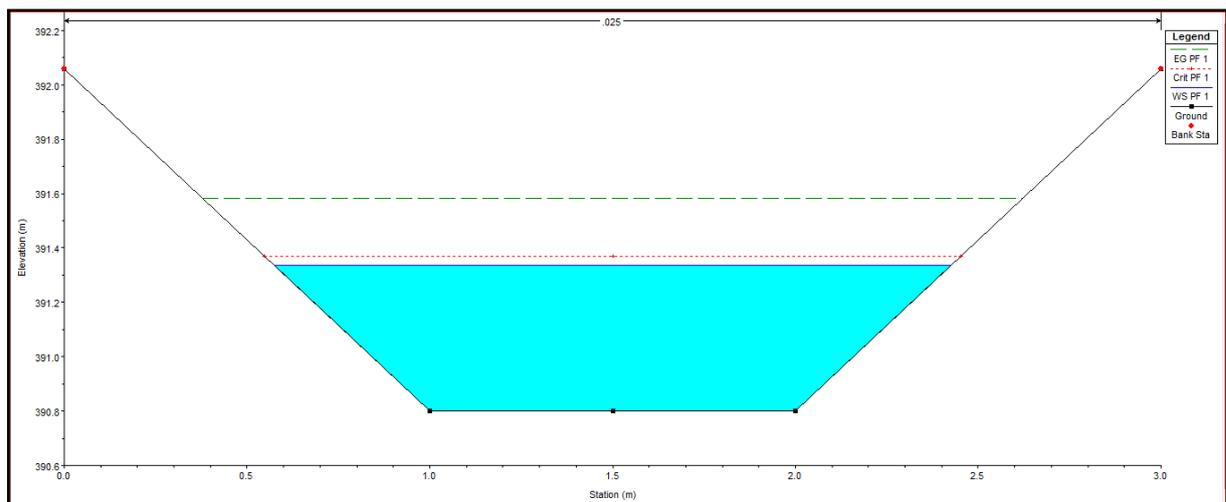


Figure V. 1 : Profil en travers de l'affluent 1 aménagé avec un canal en béton armé.

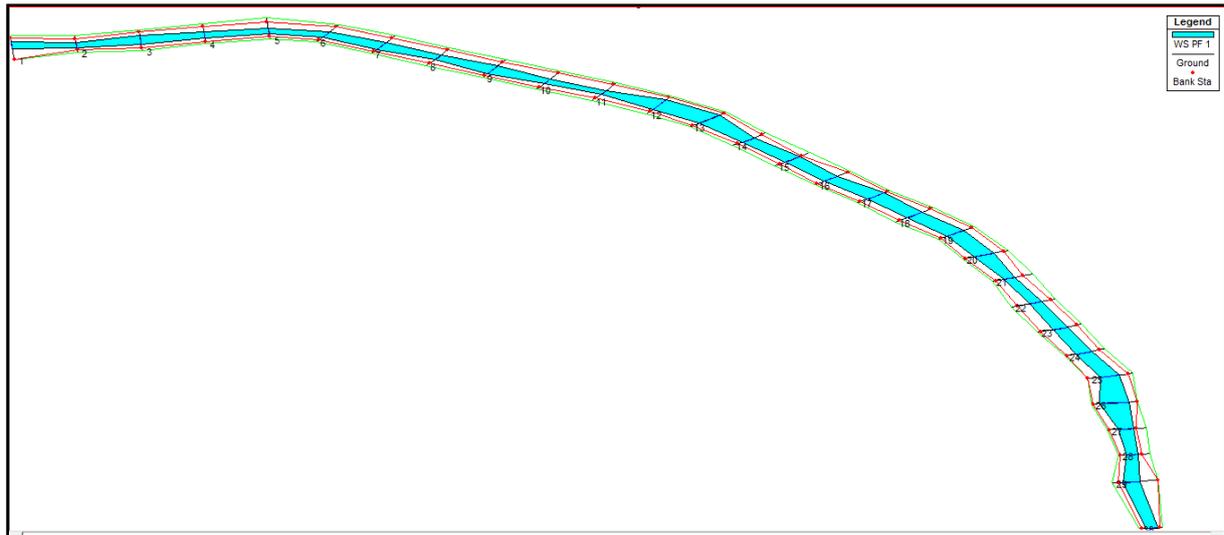


Figure V.2 : Vue en 3D de l’affluent 1 aménagé avec un canal en béton armé.

V.4.1.3 Estimation du coût de la variante

On prend une épaisseur de 20 cm pour le béton et pour le béton de propreté on prend une épaisseur de 5 cm. L’estimation du coût de la variante est donnée dans le tableau suivant :

Tableau V. 9 : Devis de la variante (canal en béton armé).

Désignation des travaux	Unité	Quantité	Prix unitaire (DA)	Montant (DA)
Déblai	m ³	6815.2	350	2385320
Remblai	m ³	45365.2	200	9073040
Béton de propreté	m ³	1456	6000	8736000
Béton armé	m ³	3256	42000	136752000
Total				156946360

V.4.2. La deuxième variante : canal en gabion

Les matelas en gabions sont utilisés principalement pour réaliser les revêtements et les protections anti-affouillements. Ils se présentent sous forme de dimensions variées, dont les plus courants sont 2.0×1.0×0.5 et 2.0×1.0×1.0 .

Les canaux en gabion, sont mis en œuvre d’une façon spéciale ; les sacs sont agencés de manière à créer un escalier qui permet la stabilité des berges.

V.4.2.1. Avantages des structures en gabion

- ✓ Flexibilité des ouvrages, la souplesse des gabions permet à l'ouvrage de suivre les déformations du terrain, qui peuvent survenir au pied des organes de dissipation d'énergie, des bajoyers et des protections contre les affouillements i
- ✓ Facilité de mise en œuvre, certains types de barrages ou de seuils en gabions peuvent être construits sur deux ans, sans risque majeur de destruction en cours de saison des pluies intermédiaire. La surélévation éventuelle de l'ouvrage est envisageable assez facilement. D'autre part, les formes géométriques sont, par nature, relativement simples
- ✓ Possibilité de réaliser des ouvrages totalement déversant bien moins coûteux que leurs équivalents en béton.

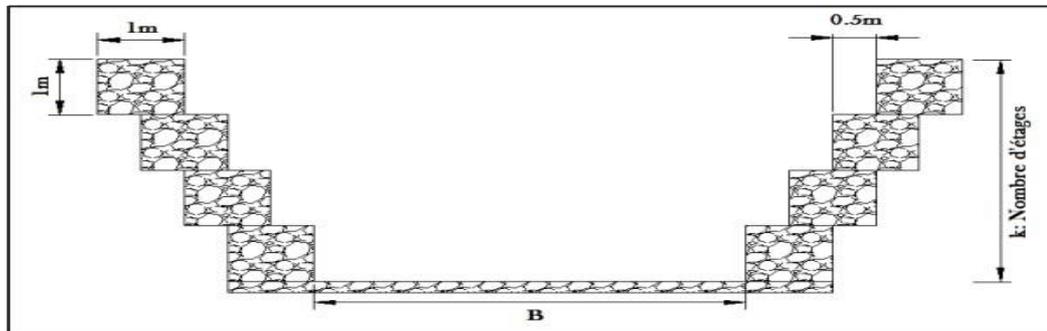


Figure V. 3 : Coupe en travers d'un canal en gabion

Tableau V. 10: Caractéristiques géométriques de la section gabionnée.

caractéristique	Section $S_m(m^2)$	$P_m(m)$	Rayon hydraulique
relations	$-k(k-1) + \frac{1}{2}bk$	$b+3k-1$	$\frac{0.5k(k-1) + bk}{3k-1}$

K : nombre d'étages ; b : base canal

On fixe la largeur de la base puis on calcule le nombre d'étage qui puisse évacuer le débit de crue.

V.4.2.2 .Dimensionnement

Les dimensions de l'aménagement sont résumées dans le tableau ci-après :

Tableau V. 11 : Dimensions de l'aménagement de l'affluent 1 (canal en gabion).

Tronçons	Section départ	Section arrivée	Longueur (m)	Pente projet (%)	Largeur du fond b (m)	Hauteur du canal H (m)
1	1	3	129	0.81	4	1
2	3	6	130.5	1.83	4	1
3	6	10	150.8	1.94	4	1
4	10	13	130.1	1.24	4	1
5	13	16	128.6	1.16	4	1
6	16	20	143.4	1.11	4	1
7	20	24	150.2	0.93	4	1
8	24	26	121.6	0.98	4	1
9	26	30	131.5	1.82	4	1

Tableau V. 12 : Dimensions de l'aménagement de l'affluent 2 (canal en gabion).

Tronçons	Section départ	Section arrivée	Longueur (m)	Pente projet (%)	Largeur du fond b (m)	Hauteur du canal H(m)
1	1	4	129	0.42	2	1
2	4	6	86	0.47	2	1
3	6	10	172	0.62	2	1
4	10	13	172	0.67	2	1
5	13	16	129	1.08	2	1
6	16	20	172	0.91	2	1

Tableau V. 13 : Dimensions de l'aménagement de l'affluent 3 (canal en gabion)

Tronçons	Section départ	Section arrivée	Longueur (m)	Pente projet (%)	Largeur du fond b (m)	Hauteur du canal H (m)
1	1	4	158	1.31	2	1
2	4	6	79	0.38	2	1
3	6	10	158	1.33	2	1
4	10	13	118.5	2.1	2	1
5	13	16	118.5	2.02	2	1
6	16	20	158	1.26	2	1

Tableau V. 14 : Paramètres d'écoulement de l'affluent 1 avec un canal en gabion.

	Débit Q	Vitesse	Froude	Tirant d'eau	Hauteur critique	Section Mouillée	Périmètre mouillé	Rayon hydraulique	
Profil	(m ³ /s)	(m/s)		(m)	(m)	(m ²)	(m)	(m)	Remarque
1	3.33	4.86	1.23	1.48	1.52	0.72	0.51	1.41	Régime torrentiel
2	3.33	5.2	1.49	1.05	1.23	0.64	0.6	1.06	Régime torrentiel
3	3.33	4.91	1.25	1.34	1.43	0.69	0.57	1.21	Régime torrentiel
4	3.33	4.72	1.21	1.57	1.7	0.7	0.52	1.37	Régime torrentiel
5	3.33	5.15	1.38	1.2	1.28	0.61	0.48	1.27	Régime torrentiel
6	3.33	4.53	1.18	1.56	1.64	0.65	0.38	1.32	Régime torrentiel
7	3.33	5.12	1.33	1.27	1.27	0.62	0.46	1.33	Régime torrentiel
8	3.33	4.48	1.15	1.67	1.8	0.59	0.43	0.35	Régime torrentiel
9	3.33	4.94	1.28	1.28	1.38	0.67	0.43	1.28	Régime torrentiel

Tableau V. 15: Paramètres d'écoulement de l'affluent 2 avec un canal en gabion.

	Débit Q	Vitesse	Froude	Tirant d'eau	Hauteur critique	Section Mouillée	Périmètre mouillé	Rayon hydraulique	
Profil	(m ³ /s)	(m/s)		(m)	(m)	(m ²)	(m)	(m)	Remarque
1	1.97	4.52	1.32	1.31	1.35	0.52	0.42	1.24	Régime torrentiel
2	1.97	4.34	1.28	1.35	1.4	0.45	0.37	1.22	Régime torrentiel
3	1.97	5.12	1.48	1.23	1.23	0.4	0.34	1.18	Régime torrentiel
4	1.97	4.32	1.18	1.37	1.38	0.46	0.38	1.2	Régime torrentiel
5	1.97	5.39	1.63	1.16	1.22	0.4	0.32	1.25	Régime torrentiel
6	1.97	4.18	1.12	1.45	1.45	0.47	0.38	1.24	Régime torrentiel

Tableau V. 16 : Paramètres d'écoulement de l'affluent 2 avec un canal en gabion.

	Débit Q	Vitesse	Froude	Tirant d'eau	Hauteur critique	Section Mouillée	Périmètre mouillé	Rayon hydraulique	
Profil	(m ³ /s)	(m/s)		(m)	(m)	(m ²)	(m)	(m)	Remarque
1	1.78	4.51	1.28	1.38	1.42	0.45	0.38	1.18	Régime torrentiel
2	1.78	4.77	1.36	1.29	1.39	0.39	0.34	1.15	Régime torrentiel
3	1.78	4.89	1.46	1.14	1.14	0.36	0.29	1.24	Régime torrentiel
4	1.78	4.83	1.41	1.2	1.2	0.37	0.34	1.09	Régime torrentiel
5	1.78	5.05	1.56	1.08	1.09	0.35	0.3	1.16	Régime torrentiel
6	1.78	4.77	1.37	1.24	1.29	0.39	0.35	1.11	Régime torrentiel

Interprétation des résultats

Les résultats de simulations ont montré un régime torrentiel le long des trois affluents, et une vitesse varie de 4.18 m/s à 5.39 m/s, cette valeur de vitesse reste admissible pour un gabion.

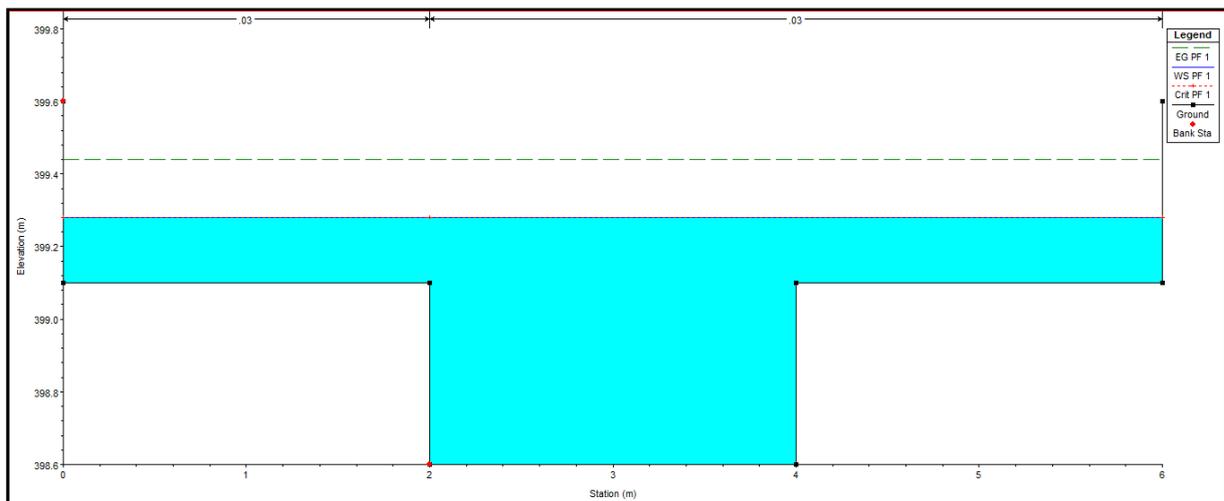


Figure V. 4 : Profil en travers de l'affluent 1 aménagé avec un canal en gabion.

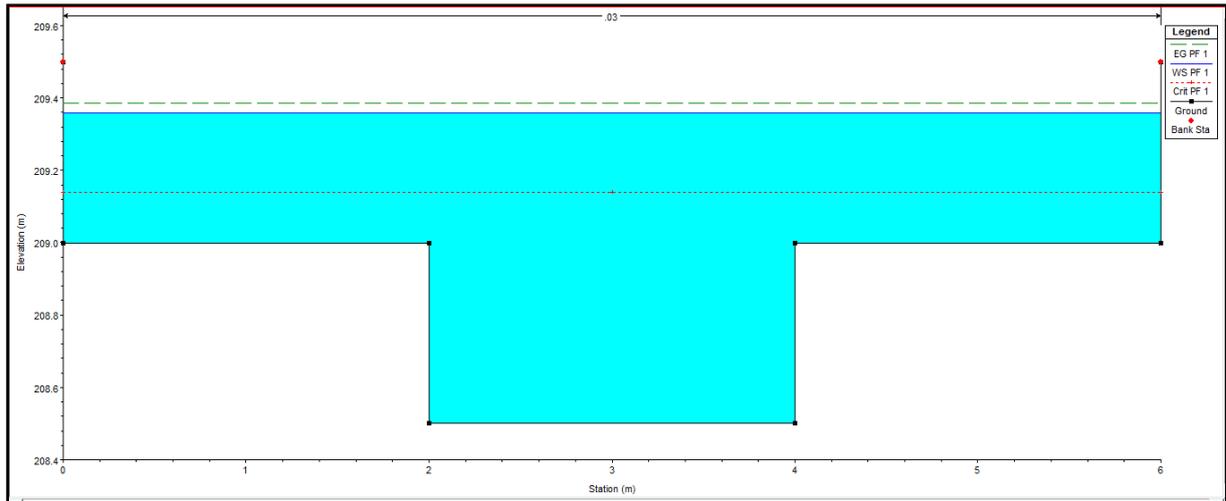


Figure V. 5 : Profil en travers de l’affluent 2 aménagé avec un canal en gabion.

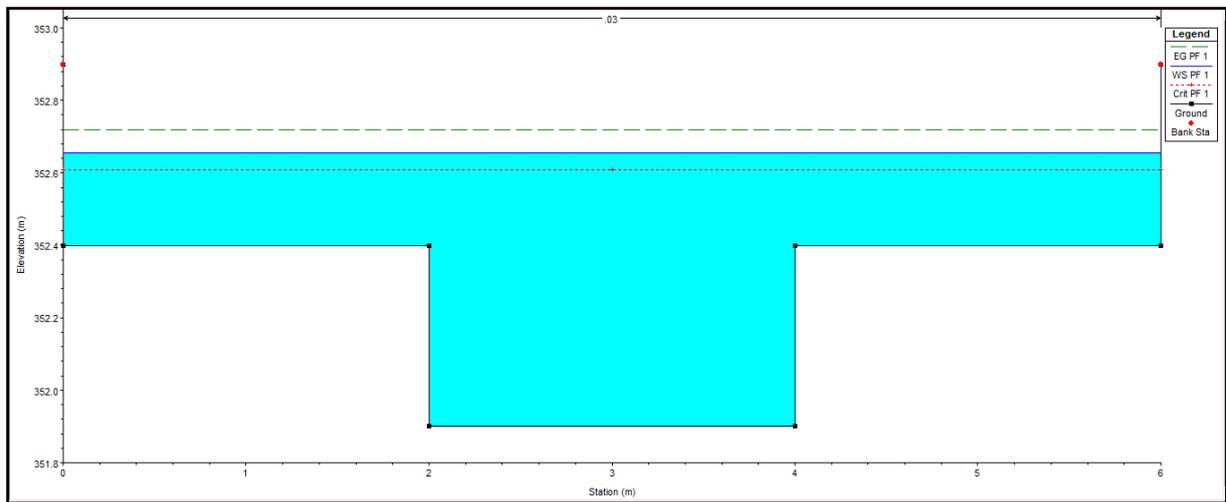


Figure V. 6 : Profil en travers de l’affluent 3 aménagé avec un canal en gabion.

V.4.2.3. Estimation du coût de la variante

Tableau V. 17 : Devis de la variante (canal en gabion).

Désignation des travaux	Unité	Quantité	Prix unitaire (DA)	Montant (DA)
Deblai	m ³	13253	350	5342750
Remblai	m ³	50214	200	10740400
Gabion	m ³	15369	4500	79164000
Total				95247150

V.5. CHOIX DE L'AMENAGEMENT

V.5.1. Critères d'évaluation

Le choix de la variante se fera en fonction de plusieurs critères :

- **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.

V.5.2 .La variante choisie

Les 02 variantes semblent pouvoir évacuer le débit de crue sans débordement mais la variante avec un canal en gabion est rejetée car la perméabilité du gabionnage est importante, du coup ça influe sur la stabilité des fondations des logements d'AADL. Donc, on choisit la variante avec un canal trapézoïdal en béton armé qui est facile à utiliser, durable, et surtout il a une bonne perméabilité ce qu'il lui permet un drainage naturel des eaux sans causer le moindre problème aux logements.

CONCLUSION

Au cours de ce chapitre, nous avons proposé deux variantes d'aménagement ont été proposées pour la protection de la nouvelle ville de Sidi Serhane contre les inondations.

Par la suite, une étude technico- économique a été élaborée pour choisir la plus favorable. Le choix final consiste principalement à la projection d'un canal trapézoïdal en béton armé le long des trois affluents. Le cout du projet du système de protection contre les inondations de ces logements est de **156946360 DA.**

CHAPITRE VI
ORGANISATION DU CHANTIER

INTRODUCTION

L'organisation de chantier est une démarche visant à rechercher constamment, la meilleure façon d'utiliser économiquement la main d'œuvre et les autres moyens mis en œuvre pour gérer le chantier. Elle permet d'organiser les travaux et de choisir les engins nécessaires influençant sur les coûts et le délai d'exécution du projet.

VI.1. GENERALITES

VI.1.1. Rôles et responsabilités des intervenants sur chantier

L'équipe de réalisation d'un projet est composée principalement par :

VI.1.1.1. Maître de l'ouvrage

C'est une personne physique ou morale pour laquelle s'exécutent les travaux, il définit le but à atteindre et assure le financement. Le maître de l'ouvrage doit assumer certaines responsabilités, par exemple :

- ◆ Gérer la réalisation du projet.
- ◆ Transmettre l'information pertinente relative au projet.
- ◆ Remplir les obligations établies par les documents contractuels.
- ◆ Assurer la coordination et la cohésion de l'équipe de projet, la bonne conduite des contrats et la réalisation des travaux.
- ◆ Prendre possession du projet.

VI.1.1.2 Maître d'œuvre

C'est une personne physique ou morale désignée par le maître d'ouvrage pour concevoir l'ouvrage tout en assurant le contrôle de l'exécution. Le maître d'œuvre d'un chantier est celui qui détient la responsabilité réelle de l'exécution des travaux et qui exerce une autorité réelle sur le chantier.

VI.1.1.3 L'entreprise

Personne physique ou morale, titulaire d'un marché de travaux conclu avec le maître d'ouvrage, chargé de :

- ◆ Réaliser un ouvrage de qualité par le contrôle de la qualité de son travail.
- ◆ Gérer les coûts et les travaux
- ◆ Elaborer le planning d'exécution des travaux.
- ◆ Répondre aux obligations établies par les documents contractuels
- ◆ Réaliser les travaux définis dans son contrat.

VI.1.2. Définitions des engins utilisés

Le matériel utilisé est le matériel classique des chantiers de travaux publics. L'utilisation de gros engins mécaniques va réduire considérablement le prix et le temps des terrassements.

Tableau VI. 1 : Engins utilisés.

Taches	Engins	Actions
Travaux de préparation	Engins	Enlever les obstacles et les Chargeurs herbes
	Dozers	
	Chargeurs	
	Camions	
	Pelles	
Terrassement	Niveleuse	Donner la forme exacte du Dumpers canal
	Dumpers	
	Chargeurs	
	Camions	
	Dozers	
Compactage	Tous types de compacteurs à rouleaux lisses	Consolider les berges de l'oued pour éviter l'affaissement
	Compacteurs à pieds de mouton	

VI.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 (béton armé et béton de propreté).

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

Tableau VI. 2 : Devis des différents travaux des affluents d'Oued El Had

Désignation des travaux		Unité	Quantité	Prix unitaire (DA)	Montant (DA)
Terrassement	Deblai	m3	7892	350	2762200
	Rembali	m3	45363	200	9052600
Evacuation		m3	30806	200	6164200
Beton de propreté		m3	1456	6000	8704000
Beton armé		m3	3256	42000	138434400
Montant HT					156946360
TVA 19%					29819808.4
Total TTC					186766168.4

VI.3.PLANIFICATION DES TRAVAUX

VI.3.1. Définition

C'est l'activité qui consiste à déterminer et à ordonnancer les tâches du projet et à déterminer les profils nécessaires à leur réalisation. Autrement dit, c'est une méthode dont dispose le cadre opérationnel pour rendre son travail efficace. Les objectifs du planning sont les suivants :

- ◆ L'installation des postes de travail.
- ◆ L'observation instantanée.
- ◆ L'analyse des tâches.
- ◆ Le chronométrage.
- ◆ La simplification des méthodes.

VI.3.2. Techniques de la planification

Il existe deux principales méthodes de planification à savoir :

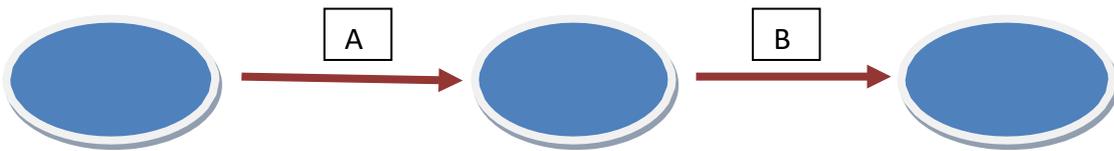
- ◆ Méthodes basées sur le réseau.
- ◆ Méthodes basées sur le graphique.

VI.3.2.1. Méthodes basées sur le réseau

a. Définition :

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 :

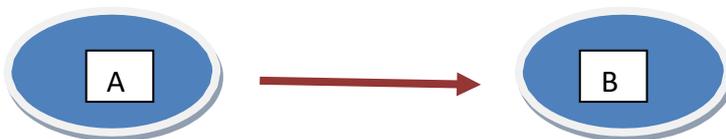
- ◆ Réseau à flèches : L'opération est représentée par une flèche et la succession des opérations par des nœuds.



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.

b. Construction du réseau :

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

- ◆ Etablissement d'une liste des tâches : Il s'agit dans cette première phase de procéder à un inventaire très précis et détaillé de toutes les opérations indispensables à la réalisation d'un projet.
- ◆ Détermination des tâches antérieures : Après avoir dressé la liste des tâches à effectuer, il n'est pas toujours facile de construire un réseau car il n'est pas aisé de dire si les tâches antérieures doivent être successives ou convergentes.

- ◆ Construction des graphes partiels.
- ◆ Regroupement des graphes partiels.
- ◆ Détermination des tâches de début de l'ouvrage et de fin de l'ouvrage.
- ◆ Construction du réseau.

c. Différentes méthodes basées sur le réseau :

- ◆ Méthode C.P.M (Critical path method) :

L'objectif de cette méthode est de réduire les temps de réalisation d'un ouvrage en tenant compte de trois phases.

1 ère phase : l'effectif nécessaire pour effectuer le travail considéré.

2 ème phase : analyser systématiquement le réseau, heure par heure, jour par jour, selon l'unité de temps retenu.

3 ème phase : adapter le réseau aux conditions ou contraintes fixées par l'entreprise.

- ◆ Méthode P.E.R.T (Program Evaluation and Review Technical):

C'est-à-dire technique d'ordonnancement des tâches et contrôle des programmes, 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.

VI.3.2.2. Méthodes basées sur le graphique

d. Méthode linéaire (ligne of balance technic) :

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

e. Méthode à barres :

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

VI.3.3. Les étapes de la planification

La planification est le processus de la ligne de conduite des travaux à réaliser, elle comprend des étapes suivantes :

VI.3.3.1. Collection des informations

L'établissement d'une synthèse d'analyse des informations acquises par des études comparatives permet l'usage correct du plan de réalisation du projet.

VI.3.3.2. Décomposition du projet

C'est une partie importante car chaque projet peut être analysé de diverses manières. Nous attribuons à chaque tâche un responsable et ses besoins en matériels.

VI.3.3.3. Relations entre les tâches

Il existe deux relations essentielles entre les tâches lors de la réalisation. L'une porte sur un enchaînement logique et l'autre sur un enchaînement préférentiel.

VI.3.4. Choix de la méthode de calcul

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

VI.3.4.1. Paramètres de calcul dans la méthode C.P.M

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

DCP	TR
DFP	DCPP
DFPP	MT

Avec :

tr : temps de réalisation.

DCP : date de commencement au plus tôt.

DCPP : date de commencement au plus tard.

DFP : date de finition au plus tôt

DFPP : date de finition au plus tard.

MT : marge totale, intervalle de temps nécessaire pour le déroulement de l'opération tel que :

$$DFP = DCP + tr$$

$$DCPP = DFPP - tr$$

VI.3.4.2 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 :

$$MT = 0 \quad \text{et} \quad \sum tr_{cc} = DTP$$

VI.3.5. Diagramme de Gantt

Le diagramme de Gantt, couramment utilisé en gestion de projet, est l'un des outils les plus efficaces pour représenter visuellement l'état d'avancement des différentes activités (tâches) qui constituent un projet. La colonne de gauche du diagramme énumère toutes les tâches à effectuer, tandis que la ligne d'en-tête représente les unités de temps les plus adaptées au projet (jours, semaines, mois etc.). Chaque tâche est matérialisée par une barre horizontale, dont la position et la longueur représentent la date de début, la durée et la date de fin. Ce diagramme permet donc de visualiser d'un seul coup d'œil :

- ◆ Les différentes tâches à envisager.
- ◆ La date de début et la date de fin de chaque tâche.
- ◆ La durée escomptée de chaque tâche.
- ◆ Le chevauchement éventuel des tâches, et la durée de ce chevauchement.
- ◆ La date de début et la date de fin du projet dans son ensemble.

En résumé, un diagramme de Gantt répertorie toutes les tâches à accomplir pour mener le projet à bien, et indique la date à laquelle ces tâches doivent être effectuées (le planning).

VI.3.6. 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. Ces derniers sont reportés dans le tableau suivant :

Tableau VI. 3: Liste des opérations avec leurs durées.

Désignation d'opération	Code	Durée (Jours)
Installation du chantier	A	15
Travaux de terrassement sur tronçon 1	B	20
Compactage sur tronçon 1	C	25
Pose de béton	D	30
Travaux de terrassement sur tronçon 2	E	15
Compactage sur tronçon 2	F	18
Pose le béton	G	15
Travaux de terrassement sur tronçon 3	H	10
Compactage sur tronçon 3	I	7
Déménagement du chantier	J	15

Dans le tableau suivant on présente chaque tache avec celles qu'elle précède dans le phasage des travaux :

Tableau VI. 4 : Succession des taches.

Travaux	OPERATION	Durée (Jours)
Décapage de la terre végétale et ouverture de piste A 15jours	A	15
Excavation de la tranchée	B	60
Remblai en TVO	C	20
Compactage	D	10
Lit de béton propreté	E	25
Mise en œuvre de béton	G	60
Le bétonnage	H	15
Compactage des tranches des collecteurs	I	10

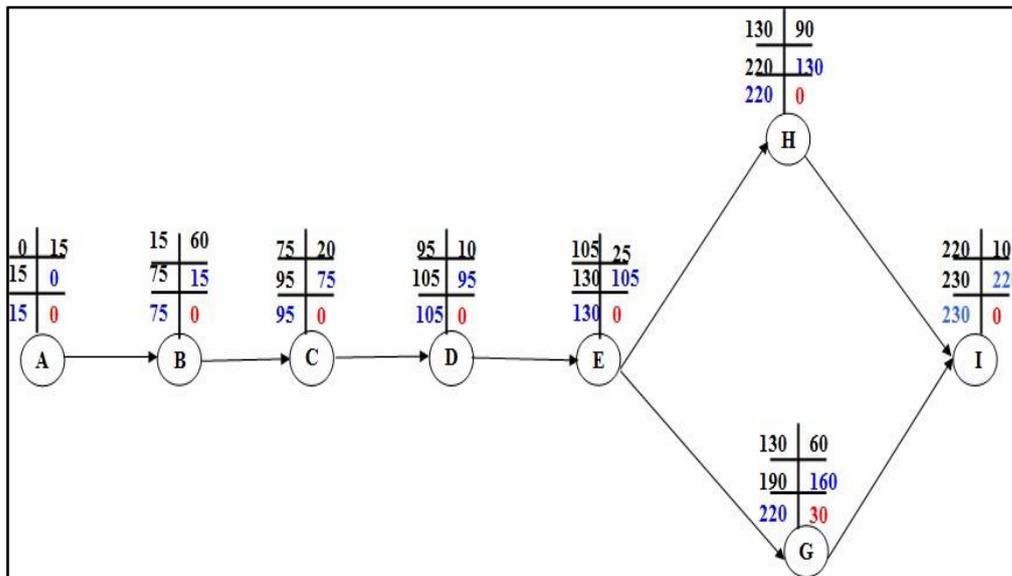


Figure VI. 1 : Réseau à nœuds

VI.3.7. Détermination des chemins critiques

C'est le chemin qui donne la durée totale du projet (DTR) reliant les opérations possédant la marge totale nulle (0). Ainsi on obtient les résultats consignés dans le tableau suivant

Tableau VI. 5 : Détermination des chemins critiques

Operation	TR	D.C.P		D.F.P		MT
		D.C.P	D.F.P	D.C.P.P	D.F.P.P	
A	15	0	15	0	15	0
B	60	15	75	15	75	0
C	20	75	95	75	95	0
D	10	95	105	85	105	0
E	25	105	130	105	130	0
G	60	130	190	160	220	30
H	90	190	220	130	220	0
I	10	220	230	220	230	0

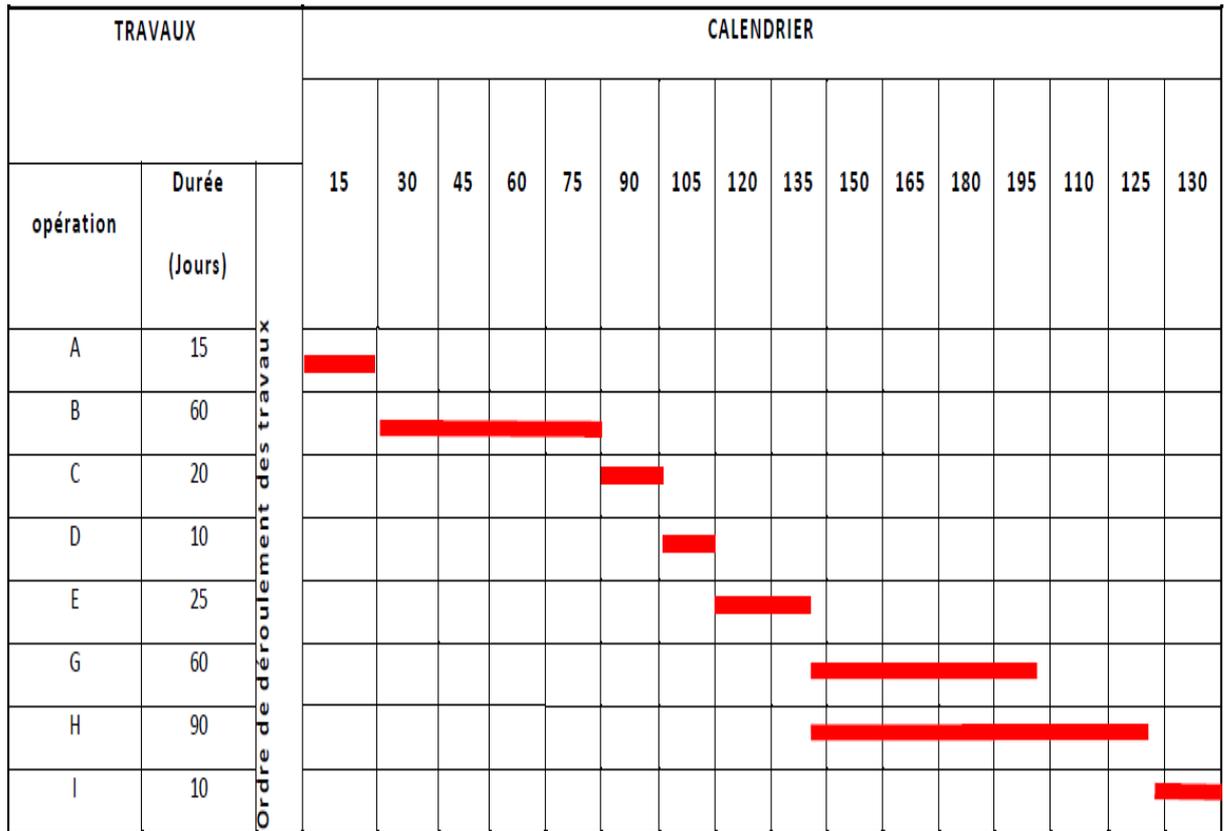


Figure VI. 2 : Diagramme de GANTT

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 des affluents de Oued El Had est de 186766168.4 DA pour un délai de réalisation de 33 semaines.

CONCLUSION GENERALE

CONCLUSION GENERALE

Notre travail a pour but de faire une étude d'aménagement de Oued El Had à une fréquence donnée afin de protéger les logements de AADL au niveau du site de Sidi Serhane(W.Blida) contre les crues ainsi que proposer des solutions adéquates au contexte.

Notre zone d'étude représente un risque vu sa situation géographique, c'est à dire que les nouveaux logements sont traversés par les affluents de ce oued.

L'étude hydromorphologique du bassin versant d'Oued El Had montre qu'il a une forme allongée caractérisée par un relief fort.

Pour l'estimation de la pluie et le débit de crue fréquentiel, le choix s'est porté sur l'utilisation de la loi Galton (Log Normale) pour la pluie et la formule de Sokolovsky pour le débit Nous avons d'abord estimé le débit de crue maximal à évacuer par les cours d'eau à travers l'estimation de l'hydrogramme de crues. En premier lieu.

En second lieu, nous avons déterminé les zones susceptibles d'être inondées, par la simulation de l'écoulement dans les cours d'eau non aménagés par le logiciel HEC-RAS en se basant sur le modèle de Saint-Venant monodimensionnel et à l'aide d'Autocad, Autocad Civil 3d .

Finalement nous avons choisi un aménagement adéquat après une analyse technico-économique pour choisir la variante finale qui répond à notre objectif d'étude. En effet, la variante choisie comprend un aménagement, par un canal trapézoïdal en béton tout au long des affluents considérés.

Le coût de ce projet est estimé à 186766168.4 DA, et comme tout projet celui-ci se doit être suivi afin de garantir un meilleur service et une longévité acceptable.

Recommandation :

Pour une meilleure protection du site de Sidi Serhane contre d'éventuelles crues, il nous semble important de faire des recommandations sur les points suivants :

- Construire genre de caniveaux autour des logements afin d'évacuer les eaux de pluies qui peuvent influencer la stabilité des fondations des bâtis.
- Construire des murs de protection contre les inondations autour des logements.
- Eviter toute sorte de constructions et particulièrement des habitations dans les plaines

inondables.

- Restaurer les milieux naturels y compris la végétation car il est bien connu que la protection des écosystèmes peut aider au contrôle des inondations

BIBLIOGRAPHIE

B.TOUAIBIA, Manuel pratique d'hydrologie , Mars 2004.

HEC-RAS Users manuel. US Army corps of engineers Hydrologic Engineering Center, version 4.1 january 2010.

BENNIS.S, Hydraulique et hydrologie, École de technologie supérieureCanada ,2 ème Edition, 2009.

BACHI MOHAMED, Problematique du risque inondation en milieu urbain ; cas de l'agglomeration de SIDI BEL ABBES. Thèse de Magister en Hydraulique. Université Aboubakr Belkaïd. Tlemcen. Algérie, 2011.

Yahiaoui, A. 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 d'Alger, 2012.

M.Hanif Chaudhry, Open-Channel Flow, Second Edition, 2014.

Règles parasismiques algériennes RPA 99/ Version 2003.

Ziani.I. Etude de protection des agglomérations (Châaba et Hamla) W- de Batna contre les inondations par l'aménagement des Oueds Châaba et Hamla.Batna.Algérie, 2015.

Hachemi.S. Protection des agglomérations contre les inondations, Cas du centre d'El Gouassir.Tlemcen.Algérie,2014.