



MEMOIRE DE FIN D'ÉTUDES

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

Option: OUVRAGES HYDROTECHNIQUES

THEME :

**Etude d'un aménagement hydraulique
de oued Mechaab ville Akbou (W.Béjaia)**

**Présenté par :
HALIS HICHEM**

Devant les membres du jury

Nom et Prénoms	Grade	Qualité
B. BENLAOUKLI	M.C.A	Président
I.ZAIBAK	M.A.A	Examineur
M.BENSALEH	M.C.B	Examineur
D.DJODAR	M.C.A	Promotrice

Session Septembre 2020

œ Dédicace œ

Du fond du cœur, je dédie cette thèse en signe d'amour, de respect et de reconnaissance :

A mes chers parents :

Djamel et Souad Pour leur soutien, patience et leurs sacrifices durant mes études et durant ce projet. Je vous dois ce que je suis aujourd'hui et ce que je serai demain et je ferais toujours de mon mieux pour rester votre fierté et ne jamais vous décevoir que dieu le tout puissant, vous préserve, vous accorde santé, bonheur et vous protège de tout mal.

A mes chers frères et sœurs :

Anhar, Aymen, et Abdou.

A ma grandefamille :

Halis et Aoubed leur soutien.

A mes amis de toujours :

La liste est longue et je ne peux pas citer tous mais au fond de mon cœur je voudrai dire merci d'être dans ma vie pour l'amour et le soutien je vous aime tous également !

REMERCIEMENTS

Mes remerciements s'adressent tout d'abord à ALLAH le tout puissant pour les chances qui me sont offertes pour réaliser ce travail.

Au terme de ce modes te travaille, je tiens à exprimer mes remerciements les plus sincères, à Mmm. DJOUDAR , qui a très volontiers accepté d'être le promoteur de ce projet. Sa grande connaissance dans le domaine, ainsi que son expérience, ont joué un rôle important dans la conception de mon mémoire. J'associe volontiers, les membres du jury dans l'expression de ma reconnaissance d'avoir accepter de juger ce modeste travail.

Je me sentirais coupable d'ingratitude si je ne remerciais pas Mr. SAMI BAHJA pour sa mise en disposition, ses documentations et ses conseils précieux pour l'établissement de ce mémoire.

Que tous ceux qui de près ou de loin ont apporté leur contribution à la réalisation de ce travail, je vous prie de trouver l'expression de ma profonde reconnaissance.

Mon dernier remerciements s'adressent à tous mes amies de la promotion 2020, pour avoir beaucoup de sollicitude et de chaleur humaine dont nous avons tant besoin à savoir : M.MESAOUUD,G.ISLEM,M.TCHATO,L.LBALDA....

ملخص

يتمثل الهدف من هذه الدراسة في تهيئة واد مشعب ببلدية أقبو الواقع في ولاية بجاية، بغاية تتمثل في حماية المنطقة من الفيضانات. و من أجل الوصول إلى نظام متين تطرقنا إلى عدة دراسات أساسية. بداية بالهيدرولوجية من أجل تحليل التسرب المائي وتحديد كمية التدفق. ثم تليها دراسة طبوغرافية و هيدروليكية من أجل وصف مفصل لتدفق المياه بواسطة برنامج **HEC-RAS** و في الأخير اقتراح الحلول المختلفة واختيار الحل الأنسب والأمثل من الناحية الاقتصادية و الفنية.

الكلمات المفتاحية: فيضانات، حماية، التدفق، التسرب المائي

Résumé

L'objectif principale de cette étude est l'aménagement d'oued Mchaab situé à la ville d'**Akbou** la wilaya de **Béjia**. Pour une protection contre les inondations. Afin d'aboutir à un système fiable et invulnérable. Nous avons eu recours à plusieurs disciplines. D'abord, une étude hydrologique pour l'analyse des précipitations et la quantification des débits. Ensuite, une étude topographique et un calcul hydraulique pour la simulation des écoulements par le logiciel HEC-RAS. Enfin, une étude technico-économique pour la proposition des variantes et le choix de la plus adéquate.

Mots clés : inondations, protection, crue,

Abstract

The purpose of this study is to strength the wadi of **Mechaab** in town of **Akbou** city of **Béjia** . The main of this purpose is the development of this wadi for protections against floods. In order to lead to a system of reliable and invulnerable installation, our study was composed of several essential parts. At first, hydrology to analyze precipitations and quantify flows. Then, topography and hydro-informatics to simulate drainages with HEC-RAS. And finally hydraulic and economy to propose variants and select the best one.

Sommaire

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

Chapitre I : Généralités sur les inondations

Introduction	3
I.1 Définitions	3
I.1.1 Les inondations	3
I.1.2 La crue.....	3
I.2 Paramètres fondamentaux d'un cours d'eau:	3
I.3 Les différents types d'inondations :	4
I.4 Les causes des inondations :	6
I.5 Les conséquences des inondations :	7
I.6 Les inondations dans le monde :	7
Conclusion.....	11

Chapitre II : Présentation de la zone d'étude

Introduction	13
II.1 Les données naturelles de la zone d'étude.....	13
II.1.1 La situation géographique:.....	13
II.1.2 Géomorphologie :	15
II.1.3 Géologie :	15
II.1.4 SISMICITE DE LA REGION	17
II.1.5 Situation Climatique	18
II.1.5.1 Climat	18
II.1.5.2 Température.....	18
II.1.5.3 Précipitations	18
II.1.5.4 Humidité relative	19
II.1.5.5 Régime des vents.....	19
II.1.5.6 Evapotranspiration potentielle.....	20
Conclusion.....	22

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.....	25
III.1.1.3 Les caractéristiques géométriques	26
III.1.1.4 Caractéristiques hydrographiques	32
III.2 Analyse des données pluviométriques.....	36
III.2.1 Homogénéisation des données :	37
III.3 Etude des précipitations	37
III.3.1 Ajustement des pluies maximales journalière	37
III.3.1.1 Ajustement à la loi de GUMBEL :	38
III.3.1.2 Ajustement à la loi log normale	39
III.3.2 Pluies de courtes durées et leur intensité de différentes fréquences.....	41
III.4 ETUDE DES APPORTS :	43
III.4.1 Apports moyens interannuels	43
III.4.2 Répartition mensuelle de l'apport moyen annuel.....	45
III.4.3 Caractéristiques de l'écoulement	46
III.4.4 Apports fréquents	46
III.5 ETUDE DES APPORTS SOLIDES.....	49
III.5.1 Estimation de l'apport solide :	49
III.5.2 Estimation d'envasement annuel	51
III.6 ETUDE DES CRUES.....	51
III.6.1 Détermination des débits maximaux fréquents par les formules empiriques :	52
III.6.2 Hydrogramme de crue	54
III.6.3 Choix de la crue du projet.....	55
CONCLUSION.....	55

Chapitre IV : Calcul hydraulique

Introduction	58
IV.1 Généralités	58
IV.1.1 Ecoulement à surface libre	58
IV.1.2 Canaux à ciel ouvert	58
IV.1.3 Différents types de Canaux	58
IV.1.4 Types d'écoulements	59
IV.1.4.1. Variabilité dans le temps.....	59
IV.1.4.2. Variabilité dans l'espace	60

IV.2 Dimensionnement des canaux	60
IV.2.1 Les conditions de l'écoulement uniforme	61
IV.2.2 Les formules de calcul principales	61
IV.2.3 Détermination du coefficient de Chézy	61
IV.2.4 Vitesse d'érosion	62
IV.3 Les paramètres géométriques	63
IV.3.1 Le choix de la section de meilleure conductivité	63
IV.3.2 Calculs du rayon hydraulique maximal.....	65
IV.3.3 Calcul de la profondeur normale h_n	66
IV.3.4 Calcul de la profondeur critique h_{cr}	66
IV.3.5 Calcul de la pente critique	67
IV.3.6 Nombre de Froude.....	67
IV.4 Calcul de la ligne d'eau	68
IV.4.1 Equation de la ligne d'eau.....	68
IV.4.2 Les différentes formes de courbe de remous.....	68
IV.4.3. Calcul de la surface d'eau	70
IV.5 Calcul du ressaut	71
IV.6 Définition du logiciel HEC-RAS	72
IV.6.1 Les données géométriques.....	72
IV.6.2 Les données de l'écoulement et les conditions aux limites :.....	75
IV.7 Calcul avant l'aménagement de l'oued :.....	75
Conclusion :	80
Chapitre V : Etude des variantes d'aménagement	
Introduction	82
V.1 Processus de l'aménagement dans le cadre de l'étude	82
V.1.1 Objectif d'aménagement.....	82
V.1.2 Les formules de dimensionnement des canaux	83
V.1.3 Choix des paramètres de dimensionnement	84
V.2 Description des variantes proposées pour l'étude :.....	84
V 2.1 Première variante : Protection avec un canal en bétonarmé	85
V 2.1.1 Dimensionnement	86
V 2.1.2 Les paramètre d'écoulement :	88
V 2.1.3 Estimation du coût de la variante :.....	89
V 2.2 Deuxième variante : Protection avec un canal en Gabion	89

V 2.2.1 Dimensionnement	90
V 2.2.2 Les paramètre d'écoulement :	91
V 2.2.3 Estimation du coût de la variante :	92
V 2.3 Troisième variante: Protection avec un canal mixte	92
V 2.3.2 Les paramètres d'écoulement :	93
V.2.3.3 Estimation du coût de la variante	93
V .3 Choix de la variante d'aménagement	93
Conclusion :	94

Chapitre VI : Organisation de chantier

Introduction	96
VI.1 Organisation de chantier	96
VI.1.1 Rôles et responsabilités des intervenants sur chantier	96
VI.1.2 Travaux préparatoires et installation de l'entreprise	96
VI.1.2.1 Installations destinées au personnel	96
VI.1.2.2 Installations destinées au stockage des matériaux	97
VI.1.2.3 Installations destinées à la réparation des engins	97
VI.1.2.4 Installation destinée pour la préfabrication	97
VI.1.3 Moyens du chantier	97
VI.1.3.1 Moyens humains	97
VI.1.3.2 Moyens matériels du chantier	97
VI.1.3 Devis quantitatif et estimatif du projet :	103
VI.2 Planification	104
VI.2.1 Définition	104
VI.2.2 Les étapes de la planification	104
VI.2.3 Les techniques de planification	105
VI.2.3.1 Méthodes basées sur le réseau	105
VI.2.4 Les paramètres de la méthode C.P.M.	106
VI.2.5 Les principales lois de la méthode C.P.M.	107
VI.2.6 La partie pratique	108
VII.2.6.1 Attribution des durées pour les taches	109
VI.3 Protection et sécurité du travail	110
VI.3.1 Causes des accidents de travail dans un chantier hydraulique	110
VI.3.1.1 Facteurs humains	111
VI.3.1.2 Facteurs matériels	111

VI.3.2	Liste des conditions dangereuses.....	111
VI.3.3	Liste des actions dangereuses.....	111
VI.3.4	Mesures préventives pour éviter les causes des accidents.....	112
VI.3.4.1	Protection collective	112
VI.3.4.2	Protection individuelle.....	112
VI.3.5	Plan de sécurité adapté aux travaux de réalisation.....	113
Conclusion :	114
Conclusion générale.....		115
Références bibliographie.....		116
Annexes.....		117

Liste des Tableaux

Chapitre I : Généralités sur les inondations

Tableau I. 1: Evènements marquants dans le monde.....	7
---	---

Chapitre II : Présentation de la zone d'étude

Tableau. II. 1: Coefficients d'accélération du séisme.	18
Tableau. II. 2: Répartition mensuelle de la température (1998-1990)	18
Tableau. II. 3: Répartition mensuelle de la pluie moyenne annuelle (Tifra).....	19
Tableau. II. 4: Répartition mensuelle de l'humidité relative (Station Bejaia) en 2006.....	19
Tableau. II. 5: Répartition mensuelle de vitesse du vent (Station Bejaia) de l'année 2006....	20
Tableau. II. 6: Répartition Mensuelle de l'évapotranspiration potentielle en mm en 2006	20
Tableau. II. 7: Valeurs de l'indice d'aridité	21

Chapitre III : Etude hydrologique

Tableau III. 1 : caractéristiques du bassin versant	27
Tableau III. 2 : Coordonnées de la courbe hypsométrique BASSIN MECHAAB	28
Tableau III. 3 : Récapitulatif du temps de concentration.	35
Tableau III. 4 : Caractéristiques hydro-morphométriques du bassin versant.....	36
Tableau III. 5 : Aperçu sur les autres stations	37
Tableau III. 6 : Paramètres statistiques des précipitations annuelles de l'échantillon.....	37
Tableau III. 7 : Les quantiles pour différentes périodes de retour	38
Tableau III. 8 : Les quantiles pour différentes périodes de retour	40
Tableau III. 9 : Utilisant le logiciel de calcul HYFRAN pour le test Khi-deux.....	41
Tableau III. 10 : Récapitulatif des résultats des apports et les lames d'eau écoulées	44
Tableau III. 11 : Répartition mensuelle de l'apport moyen annuel.	45
Tableau III. 12 : Résultats de calcul de coefficient de variation	47
Tableau III. 13 : Répartition mensuelle de l'apport de fréquence 80%	48
Tableau III. 14 : Récapitulation des résultats de l'apport solide	51
Tableau III. 15 : Récapitulatif des pluies de courte durée pour différentes périodes de retour	53
Tableau III. 16 : Détermination des débits maximaux fréquentiels-Mechaab	53
Tableau III. 17 : Débits de crues maximums pour différentes périodes de retour	54

Chapitre IV : Calcul hydraulique

Tableau IV. 1 : Coefficient de Strickler pour divers types de canaux.(Armando Lencastre).	62
Tableau IV. 2 : Valeurs de vitesse moyenne limite d'érosion pour les lits consolidés.....	62
Tableau IV. 3 : Paramètres géométriques d'un canal à section trapézoïdal.	64
Tableau IV. 4 : Quelques ordres de grandeur de fruit de talus.....	64
Tableau IV. 5 : Différentes formes de courbes de remous.....	69
Tableau IV. 6 : Différents types de ressaut.	71

Chapitre V : Etude des variantes d'aménagement

Tableau V. 1 : Paramètres hydrauliques pour différentes formes de canaux.....	84
Tableau V. 2 : Valeurs de coefficient de rugosité	84
Tableau V. 3 : Revanches utilisées (Freeboard) (degoutti,2008)	84

Tableau V. 4 :Dimensions de l'aménagement d'Oued MECHAAB (canal trapézoïdale en béton armé).....	87
Tableau V. 5 :Dimensions de l'aménagement d'Oued MECHAAB (canal rectangulaire en béton armé).....	88
Tableau V. 6 : Paramètres d'écoulement de la variante canal en béton armé.....	88
Tableau V. 7 :Paramètres d'écoulement de la variante canal rectangulaire en béton armé.....	88
Tableau V. 8 : Devis de la variante (canal en béton armé).	89
Tableau V. 9 : Paramètres hydrauliques pour une section en gabion.....	90
Tableau V. 10 : Dimensions de l'aménagement d'Oued MECHAAB (canal en Gabion).....	91
Tableau V. 11 :Paramètres d'écoulement de la variante canal en gabion.....	91
Tableau V. 12 : Devis de la variante (canal en gabion).	92
Tableau V. 13 : Dimensions de l'aménagement d'Oued MECHAAB (canal mixte)	92
Tableau V. 14: Paramètres d'écoulement de la variante canal mixte	93
Tableau V. 15: Paramètres d'écoulement de la variante canal rectangulaire en béton armé ...	93
Tableau V. 16: Devis de la variante (canal mixte).....	93

Chapitre VI : Organisation de chantier

Tableau VI. 1 : Le devis des différents travaux d'Oued Mechaab.....	103
Tableau VI. 2 : Liste des opérations avec leurs durées.	109
Tableau VI. 3 : Succession des taches.....	109
Tableau VI. 4 : Un plan de sécurité adapté aux travaux de réalisation.	113

Liste des figures

Chapitre I : Généralités sur les inondations

Figure I. 1: les différentes crues (Source : vaucluse.gouv.fr)	4
Figure I. 2: Inondations par débordement de cours d'eau Source : eaufrance.fr	5
Figure I. 3: Inondations par remontée de nappe Source : eaufrance.fr	5
Figure I. 4: Inondation par ruissellement Source : eaufrance.fr	6
Figure I. 5: Inondation par submersion Source : eaufrance.fr	6
Figure I. 6: Inondation de Nîmes le 3 octobre 1988	8
Figure I. 7: Inondations à Constantine septembre 2018	11

Chapitre II : Présentation de la zone d'étude

Figure II. 1: Situation administrative de la commune d'Akbou	13
Figure II. 2: Localisation du site du projet	14
Figure II. 3: Localisation du oued MECHAAB	14
Figure II. 4: Extrait de la carte géologique de la région d'Akbou au 1/500.000 ^{ème}	17
Figure II. 5: Carte de zonage sismique de territoire nationale selon R.P.A 99 modifié en 2003	17
Figure II. 6: Climagramme d'Emberger de la zone d'étude	22

Chapitre III : Etude hydrologique

Figure III. 1 : Délimitation d'un bassin versant (Wikipédia)	25
Figure III. 2 : Délimitation du bassin versant Mechaabe	27
Figure III. 3 : Carte hypsométrique d'Oued Mechaabe	28
Figure III. 4 : Courbe hypsométrique du BV-MECHAAB	29
Figure III. 5 : Profil en long du cours d'eau principal-Mechaab	30
Figure III. 6 : Les altitudes de notre bassin versant.	30
Figure III. 7 : Représentation graphique de l'ajustement à la loi de Gumbel.	38
Figure III. 8 : Représentation graphique de l'ajustement à la loi de Galton.	39
Figure III. 8 : Représentation graphique de l'ajustement des deux lois	40
Figure III. 9 : Pluies de Courtes durées	42
Figure III. 10 : Intensité –Durée –Fréquence	42
Figure III. 11 : Extrait de la carte des écoulements moyens annuels de l'ANRH	45
Figure III. 12 : Hydro-grammes de crues pour différentes périodes de retour MECHAAB	55

Chapitre IV : Calcul hydraulique

Figure IV. 1 : canal naturel	58
Figure IV. 2 : Schéma d'un écoulement permanent	59
Figure IV. 3 : Schéma d'un écoulement non permanent	60
Figure IV. 4 : Canal à forme trapézoïdale	63
Figure IV. 5 : Canal à forme rectangulaire	65
Figure IV. 6 : l'énergie spécifique en fonction de profondeur	67
Figure IV. 7 : Différentes formes de courbes de remous.	69
Figure IV. 8 : Schéma d'un ressaut hydraulique.	71
Figure IV. 9 : Typologie des ressauts	71
Figure IV. 10 : Fenêtre d'accueil du logiciel HEC-RAS	74
Figure IV. 11 : Définition du tracé de l'oued et des sections	74
Figure IV. 12 : Définition de la crue et des conditions aux limites	75

Figure IV. 14 : Profil en long du tronçon simulé avec la ligne de surface de l'eau de l'oued Mechhab	76
Figure IV. 15 : Vue en Plan en 3D du partie d'Oued MECHAAB, après la simulation.....	76
Figure IV. 16: Sections en travers (Sc 6) du canal et résultats de simulation	77
Figure IV. 17: Sections en travers (S 9) du canal et résultats de simulation.....	77
Figure IV. 18 : Sections en travers (S 10) du canal et résultats de simulation.....	78
Figure IV. 19 : Sections en travers (S 11) du canal et résultats de simulation.....	78
Figure IV. 20 : Sections en travers(S 26) du canal et résultats de simulation.....	79
Figure IV. 21 : Sections en travers(S 28) du canal et résultats de simulation	79

Chapitre V : Etude des variantes d'aménagement

Figure V. 1 : Schémas explicatifs des différents canaux.....	83
Figure V. 2 : Schéma explicatif de canal trapézoïdale.	85
Figure V. 3 :Schéma explicatif de canal rectangulaire ferme.	86
Figure V. 4 : Schéma explicatif de canal rectangulaire ouvert.	86
Figure V. 5 :Représentation du canal trapézoïdale le long e l'Oued.....	87
Figure V. 6 :Sections aménagée tronçons 3.	87
Figure V. 7 : Sections aménagée tronçons 2.	88
Figure V. 8 : Schéma explicatif des blocs en Gabion	90
Figure V. 9 :Représentation du canal en Gabion le long e l'Oued.....	90
Figure V. 10 :Sections aménagée tronçons 3.	91
Figure V. 11 : Représentation du canal mixte le long e l'Oued	92

Chapitre VI : Organisation de chantier

Figure VI. 1 : Compacteur à pneus.	98
Figure VI. 2 : Compacteur à rouleaux.....	98
Figure VI. 3 :Décapeuse automotrice.....	99
Figure VI. 4 : Pelle hydraulique.	100
Figure VI. 5 : Camion de chantier.....	100
Figure VI. 6 : chargeur pneumatique.	101
Figure VI. 7 : bulldozer.	102
Figure VI. 8 : camion àbétonnière.....	102
Figure VI. 9 : Coupe type de terrassement	103
Figure VI. 10 : Réseau de planification des tâches par la méthode CPM	110
Figure VI. 11 : équipements de la protection individuelle.....	113

Liste des planches

- 1. Planche n° 1** : levé topographique
- 2. Planche n° 2** : variante d'aménagement en béton
- 3. Planche n° 3** : variante d'aménagement en gabion
- 4. Planche n° 4** : profils en long d'oued Mechaab
- 5. Planche n° 5** : profils en travers d'oued Mechaab

LISTE DES ABREVIATIONS

ONM : Office national météorologique ;

ANRH : Agence national des ressources hydriques ;

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

DRE : direction des ressources en eau..

MNT : Modèle numérique de terrain..

Channal bottom : le fond de canal

Water surface : la surface de l'eau

Energie grade line : la ligne de l'énergie

Datum : les données.

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.

Introduction générale

Introduction générale

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.

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 le fruit des événements exceptionnels car elles peuvent avoir lieu suite à des épisodes météorologiques ordinaires 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 logements en construction dans la commune d'Akbou, occasionnant ainsi d'importants préjudices matériels (ruissellement urbain et débordements). Face à cette situation, la protection de ces logements s'avère une des priorités des pouvoirs publics pour mettre en place un aménagement nécessaire contre le risque d'inondation.

Dans ce mémoire, on a suivi une méthodologie de travail qui se subdivise en plusieurs parties, la première étape donne une présentation détaillée de la zone d'étude, puis on entamera une étude hydrologique qui sert à prévoir les débits des crues d'Oued Mechaab correspondants aux différentes périodes de retours. Cette étude est basée sur une analyse statistique fréquentielle des données pluviométriques disponibles. Ensuite, en deuxième étape, on a fait une étude hydraulique qui consiste à avoir les hauteurs des tirants, d'eaux correspondantes aux débits prévus précédemment. Pour cela, les résultats issus de l'étude hydrologique ont réuni avec la géométrie, la pente et la rugosité d'Oued Mechaab pour être utilisés comme données d'entrée dans le modèle hydraulique HEC-RAS afin d'avoir en sortie les lames d'eaux correspondantes et par suite présenter les résultats de la modélisation hydraulique sous forme d'une carte des zones inondables en associant les fonctionnalités des deux logiciels Autodesk Civil 3D et HEC-RAS. Dès lors, on saura proposer des solutions sous forme de différentes variantes dont on choisira la mieux adaptée. Enfin, on fera une étude d'organisation de chantier visant à gérer le bon déroulement du projet afin d'avoir une idée sur le coût et le délai de réalisation de l'aménagement.

CHAPITRE I

Généralités sur les Inondations

Introduction

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

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

I.1 Définitions

I.1.1 Les Inondations

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

I.1.2 Les crues

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

I.2 Paramètres fondamentaux d'un cours d'eau:

➤ **Le lit mineur**

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

➤ **Le lit majeur**

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

➤ **Le lit moyen**

Il correspond à l'espace fluvial ordinairement occupé par la ripisylve, sur lequel s'écoulent les crues moyennes.

➤ Alluvions et substratum

Les alluvions sont les grains fins ou grossier sa lternativement déposé sou repris par le courant. Elles recouvrent le substratum qui est une couche formée d'une roche dure ou plus ou moins tendre (grés,marnes...).

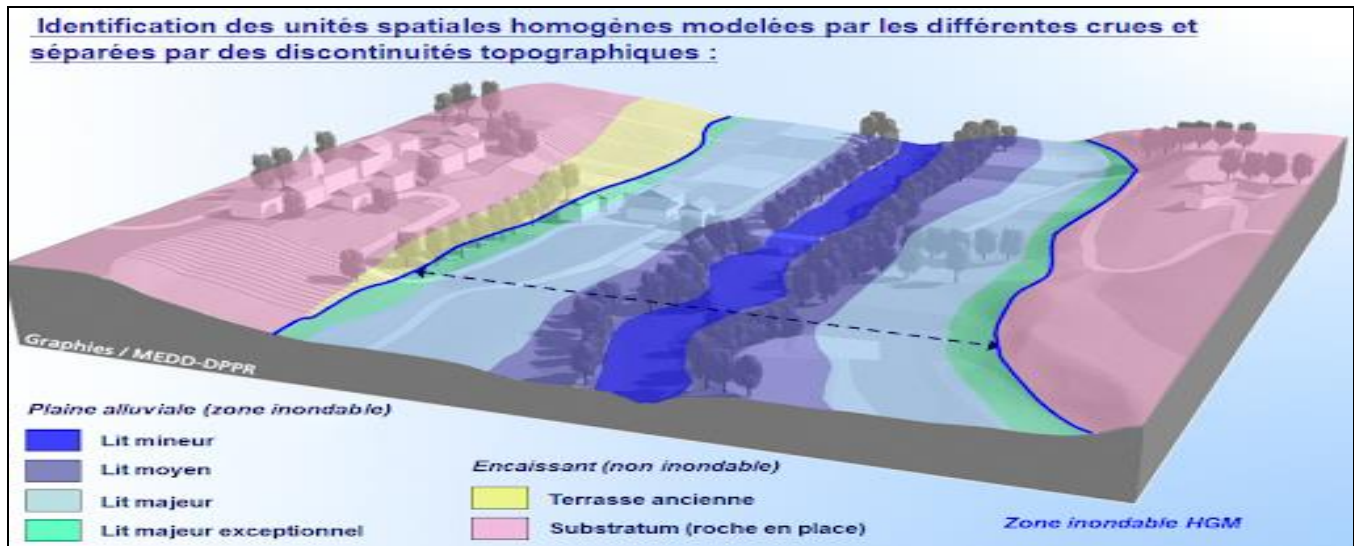


Figure I. 1:les différentes crues (Source :vaucuse.gouv.fr)

I.3 Les différents types d'inondations :

Les inondations peuvent avoir plusieurs origines:

❖ Les Inondations par débordement de cours d'eau :

Le débordement de cours d'eau lors d'une crue provoque des inondations qui apparaissent en quelques jours, voire quelques heures, et durent généralement d'une journée à plusieurs semaines.

Les zones touchées se situent dans la vallée de la rivière ou du fleuve : ce sont des inondations de plaine. Elles résultent de pluies importantes dans le bassin versant, qui se cumulent parfois avec la fonte des neiges sur les reliefs. Ces inondations interviennent surtout au printemps, ainsi qu'en automne et en hiver (en savoir plus sur les cours d'eau), lorsque l'influence cumulée des pluies sur le débit des rivières est forte, en raison d'une faible évapotranspiration (en savoir plus sur les pluies efficaces).

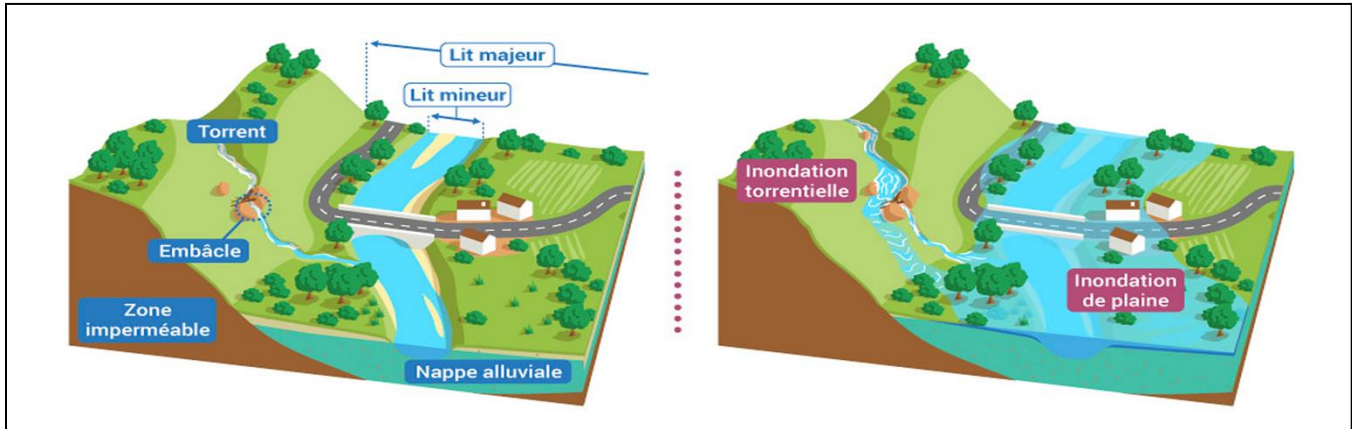


Figure I. 2: Inondations par débordement de cours d'eau

Source :eaufrance.fr

❖ **Les Inondation la remontée de nappes souterraines :**

Les remontéesdenappes se produisent plutôt à la fin de l’hiver ou au printemps, lorsque le niveau des eaux souterraines est au plus haut (en savoir plus sur les nappessouterraines). Une fois que la nappe occupe l’ensemble de l’aquifère (disparition de la zone non saturée), celui-ci est plein et ne peut pas stocker davantage d’eau. Si la recharge perdure, le niveau de la nappe s’élève au-dessus du toit de l’aquifère, et peut atteindre celui du sol. Des inondations de sous-sols et de caves peuvent se produire.

Si l’eau continue de monter, elle inonde progressivement les habitations en surface. Ce type d’inondation a une dynamique lente et peut durer une très longue période, parfois plusieurs mois. Ce phénomène reste heureusement rare.

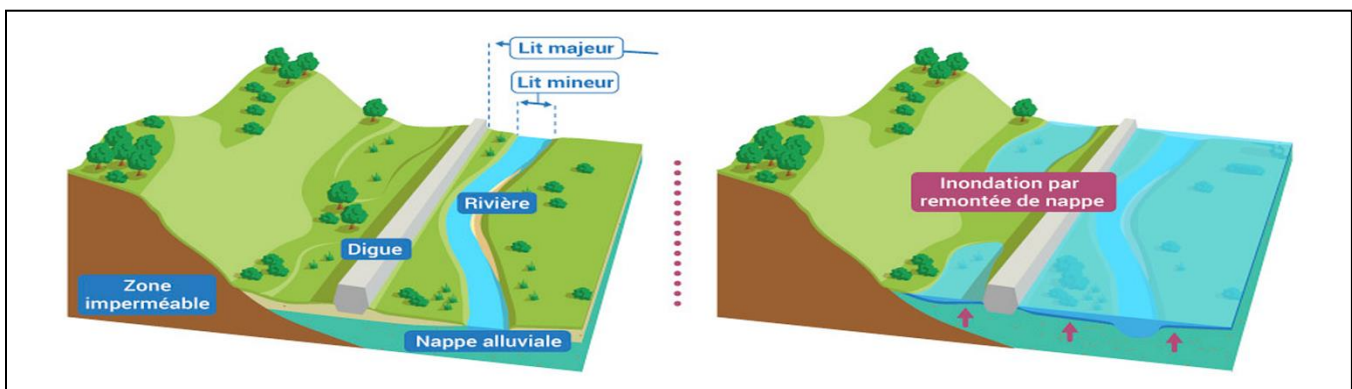


Figure I. 3: Inondations par remontée de nappe Source :eaufrance.fr

❖ **Les Inondations par ruissellement:**

Dans les zones où l’infiltration de l’eau dans le sol est limitée, les pluies soutenues génèrent un ruissellement important. Cette faible capacité d’infiltration peut être naturelle, mais s’observe essentiellement en présence de sols artificialisés et d’aménagements (en savoir plus sur l’artificialisation), comme c’est le cas dans les zones urbaines. Dans ces secteurs, les orages peuvent provoquer des inondations par ruissellement.

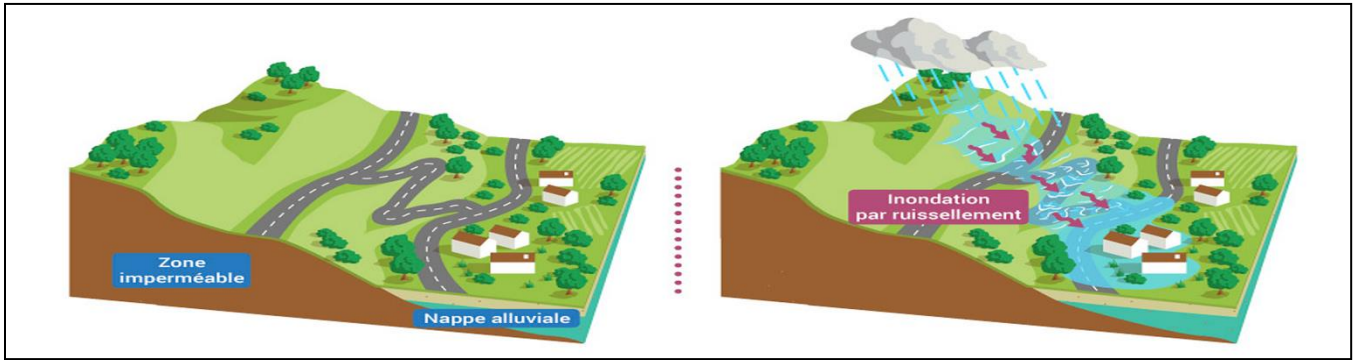


Figure I. 4: Inondation par ruissellement Source :eaufrance.fr

❖ L'Inondation par submersion marine :

Les submersions marines sont une forme d'inondation qui affecte le littoral lorsque de grandes vagues provoquent l'entrée d'eau de mer à l'intérieur des terres. Elles ont généralement lieu lors de tempêtes combinées aux grandes marées.

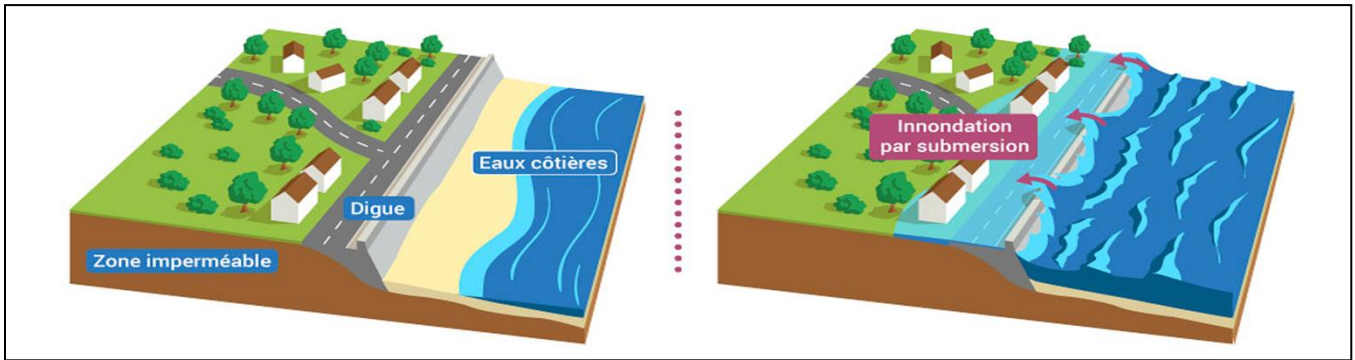


Figure I. 5: Inondation par submersion Source :eaufrance.fr

I.4 Les causes des Inondations :

- ❖ **Causes naturelle** : liées aux aléas climatiques et phénomènes météorologiques (pluie torrentielle) attendus ou à un événement naturel (glissement de terrain) qui empêche l'écoulement habituel de l'eau ; tsunami, ouragan, orage et autres.
- ❖ **causes humaines directes** : établissements d'écluses, de barrages permettant certes la navigation et le transport fluvial, mais diminuant la pente naturelle du cours d'eau, absence de gestion et de coordination des barrages. Aussi, le drainage, l'irrigation, l'imperméabilisation et la dégradation des sols, certaines pratiques agricoles intensives peuvent accélérer le ruissellement de l'eau et en limiter l'infiltration.
- ❖ **causes humaines indirectes** liées aux modifications climatiques globales (émissions de gaz à effet de serre qui entraînent la fonte des glaciers et qui provoquent une montée du niveau des océans, des cours d'eau, ou qui pourrait entraîner des cyclones plus intenses).

I.5 Les conséquences des Inondations :

Les inondations touchent tous les pays du globe mais avec des effets très diversifiés. Ces catastrophes naturelles ont un impact important sur notre société. les dommages qu'elle procréé atteignent plusieurs secteurs dont :

❖ **Conséquences sur l'économie :**

- ✓ difficultés d'aller et venir car les routes sont impraticables.
- ✓ perturbations dans l'assiduité et la ponctualité au travail et à l'école.
- ✓ les coupures d'eau et d'électricité rendent les conditions de vie plus difficiles.
- ✓ la migration vers d'autres hébergements entraînent des dépenses supplémentaires.

❖ **Les conséquences sur l'environnement:**

- ✓ insalubrité accentuée due au mélange ordures ménagères, eaux de pluie, eaux sanitaires (fosses septiques) avec des odeurs fortement nauséabondes
- ✓ la destructions des champs, des espaces verts, la mort des animaux domestiques en résumé un déséquilibre écologique notoire.
- ✓ migration de certaines espèces aquatiques.
- ✓ pollution des sols et sous sol par infiltration de polluants, etc.

I.6 Les Inondations dans le monde :

Tableau I. 1:Evènements marquants dans le monde

Événement	Lieu	Date	Bilan : nombre de morts
Inondation de la Saint-Félix	Pays bas	1830	400 000
Inondation du fleuve jaune	chine	1887	1 450 000
Inondation de Hanoi	République démocratique du Viêt Nam	1971	100 000
Tsunami dans l'océan Indien	Indonésie	2004	230 000

(Source : « UC Davis Magazine, Summer 2006: Epidemics on the Horizon » [archive](consulté le 29 août 2014)



Figure I. 6: Inondation de Nîmes le 3 octobre 1988

Inventaire des Inondations catastrophiques en Algérie (1971 – 2019) (journal El Watan, 1971-2019)

Dans ce qui suit un aperçu des inondations survenues en Algérie au cours de ces quarante dernières années de 1971 à 2019.

Voici les dommages des crues et des inondations en Algérie durant cette période :

- **12 octobre 1971** : Les fortes pluies orageuses qui se sont abattues sur la localité d'Azzazga (pluie journalière de 183 mm d'eau) causèrent 40 morts et des centaines d'habitations détruites.
- **27 au 29 mars 1973** : Des pluies exceptionnelles (pluie journalière de 166 mm d'eau à Annaba) généralisées à l'Est algérien provoquèrent des inondations catastrophiques dans plusieurs wilaya dupays.
- **28 au 31 mars 1974**: Des chutes de pluie exceptionnelles dans les wilayas d'Alger et de Tizi-Ouzou (688 mm en 4 jours) et 381 mm en une journée au col de Sakamody. Les dégâts à Tizi-Ouzou sont : 52 morts et 4570 maisons détruites, 130 villages isolés, et plus de 18000 sinistrés, 13 ponts détruits et des dizaines de kilomètres de routes emportées.
- **01 septembre 1980** : Les pluies orageuses violentes localisées sur la ville d'El – Eulma provoquèrent des crues catastrophiques de l'oued Djehadi, le débordement fait 44 morts, 50 blessés et 365 familles sinistrées.
- **11 novembre 1982** : Des pluies orageuses violentes localisées à Annaba (la pluie enregistrée du 10/11 au 11/11/1982 est de 167 mm à l'Edoughet 160 mm à Seraïdi engendrèrent de fortes crues des oueds Bouhdid, Forcha et Aneb.
- **22 août 1983** : Des pluies orageuses et violentes qui se sont abattues à Birine (W. Djelfa) inondèrent la commune à 60 % et provoquèrent 10 morts, 10 blessés, 200 habitations détruites et 1200 têtes de bétail emportées par les eaux.
- **03 février 1984** : Les pluies abondantes généralisées sur l'ensemble de l'Est Algérien avec un foyer de maximum sur les monts de Constantine (120 mm en 3 jours) et les monts de Medjerda (80 mm en 3 jours) ont provoqué des inondations

catastrophiques dans toutes les wilayas de l'Est Algérien et les dégâts occasionnés sont importants. Les répercussions sont les suivantes:

- - Jijel : 20 morts, 500 têtes de bétail emportées et dégâts évalués à 50 millions de dinars.
- - Constantine : 1140 familles sinistrées, 200 hectares de cultures détruites.
- - Skikda : 8000 habitations envahies.
- - Guelma: 03 disparus, 1957 familles sinistrées, 02 ponts détruits et canalisations d'AEP détruites à 100%.
- - Khenchela : 777 familles sinistrées et pertes importantes en cheptel.
- - Oum – El – Bouaghi : 144 maisons détruites et 429 familles sinistrées.
- **29 décembre 1984 au 01 janvier 1985** : Des pluies exceptionnelles (plus de 250 mm en 4 jours seulement et 195 mm en une journée) généralisées sur tout l'Est Algérien provoquent des inondations catastrophiques dans les wilayas de Jijel, Constantine, Skikda, Guelma, Annaba et El-Tarf.
- **05 juillet 1987** : Les pluies orageuses et très violentes tombées sur Batna (pluie journalière de 57 mm), provoquèrent deux morts, des dizaines de familles sinistrées et des dégâts évalués à 175 millions de centimes.
- **01 septembre 1989**: Les fortes chutes de pluies à la wilaya de Biskra accompagnées de grêles et d'un vent d'une rare violence provoquent le débordement des oueds El-Arab, El-Mellah et El-Kheddra occasionnant deux morts et 35 blessés et la destruction de 400 palmiers.
- **03 juin 1991** : Un orage local très violent à Ghardaïa (8 mm en 3 heures) provoque neuf morts et des pertes importantes en cheptel et en palmeraies.
- **26 et 27 janvier 1992**: Les fortes pluies généralisées du 24 au 28 janvier 1992 sur plusieurs régions du centre du pays engendrèrent des inondations catastrophiques dans les wilayas Alger, Blida Tipaza, Chelef, Ain Defla et Médéa. 637 familles sont sinistrées avec 361 à Alger, 106 à Tipaza, 87 à Médéa, 36 à Ain Defla et 23 à Chelef, et d'importants dégâts sont aussi occasionnés.
- **29 septembre au 02 octobre 1994**: Plusieurs inondations catastrophiques sont enregistrées à Ghardaïa, Laghouat, Biskra, Mascara, Tissemsilt et Sidi Bel Abbès causent des dégâts importants:
 - **Ghardaïa** : dégâts matériels évalués à 270 millions de dinars.
 - **Laghouat** : dégâts matériels évalués à 5 millions de dinars dans le secteur de l'hydraulique.
 - **Mascara** : deux morts et importants dégâts matériels.
 - **Tissemsilt** : neuf morts.
 - **Sidi Bel Abbès** : deux morts.
- **4 avril 1996** : Les inondations catastrophiques dans les wilayas d'Annaba et El-Taref, font cinq morts et dix blessés à Annaba et quatre ouvrages d'art endommagés à El-Taref.

- **14 janvier 1999**: De fortes chutes de pluies (74 mm à Adrar) dans le Sud Ouest causèrent de graves inondations à Adrar, provoquant ainsi deux morts et plusieurs et plusieurs disparus.
- **28 septembre 2000**: Des pluies diluviennes dans la région de Boussaâda engendrent de fortes crues de l'oued Boussaâda, qui se sont soldées par des dégâts estimés à un mort, un disparu, treize habitations détruites, trente-huit familles évacuées et 193 têtes de bétail emportées par les eaux.
- **24 octobre 2000** : Les inondations catastrophiques de Sidi Bel Abbès (oued Mekerra), Tissemsilt Theniet El Had (oued Mesloub), Chlef et Ain Defla ont causé la disparition de deux personnes emportées par l'oued Mekerra et d'importants dégâts matériels à Theniet El Had.
- **9 et 10 novembre 2001** : L'inondation spectaculaire sur l'Algérois à Bab El Oued (Bassin versant de l'oued Koriche) fit plus de 750 morts, 115 disparus et 30 millions de dinars de pertes matériels.
- **1 et 2 octobre 2008** : Les pluies torrentielles, inhabituelles et incessantes, pendant quarante-huit heures sur la région semi-désertique de Ghardaïa, ont fait monter les eaux des différents cours d'eau (oued M'Zab dont le débit atteint 900 m³/s) et ont provoqué des inondations qui ont causé le décès d'au moins 34 personnes et fait des dizaines de blessés et de sinistrés, des centaines de maisons ont été détruites, de nombreuses routes ont été coupées et les liaisons téléphoniques ont été très perturbées. Les dégâts matériels ont été estimés à environ 2500 millions de dinars, dont 2000 millions dinars pour les infrastructures.
- **02 septembre 2013**: Les fortes pluies qui se sont abattues ont provoqué des dégâts importants dans certaines communes de la wilaya de Khenchela, notamment Remila et Taouzianet, où trois enfants ont été emportés par les eaux. Dans cette région, des champs de melon, de tomate, d'oignon, et des arbres fruitiers ont été endommagés.
- **29 Aout 2015**: Une personne est portée disparue, 70 autres évacuées et plus d'une quarantaine de maisons ont été inondées à la suite des fortes chutes de pluie enregistrées durant ces dernières 48 heures, dans la wilaya de Khenchela, précisément dans les communes de Babar et Ouled Rechache, selon une source proche de la Protection civile de Khenchela.
- **14 septembre 2016** : De fortes pluies se sont abattues, dans les communes de Chechar et Djellal, au sud de la wilaya de Khenchela, causant des inondations dévastatrices qui ont engendré des dégâts matériels considérables, et la disparition d'une personne.
- **14 septembre 2018** : Les fortes chutes de pluie qui se sont abattues, sur la ville de Tébessa, atteignant les 50 mm, ont provoqué le débordement de l'oued Nagues, causant d'importants dégâts matériels et la fermeture de plusieurs axes routiers. Plusieurs personnes ont été blessées, des maisons ont été envahies par la boue et des affaissements ont été enregistrés. Un enfant de 5 ans a été

emporté par les crues. Il a été retrouvé mort.

- **22 septembre 2018** : Les fortes chutes de pluie qui se sont abattues pendant une heure, sur la ville de Constantine ont pu provoquer l'inondation de la ville ou 11 personnes ont été blessés et deux personnes ont été trouvées mortes.
- **26 janvier 2019** : Les intempéries qu'a connues la wilaya d'Annaba ont causé la mort de trois personnes.



Figure I. 7: Inondations à Constantine septembre 2018 (Source : journal El-WATAN)

Conclusion

Dans ce chapitre, nous avons retenu de ce que les inondations ont plusieurs effets dévastateurs sur les structures d'urbanismes et la nature, impliquant la nécessité de prévision et la protection contre ce genre de phénomène.

De ce fait les meilleurs moyens pour se prémunir des dommages d'une inondation reste la prévention et la précaution afin de réduire le degré d'exposition au risque de son impact, si ce dernier est inévitable et représente le premier risque naturel tant par l'importance des dégâts provoqués que par le nombre de personnes concernées, ainsi les pertes financières considérables engendrées seront amoindries.

CHAPITRE II

Présentation de la zone d'étude

Introduction

Avant d'entamer tout projet, la connaissance de la zone d'étude est primordiale ; elle nous permet d'avoir un maximum de données, ainsi que les caractéristiques qui peuvent influencer sa réalisation. Ce qui constitue une aide importante à la décision dans le choix de la variante d'aménagement.

II.1 Les données naturelles de la zoned'étude

II.1.1 La situation géographique:

La commune d'AKBOU se situe dans la vallée de la Soummam sur les flancs de la chaîne montagneuse du Djebel Djurdjura à une altitude de 280 m par rapport à la ville d'AKBOU. Elle constitue le second pôle économique et urbain du chef-lieu de la wilaya de BEJAIA. Elle se situe à 70 km de cette dernière et à environ 200 km de la capitale Alger.

Elle est limitée :

- ✓ Au nord : Par la commune de Chellata.
- ✓ Au sud : Par la commune d'Ait Rzine et Amalou.
- ✓ A l'Est : Par la commune d'Ouzellaguen.
- ✓ A l'Ouest : Par la commune d'Ighrem et Tazmalt

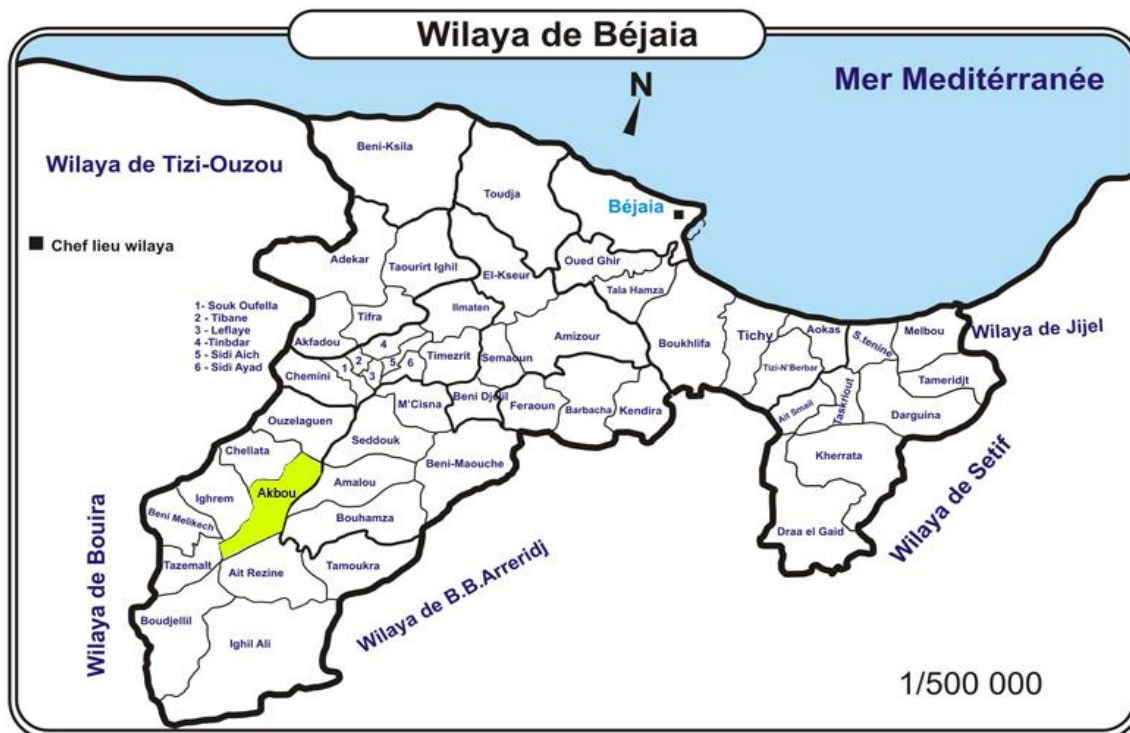


Figure. II. 1:Situation administrative de la commune d'Akbou

L'axe de oued MECHAAB se situent à une distance de 4.0km du chef-lieu d'Akbou, et traversent les

localités LAAZIB centre et ferme.

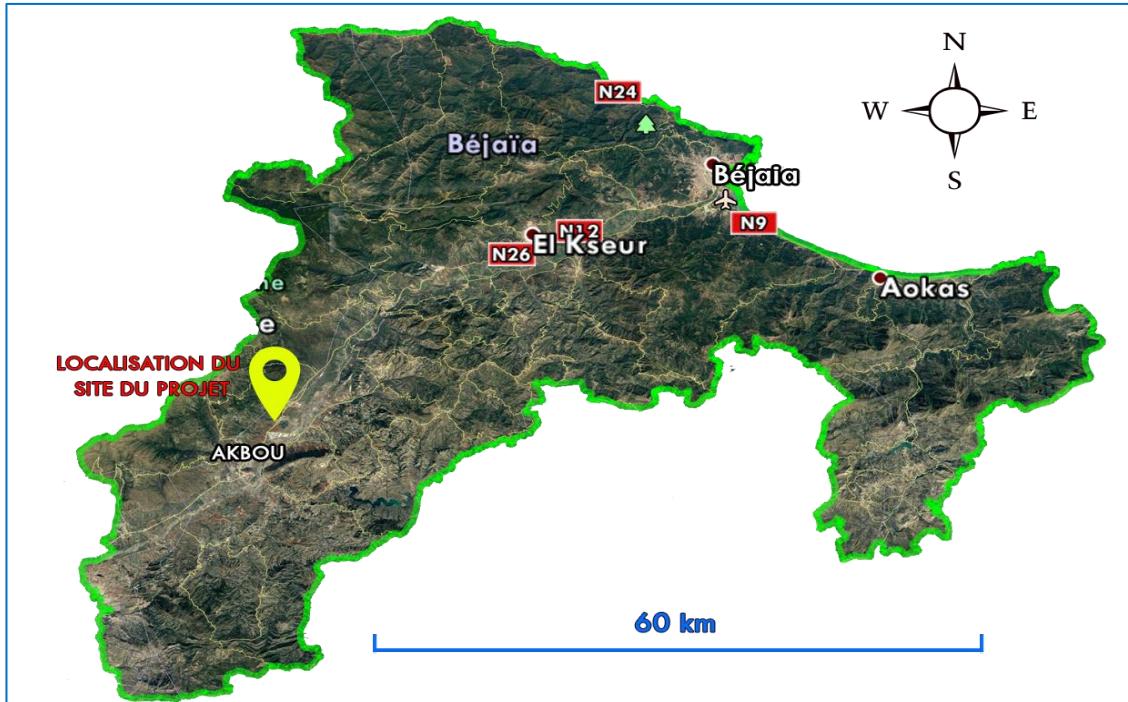


Figure. II. 2: Localisation du site du projet



Figure. II. 3: Localisation du oued MECHAAB

II.1.2 Géomorphologie :

La zone d'étude se caractérise par un terrain accidenté dans lequel s'observent des fluctuations orographiques hétérogènes ; avec un relief à forte pente dont la majorité sont de nature terrain forestière et montagneuse.

La plus haute altitude est de 1529 m tandis que la plus basse est de 140m au niveau de l'exutoire dans l'oued Soummam.

La commune d'Akbou comprend **trois types de relief**:

- **La plaine** : cette zone est localisée au Sud de la commune, perturbée dans sa partie centrale par le piton d'Akbou. Elle est caractérisée par une pente inférieure à 5%.

Le taux d'occupation de cette plaine représente 48% par rapport à la superficie totale de la commune d'Akbou

- **Les piémonts** : présentent la zone intermédiaire entre la plaine et la zone montagneuse. Elle est située le long de la partie centrale de la commune. On distingue deux types de pente dans cette zone

- Bas piémonts : la pente varie entre 5 et 25 %
- Hauts piémonts : la pente varie entre 25 et 45%

Le taux d'occupation de cette zone représente 44% par rapport à la superficie totale de la commune d'Akbou, avec une altitude moyenne comprise entre 200 et 300 m

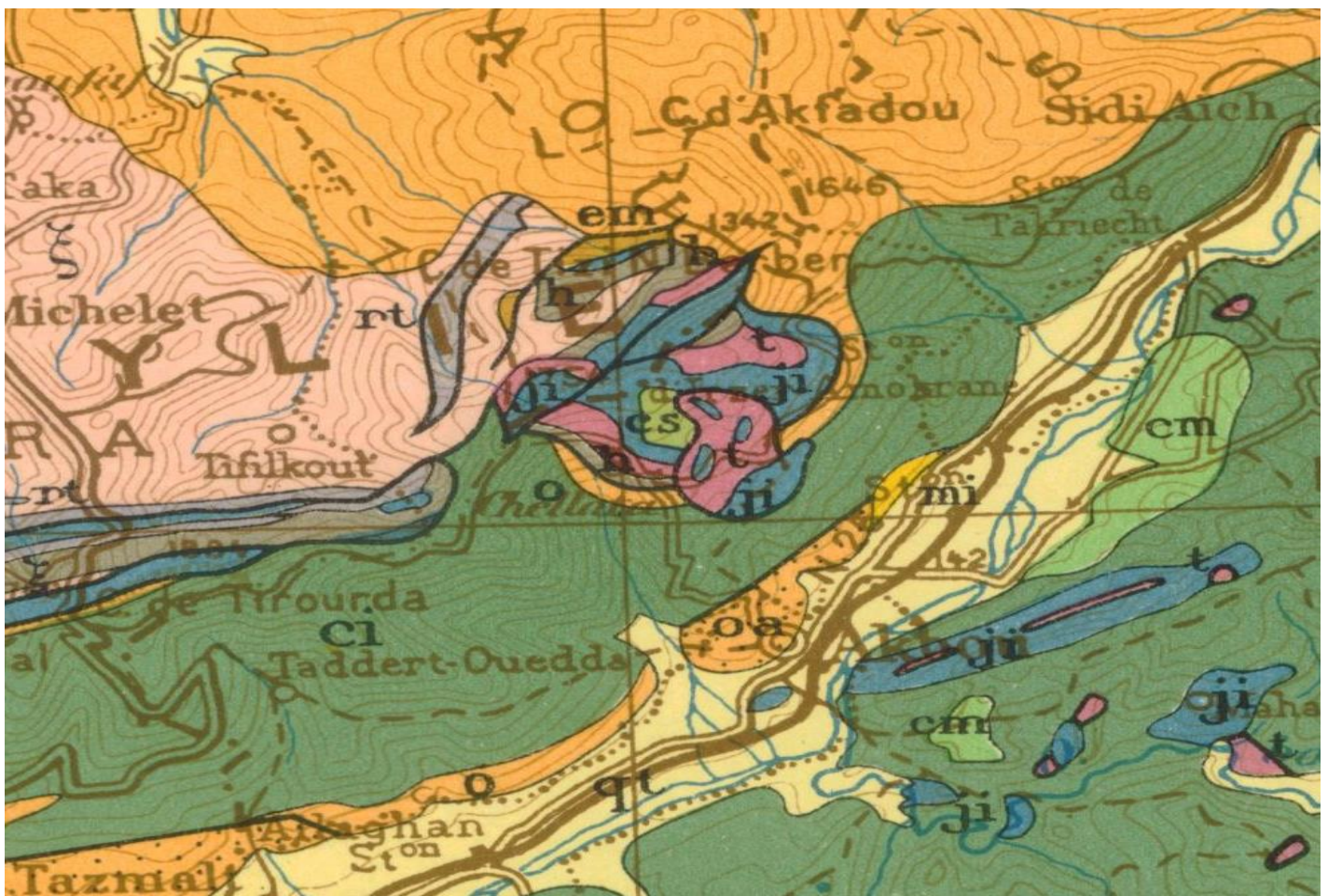
- **La montagne** : elle occupe la partie centrale de la commune d'Akbou, avec une pente qui dépasse 45%

II.1.3 Géologie :

La géologie de la commune d'Akbou est caractérisée par sa diversité stratigraphique à savoir :

- **le quaternaire** : les cônes de déjections des affluents et les alluvions de l'Oued Soummam formant une série de terrasses constituées de galets, graviers, sables et argiles.
- **le miocène post nappe** : une succession de blancs marneux, conglomératiques et gréseux dont l'épaisseur a été estimée à 1000 m environ. Cette série est transgressive, en contact anormal sur le crétacé. Elle affleure en rive gauche de l'Oued Soummam dans la région d'Akbou et d'Azib.
- **les flychs kabyles** : de constitution argileuse et gréseuse qui leur confère une très facile friabilité et donc une mauvaise stabilité :
 - les flychs internes du paléocène ; formés de marnes rouges à microbrèches calcaires, grés glauconieux vert sombre, grés quartzite violacé, conglomérats gréseux et de calcaires. Cette série affleure aux environs de Tifrit ;

- les flyschs externes du crétacé ; allochtones chevauchant l'unité tellienne, il comprend une série renversée allant du crétacé inférieur (l'Albo-Aptien) jusqu'au Crétacé supérieur (Cénomaniens). On les rencontre principalement au Nord d'Akbou.
- **le Jurassique** : constitué de dolomies noires, calcaires dolomitiques, calcaires à débris et calcaires gris-bleu contenant de bancs de Silex à la base. Le passage du jurassique au Crétacé est formé de calcaire gris-brun à lits plus marneux. Il affleure uniquement au niveau du piton d'Akbou
- **L'Unité tellienne du trias** : représentée par faciès gypseux dolomitique rencontré le long des contacts de nappes (Nord d'Akbou), leurs faibles résistances et la possibilité de dissolution du gypse entraîneras la formation de cavernes souterraines vouées à l'effondrement.



- qt Quaternaire continental : alluvions, regs, terrasses
- mi Miocène inférieur marin (Burdigalien)
- oa Aquitaniens continental (pouvant inclure localement la base du Burdigalien)
- o Oligocène marin incluant localement l'Eocène supérieur

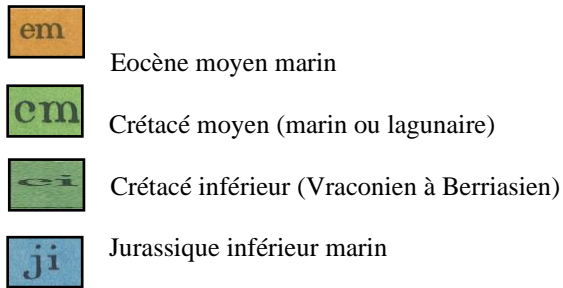


Figure. II. 4: Extrait de la carte géologique de la région d'Akbou au 1/500.000^{ème}

II.1.4 SISMICITE DE LA REGION

En fonction de l'intensité sismique, l'Algérie est découpée en quatre zones sismiques.

- ✓ Zoné 0- Sismicité négligeable
- ✓ Zone I - Faible sismicité
- ✓ Zone II - Moyenne sismicité
- ✓ Zone III - Forte sismicité

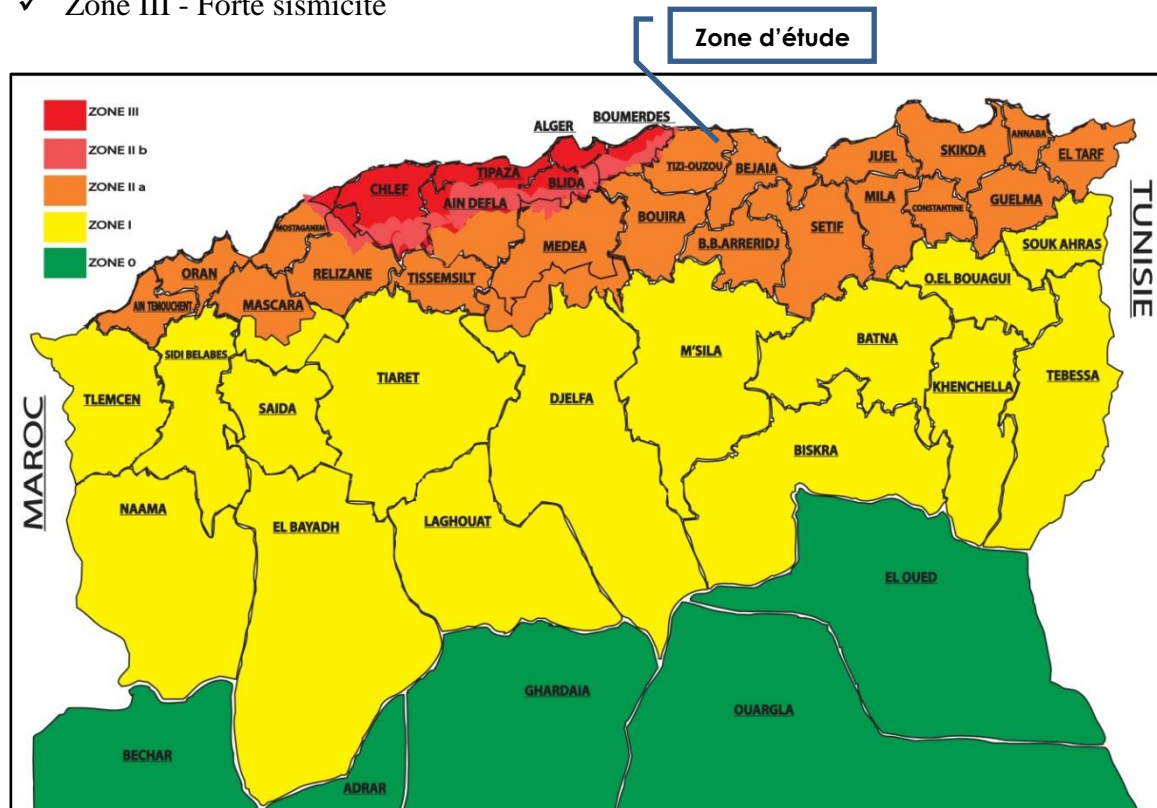


Figure. II. 5: Carte de zonage sismique de territoire nationale selon R.P.A 99 modifié en 2003

Le tableau suivant représente les coefficients d'accélération du séisme selon la zone qu'on doit utiliser dans les différents calculs de toutes sortes d'ouvrages.

Tableau. II. 1:Coefficients d'accélération du séisme.

Groupes	Zone I	Zone II-a	Zone II-b	Zone III	Classification des ouvrages selon leur importance
1A	0.15	0.25	0.30	0.40	Ouvrages d'importance vitale
1B	0.12	0.20	0.25	0.30	Ouvrages de grande importance
2	0.10	0.15	0.20	0.25	Ouvrages courants
3	0.07	0.10	0.14	0.18	Ouvrages de faible importance

Le coefficient d'accélération à adopter pour nos ouvrages correspond à 0,15.

II.1.5 Situation Climatique

II.1.5.1 Climat

Le climat de Akbou est chaud et tempéré. La pluie dans Akbou tombe surtout en hiver, avec relativement peu de pluie en été.

II.1.5.2 Température

Les observations recueillies au niveau de la station de Béjaia(36.7 N, 5.1 E, altitude : 2 m), station qui présente les mêmes caractéristiques climatiques que notre bassin projeté, sur plus de trente années d'observation, nous ont permis de déterminer la température moyenne annuelle de 17.3°C.

A l'échelle saisonnière, les températures varient entre 11°C au mois de janvier et 25°C aux mois de juillet et août, dont les entrées marines envahissent pratiquement l'ensemble de la région en été.

Les températures maximums, minimums et moyennes sont insérées dans le tableau 02 suivant

Tableau. II. 2:Répartition mensuelle de la température (1998-1990)

Mois	S	O	N	D	J	F	M	A	M	J	J	A	Moy
Temp Min (°C)	7,7	7,6	8,5	10,1	13,1	16,6	19,3	20,2	18,5	15	11,2	8,4	12,9
Temp Max (°C)	16,4	16,8	17,7	19,3	22	25,3	28,7	29,3	27,8	24,3	20,3	16,9	22,1
TempMoy (°C)	22,9	19,6	15,5	12,2	11,6	12,0	12,9	14,4	17,3	20,7	24,0	24,6	17,30

II.1.5.3 Précipitations

Afin d'évaluer les intensités de pluie de projet de courtes durées, les stations d'Akbou et de Tifra près de Sidi Aich ont été prises en considération vu leur proximité du site étudié. La station d'Akbou semble sous-estimer le régime pluviométrique du bassin versant étant donné que le site du poste d'observation est localisé sous le vent du relief, ce qui diminue nettement les précipitations presque de moitié par effet de Foehn. Par contre, celle de Tifra est la plus élevée pour mieux représenter le régime

fort des pluies des Monts de Djurdjura, caractéristique de notre bassin. La période d'observation exploitée dans ce contexte pluviométrique a dépassé la normale requise, caractérisant ainsi les précipitations annuelles du bassin, ainsi que les intensités fréquentielles génératrices des crues de projet. La pluie moyenne interannuelle dans le bassin en tenant en compte de la station de Tifra, est estimée à près de **806.30** mm, donnant un léger déficit pluviométrique par rapport à la carte des précipitations, éditée par l'ANRH . Le coefficient de variation des précipitations annuelles a été estimé de l'ordre de **0.392**.

Tableau. II. 3:Répartition mensuelle de la pluie moyenne annuelle (Tifra)

Mois	Sep	Oct	Nov	Déc	Jan	Fév	Mar	Avr	Mai	Juin	Juil	Août	Total
P (mm)	37,0	64,5	84,1	160,7	118,6	99,1	100,3	78,1	41,5	12,9	2,5	6,9	806,3

Source : l'ANRH

II.1.5.4 Humidité relative

Elle représente le rapport entre la pression partielle de la vapeur d'eau dans l'air et la pression de saturation à la même température.

L'humidité présente dans l'atmosphère varie peu dans la région de Béjaia. Les valeurs moyennes fluctuent autour de 75 % et attestent de l'influence du milieu marin (ONM algérienne, 2006).

Tableau. II. 4:Répartition mensuelle de l'humidité relative (Station Bejaia) en 2006

Mois	S	O	N	D	J	F	M	A	M	J	J	A	Ann
Min (%)	15.70	12.60	9.40	7.70	7.40	7.30	8.60	9.50	11.60	14.60	16.70	17.40	11.50
Moy (%)	49.20	47.90	47.10	48.60	50.50	48.10	47.50	47.50	49.20	49.20	50.20	49.20	48.70
Max (%)	73.00	73.00	74.00	76.00	79.00	75.00	73.00	73.00	74.00	73.00	74.00	73.00	74.20

Source :ONM, Bejaia

II.1.5.5 Régime des vents

- Les directions des vents dominants sont : Ouest et Sud-Ouest, Est et Nord-Est avec une vitesse comprise entre 05 et 10 m/s.
- Ils sont importants en hiver avec une vitesse supérieure à 16 m/s.
- Tous les vents dominants en hivers proviennent du côté Est Nord-Est, à la limite de la commune d'Ouzellaguen et celle de Chellata.

Tableau. II. 5:Répartition mensuelle de vitesse du vent (Station Bejaia) de l'année 2006

Mois	S	O	N	D	J	F	M	A	M	J	J	A	Moy
V (m/s)	2.4	2.7	3.08	3.21	2.9	3.1	2.8	3.0	2.6	2.7	2.6	2.67	2.83

Source :ONM, Bejaia

II.1.5.6 Evapotranspiration potentielle

Sur la base des différentes études réalisées dans la région et compte tenu des observations enregistrées dans les côtières algéroises, particulièrement à TiziOuzou et en relief à Bouira, il a été évalué sur une période longue (plus de 30 années), l'évapotranspiration potentielle moyenne interannuelle à près de 1180 mm. Ce chiffre montre notamment à quel point la région est soumise au climat humide. La répartition mensuelle donne plus de 50% de perte d'eau par évaporation sur les quatre mois plus secs de l'année (mai-août).

Tableau. II. 6:Répartition Mensuelle de l'évapotranspiration potentielle en mm en 2006

Mois	Sep	Oct	Nov	Déc	Jan	Fév	Mar	Avr	Mai	Jun	Jul	Aut	Année
BOUIRA	122	76	48	30	31	44	63	90	132	151	178	166	1131
TiziOuzou	124	78	52	37	37	50	77	100	136	156	175	160	1184
Bejaia	128	84	56	43	45	57	87	104	145	159	181	163	1252

1- Type de climat de la zone d'étude

Pour déterminer le type de la zone climatique, on utilise la formule de Martone :

$$I = \frac{P}{T + 10}$$

Où I – indice d'aridité;

P –pluviométrie annuelle, mm

T – température moyenne annuelle de l'air, °C.

$$I = \frac{806.30}{17.30 + 10} = 29,53$$

Les limites des zones climatiques d'après l'indice d'aridité de De Martone sont données dans le tableau 07.

Tableau. II. 7: Valeurs de l'indice d'aridité

Valeur de l'indice d'aridité	Type de climat
$I < 5$	Désertique
$5 < I < 10$	Très sec (aride)
$10 < I < 20$	Sec (semi-aride)
$20 < I < 30$	Relativement humide (subhumide)
$I > 30$	Humide

Donc, d'après la valeur de l'indice d'aridité de de Martonela zone d'étude se trouve dans la zone du climat relativement humide.

Afin de mieux caractériser le climat on a utilisé le climagramme d'EMBERGER, qui permet de définir le quotient pluvio-thermique.

Le Climagramme de L.EMBERGER est un abaque comportant en ordonnées les valeurs de Q^2 données par la relation suivante :

$$Q^2 = \frac{1000.p}{\frac{M+m}{2} \cdot (M-m)} = \frac{2000.p}{M^2 - m^2}$$

Q^2 Quotient pluviométrique d'EMBERGER

P : précipitation moyenne annuel mm

M : Température moyenne maximale du mois la plus chaud en K° (degré kelvin)

m : Température moyenne minimale du mois la plus froid en K°

Pour :

P : 806.30mm

M : 302.3°K m : 280.7°K T : 7.7 °C

$$\text{On aura : } Q^2 = \frac{2 * 1000 * 806.30}{(302.3)^2 - (280.7)^2} = 128.06$$

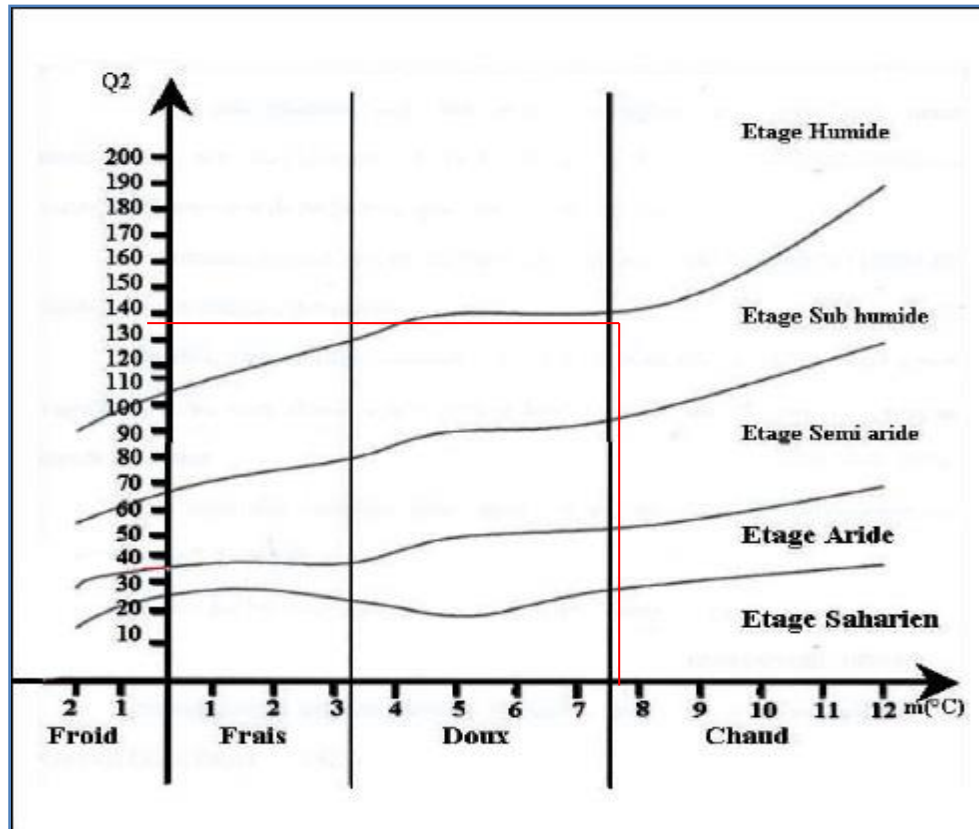


Figure. II. 6: Climagramme d'Emberger de la zone d'étude.

D'après l'abaque d'EMBERGER on remarque que la zone d'étude se situe dans l'étage bioclimatique subhumide avec un l'hiver chaud.

Conclusion

Dans ce chapitre nous avons collecté toutes les données nécessaires concernant la région d'étude (topographie, géologie, climatologie). Ces données nous serviront à mener à bien le présent projet de fin d'étude à savoir :

- La zone d'étude est située dans la partie septentrionale centrale du pays dans la commune d'AKBOU située dans la vallée de la Soummam sur les flancs de la chaîne montagneuse du Djebel Djurdjura.
- Elle constitue le second pôle économique et urbain du chef-lieu de la wilaya de BEJAIA et se situe à 70 km de cette dernière et à environ 200 km de la capitale Alger.
- L'axe de l'oued MECHAAB, objet de la présente étude, se situe à une distance de 4.0km du chef-lieu d'Akbou, et traverse les localités LAAZIB centre et ferme.

- La zone d'étude se caractérise par un terrain accidenté dans lequel s'observent trois types de relief: La plaine, les piémonts, la montagne.
- La géologie de la commune d'Akbou est caractérisée par sa diversité stratigraphique à savoir :
 - **le quaternaire**
 - **le miocène post nappe**
 - **les flychs kabyles**
 - **le Jurassique**
 - **L'unité Tellienne du trias**
- Du point de vue sismique, le coefficient d'accélération à adopter dans le cadre de la présente étude correspond à 0,15.
- Quant à la climatologie, le **climat d'Akbou** est chaud et tempéré. Les précipitations sont abondantes surtout en hiver, avec relativement peu de pluie en été. La température moyenne annuelle est de l'ordre de **17.3°C**.

A l'échelle saisonnière, les températures varient entre 11°C au mois de janvier et 25°C aux mois de juillet et août, dont les entrées marines envahissent pratiquement l'ensemble de la région en été.

La pluie moyenne interannuelle dans le bassin, à la station de Tifra, est estimée à près de **806.30** mm, donnant un léger déficit pluviométrique par rapport à la carte des précipitations, éditée par l'ANRH. Le coefficient de variation des précipitations annuelles a été estimé de l'ordre de **0.392**.

Les valeurs moyennes de l'humidité dans la région de Béjaia fluctuent autour de 75 % et attestent de l'influence marine (ONM, 2006).

Les directions des vents dominants sont : Ouest et Sud-Ouest, Est et Nord-Est avec une vitesse comprise entre 05 et 10 m/s.

L'évapotranspiration potentielle moyenne interannuelle a été évaluée à près de 1180 mm. Ce chiffre montre notamment à quel point la région est soumise au climat humide. La répartition mensuelle donne plus de 50% de perte d'eau par évaporation sur les quatre mois plus secs de l'année (mai-août). 30 années

Enfin l'abaque d'EMBERGER révèle que la zone d'étude se situe dans l'étage bioclimatique subhumide avec un hiver chaud.

A la lumière de toutes ces informations recueillies et calculées nous aborderons les chapitres suivants

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 villes 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.

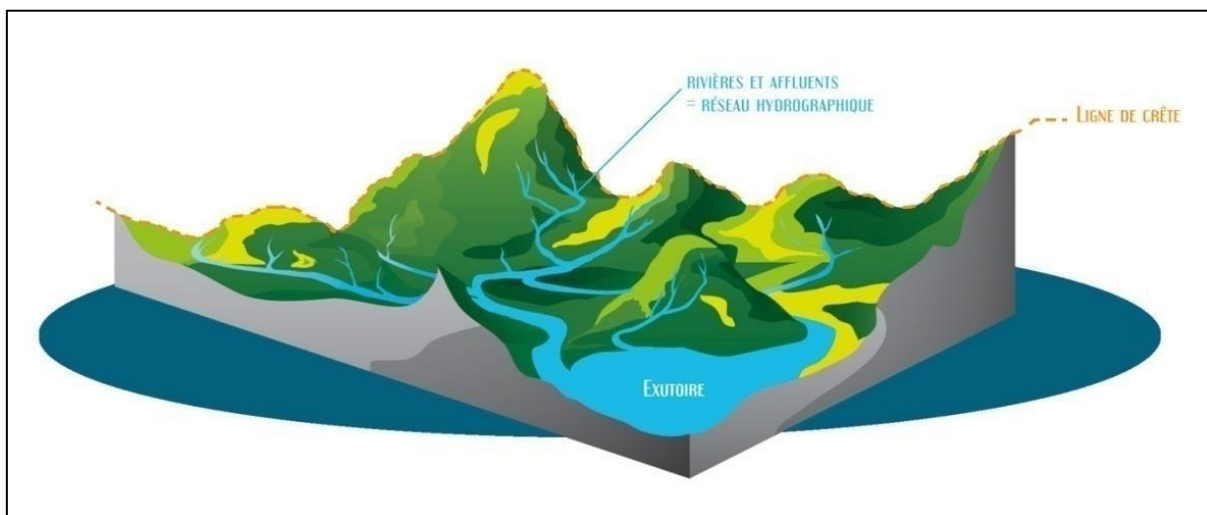


Figure III. 1 : Délimitation d'un bassin versant (Wikipédia).

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_{cqui} , 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

penne 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.

Caractéristiques géographiques du bassin versa

Les coordonnées UTM (Zone 31) de l'exutoire sont les suivantes :

X (m)	Y (m)	Z (m, NGA)
642025.18	4039707.54	140.00

III.1.1.3 Les caractéristiques géométriques

Ce travail a été élaboré sur la carte d'Etat-major Akbou-Ouest et Sidi Aich-Ouest à l'échelle 1/25.000ème.

❖ Surface du bassin versant:

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 km².

$$S = 15.7 \text{ km}^2$$

❖ Périmètre du bassin versant:

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.

$$P = 22.7 \text{ km}$$

❖ Longueur du talweg principal:

C'est le talweg le plus long

❖ Indice de compacité (GRAVELIUS) :

Cet indice caractérise la forme du bassin versant (allongé ou ramassé).

P: périmètre du bassin versant.

S: surface du bassin versant.

$$K_C = 0.28 \frac{P}{\sqrt{S}} \dots\dots\dots (III-1)$$

❖ Coefficient d'allongement :

Ce coefficient est obtenu par la relation : $Ca = L^2 / S \dots\dots\dots (III-2)$

L : la longueur du talweg principal

S : la superficie du bassin versant.

Tableau III. 1 : caractéristiques du bassin versant

	S (km ²)	P (km)	L _{cp} (km)	K _C	Ca	Type de bassin
BVMechaab	15.70	22.70	11.30	1.60	8.13	Allongé

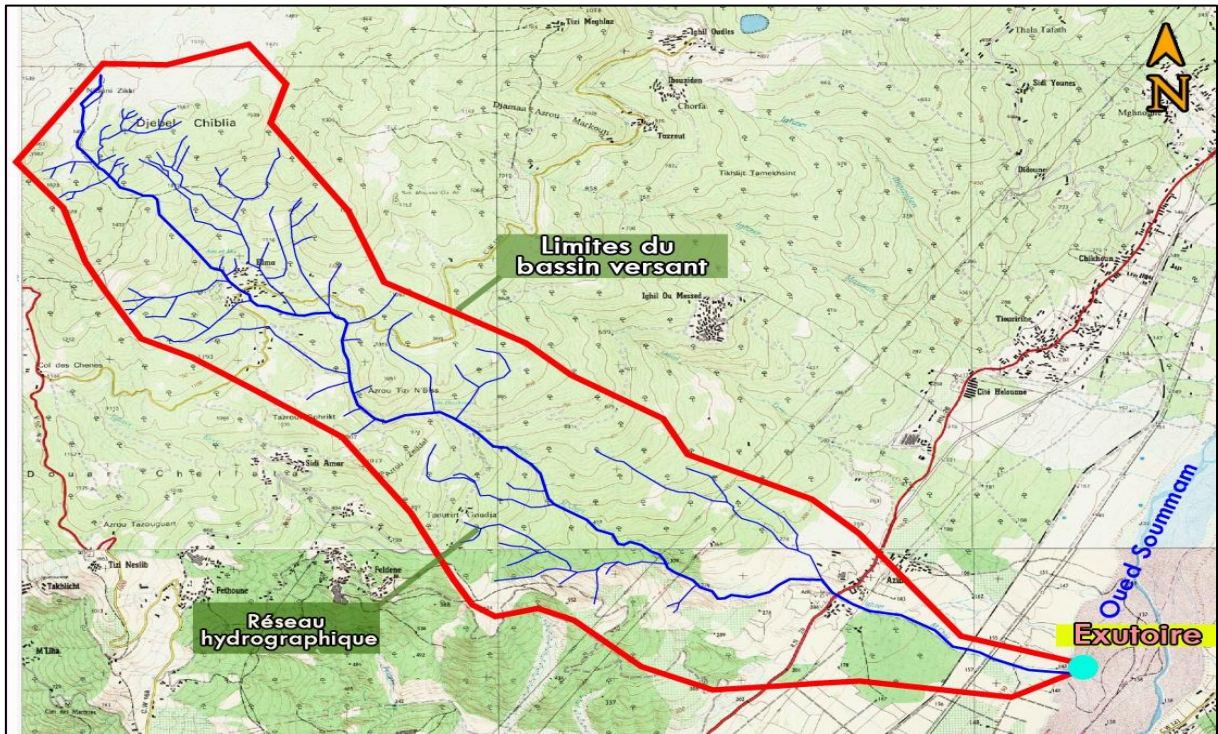


Figure III. 2 : Délimitation du bassin versant Mechaab

❖ **Rectangle équivalent:**

C'est la transformation du bassin versant en un rectangle de longueur L et de largeur l en gardant la même surface, ceci permet la comparaison entre les bassins versant du point de vue influence de la forme sur l'écoulement. Ainsi que ces deux paramètres rentrent dans des formules par la suite.

La longueur est donnée par la formule

$$L = K_c \frac{\sqrt{S}}{1.128} \left[\sqrt{1 - \left(\frac{1.128}{K_c} \right)^2} + 1 \right] \dots\dots\dots (III-3)$$

La largeur est donnée par la formule: $l = \frac{P}{2} - L \dots\dots\dots (III-4)$

	S (km ²)	P (km)	L _{cp} (km)	K _C	Ca	Rectangle équivalent	
						L (km)	l (km)
BV MECHAAB	15.70	22.70	11.30	1.60	8.13	9.74	1.61

❖ **Hypsométrie du bassin versant:**

A partir du tableau, le pourcentage des aires partielles est déterminé et la courbe hypsométrique est tracée sur laquelle l'altitude médiane est lue.

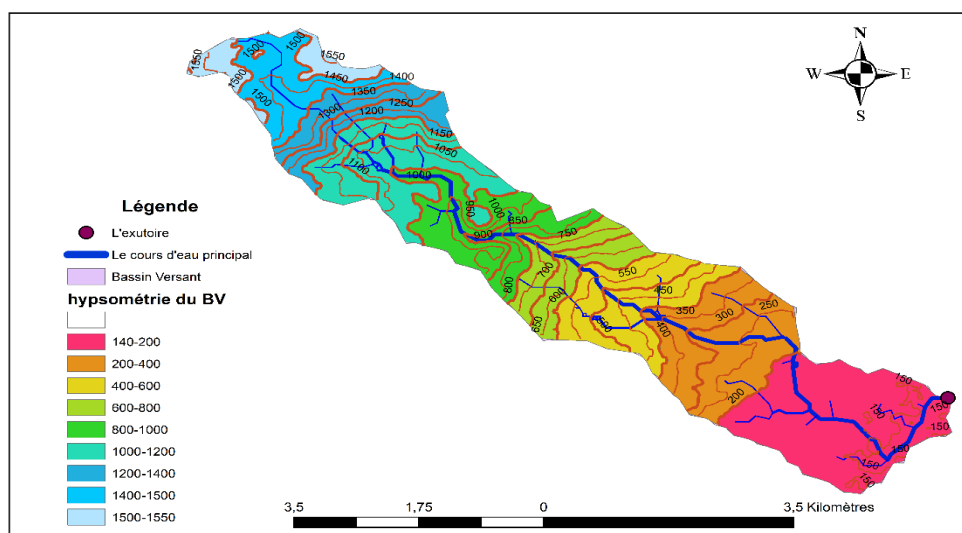


Figure III. 3 : Carte hypsométrique d'Oued Mechaab

Tableau III. 2 : Coordonnées de la courbe hypsométrique BASSIN MECHAAB

BASSIN VERSANT MECHAAB					
Altitude (H_i)	Altitude moyen	Surfaces partielles (S)	Surfaces partielles (S)	Surfaces cumulées	Surfaces cumulées
(m)	(m)	(km^2)	(%)	(km^2)	(%)
1529-1500	1514.50	0.80	5.10	0.80	5.10
1500-1400	1450	1.46	9.30	2.26	14.39
1400-1300	1350	0.58	3.69	2.84	18.09
1300-1200	1250	0.65	4.14	3.49	22.23
1200-1100	1150	0.88	5.61	4.37	27.83
1100-1000	1050	1.57	10.00	5.94	37.83
1000-900	950	1.35	8.60	7.29	46.43
900-800	850	0.76	4.84	8.05	51.27
800-700	750	0.72	4.59	8.77	55.86
700-600	650	0.89	5.67	9.66	61.53
600-500	550	1.08	6.88	10.74	68.41
500-400	450	1.04	6.62	11.78	75.03
400-300	350	1.09	6.94	12.87	81.97
300-200	250	1.55	9.87	14.42	91.85
200-140	170	1.28	8.15	15.70	100.00

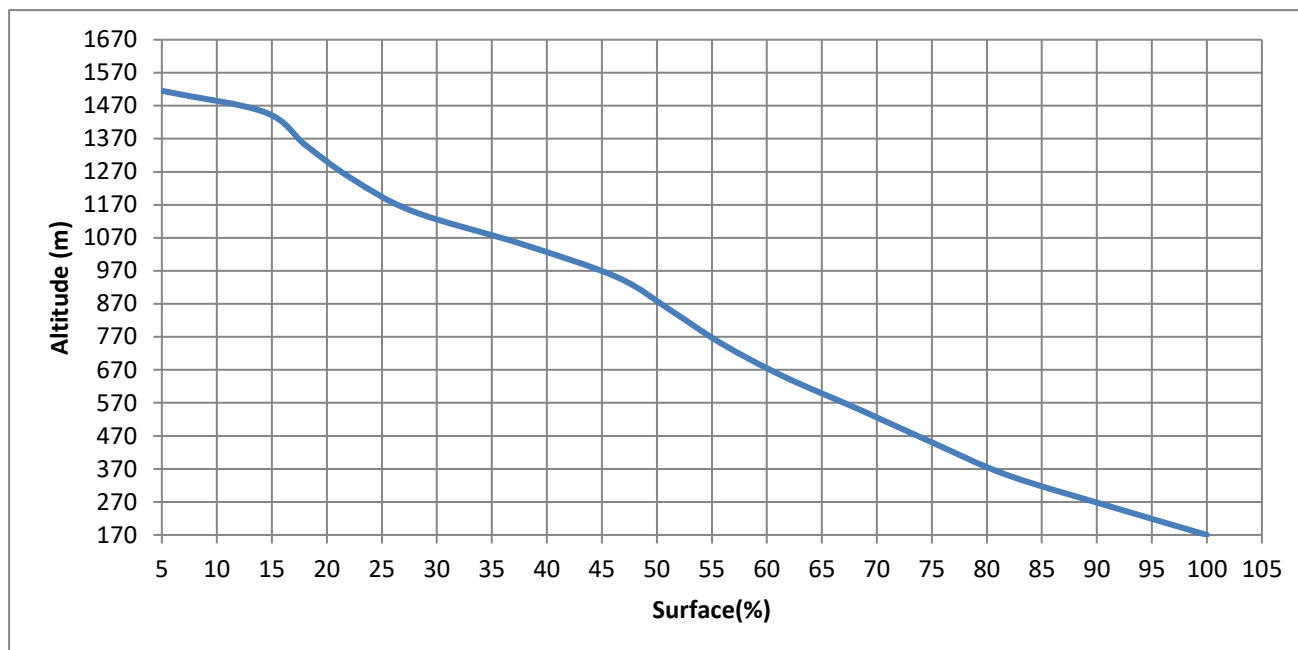


Figure III. 4 : Courbe hypsométrique du BV-MECHAAB

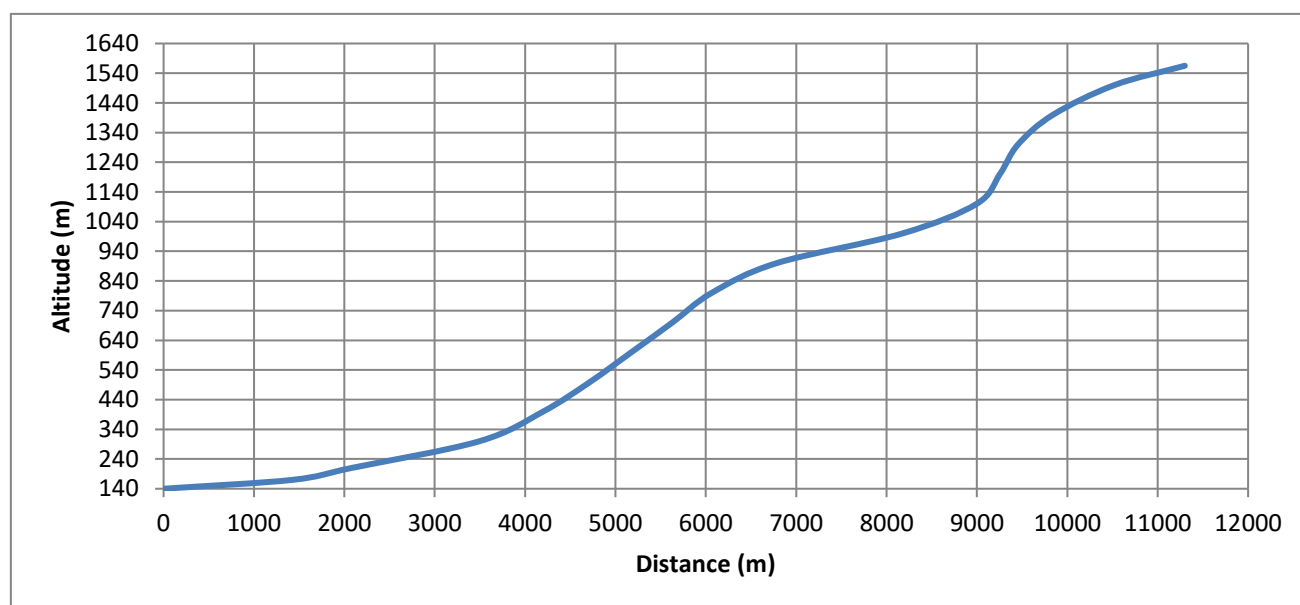


Figure III. 5 : Profil en long du cours d'eau principal-Mechaab

❖ **Altitude médiane :**

L'altitude médiane est H_{med} est lue sur la courbe hypsométrique

❖ **Altitude moyenne :**

$$H_{moy} = \frac{\sum S_i H_i}{\bar{S}} \dots\dots\dots (III-5)$$

S_i : surface partielle entre deux courbes de niveaux (Km^2)

H_i : altitude moyenne entre deux courbes de niveaux successives (m)

\bar{S} : Superficie du bassin versant (Km^2)

L'altitude maximale et minimale: Lues sur la carte topographique.

	H _{med} (m)	H _{moy} (m)	Hmax (m NGA)	Hmin (m NGA)
BVMechaab	880.00	807.66	1529	140

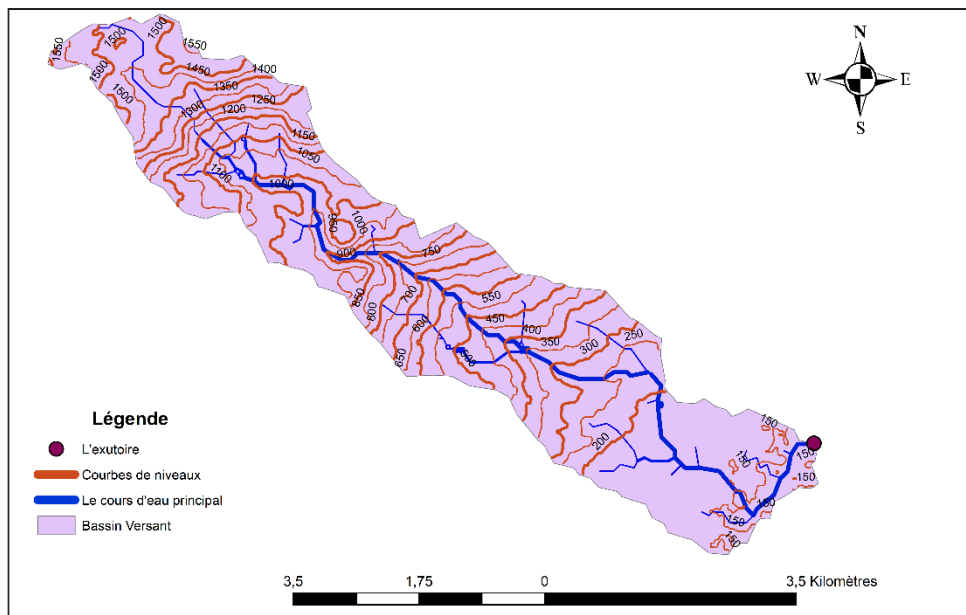


Figure III. 6 : Les altitudes de notre bassin versant.

❖ **Indice de pente globale:**

Cet indice est déterminé par la formule suivante:

$$I_g = \frac{D}{L} \dots\dots\dots (III-6)$$

Avec: $D = H_{5\%} - H_{95\%}$

L: la longueur du rectangle équivalent.

	H _{5%} = (m)	H _{95%} = (m)	D (m)	I _g m/Km
BVMechaab	1514	220	1294	132.85

Indice de pente moyenne Ipm :

L'indice de pente moyenne est le rapport entre la dénivelée et la longueur de rectangle

équivalent. $I_{pm} = \frac{\Delta}{L} = \frac{H_{max} - H_{min}}{L} \dots\dots\dots (III-7)$

	Hmax (m)	Hmin (m)	L (m)	Ipm (%)
BVMechaab	1529	140	9740	14,26

❖ **Indice de pente ROCHE Ip :**

Ip est la moyenne de la racine carrée des pentes mesurées sur le rectangle équivalent, et pondérées par les surfaces comprises entre 2 courbes de niveau Hi est Hi-1. Il est donné par la formule suivante :

$$I_p = \frac{1}{\sqrt{L}} \sum_i^n \sqrt{S_i \cdot (H_i - H_{i-1})} \dots\dots\dots (III-8)$$

L : longueur de rectangle équivalent (m)

Si : surface partielle (%) comprise entre 2 courbes de niveau consécutives Hi et Hi+1

	L (m)	Ip (%)
BVMechaab	9740	3.71

❖ **Dénivelée spécifique :**

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

Elle est donnée par la formule :

$$Ds = I_g \sqrt{S} \dots\dots\dots (III-9)$$

Classification O.R.S.T.O.M (type de relief)

	Relief	Ds (m)
1	Trèsfaible	<10
2	Faible	25
3	Assezfaible	50
4	Modéré	100
5	Assezmodéré	250
6	Fort	500
7	Très fort	>500

	S (km ²)	I _g m/Km	D _s (m)	Relief
BVMechaab	15.70	132.85	526.40	Très fort

❖ **Pente moyenne du bassin versant :**

$$I_{moy} = \frac{\Delta H(0.5L_1 + L_2 + L_3 + \dots + 0.5L_n)}{S} \dots\dots\dots (III-10)$$

ΔH : Dénivelée entre deux courbes de niveaux successives

$L_1L_2\dots L_n$: les longueurs des courbes de niveaux (Km).

S: superficie du bassin versant (Km²).

	S (km ²)	$I_{moy}(\%)$
BVMechaab	15.70	25.40

III.1.1.4 Caractéristiques hydrographiques

❖ **Le réseau hydrographique :**

La restitution du réseau hydrographique est faite sur les cartes d'état-major (Akbou-Ouest et Sidi Aich-Ouest) pour la détermination de l'altitude moyenne.

Pour procéder au calcul de la densité de drainage, il faut classer les cours d'eau, il existe plusieurs classifications dont la plus courante est la classification de SCHUM.

Dans cette classification de SCHUM est considéré « ordre(x+1) tout tronçon de rivière formé par la réunion de 02 cours d'eau d'ordre (x) ».

❖ **Densité de drainage:**

C'est la longueur totale de tous les talwegs du bassin.

$$D_d = \frac{\sum L_i}{S} \dots\dots\dots (III-11)$$

$\sum L_i$: longueur total des talwegs d'ordre i en (Km)

S:surface du bassin versant en (Km²).

Pour procéder à ce calcul, il faut classer les cours d'eau en utilisant la méthode de Schum.

	S (km ²)	$\sum L_i(km)$	$D_d(km/km^2)$
BVMechaab	15.70	29.30	1.87

❖ **Coefficient de torrentialité :**

Le coefficient de torrentialité C_t est calculé par l'expression suivante:

$$C_t = D_d \cdot F_1 \dots\dots\dots (III-12)$$

F_1 : le rapport entre le nombre des talwegs d'ordre 1 et la surface globale du bassin versant :

$$F_1 = \frac{N_1}{S} \dots\dots\dots(III-13)$$

	S (km ²)	N ₁	F ₁	D _d (km/km ²)	C _t (km ⁻³)
BVMechaab	15.70	42	2.67	1.87	4.99

❖ **Longueur moyenne des versants:**

$$L_i = \frac{L}{2D_d} \dots\dots\dots (III-14)$$

D_d:densité de drainage en (km/km²).

L:longueur du rectangle équivalent en (km).

	L(km)	D _d (km/km ²)	L _i (km)
BVMechaab	9.74	1.87	2.60

❖ **Temps de concentration :**

Une fois connue la zone **d’où** proviennent les eaux de ruissellement, il reste à définir la façon dont ce bassin versant réagit à une pluie. Il importe en particulier de savoir au bout de quelle durée de pluie les eaux provenant de la totalité du bassin versant, atteignant l’exutoire, donnant ainsi le débit maximum. On peut estimer que le débit de la crue est atteint lorsque le temps de concentration est atteint, et ceci par plusieurs formules empiriques tels :

a. Formule de KIRPICH:

$$T_C = 0.0195.(1000.L_p)^{0.77} / (i^{0.385} .60) \dots\dots\dots (III-17)$$

i : Pente moyenne du cours d’eau principal (m/m).

L_p : longueur du talweg principal en (Km).

b. Formule de CALIFORNIA :

$$T_C = \left(\frac{0.87L^3}{H_{max} - H_{min}} \right)^{0.386} \dots\dots\dots (III-18)$$

c. Formule de TURRAZA

$$T_C = 0,108 \frac{\sqrt[3]{S.L_p}}{\sqrt{I}}$$

Avec : T_C: Temps de concentration (h).

S: Superficie du bassin versant (Km²).

L_p: Longueur du talweg principal (Km).

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

Où :

$$I = \frac{H_{MAX} - H_{MIN}}{L_p}$$

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

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

d. Formule de TEMEZ

$$T_c = 0,3 \left[\frac{L}{I^{1/4}} \right]^{0,76}$$

Avec : I : Pente moyenne du talweg principal (cours d'eau) (m/m).

L : Longueur du talweg principal (Km).

e. Formule de PASSINI

$$T_c = 4 \left[\frac{(SL)^{1/3}}{I^{1/2}} \right]^{0,75}$$

Avec :

I : Pente moyenne du talweg principal (cours d'eau) (%).

L : Longueur du talweg principal (Km).

S : Surface du bassin versant (Km²).

f. Formule de SOGREAH (ANRH)

Une formule a été développée par SOGREAH à la demande de l'ANRH, en 1986/89 elle est recommandée pour les petits bassins versants de l'Algérie, et s'écrit comme suit :

$$T_c = 3 \left[(S \times L_{cp}) / (10 \times I)^{3/2} \right]^{0,25}$$

Où:

T_c : temps de concentration, en h ;

S : superficie du bassin versant, en km²;

L_{cp} : longueur du talweg principal, en km ;

I : pente du cours d'eau principal, en %.

g. Formule de VENTURA

$$T_c = 0.1272 \times (S/i)^{0.5}$$

Où:

T_c : temps de concentration, en h ;
 S : superficie du bassin versant, en km^2 ;
 i : pente du cours d'eau principal, en m/m ;

Tableau III. 3 : Récapitulatif du temps de concentration.

Formules	BV MECHAAB
	KIRPICH
CALIFORNIA	0.96
TEMEZ	2.82
PASSINI	5.70
TURRAZA	1.73
ANRH	1.82
VENTURA	1.44
Moyenne	2.20

Commentaire :

D'après ces résultats, on voit bien que cinq méthodes nous donnent des résultats extrêmes (TEMEZ, PASSINI, KIRPICH, CALIFORNIA), tandis que les résultats des autres méthodes (TURRAZA, ANRH et VENTURA) donnent des valeurs moyennes. On prend la valeur obtenue par celle de VENTURA.

❖ *moyenne de ruissellement :*

Cette vitesse est donnée par la formule suivante :

$$V_R = \frac{L_p}{T_c} \dots\dots\dots (III-19)$$

L_p : longueur du talweg principal.

T_c : temps de concentration.

	$L_p(km)$	$T_c(h)$	$V_r (km/h)$
BVMechaab	11.30	1.44	7.85

Tableau III. 4 : Caractéristiques hydro-morphométriques du bassin versant

DESIGNATION		SYMBOLE	UNITES	BV MECHAAB
Superficie		S	km ²	15.70
Périmètre		P	km	22.70
Longueur du thalweg principal		L _p	km	11.30
Indice de compacité		K _c	-	1.60
Coefficient d'allongement		Ca	-	8.13
Rectangle équivalent	Longueur	L _r	km	9.74
	Largeur	l _r	Km	1.61
Altitudes	Maximale	H _{max}	m	1529
	Moyenne	H _{moy}	m	807.66
	Médiane	H _{med}	m	880
	Minimale	H _{min}	m	140
Pente moyenne de B.V		I _{moy}	%	25.40
Indice de pente globale		I _g	m/km	132.85
Indice de pente moyenne		I _{pm}	%	14, 26
Indice de pente ROCHE		I _p	%	3.71
Dénivelée spécifique		D _s	m	526.40
Densité de drainage		D _d	km/km ²	1.87
Coefficient de torrentialité		C _t	km ⁻³	4.99
Longueur moyenne des versants		L _i	km	2.60
Temps de concentration		T _c	h	1.44
Vitesse de ruissellement		V _r	Km/h	7.85

III.2 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.

Le bassin d'Oueds Mechaab ne dispose d'aucune mesure pluviométrique, nous utilisons les données disponibles de la station de Tifra (15-10-07), station la plus représentative des deux bassins. La série de données observées en cette station est de 88 années (1922 à 2009).

Mais cette série présente des années lacunaires, nous adoptons pour une série de données de 42 années d'observation (1968 à 2009) car cette période contient seulement quelques lacunes qui seront comblées par les moyennes toute en évitant tout problème de complements des grands intervalles de lacunes.

La série que nous venons d'adopter pour notre travail est de 42 années d'observation et présente une pluie moyenne annuelle de 806.30mm, une valeur près de celle lue sur la carte pluviométrique de l'ANRH qui est de 700 et 900mm.

Les séries pluviométriques sont données en annexe 1.

Tableau III. 5 : Aperçu sur les autres stations

Nom de la station	Code	X °	Y °	Z(m)	Données disponibles	Pluie moyenne annuelle (mm)
Sidi Aich	15 10 01	4.68	36.61	196	1954-1992 Avec 3 années de lacunes	595
Akbou	15 10 02	4.53	36.46	240	Station en arrêt	481
Seddouk	15 10 06	4.67	36.54	370	1968-2009	520
Tifra	15 10 07	4.70	36.67	450	1922-2009	891
Ighil Ali	15 05 03	4.47	36.34	650	1968-2009	467

III.2.1 Homogénéisation des données :

Test d'homogénéité de la série des pluies moyennes annuelles

Pour cela on utilise le test de Wilcoxon qui est le plus puissant des tests non paramétriques, soient deux variables aléatoires Y et X, représentent respectivement 2 séries de précipitations annuelles de tailles N_1 et N_2 ($N_2 > N_1$).

Note : les résultats de calcul sont donnés en Annexe2

$$W_y = \sum \text{rangs} = 449 \text{ et } W_{\min} = \frac{(N_1 + N_2 + 1)N_1}{2} - Z_{1-\alpha/2} \sqrt{\frac{N_1 N_2 (N_1 + N_2 + 1)}{12}} = 352.17$$

sachant que $Z_{1-\alpha/2} = 1.96$ pour un niveau de signification $\alpha = 5\%$

$$W_{\max} = (N_1 + N_2 + 1) * N_1 - W_{\min} = 507.83$$

On vérifie l'inégalité : $W_{\min} < \sum \text{rangs} < W_{\max}$, $352.17 < 449 < 507.83$

Donc notre série est homogène.

III.3 Etude des précipitations

III.3.1 Ajustement des pluies maximales journalière

Tableau III. 6 : Paramètres statistiques des précipitations annuelles de l'échantillon.

Nombre d'observations	42 ans
Moyenne des Pmax j en (mm)	71.32
Ecart-type (σ_x)	27.80
Coefficient de variation (Cv)	0.39
Coefficient d'asymétrie (Cs)	0.882
L'exposant climatique (b)	0,35

III.3.1.1 Ajustement à la loi de GUMBEL :

La distribution GEV se réduit à la distribution Gumbel lorsque $k=0$, dont on se sert également beaucoup. Elle a été conçue de façon à décrire les valeurs extrêmes d'un ensemble

d'échantillons d'une population donnée telles les précipitations. La fonction de distribution de probabilités est : $F(x) = e^{-e^{-\frac{x-x_0}{a}}}$

avec : $y = \frac{x-x_0}{a}$ et $y = -\ln(-\ln(F(x)))$.

D'où La droite de Gumbel est donnée par la formule $x = \frac{1}{a} * y + x_0$

La droite de GUMBEL est donnée par la figure suivante.

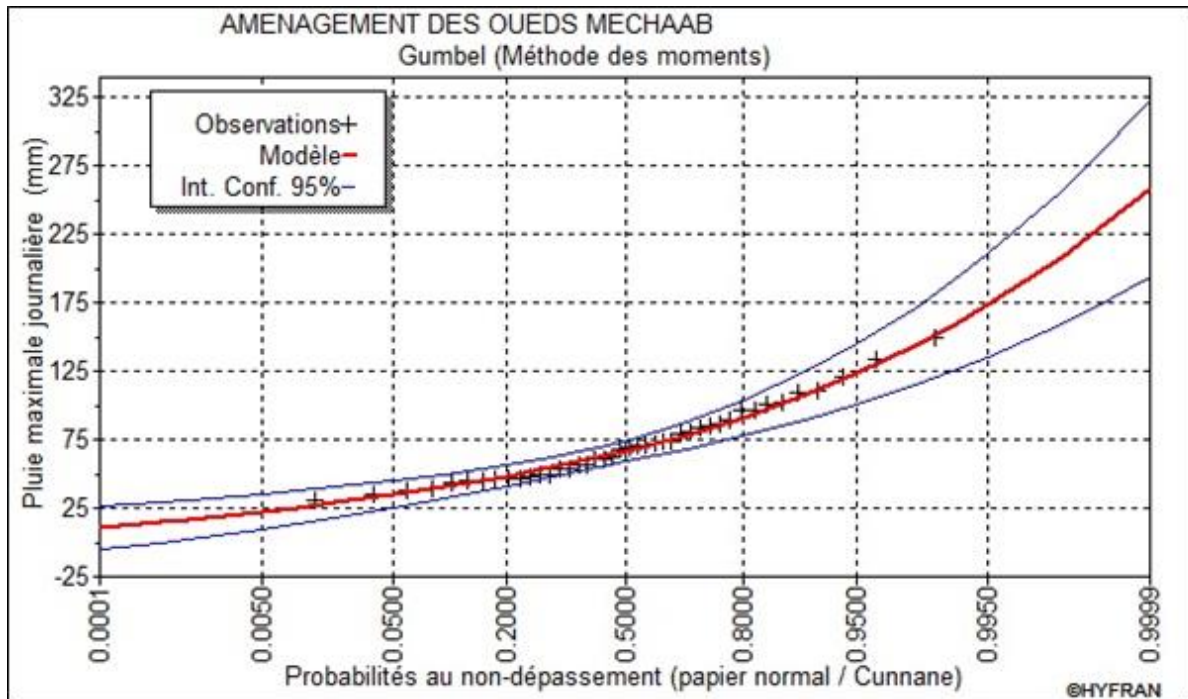


Figure III. 7 : Représentation graphique de l'ajustement à la loi de Gumbel.

Les résultats de calcul des fréquences expérimentales et des valeurs théoriques sont présentés dans le tableau 07.

Tableau III. 7 : Les quantiles pour différentes périodes de retour

Période de retour T (ans)	Probabilité (q)	Précipitation (mm)	Intervalle de confiances
			95 %
1000	0.999	208	160 - 257
200	0.995	174	136 - 211
100	0.990	158	126 - 191
50	0.980	143	115 - 172
20	0.950	123	101 - 145
10	0.9000	108	90 - 125
5	0.8000	91.3	78.3 - 104
2	0.5000	66.8	59 - 74.5

III.3.1.2 Ajustement à la loi log normale

Cette distribution découle d'une modification apportée à la distribution normale afin d'étudier le logarithme de la variable aléatoire X . On requiert une telle procédure lorsque la variable aléatoire à l'étude s'étend sur plusieurs ordres de grandeur. Par rapport à la distribution normale, cette dernière a l'avantage d'être bornée ($X > 0$) et de réduire l'asymétrie de la variable X . Cette loi d'ajustement impose une limite inférieure x (ce calcul par une formule) à X , ce qui permettra de pallier le problème de la distribution non normale due au logarithme d'une variable. La fonction de densité de probabilité s'écrit :

$$f_y(x) = \frac{1}{x\sqrt{2\pi\sigma_y^2}} \exp \left[-\frac{1}{2} \left(\frac{\ln(X - \xi) - \mu_y}{\sigma_y} \right)^2 \right]$$

et le quantile se calcul en appliquant : $x_p = \xi + \exp [\mu_y + \sigma_y u(p)]$

Les résultats de calcul sont représentés dans le tableau 8 ainsi que le graphique est donné par la figure 6.

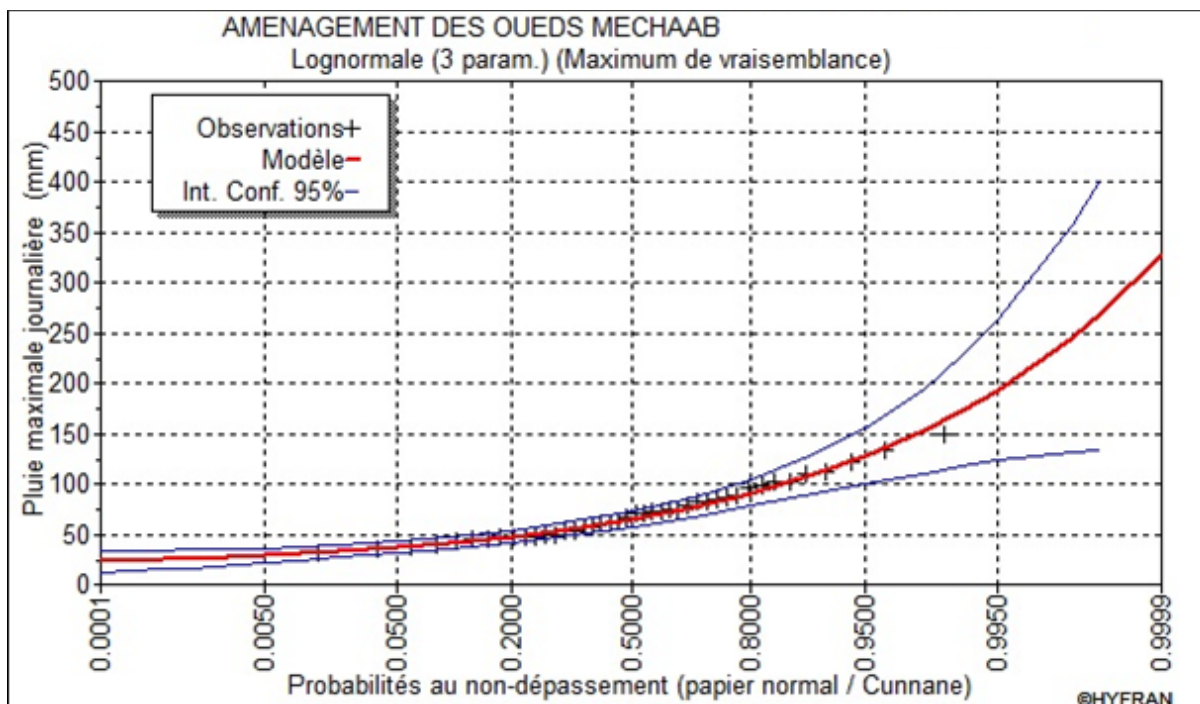


Figure III. 8 : Représentation graphique de l'ajustement à la loi de Galton.

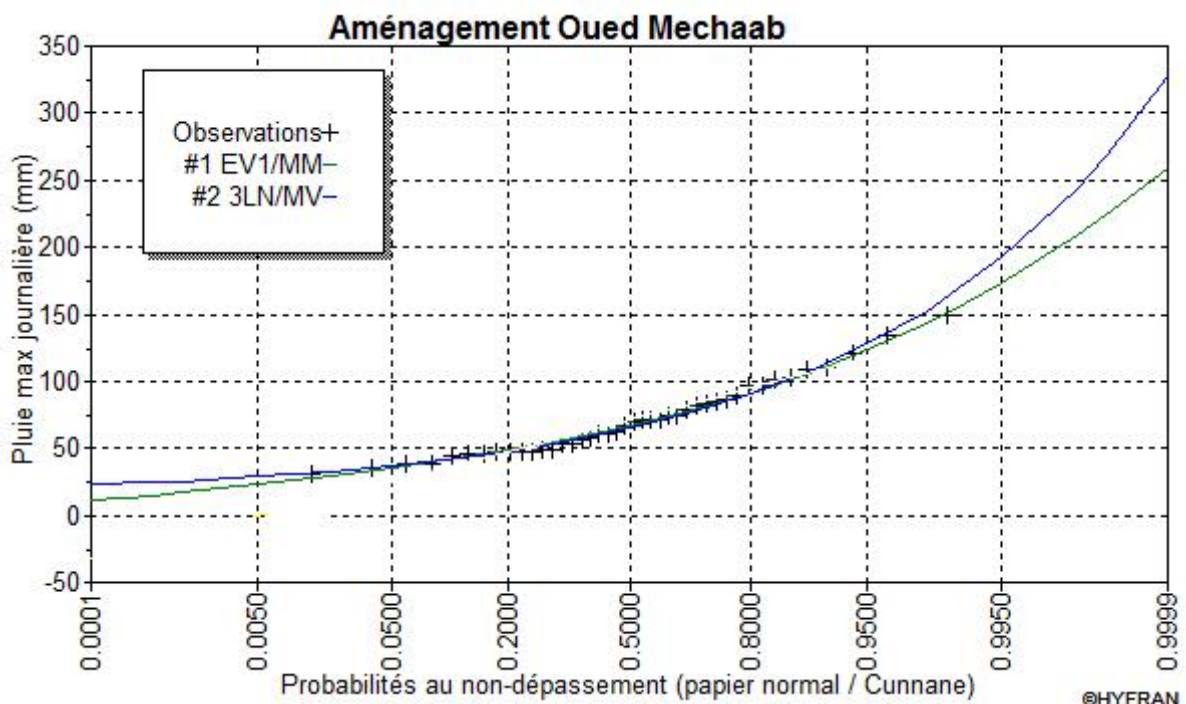
Tableau III. 8 : Les quantiles pour différentes périodes de retour

Période de retour T (ans)	Probabilité (q)	Précipitation (mm)	Intervalle de confiances
			95 %
1000	0.999	244	131 - 357
200	0.995	193	123 - 263
100	0.990	173	117 - 228
50	0.980	153	111 - 195
20	0.950	128	99.8 - 156
10	0.9000	109	89.8 - 129
5	0.8000	90.9	77.7 - 104
2	0.5000	65.1	57.7-73.1

Inspection visuelle de la distribution :

Cette procédure permet dans ce cas, de vérifier la qualité de l'ajustement des fonctions. Notons qu'une estimation juste des valeurs extrêmes demande un bon ajustement de la partie supérieure du graphique, qui correspond aux probabilités cumulées élevées.

On voit bien que la distribution Gumbel est la plus adaptée à l'échantillon. La loi Log normal est moins adaptée.

**Figure III. 9 :** Représentation graphique de l'ajustement des deux lois

Interprétation : Dans la figure (III.8), on remarque que l'ajustement issu de la loi Gumbel est le meilleur, du moment que la position des données expérimentales sont plus proches de la courbe théorique et ça sa confirme la remarque précédente, donc on opte pour cette loi.

Test d'adéquation

Tableau III. 9 : Utilisant le logiciel de calcul HYFRAN pour le test Khi-deux

	Log-Normal	Gumbel
Hypothèses		
H ₀ : L'échantillon provient d'une loi Gamma inverse H ₁ : L'échantillon ne provient pas d'une loi Gamma inverse		
Résultats		
Résultat de la statistique : X ²	4.84	5.24
p-value	0.3454	0.3875
Degrés de liberté	4	5
Nombre de classes	8	8
Nous pouvons accepter H ₀ au niveau de signification de 5% ?	accepter	Accepter

Constatations :

- La loi de Gumbel, convient à la distribution de la valeur maximale d'un échantillon de valeurs. Le maximum annuel d'une variable étant considéré comme le maximum de 365 valeurs journalières. Cette loi doit être capable de décrire les séries de maxima annuels. Il est à remarquer que plus le nombre de paramètres d'une loi est grand plus l'incertitude dans l'estimation est importante. Puisque la loi de Gumbel présente deux paramètres donc les résultats favorables des tests d'adéquation vont permettre à cette loi de sortir gagnante de la compétition du choix du modèle adéquat d'ajustement.

III.3.2 Pluies de courtes durées et leur intensité de différentes fréquences

Le calcul des pluies de courtes durées pour différentes fréquences a été effectué à l'aide de la relation de Body exprimée par:

$$P_{tc} = P_{maxj} \left(\frac{t}{24} \right)^b \dots\dots\dots (08)$$

P_{tc}: pluies de courte durée (mm) de fréquence égale à celle de *P_{maxj}*.

P_{maxj}: pluies maximales fréquentielles.

t: temps en heure.

b: exposant climatique (*b* = 0,35).

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

$$I_t = \frac{P_{ct}}{t} \dots\dots\dots (09)$$

Note : Les résultats de calcul sont donnés dans l'Annexe 3.

Les graphiques de pluies courtes durées et l'intensité-durée-fréquence (IDF) sont donnés comme suit :

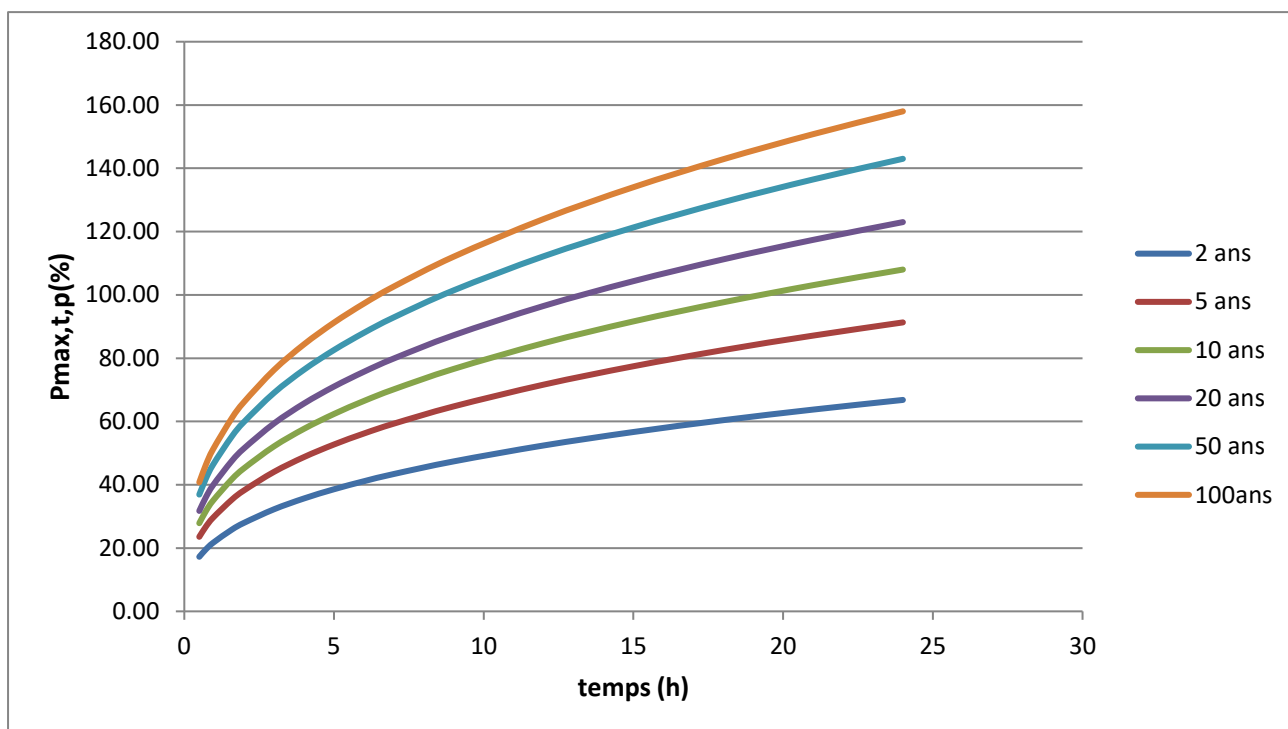


Figure III. 10 : Pluies de Courtes durées

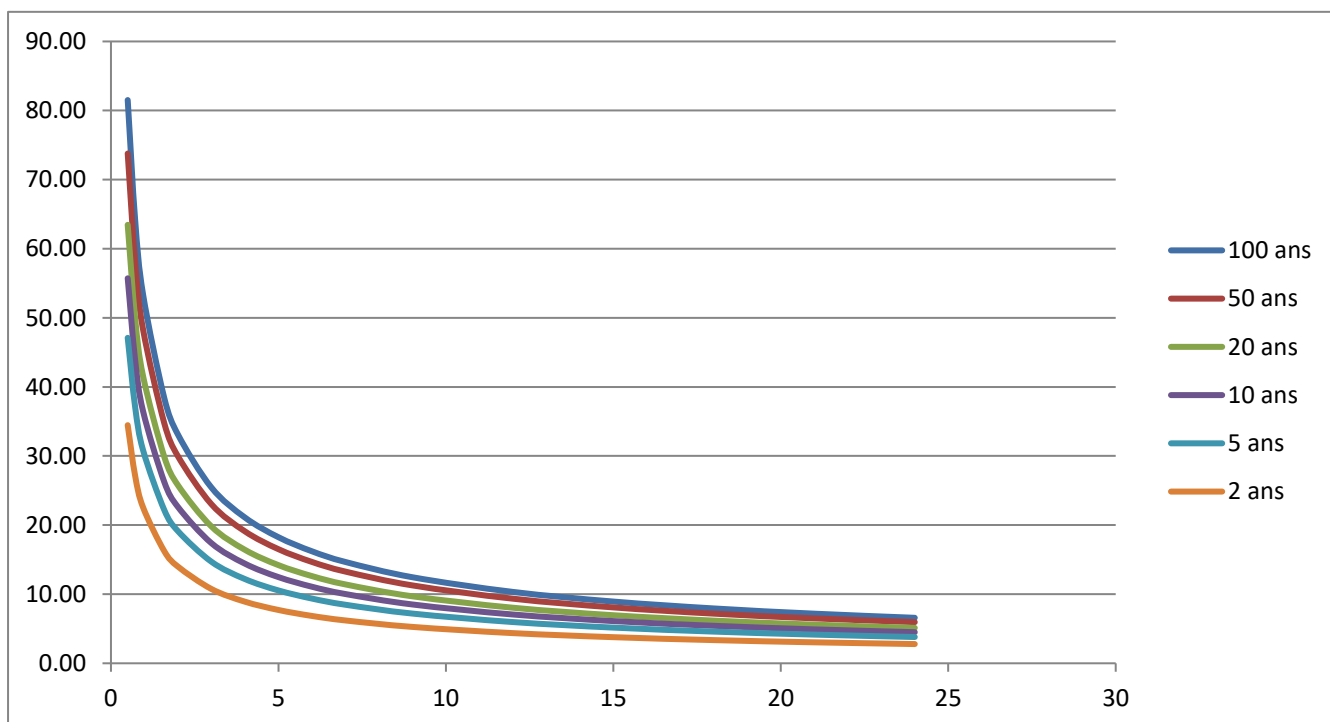


Figure III. 11 : Intensité –Durée –Fréquence

III.4 ETUDE DES APPORTS :

Par manque de stations hydrométriques au niveau du talweg principal, les apports seront estimés à partir des formules empiriques.

III.4.1 Apports moyens interannuels**a) Formule de SAMIE:**

$$A = L_e \cdot S \dots\dots\dots (10)$$

$$L_e = P^2(293 - 2.2\sqrt{S}) \dots\dots\dots (11)$$

Où :

L_e : lame d'eau écoulée (mm).

P : précipitation moyenne (m).

S : la superficie en Km^2 du bassin versant.

b) Formule de MEDINGER:

$$L_e = 1.024(P - 0.26)^2 \dots\dots\dots (12)$$

P : précipitation moyenne (m).

L_e : lame d'eau écoulée (mm). $A = L_e \cdot S$

c) Formule de COUTAGNE :

Elle donne le déficit décaoulent D tel que :

$$D = P - \lambda P^2 \dots\dots\dots (13)$$

$$\lambda = \frac{1}{0.8 + 0.14T_0}$$

T_0 : température moyenne dans la zone d'étude. $T_0 = 17,3^\circ\text{c}$

La lame d'eau écoulée est alors :

$$L_e = P - D$$

$$A = L_e \cdot S$$

d) Formule de MALLET-GAUTHIER

$$C_e = 0,6(1 - 10^{-0,36P^2})$$

$$L_e = P \cdot C_e$$

$$A_0 = L_e \cdot S.$$

Avec : C_e : Coefficient d'écoulement.

- \bar{P} : Précipitation moyenne (m) ;
- A_0 : Apport moyen annuel (Mm³) ;
- L_e : lame d'eau écoulée (m) ;
- S : Surface du bassin versant (km²).

e) Formule de TURC:

$$L_e = P - \frac{P}{\sqrt{0.9 + \frac{P^2}{L^2}}} \dots\dots\dots (14)$$

Avec:

$$L = 300 + 25T_0 + 0,05 (T_0)^3 \dots\dots\dots (15)$$

T_0 : température moyenne dans la zone d'étude. $A = L_e \cdot S$

f) Formule de l'ANRH :

L'apport moyen interannuel est donné par:

$$A_0 = 0.915 \cdot \bar{P}^{2.684} \cdot S^{0.842} \dots\dots\dots (16)$$

P : précipitation moyenne (m). S : superficie (en Km²).

g) Formule de DERIE II :

$$A_0 = 0,513 \bar{P}^{2,683} D_d S^{0,842}$$

Avec : A_0 : Apport moyen annuel (Mm³) ;

\bar{P} : Précipitation moyenne (m) ;

D_d : Densité de drainage (km/km²).

S : Surface du bassin versant (km²).

Tableau III. 10 : Récapitulatif des résultats des apports et les lames d'eau écoulées

Formule	Oued Mechaab	
	Lame d'eau écoulée L_e (mm)	Apport moyen annuel (Hm ³)
SAMIE	184.68	2.90
MEDINGER	305.27	4.79
COUTAGNE	124.33	1.95
DERIE II	348.10	6.46
MALLET GAUTIER	201.36	3.16
TURC	160.88	2.53

ANRH	331.94	5.21
Moyenne	236.65	3.86

D’après les résultats obtenus par les différentes formules empiriques, nous constatons que les valeurs données par les formule de MEDINGER, DERIE II & ANRH sont élevées tandis que celles données par les autres formules sont relativement égales.

En faisant référence à la carte des écoulement moyens annuels de l’ANRH, la lame d’eau écoulée moyenne au droit de la zone d’étude est environ de 200mm ce qui correspond à la valeur donnée par la formule de MALLET GAUTIER,

Donc l’apport moyen annuel est estimé à : **A (MECHAAB)=3.16 Mm³**.

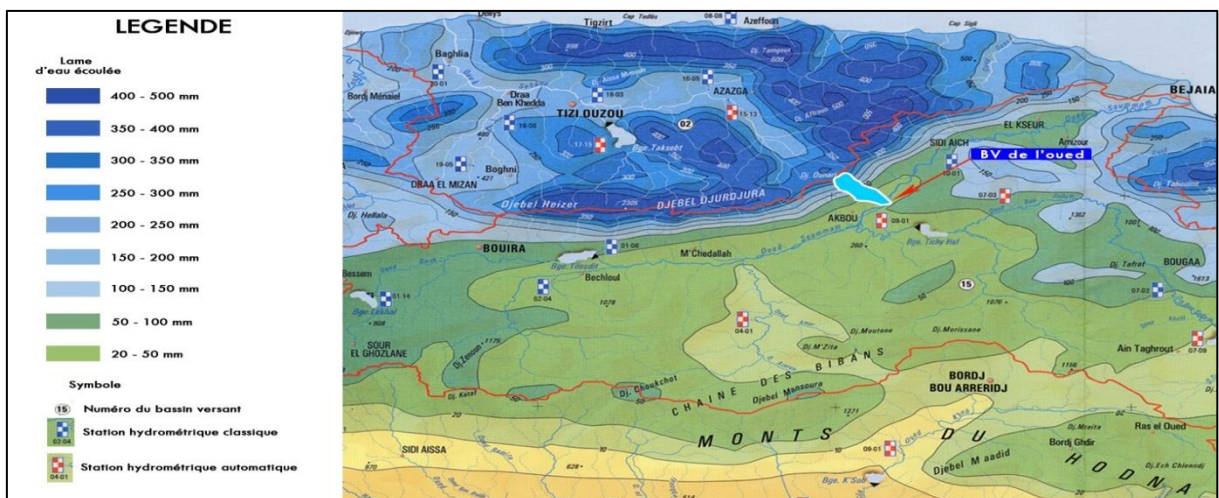


Figure III. 12 : Extrait de la carte des écoulements moyens annuels de l’ANRH

III.4.2 Répartition mensuelle de l'apport moyen annuel

La répartition est donnée par le tableau suivant :

Tableau III. 11 : Répartition mensuelle de l'apport moyen annuel.

Mois	P mens(mm)	A (%)	A (hm ³)
			BV MECHAAB
Sept	37.0	4.6	0.15
Oct	64.5	8.0	0.25
Nov	84.1	10.4	0.33
Déc	160.7	19.9	0.63
Janv	118.6	14.7	0.46
Fév	99.1	12.3	0.39
Mars	100.3	12.4	0.39
Avr	78.1	9.7	0.31
Mai	41.5	5.1	0.16
Juin	12.9	1.6	0.05
Juil	2.5	0.3	0.01

Août	6.9	0.9	0.03
Total	806.3	100.0	3.16

III.4.3 Caractéristiques de l'écoulement

a) Module de l'écoulement relatif M0

Il est donné par : $M_e = A_0 / T$ (17)

T : Temps d'une année en secondes $T = 31,536.10^6$ s

A_0 : Apport moyen annuel (l).

b) Module de l'écoulement relatif (spécifique) :

On a : $M_0 = M_e / S_{bv}$ (18)

M_0 : Module de l'écoulement (l/s)

S : Superficie du bassin (Km²).

c) lame d'eau écoulée :

$L_e = A_0/S_{BV}$ (19)

d) Coefficient de l'écoulement :

Il est donné par : $C_e = L_e / P_{moy}$(20)

AN :

BV	M_e (l/s)	M_0 (l/s/km ²)	L_e (mm)	C_e
MECHAAB	100.20	6.38	201.36	0.250

III.4.4 Apports fréquentiels

Analyse fréquentielle de l'écoulement

L'estimation fréquentielle des apports peut être envisagée par l'application de la loi de Pearson III qui est donnée comme suit :

$$A\% = F_{p\%} C_v A_0 + A_0 \dots\dots\dots (21)$$

Avec : $F_{p\%}$: fonction RYBKINE-FOSTER qui est en fonction de C_v , C_s et $P\%$

$A\%$: Apport de fréquence donnée.

μ : Variable réduite de Gauss.

A_0 : Apport moyen annuel (Hm^3).

C_v : Coefficient de variation.

En absence des données hydrométriques des petits bassins versants, on fait appel pour la détermination de coefficient de variation C_v des apports annuels des deux oueds à des formules empiriques.

Les calculs sont effectués à partir des formules empiriques, à Savoir :

- **Formule d'OURKGUIPROVODKHOZ :**

$$C_v = 0.7 / (M_0)^{0.125} \dots\dots\dots (22)$$

M_0 : module spécifique en ($l/s \text{ Km}^2$)

- **Formule Algérienne de N.N PADOUM :**

Cette formule donne de bons résultats de l'estimation du coefficient de variation de l'apport annuel et en plus elle est établie à partir d'une analyse statistique de 42 oueds de l'Algérie du nord, cette relation s'écrit comme suit :

$$C_v = 0.93 K / M_0^{0.23} \dots\dots\dots (23)$$

Avec : K : coefficient de réduction $K = (0.25-1.00)$ on prend $K=0.75$

M_0 : module spécifique du bassin versant en ($l/s/km^2$).

- **Formule de SOKOLOVSKY :**

$$C_v = 0.78 - 0.29 \log M_0 - 0.063 \log (S + 1) \dots\dots\dots (24)$$

M_0 : Module de l'écoulement relatif

- **Formule de KRISTEKLY MENKEL:**

$$C_v = 0.83 / (S^{0.06} \cdot M_0^{0.27}) \dots\dots\dots (25)$$

M_0 : module de l'écoulement relatif

Les différentes valeurs de C_v sont données par le tableau suivant:

Tableau III. 12 : Résultats de calcul de coefficient de variation

	Coefficient de variation Cv
Formule	MECHAAB
OURKGUIPROVODKHOZ	0.55
N.N. PADOUM	0.46
SOKOLOVSKI	0.47
KRISTEKLY MENKEL	0.43
Moyenne	0.48

On opte pour une valeur moyenne, c'est-à-dire que Cv=0,48

Donc la distribution des apports fréquentiels sera régie par l'équation :

$$A_{(%) } = \frac{A}{(C_v^2 + 1)^{1/2}} \cdot e^{-U(Ln(Cv^2+1))^{1/2}} \dots\dots\dots(26)$$

A%: Apport de fréquence donnée.

U:variable réduite de Gauss.

Les calculs des apports fréquentiels a conduit au tableau suivant :

Estimation des apports fréquentiels 80%

Période de retour (ans)	Fréquence (%)	Variable de Gauss	Apport A (hm ³)
5	80	0,8428	MECHAAB 1.94

La répartition mensuelle de l'apport moyen annuel suit la même répartition mensuelle des précipitations ;

Tableau III. 13 : Répartition mensuelle de l'apport de fréquence 80%

Mois	A 80% (%)	A 80% (hm ³)
		MECHAAB
Sept	4.6	0.10
Oct	8.0	0.18
Nov	10.4	0.23
Déc	19.9	0.44
Janv	14.7	0.33
Fév	12.3	0.27
Mars	12.4	0.27
Avril	9.7	0.21
Mai	5.1	0.11
Juin	1.6	0.04

Juil	0.3	0.01
Août	0.9	0.02
Total	100.0	2.21

III.5 ETUDE DES APPORTS SOLIDES

III.5.1 Estimation de l’apport solide :

L'évaluation de l'envasement est indispensable dans de tels cas pour que le dimensionnement du canal soit plus fiable vis-à-vis sa durée de vie et pour son fonctionnement.

Pour cela on doit calculer les apports solides et par défaut de manque de données sur les débits solides sur l’Oued **MECHAAB** nous opérons pour un calcul empirique en utilisant les formules suivantes :

a). Formule de Sogreah :

Cette formule donne l'apport solide moyen annuel en suspension (en t/Km²/An), elle est exprimée par : $E_s = a \cdot L_e^{0.15}$ (27)

Où :

E_s : Apport solide moyen annuel en suspension (t/Km²/An).

a : Coefficient dépend du perméabilité, pour une perméabilité faible, $a=1400$, nous avons pris une perméabilité faible du bassins versant car le relief des deux bassins est fort (pente forte)

L_e : lame d'eau écoulée. ($L_e = 201.36\text{mm}$)

S : superficie du bassin versant en Km².

b). Formule de Tixeront :

Cette formule donne l'apport solide moyen annuel en suspension (en t/Km²/An), elle est exprimée par : $E_s = 92 \cdot L_e^{0.21}$ (27)

Où :

E_s : Apport solide moyen annuel en suspension (t/Km²/An).

L_e : lame d'eau écoulée. ($L_e = 201.36\text{mm}$)

S : superficie du bassin versant en Km².

c)-Formule de Fournier :

Le transport solide est donnée par la formule suivante :

$$T_a = \frac{1}{36} \left(\frac{P_m^2}{P_a} \right)^{2.65} \left(\frac{h^2}{S} \right)^{0.46} \dots\dots\dots (30)$$

Avec : E_s : érosion spécifique (t/Km²/an)

P_m : Pluie moyenne mensuelle du mois le plus pluvieux (mm). $P_m = 160.7\text{mm}$.

P_a : Pluie moyenne interannuelle (mm) $P_a = 806.30\text{mm}$.

$h = 45\% (H_{\max} - H_{\min})$ (m);

H_{\max} : Altitude maximale.

H_{\min} : Altitude minimale.

S : Surface du bassin versant (km^2),

d) Formule de Grivilovitch :

Cette relation largement utilisée en Algérie, fait intervenir des caractéristiques physiques et un indice climatique du bassin versant.

$$T_a = T_{sp} * G_{rm} \dots\dots\dots (31).$$

$$\text{Avec : } T_{sp} = T * P_{moy} * \pi * \sqrt{Z^3} \dots\dots\dots (32).$$

$$T = (t/10)^{0.5} + 0.1 \dots\dots\dots (33).$$

$$G_{rm} = \frac{(\sqrt{P} + H_{moy})}{0.2(L + 10)} \dots\dots\dots (34).$$

T_a : taux d'abrasion ($\text{t/Km}^2/\text{an}$).

T_{sp} : le taux de la production annuel des matériaux en ($\text{m}^3/\text{km}^2/\text{an}$).

G_{rm} : taux de rétention des sédiments produits par le bassin.

T : coefficient thermique.

Z : coefficient d'érosion relative en fonction de la description du bassin versant (pour le cas d'une érosion moyenne $z=0.55$). [ANRH], voir tableau en annexe.

P_{moy} : Pluie moyenne interannuelle (mm).

t : température moyenne annuelle ($^{\circ}\text{C}$). $t=17.3^{\circ}\text{C}$

P : périmètre du bassin versant (Km).

L : longueur du talweg principal (Km).

H_{moy} : Altitude moyenne (km).

e) Formule de Sami :

$$E = P^2 / (293.2 * 2S^{0.5})$$

E : apport solide ($\text{t/km}^2/\text{an}$).

P : pluie moyenne sur le bassin versant (mm).

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

Tableau III. 14 : Récapitulation des résultats de l'apport solide

Formules	Apport solide (T/Km ² /An)
SOGREAH	3108
TIXERONT	280
FOURNIER	28513
GRAVILOVITCH	3859
SAMI	280
Moyenne	7208

Résultats et discussion :

D'après les résultats obtenus par les différentes formules empiriques, nous constatons que la valeur donnée par la formule de FOURNIER est élevée tandis que celles données par les formules de SAMIE et Tixeront sont relativement petites et les valeurs données par GRAVILOVITCH et SOGREAH sont moyennes, nous allons choisir valeur donnée par la formule de GRAVILOVITCH.

III.5.2 Estimation d'envasement annuel

Le volume s'obtient par la formule (35).

$$V_m = \frac{E_s * S * T}{\gamma_s} \dots\dots\dots (35).$$

Avec : E_s : Erosion spécifique (t/km²/an).

T : Une (01) année.

γ_s : Poids spécifique des sédiments (1,4 t/m³). [ANBT]

S : Surface du bassin versant (Km²).

A.N :

BV MECHAAB : $V_m=43276\text{m}^3/\text{an}$

Le transfert sédimentaire par charriage est estimé à (10-15) % [ANBT], on prend 10% donc :

BV MECHAAB: $V_m=47604\text{m}^3/\text{an}$

III.6 ETUDE DES CRUES

L'étude des crues a pour but l'estimation des débits de pointe fréquents et la définition de la forme de l'hydro-gramme.

A cause de l'inexistence de station hydrométrique dans les deux bassins versants, des formules empiriques ont été utilisées pour la prédétermination des débits de crues maximales.

III.6.1 Détermination des débits maximaux fréquents par les formules empiriques :

a) Formule de Giandotti:

Par la formule de données d'observation, les formules suivantes ont été appliquées formule de GIONDOTTI.

$$Q_{\max \%} = \frac{C.S.(H_{\text{moy}} - H_{\text{min}})^{1/2}}{4(S)^{1/2} + 1.5L} \cdot P_{tc} \dots\dots\dots (39)$$

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

C : Coefficient fonction des conditions topographiques généralement pris égal à 120-160 pour des petits bassins, on prend une moyenne C=140, [ANBT]

S:superficie du bassin versant.

L:longueur du talweg principal.

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

P_{tc} :pluies de courte durée.

b) Formule de Sokolovsky:

$$Q_{\max, p\%} = 0.28 \cdot \frac{P_{tc\%} \cdot a_{p\%} \cdot S \cdot f}{t_m = t_c} \dots\dots\dots(40)$$

Avec :

P_{tc} : Précipitation de probabilité P% correspondant à un temps t_c

$t_m = T_c$: temps de concentration.

F : Coefficient de forme de la crue : $F = 12 / (4 + 3 \cdot \gamma)$

$\gamma = 2$ pour $S \leq 50 \text{ km}^2$ d'où $F = 1$.

S : Superficie du bassin (Km²).

$a_{p\%}$: Coefficient de ruissellement de la crue pour une période donnée. $a_{p\%} = \frac{\sqrt{P_{tc\%}} - \sqrt{H_0}}{\sqrt{P_{tc\%}} + \sqrt{H_0}}$

H_0 :C'est la perte d'eau initiale, au nord de l'Algérie $H_0 = 14 \text{ mm}$, [ANRH]

c)Formule de Mallet-Gauthier:

$$Q_{\max \%} = 2k \text{Log}(1 + AP) \cdot \frac{S}{\sqrt{L_p}} \cdot \sqrt{1 + 4 \text{Log}T - \text{Log}S} \dots\dots\dots (41)$$

S: superficie du bassin versant (Km²).

L_p: longueur du talweg principal (Km).

A: coefficient régional pris égal à 20.

k: constante comprise entre 1 et 3 on prend une valeur moyenne 2.

P: précipitation moyenne interannuelle. T: période de retour en années.

d) Formule de POSSENTI:

$$\text{On a: } Q_p\% = \frac{\mu P_{\max j\%} S}{L_p} \dots\dots\dots (42)$$

P_{maxj%} : Pluie maximale journalière correspondante à la période de retour donnée.

μ: Coefficient compris entre 700 – 800 ; On prend μ = 750.

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

e) Formule d'Alexeev:

$$Q_{\max \%} = 0.34 P_{tc}^{4/3} \dots\dots\dots (43)$$

P_{tc}: pluies de courte durée.

d) Formule de TURRAZA :

L'une des formules les plus utilisées est celle de TURAZZA, qui s'écrit de la manière suivante :

$$Q_{\max \%} = \frac{\alpha \times P_{tc} \times S}{3.6 \times T_c} \dots\dots\dots (42)$$

P_{tc} : Pluie de courte durée (mm).

T_c: Temps de concentration (h).

S : Surface du bassin versant (Km²).

α: Coefficient de ruissellement de la crue pour une période donnée.

Période	2	5	10	20	50	100	1000
α	0.5	0.55	0.6	0.6	0.65	0.7	0.8

Tableau III. 15 : Récapitulatif des pluies de courte durée pour différentes périodes de retour

	Période de retour	2	5	10	20	50	100	1000
Pct (mm)	MECHAAB	24.95	34.11	40.34	45.95	53.42	59.02	77.70

Les résultats de calcul sont regroupés dans les tableaux 16

Tableau III. 16 : Détermination des débits maximaux fréquentiels-Mechaab

BV MECHAAB, Q(m³/s)							
Période de retour	2	5	10	20	50	100	1000
GIANDOTTI	43.20	59.06	69.85	79.57	92.51	102.20	134.54
SOKOLOVSKY	13.11	27.37	38	47	63.17	74.58	109.33
Mallet-Gautier	23.14	37.16	44.95	49.57	59.20	64.38	79.17
ALEXEEV	24.79	37.60	47.05	55.95	64.40	78.13	112.73
POSSENTI	69.61	82.14	98.36	108.17	120.01	134.64	186.74
TURRAZA	37.79	56.81	73.31	83.49	92.16	100.12	152.25
Moyenne	35.27	52.19	64.32	74.56	81.90	92.51	129.13

Interprétation :

- Après une étude comparative et une analyse des résultats des débits de crues fréquentiels obtenus par les 6 méthodes, nous constatons que la formule de POSSENTI sur estime les débits max. De plus, on remarque que la moyenne des débits s’approche de la valeur obtenue par la méthode de ALEXEEV .donc nous optons pour les résultats donnés par cette formule.
- La fréquence choisie pour le dimensionnement des ouvrages 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=100ans.

Tableau III. 17 : Débits de crues maximums pour différentes périodes de retour

Période de retour	2	5	10	20	50	100	1000
Bassin versant	Q _{max} (m³/s)						
MECHAAB	24.79	37.60	47.05	55.95	68.40	78.13	112.73

III.6.2 Hydrogramme de crue

La forme des crues (temps de montée et de décrue) est déterminée à l'aide de la méthode de Sokolovsky, qui assimile l'hydrogramme de crue à deux équations paraboliques l'une pour le temps de montée et définie par:

$$Q_t = Q_{max} \% \left(\frac{t}{t_m} \right)^n \dots\dots\dots (43)$$

Et l'autre pour la décrue exprimée par: $Q_t = Q_{max} \% \left(\frac{t_d - t}{t_d} \right)^m \dots\dots\dots (44)$

Q_{max} (%): débit maximum de fréquence donnée.

Q_t: débit instantané au moment (t).

t_m, t_d: temps de montée et de décrue.

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

Temps de base: t_b= t_m+ t_d

On considère généralement que: $t_d = 2,5 t_m$, et $t_m = t_c$ (pour des petits bassins).

On a donc:

$$t_m = t_c = 1.44 \text{ h} \quad t_d = 2,5 t_m = 3.60 \text{ h} \quad t_b = t_m + t_d = 5.04 \text{ h}$$

Pour construire l'hydro-gramme des crues, on a utilisé les valeurs des débits de crues de fréquence 50%, 20%, 10% ,5% ,2% ,1% ,0.1%,

Les résultats obtenus sont donnés en Annexe 4.

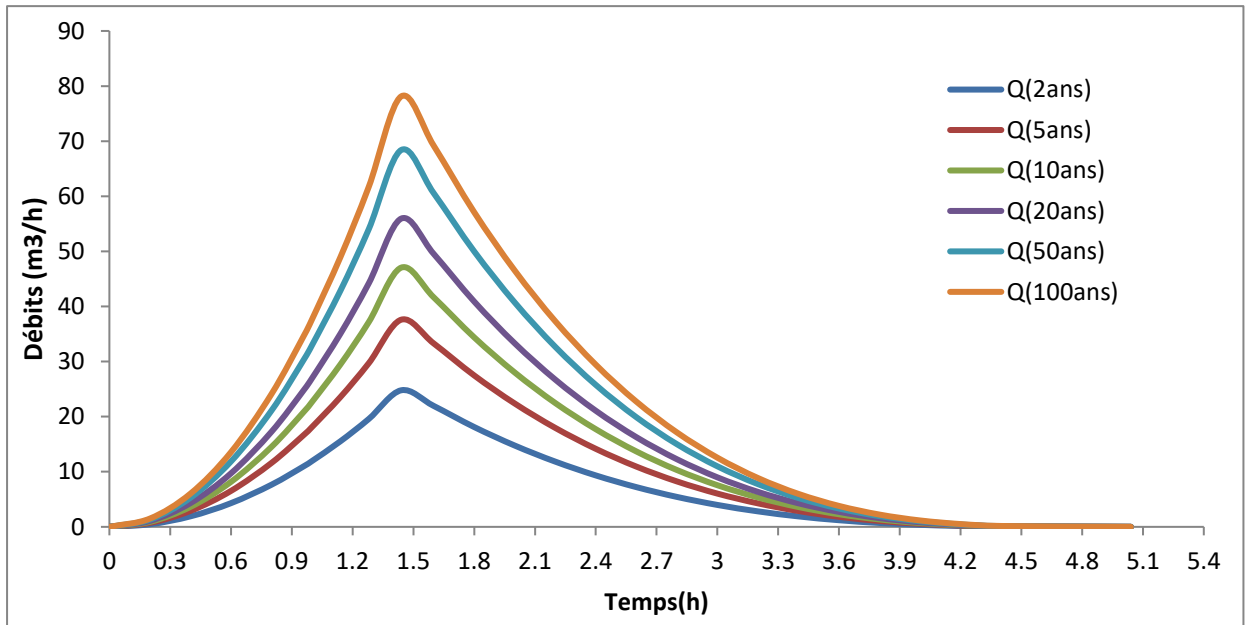


Figure III. 13 : Hydro-grammes de crues pour différentes périodes de retour MECHAAB

III.6.3 Choix de la crue du projet

Pour la détermination de la crue de projet on doit tenir compte des caractéristiques géologiques et hydrologiques du bassin versant (précipitations, superficie, perméabilité...etc.), donc on doit calculer l'indice global "I_g" qui est lié à tous ces paramètres tel que : $I_g = I_a * I_d * I_r$

Avec :

I_a: représente la somme des indices mineurs (intensité des crues et les difficultés topographiques).

I_d: représente la somme des indices des difficultés géologiques et géotechniques.

I_r: représente les risques.

Pour notre cas on peut considérer que les difficultés géologiques et géotechniques sont un moins compliquées, les connaissances hydrologiques paraissent moyennes et que le risque en aval est moins élevé.

Alors nous optons pour une crue de projet de probabilité de 1% (T = 100 ans)

D'où :

❖ **BV MECHAAB : $Q_{\text{crue projet}}=78.13 \text{ m}^3/\text{s}$**

CONCLUSION

Récapitulatif des caractéristiques hydrologiques

Caractéristique	MECHAAB
Surface du bassin versant Km^2	15.70
Longueur de l'oued principale (Km)	11.30
Altitude moyenne, m, NGA	807.66
Temps de concentration, h	1.44
Précipitation annuelle moyenne, mm	806.30
Apport moyen annuel, Hm^3	3.16
Apport solide, $\text{t}/\text{km}^2/\text{an}$	3859
Pluie journalière maximale (T=100 ans), mm	59.02
Crue maximale (T=100 ans), m^3/s	78.13

Cette mission mène à optimiser les résultats de calculs hydrologiques et qui seront utiles pour le dimensionnement de l'ouvrage de protection.

CHAPITRE IV

Calcul hydraulique

Introduction

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

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

Donc, l'objectif de ce calcul est de donné aux sections transversales de l'oued des dimensions, qui assure une protection régulière contre les inondations.

IV.1 Généralités

IV.1.1 Ecoulement à surface libre

Il est défini comme un écoulement de liquide avec une surface qui est en contact avec l'aire libre est la pression atmosphérique, il est défini comme un écoulement de liquide avec une surface qui est en contact avec l'aire libre est la pression atmosphérique. (Dewals, 2002)

IV.1.2 Canaux à ciel ouvert

On appelle canal, un système de transport dans lequel l'eau s'écoule et dont la surface libre est soumise à la pression atmosphérique. Ils peuvent être des canaux naturels ou artificiels, caractérisés par une pente « i » et un coefficient de rugosité « n ». Degoutte, G., 2006

IV.1.3 Différents types de Canaux

On distingue deux catégories de canaux :

1) Les canaux naturels

Ce sont les cours d'eau qui existent naturellement sur (ou sous) terre ; tels que les ruisselets, torrents, rivières, fleuves et estuaires. Les propriétés géométriques et hydrauliques des canaux naturels sont généralement assez irrégulières. L'application de la théorie hydraulique ne donne que des résultats approximatifs obtenus moyennant certaines hypothèses.

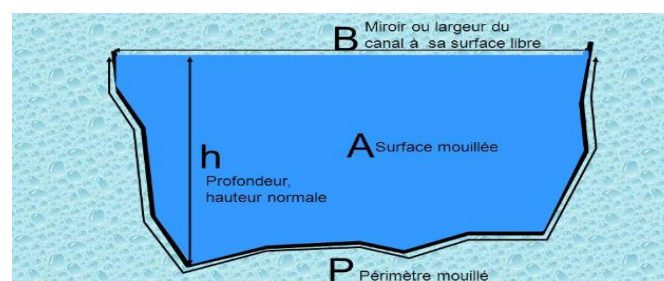


Figure IV. 1 : canal naturel

Source (<https://hydroassini.blogspot.com/2019/02/diametre-hydraulique.html>)

– **Section mouillée S_m**

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

– **périmètre mouillé P_m**

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

– **largeur au miroir B**

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

– **tirant d'eau**

Profondeur maximale d'une section d'écoulement ;

2) Les canaux artificiels

Ce sont des cours d'eau réalisés par l'homme sur (ou sous) terre tels que: les canaux découverts construits au ras du sol (canaux de navigation, d'adduction et d'évacuation, d'irrigation et de drainage) ou les canaux couverts dans lesquels les liquides ne remplissent pas toute la section (tunnels hydrauliques, aqueducs, drains, égouts). Les propriétés hydrauliques des canaux artificiels sont généralement assez régulières. L'application de la théorie hydraulique donne souvent des résultats satisfaisants. (François Serre, 1953)

IV.1.4 Types d'écoulements**IV.1.4.1. Variabilité dans le temps****a) Ecoulement permanent**

Les caractéristiques de l'écoulement (Vitesse, profondeur, débit) restent constantes dans une section du canal, et ne change pas par rapport au temps

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

Il se divise en :

- ✓ Uniforme
- ✓ Non uniforme

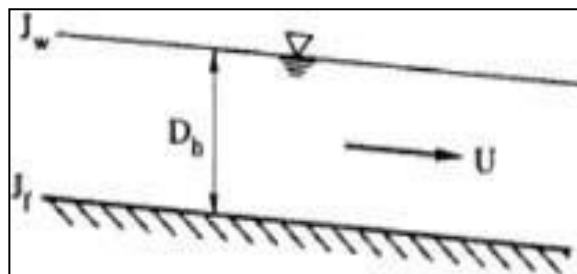


Figure IV. 2 : Schéma d'un écoulement permanent

b) Ecoulement non permanent

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

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

- ✓ Uniforme
- ✓ Non uniforme : peut-être graduellement ou rapidement variée.

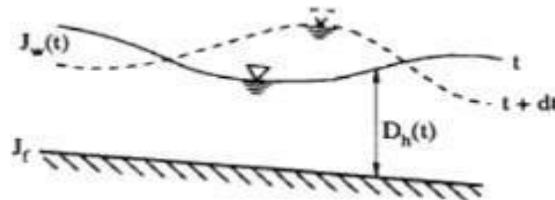


Figure IV. 3 : Schéma d'un écoulement non permanent

IV.1.4.2. Variabilité dans l'espace

a) Régime uniforme

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

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

b) Régime non uniforme

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

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

*** régime non uniforme graduellement varié**

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

*** régime non uniforme rapidement varié**

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

IV.2 Dimensionnement des canaux

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

IV.2.1 Les conditions de l'écoulement uniforme

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

IV.2.2 Les formules de calcul principales

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

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

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

- On utilisant le produit suivant :

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

- on obtient :

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

Avec :

C : Coefficient de Chézy (m^{0.5}/s).

S : Section mouille (m²).

R_h : Rayon hydraulique : R_h = S/P (m).

I : Pente de fond du canal.

IV.2.3 Détermination du coefficient de Chézy

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

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

Avec :

C : Coefficient de Chézy (m^{0.5}/s).

R_h : Rayon hydraulique :R_h = S/P (m).

n : Coefficient de rugosité.

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

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

Avec:

K_s : Coefficient de rugosité de STRICKLER (m^{1/3} /s).

R_h : Le rayon hydraulique (m).

I : Pente de fond du canal (m/m).

Tableau IV. 1 :Coefficient de Strickler pour divers types de canaux.(Armando Lencastre)

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

IV.2.4 Vitesse d'érosion

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

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

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

IV.3 Les paramètres géométriques

IV.3.1 Le choix de la section de meilleure conductivité

Le profil de meilleure conductivité est le profil qui véhicule le débit maximum.

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

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

On a :

$$S_m = \pi.r^2 / 2 \dots\dots\dots(IV.10)$$

$$P_m = \pi.r \dots\dots\dots(IV.11)$$

$$R_h = r/2 = h/2 \dots\dots\dots(IV.12)$$

Avec :

S_m : section mouille (m²).

P_m : périmètre mouille (m).

R_h : rayon hydraulique (m).

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

➤ **Canal à section trapézoïdale :**

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

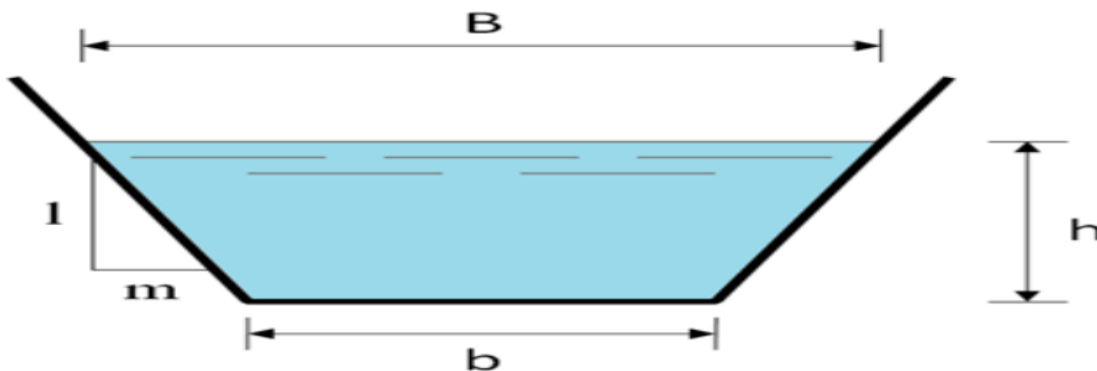


Figure IV. 4 : Canal à forme trapézoïdale

Source(https://fr.wikipedia.org/wiki/Diam%C3%A8tre_hydraulique)

Où :

m : Le fruit des talus, $m = \cotg \varphi$.

h : Le tirant d'eau maximum (pour Q_{max}), en mètres.

B : La largeur supérieure du canal, en mètre.

b : La largeur inférieure du canal, en mètre.

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

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

- **Forme des profils en travers :**

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

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

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

➤ Canal à section rectangulaire

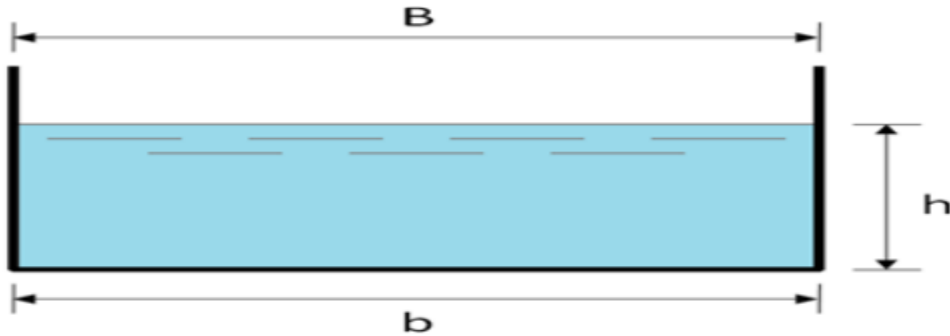


Figure IV. 5 : Canal à forme rectangulaire

Source(<https://hydroassini.blogspot.com/2019/02/diametre-hydraulique.htm>)

Où :

h : Le tirant d'eau maximum (pour Qmax), (m).

B : La largeur supérieure du canal (m).

b : La largeur inférieure du canal (m).

- B = b parce que m = 0.

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

$$S_m = h \times b \dots\dots\dots(\text{IV.13})$$

$$P_m = b + 2h \dots\dots\dots(\text{IV.14})$$

IV.3.2 Calculs du rayon hydraulique maximal

On a :

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

D'où :

- Le rayon hydraulique sera maximum pour une valeur de P minimale.

- Le périmètre soit min pour dP=0.

On a :

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

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

➤ Ces deux équations donnent :

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

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

IV.3.3 Calcul de la profondeur normale h_n

La détermination de la profondeur normale h_n s'effectuera en se basant sur la méthode itérative.

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

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

Avec :

S : Section mouillée (m^2).

K_s : Coefficient de rugosité de STRICKLER ($m^{1/3} /s$).

R : Rayon hydraulique (m)

I : Pente du canal (m/m)

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

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

IV.3.4 Calcul de la profondeur critique h_{cr}

Le calcul de la profondeur critique nécessite l'utilisation de plusieurs méthodes . Parmi ses méthodes on cite la méthode graphique, la méthode itérative et la méthode d'AGROSKINE.

1) L'énergie spécifique

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

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

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

$$H_s = E_p + E_c \dots \dots \dots (IV.20)$$

Avec :

H_s : Energie spécifique

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

E_c : Energie cinétique ; ($E_c = V^2/2g$).

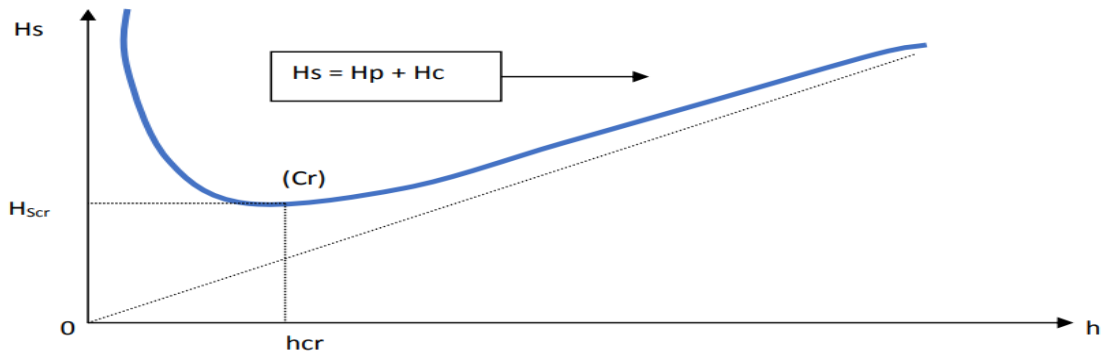


Figure IV. 6 : l'énergie spécifique en fonction de profondeur

2) Méthode analytique d'AGROSKINE

La méthode d'AGROSKINE utilise la formule suivante :

➤ La condition de criticité est :

$$\frac{\alpha \times Q^2 \times B_{cr}}{g \times S_{cr}^3} = 1 \dots\dots\dots(IV.21)$$

Avec :

α : coefficient d'énergie cinétique dans la pratique on prend $\alpha = 1$.

B : largeur du plan d'eau en surface.

g : l'accélération gravitaire prise égale à **9.81 m /s²**.

3) Méthode itérative

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

IV.3.5 Calcul de la pente critique

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

$$Q = C.S_{cr} \cdot \sqrt{R_h \cdot I_{cr}} \dots\dots\dots(IV.22)$$

Donc

$$I_{cr} = \frac{Q^2}{C^2 \cdot S_{cr}^2 \cdot R_h} \dots\dots\dots(IV.23)$$

IV.3.6 Nombre de Froude

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

$$Fr = \frac{v}{\sqrt{gh}} \dots\dots\dots(IV.24)$$

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

- Écoulement fluvial **Fr** < 1 => hcr < hn
- Écoulement torrentiel **Fr** > 1 => hcr > hn
- Écoulement critique **Fr** = 1 => hcr = hn

IV.4 Calcul de la ligne d'eau

IV.4.1 Equation de la ligne d'eau

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

En se basant sur l'équation d'énergie IV.25

$$H = Z + V^2 / 2g + h \dots\dots\dots(IV.25)$$

Et sur l'équation de la continuité :

$$Q = V \cdot S \dots\dots\dots(IV.26)$$

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

$$\frac{dH}{dx} = \frac{dZ}{dx} + \frac{d}{dx} \left(\frac{(Q/S)^2}{2g} \right) + \frac{dh}{dx} \dots\dots\dots(IV.27)$$

Comme : $\frac{dz}{dx} = -J_f \dots\dots\dots(IV.28)$

$$\frac{dH}{dx} = -J_e = -\frac{(Q/S)^2}{C^2 \cdot R_h} \dots\dots\dots(IV.29)$$

On trouve :

$$\frac{dh}{dx} = J_f \frac{1 - \frac{(Q/S)^2}{C^2 \cdot R_h \cdot J_f}}{1 - \frac{(Q/S)^2}{g \cdot S / B}} \dots\dots\dots(IV.30)$$

IV.4.2 Les différentes formes de courbe de remous

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

$$\frac{Q}{\sqrt{I}} = S \cdot C \cdot \sqrt{R_h} = K \dots\dots\dots(IV.31)$$

$$S_n \cdot C_n \cdot \sqrt{R_h} = K_n \dots\dots\dots(IV.32)$$

Donc l'équation (IV.30) devient :

$$\frac{dh}{dx} = J_f \frac{1 - (\frac{K_n}{K})^2}{1 - Fr^2} \dots (IV.33)$$

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

➤ $J_f = i$ = pente de fond
 D'autre par :

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

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

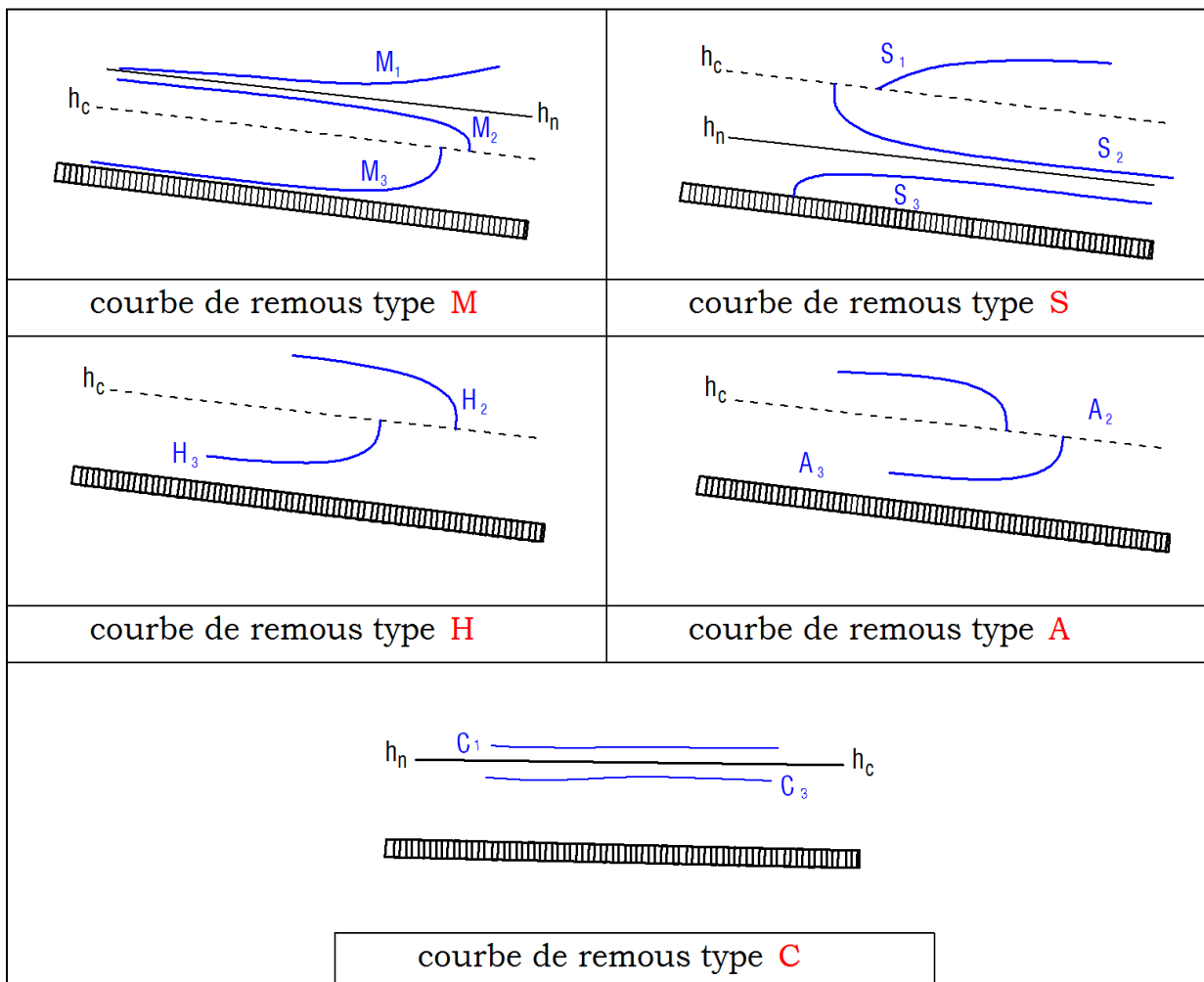


Figure IV. 7 : Différentes formes de courbes de remous.

Tableau IV. 5 : Différentes formes de courbes de remous.

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

IV.4.3. Calcul de la surface d'eau

Pour le tracé de la surface d'eau, on doit passer par l'intégration de l'équation N° (IV.35)

On peut distinguer pour cela 3 méthodes de calcul :

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

IV.5 Calcul du ressaut

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

Les principales caractéristiques d'un ressaut sont les suivantes :

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

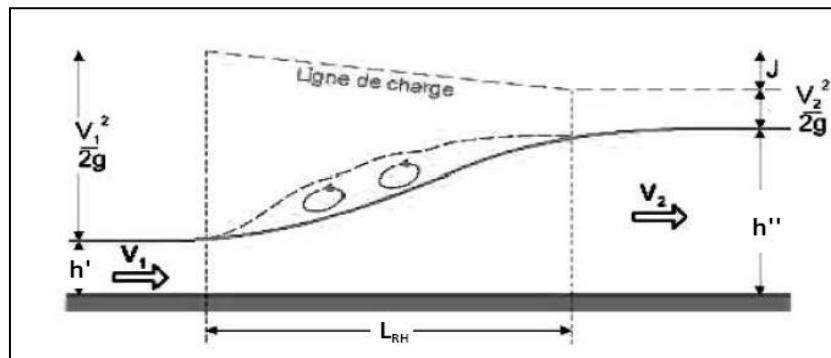


Figure IV. 8 :Schéma d'un ressaut hydraulique.

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

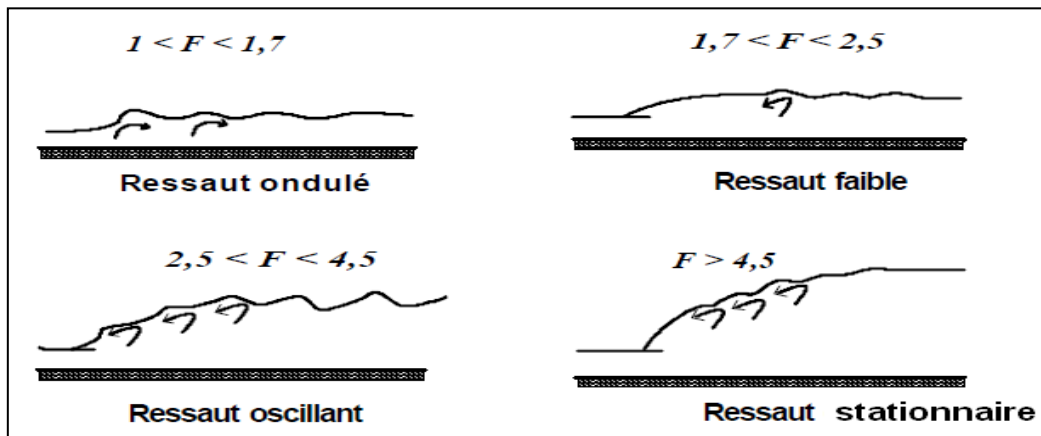


Figure IV. 9 : Typologie des ressauts
Source(<https://slideplayer.fr/slide/11388321/>)

Tableau IV. 6 :Différents types de ressaut.

type de ressaut	valeurs de Fr	Observation
-----------------	---------------	-------------

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

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

IV.6 Définition du logiciel HEC-RAS [3]

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

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

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

IV.6.1 Les données géométriques

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

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

- le traçage du schéma de système de rivières.
Le schéma de système de rivière est un diagramme représentatif du réseau hydrographique d'une manière plus ou moins réelle en prenant en considération les

méandres (sinuosités) de la rivière. Il est tracé tronçon par tronçon, de l'amont vers l'aval (dans le sens d'écoulement positif).

- la saisie des données pour les sections en travers du cours d'eau et les ouvrages hydrauliques. Ces données incluent :

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

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

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

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

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

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

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

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

Il est vraiment très difficile de tenir compte de tous ces paramètres dans une seule et unique valeur représentant le coefficient de rugosité de Manning. Pour estimer le coefficient n des terrasses d'inondations, l'ingénieur hydraulicien se base généralement sur les valeurs relatives à la végétation, l'occupation des sols ou les deux ensembles.

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

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

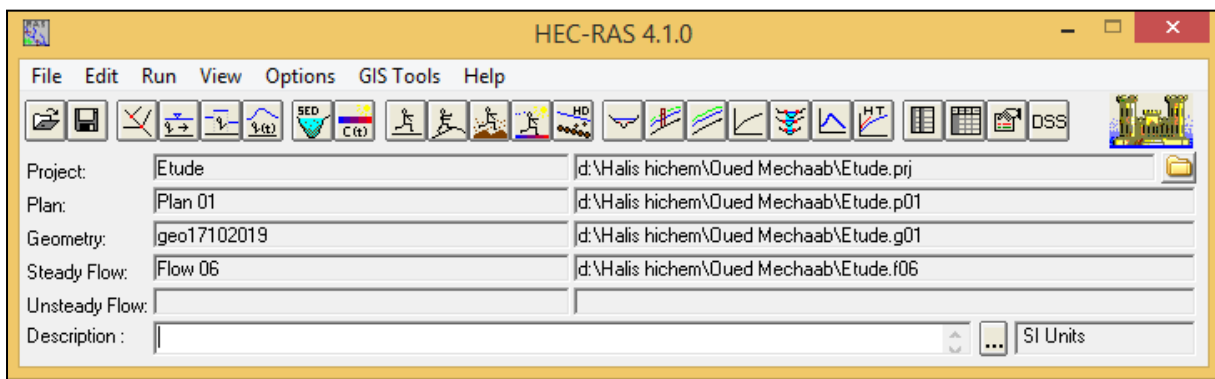


Figure IV. 10 : Fenêtre d'accueil du logiciel HEC-RAS

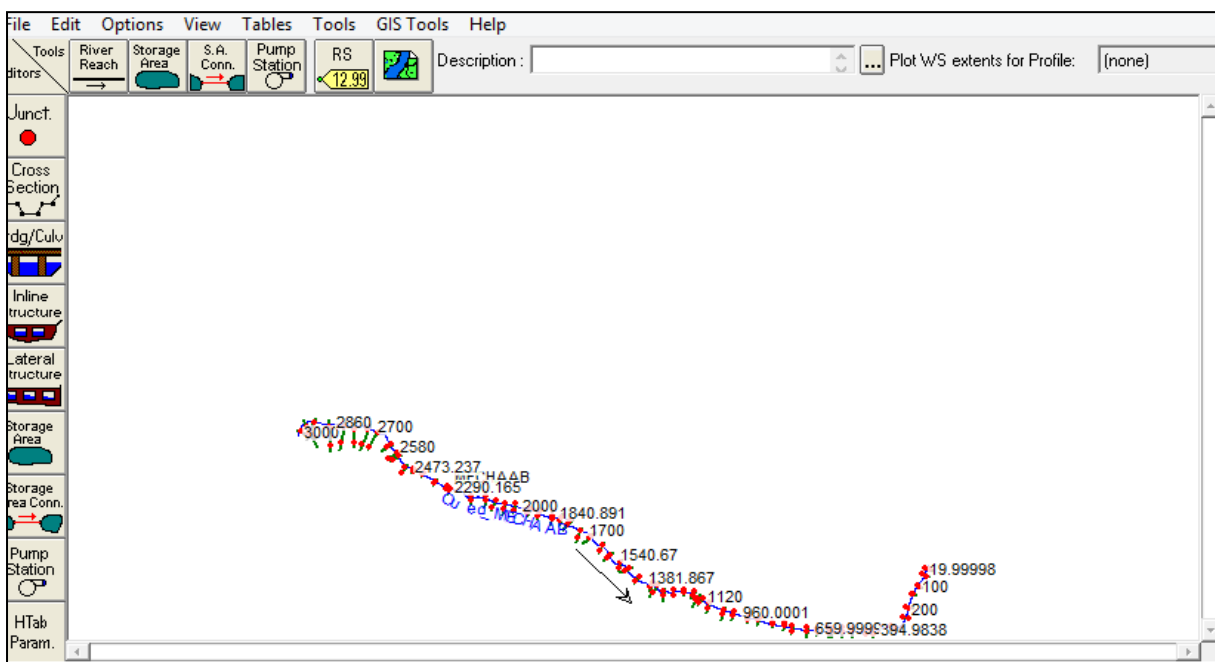


Figure IV. 11 : Définition du tracé de l'oued et des sections

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

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

a. Données d'écoulement :

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

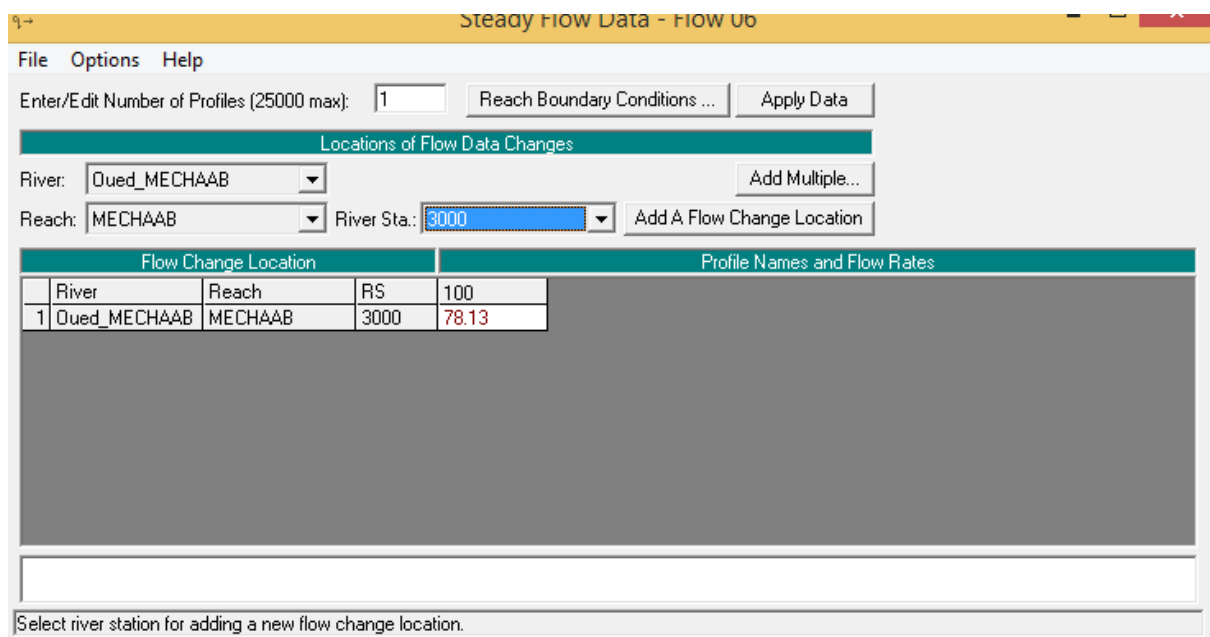


Figure IV. 12 : Définition de la crue et des conditions aux limites4

b. Condition aux limites :

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

IV.7 Calcul avant l'aménagement de l'oued :

Pour un cours d'eau naturel, la géométrie du lit est souvent très complexe. Un cours d'eau doit laisser transiter un débit qui varie en fonction du temps. En général, celui-ci peut varier d'une année sur l'autre d'une façon extrêmement variable en fonction des précipitations enregistrées. Le calcul de certaines sections de l'oued ; où des inondations ont eu lieu lors des fortes chutes de pluie, s'est basé sur les données locales de l'agglomération.

a. Résultats de la simulation

Les résultats de simulation par le logiciel **HEC-RAS** nous ont permis de déterminer la zone inondable pour le débit de projet

Un plan du cours d'eau en trois dimensions du modèle géométrique ainsi que le profil en long du tronçon simulé sont présentés respectivement dans les figures IV. 13 , IV. 14 et IV. 15 et IV.16 , IV.17, IV18, IV.19 pour l'évènement hydrométéorologique considéré.

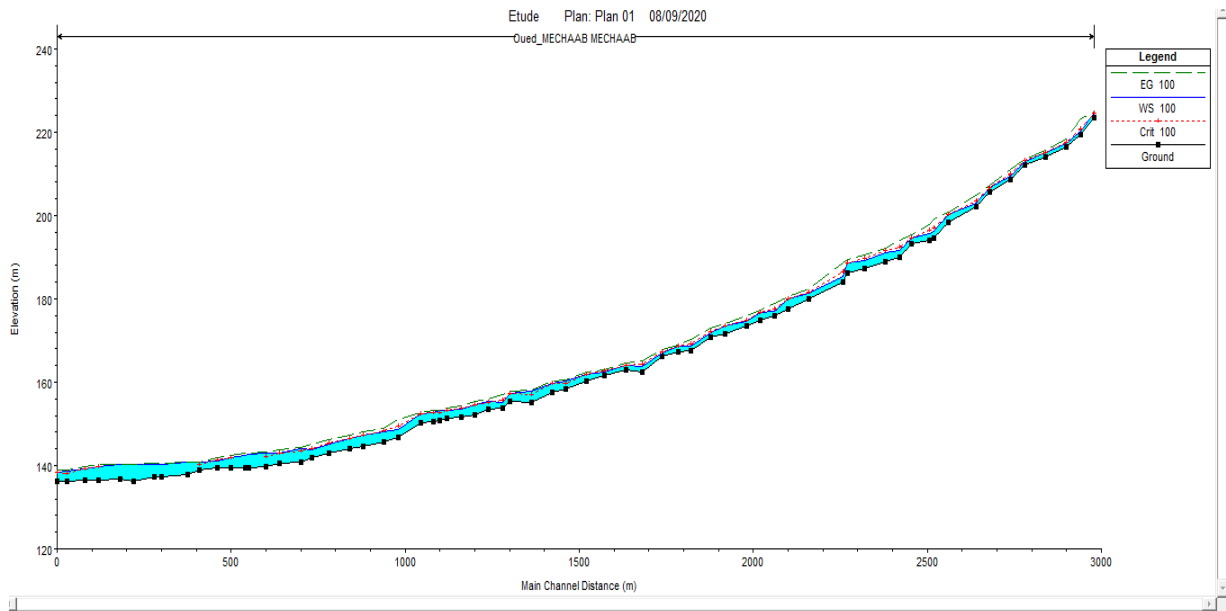


Figure IV. 14 : Profil en long du tronçon simulé avec la ligne de surface de l'eau de l'oued Mechhab

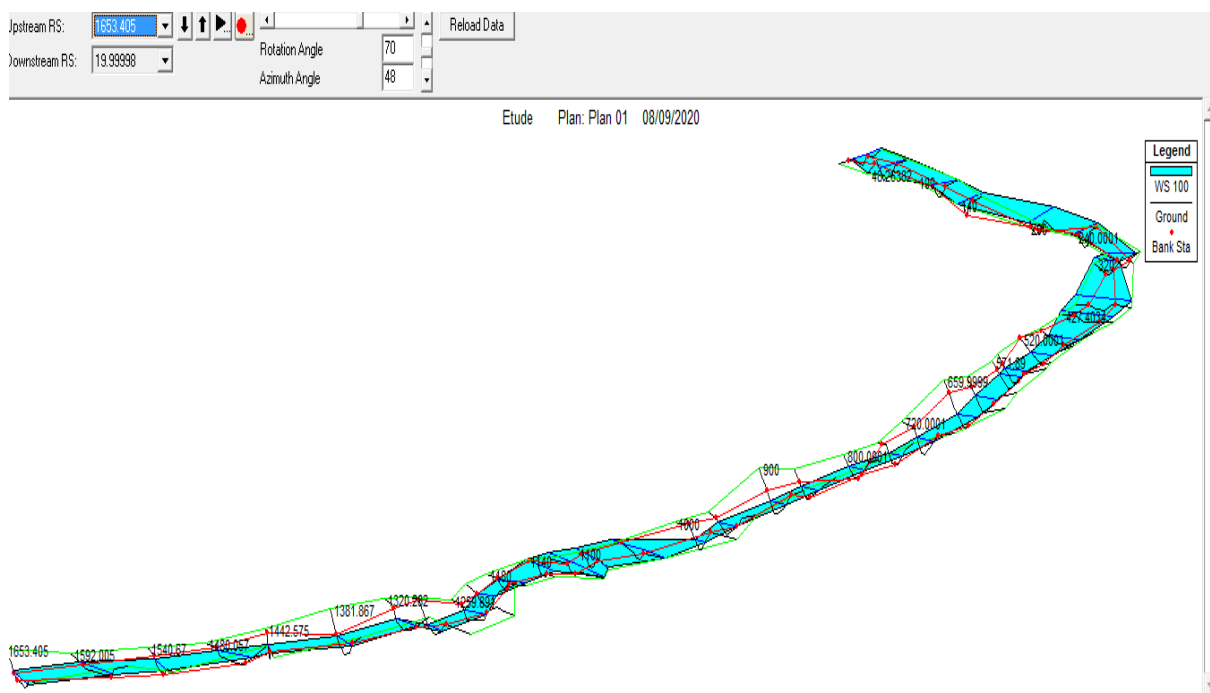


Figure IV. 14 Vue en Plan en 3D du partie d'Oued MECHAAB, après la simulation.

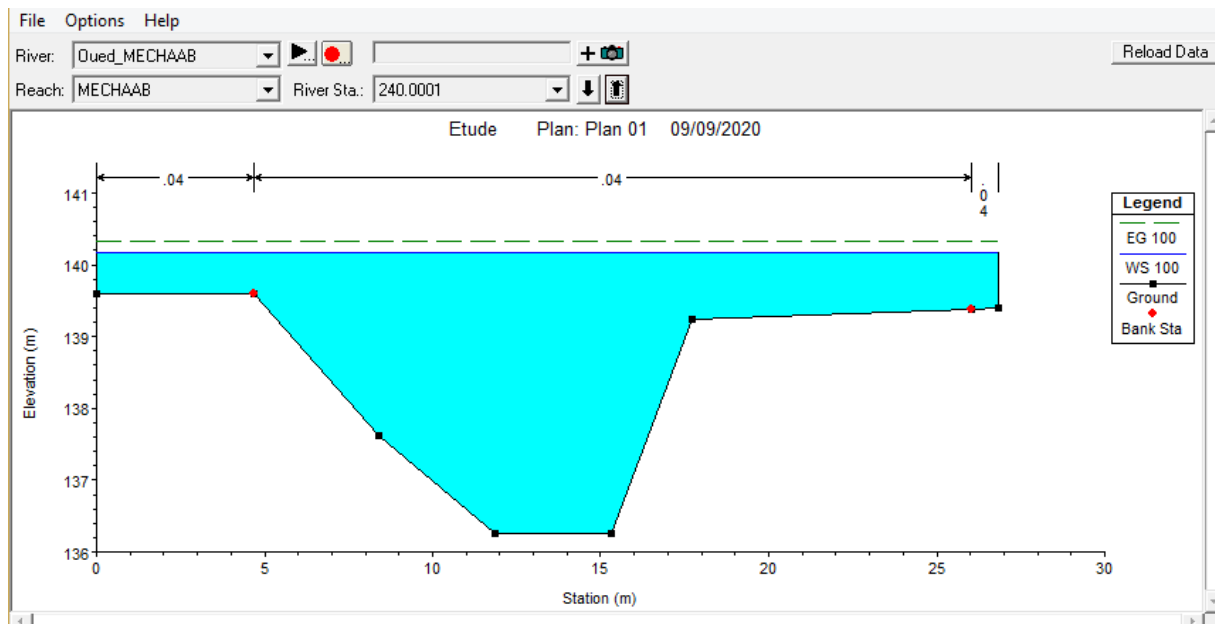


Figure IV. 15 : Sections en travers (Sc 6) du canal et résultats de simulation

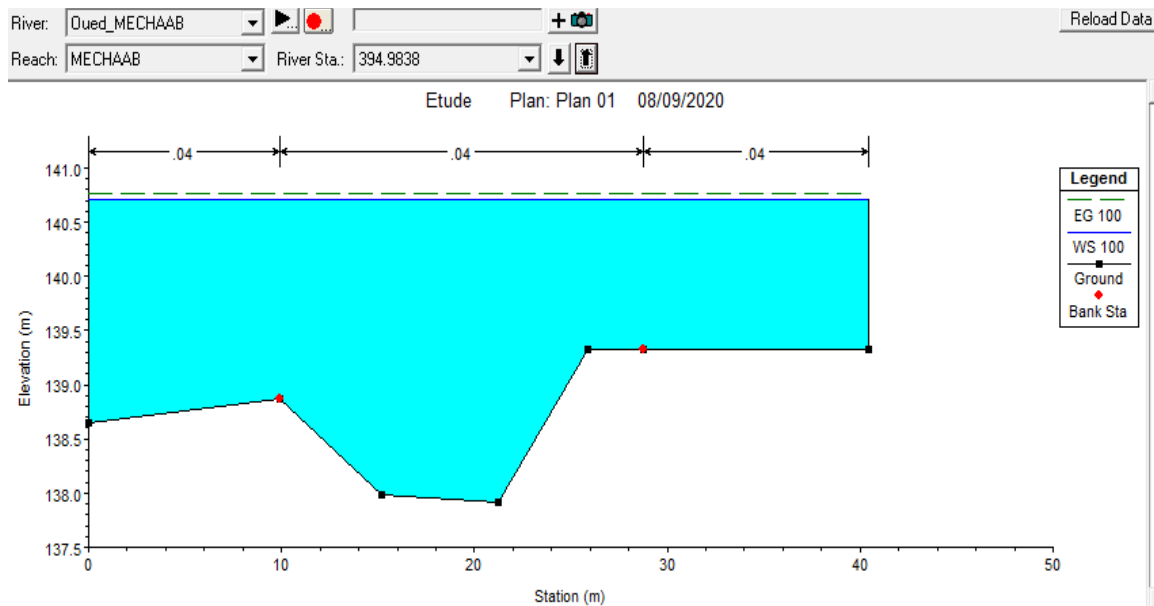


Figure IV. 16 : Sections en travers (S 9) du canal et résultats de simulation

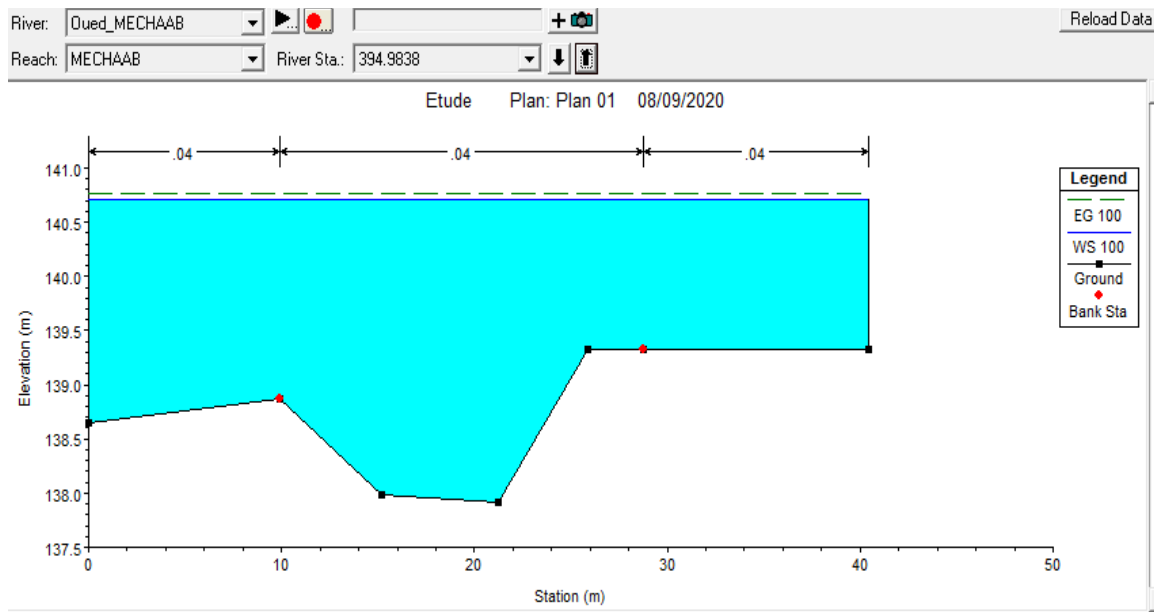


Figure IV. 17 : Sections en travers (S 10) du canal et résultats de simulation

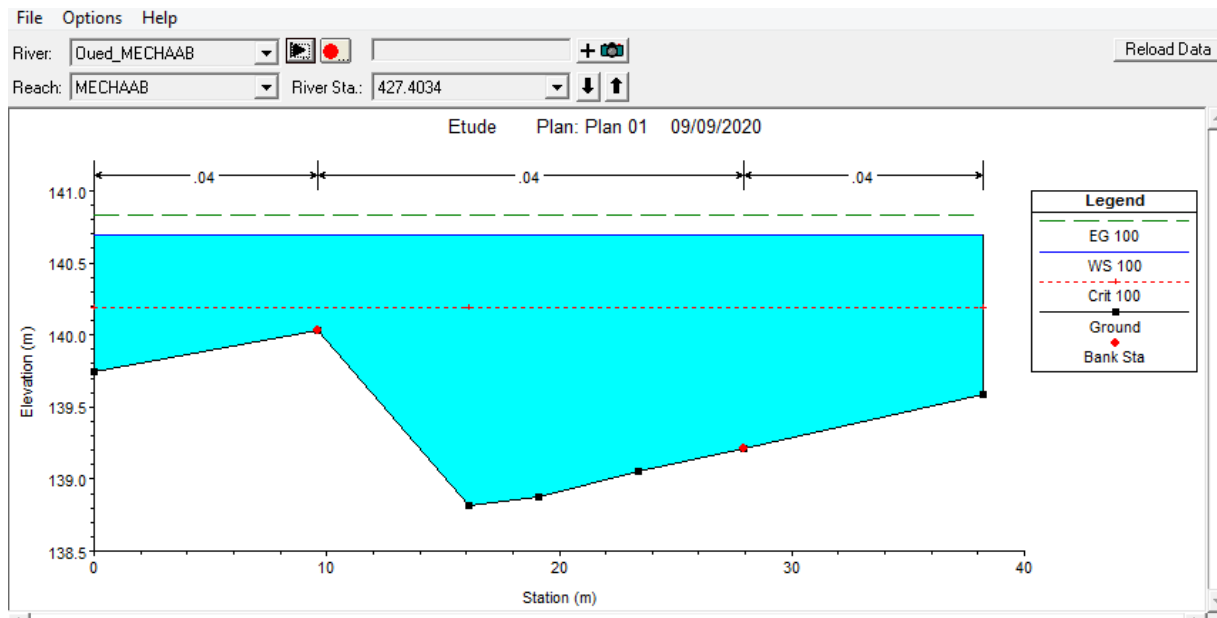


Figure IV. 17 : Sections en travers (S 11) du canal et résultats de simulation

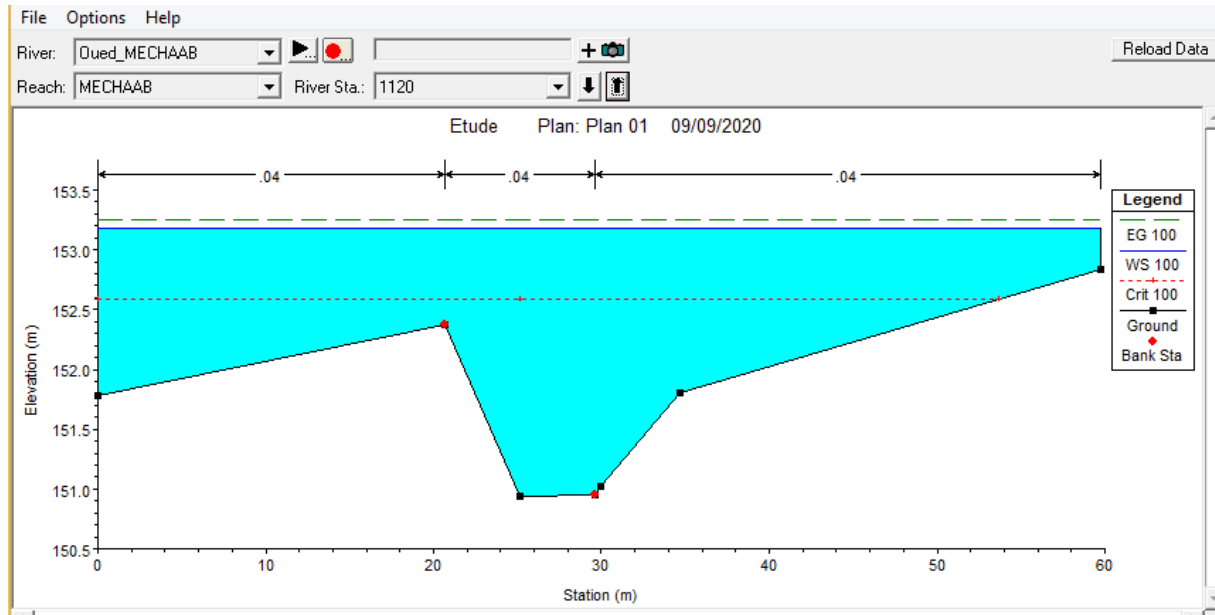


Figure IV. 18 : Sections en travers(S 26) du canal et résultats de simulation

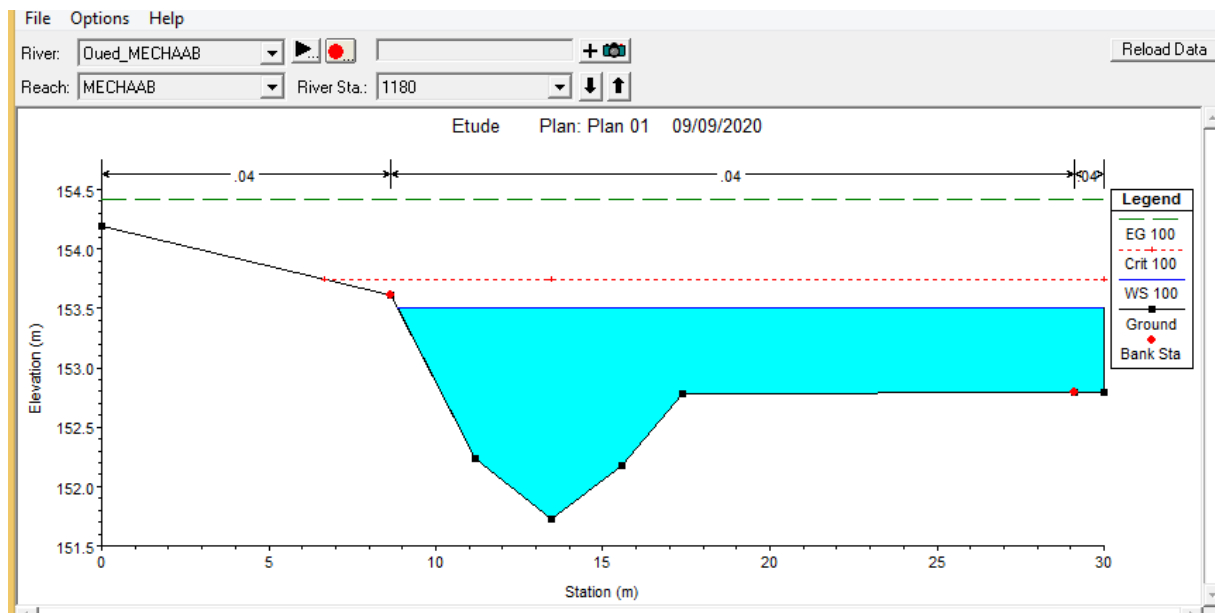


Figure IV. 19 : Sections en travers(S 28) du canal et résultats de simulation

Interprétation :

- ✓ La vitesse d'écoulement moyenne dans l'Oued est entre 2.89 et 8.15 m/s.
- ✓ La hauteur d'eau moyenne varie entre 0.98 m et 3.18 m.
- ✓ Le nombre de Froude varie entre 0.84 et 3.39

Conclusion :

Ce chapitre nous a permis, d'une part, de modéliser l'écoulement sur le cours d'eau de oued MECHAAB ainsi connaître leurs comportement quand ils seront soumis à une crue centennale, d'une part, de localiser les zones envahies par les inondations. Comme nous avons constaté que la majorité de la surface au voisinage des cours d'eaux a été inondé par la crue centennale.

À ce titre, le prochain chapitre sera consacré à l'étude des aménagements structurels adéquats, pour faire face aux dégâts catastrophes sociales et économiques.

CHAPITRE V

Etude des variantes d'aménagement

Introduction

Le but de cette étude est de sélectionner les meilleures solutions d'aménagements après la proposition des différentes variantes sur la base des résultats obtenus à partir des chapitres précédents et en fonction de l'analyse de notre zone compte tenu des conditions naturelles pour bien protéger la ville de Akbou contre les inondations.

V.1 Processus de l'aménagement dans le cadre de l'étude

Les variantes ont été sélectionnées dans le souci de protéger les localités de la ville de Akbou contre les inondations, par l'évacuation des eaux des crues vers l'exutoire, en respectant toutes les conditions d'écoulement, de stabilité des berges et n'oubliant pas l'impact de cet aménagement sur l'environnement. Donc le choix de variante se détermine par de différents processus.

V.1.1 Objectif d'aménagement

Les objectifs recherchés dans cette étude d'aménagement sont :

- Améliorer les conditions d'écoulement des eaux superficielles afin d'éviter tout débordement sur les routes et submersion des terres agricoles ;
- Proposer des ouvrages adéquats à l'écoulement des eaux superficielles en période de crue pour protéger le voisinage du cours d'eau du risque d'inondation ;

1. Améliorer les conditions d'écoulement des eaux superficielles :

La maîtrise ruissellements est à prendre en compte sur tous le bassin versant, et tous les types d'espaces exposées au risque. Il doit être favorisé les phénomènes d'infiltration au travers la végétation forestière pratiques culturales, et une maîtrise de l'urbanisation et de l'imperméabilisation.

2. Augmentation de la capacité du cours d'eau en envisageant plusieurs techniques d'aménagement :

❖ Le recalibrage des cours d'eau :

C'est une technique s'appliquant aux tronçons des cours d'eau dont la section est jugée insuffisante, elle permet d'élargir et d'approfondir les sections des cours d'eau pour augmenter leur capacité d'évacuation des eaux et assurer une section mouillée répondant aux critères de protections désirées.

❖ Curage :

Il permet une nette amélioration des conditions d'écoulement suite à l'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.

❖ Reprofilage

C'est une opération qui consiste en la modification et l'homogénéisation du profil en long du cours d'eau (pente), toujours dans le but d'accroître sa capacité d'évacuation. Autrement dit, le reprofilage consiste à uniformiser la pente du cours d'eau, en modifiant la zonation du profil en long. Cette opération nécessite la suppression de la végétation rivulaire et des embâcles du lit.

❖ 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 occupés des bâtiments ou par la voirie.

❖ 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.1.2 Les formules de dimensionnement des canaux

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

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

Avec :

- Q : débit de dimensionnement (m³/s).
- n : rugosité du canal.
- S_m : section mouillée du canal (m²).
- I : pente du tronçon de cours d'eau (m/m).
- R_h : rayon hydraulique (m) tel que R_h=S_m/P_m.
- P_m : périmètre mouillé (m).

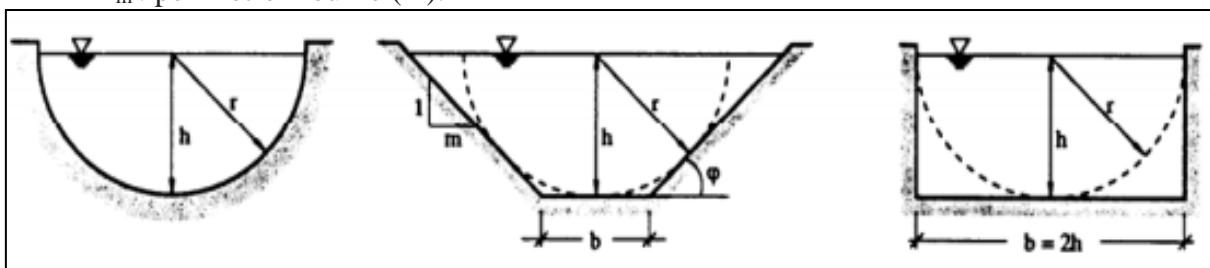


Figure V. 1 : Schémas explicatifs des différents canaux.

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

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

V.1.3 Choix des paramètres de dimensionnement

La pente du projet

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

Le coefficient de rugosité

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

Tableau V. 2 : Valeurs de coefficient de rugosité

Caractéristiques du lit ou du revêtement	Valeur de la rugosité n
Canal en gabion	0.03
Canal en pierres sèches	0.025
Canal en terre droit et uniforme	0.017
Canal à revêtement en béton	0.013

Source : Table de rugosité de Manning

Revanche des canaux

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

Tableau V. 3 : Revanches utilisées (Freeboard) (degoutti, 2008)

Débit (m ³ /s)	0.75 >	a 1.5 0.75	a 8.5 1.5	8.5 <
Revanche (m)	0.45	0.6	0.75	0.9

V.2 Description des variantes proposées pour l'étude :

Le but de cette étude, est de limiter la progression du lit de l'oued vers les habitations limitrophes et d'éviter le débordement des eaux lors des crues. Ces raisons, nous poussent à projeter la canalisation qui garantira la protection contre les crues, mais aussi il faut que cette variante, soit faisable techniquement et économiquement et qu'elle soit bien adaptée avec le terrain et ces conditions aussi bien topographiques que géologiques. Pour cette étude, nous proposons DEUX variantes de confection de ce canal :

- Un canal en béton armé.
- Un canal en gabion.
- Un canal mixte

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

V 2.1 Première variante : Protection avec un canal en bétonarmé

Cette variante consiste en la construction d'un canal en béton armé pour pouvoir maitriser le sens d'écoulement du cours d'eau afin d'évacuer les eaux des crues et de protéger les riverains contre les inondations. Le canal permet de minimiser les sections. Dans cette variante il ya plusieurs formes, rectangulaire ouvert, trapézoïdale, canal ferme.

A.CANAL TRAPEZOÏDALE

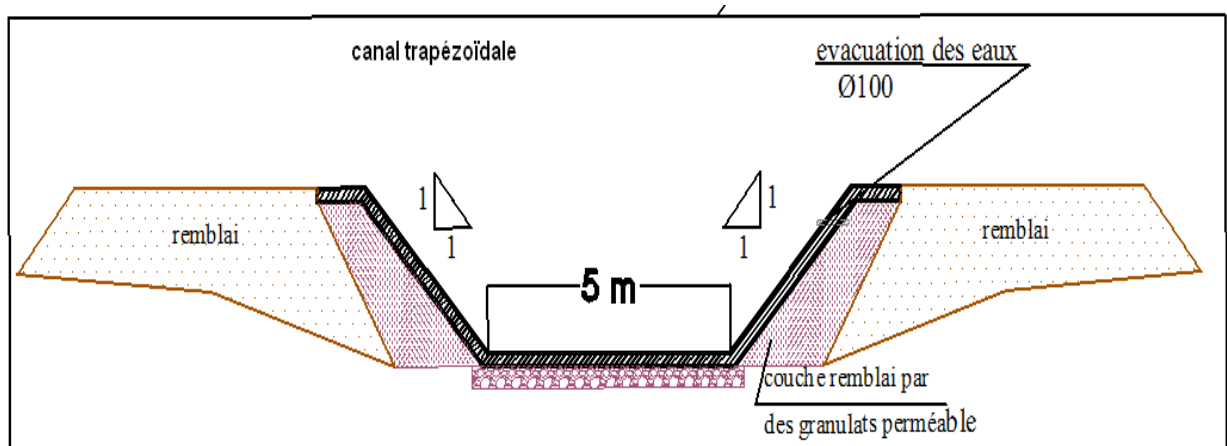


Figure V. 2 : Schéma explicatif de canal trapézoïdale.

B.CANAL RECTANGULAIRE FERME



Figure V. 3 : Schéma explicatif de canal rectangulaire fermé.

C.CANAL RECTANGULAIRE OUVERT

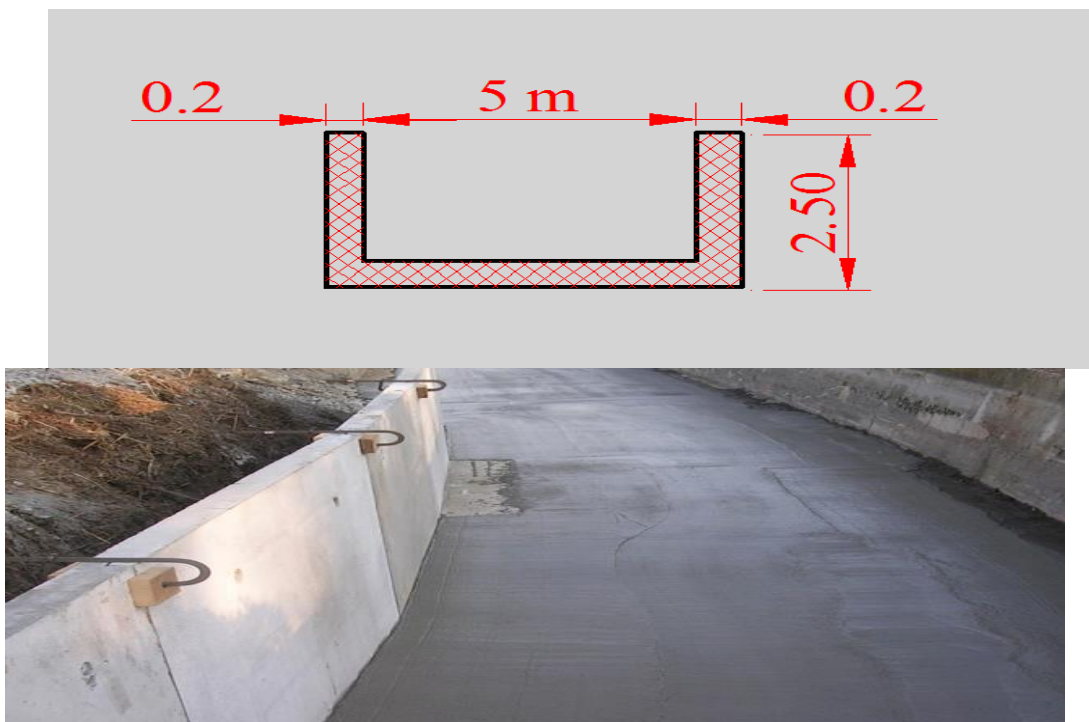


Figure V. 4 : Schéma explicatif de canal rectangulaire ouvert.

V 2.1.1 Dimensionnement

Pour la première variante nous avons proposé le canal trapézoïdale en béton armé de fruit =1, sauf le tronçon traversé les habitations (500 m jusqu'à 800 m), le canal rectangulaire en béton armé, d'après les calculs hydrauliques nous avons trouvé une les dimensions suivantes

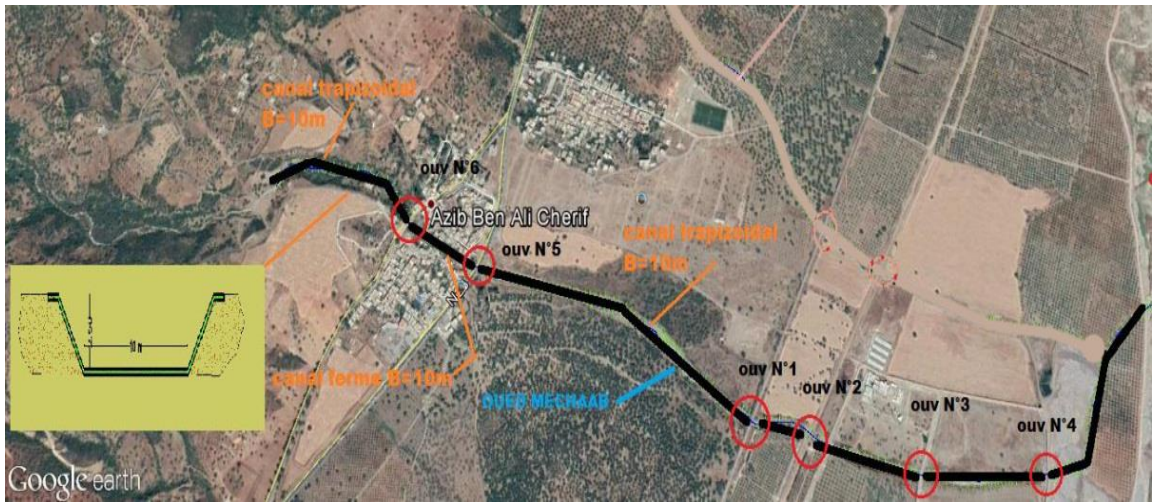


Figure V. 5 :Représentation du canal trapézoïdale le long e l'Oued

Tableau V. 4 :Dimensions de l'aménagement d'Oued MECHAAB (canal trapézoïdale 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	0	500	500	5.0	1	10	2.0
3	800	1600	800	2.5	1	10	2
4	1600	2400	800	1	1	12	1.8
5	2400	3000	600	0.5	1	15	1.6

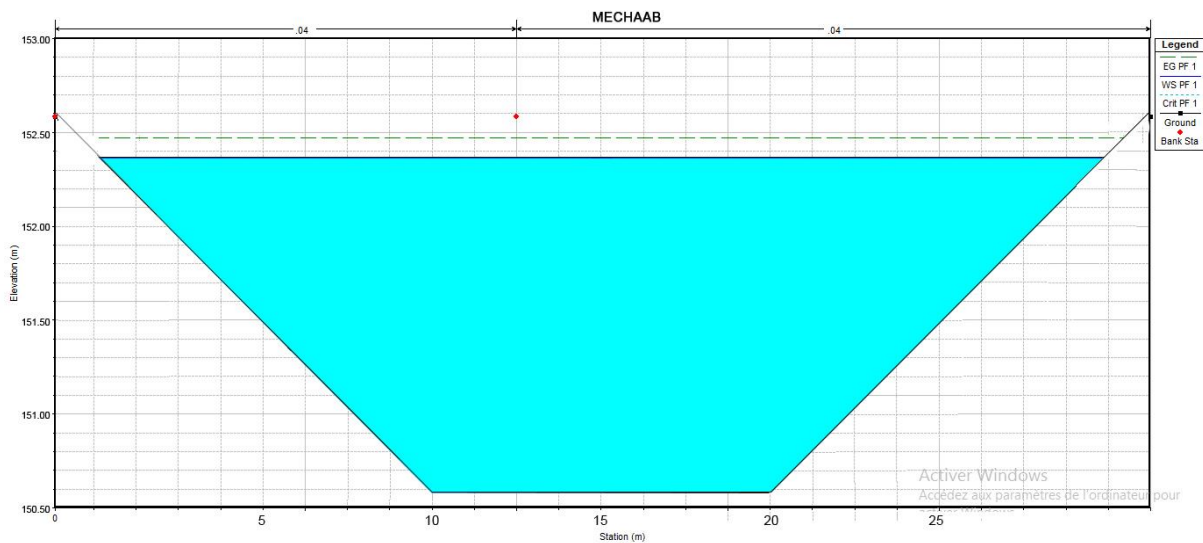


Figure V. 6 :Sections aménagée tronçons 3.

Tableau V. 5 :Dimensions de l'aménagement d'Oued MECHAAB (canal rectangulaire 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)
2	500	800	300	3.5	1	10	2.0

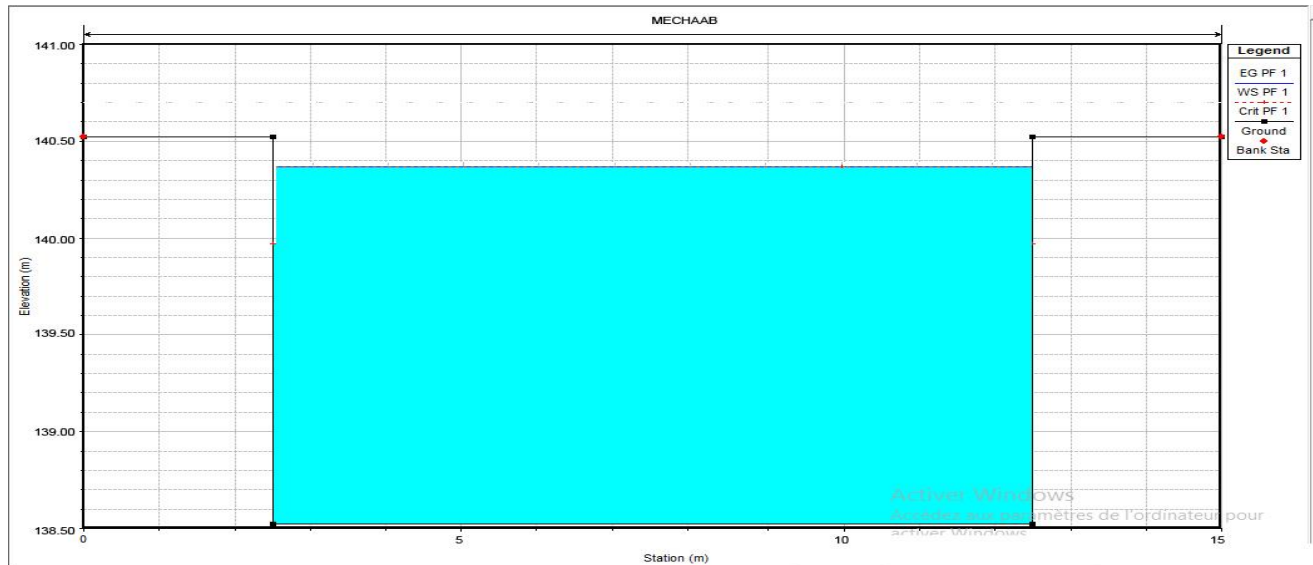


Figure V. 7 : Sections aménagée tronçons 2.

V 2.1.2 Les paramètre d'écoulement :

Les résultats de la simulation seront représentés dans le tableau ci-dessous :

Tableau V. 6 : Paramètres d'écoulement de la variante canal en béton armé

Profil	Débit Q (m3/s)	Vitesse (m/s)	Froude	Tirant d'eau (m)	Section Mouillée (m2)	Périmètre mouillé (m)	Rayon hydraulique (m)	Remarque
1	78.13	11.06	4.47	0.66	7.05	11.87	0.59	régime torrentiel
3	78.13	8.86	3.25	0.81	8.81	12.3	0.71	régime torrentiel
4	78.13	6.26	2.11	0.96	12.46	14.72	0.84	régime torrentiel
5	78.13	4.7	1.52	1.03	16.61	17.92	0.92	régime torrentiel

Tableau V. 7 :Paramètres d'écoulement de la variante canal rectangulaire en béton armé

Profil	Débit Q (m3/s)	Vitesse (m/s)	Froude	Tirant d'eau (m)	Section Mouillée (m2)	Périmètre mouillé (m)	Rayon hydraulique (m)	Remarque
2	78.13	10.05	3.64	0.77	7.77	11.55	0.62	régime torrentiel

V 2.1.3 Estimation du coût de la variante :

On prend une épaisseur de 10 cm pour le béton armé 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. 8 : Devis de la variante (canal en béton armé).

Désignation des travaux		Unité	Quantité	Prix unitaire (DA)	Montant (DA/ml)
Terrassement	Déblai	m ³ /ml	47	450	21150
	Remblai	m ³ /ml	8.53	300	2559
Béton de propreté		m ³ /ml	7.67	6000	46020
Béton armé		m ³ /ml	4.2	320000	134400
Total					204129

V 2.2 Deuxième variante : Protection avec un canal en Gabion

Les gabions sont des structures composites, polyvalentes et robustes, constituées de cages en grillage à double torsion, remplies de blocs durs et résistants. Les gabions servent régulièrement à la construction d'ouvrages de soutènement, de protection anti-affouillement, de revêtement des canaux et de protection anti-érosion sur les revêtements qui équipent les berges de rivière.

A. Les avantages du gabion

se résumant comme suit :

- Toutes les dimensions sont disponibles ;
- Le grillage métallique est disponible sur le marché local ;
- Adaptabilité à toute forme de structure du sol et du terrain ;
- Le gabionnage est un bloc souple résistant et difficilement déplaçable par la force de l'eau ;
- Le mur en gabion peut se végétaliser facilement afin d'encore mieux l'intégrer dans 6.2

B. Les inconvénients du gabion

- La formation technique d'une main d'œuvre qualifiée est nécessaire ;
- Eloignement des carrières ;
- Nécessité de mise en œuvre d'un filtre granulaire.

Cette variante est constituée d'un canal en murs de gabions le long des berges du cours d'eau.

La forme des murs en gabion est en escalier des deux côtés de l'axe de l'oued. Ils seront ancrés de 0.50m, Le rôle de ces canaux est de contenir et de rediriger vers les endroits préférentiels la circulation des eaux, surtout dans les zones d'habitations. On projette la pose d'un matelas tout au long du lit du cours d'eau pour protéger le canal lui-même contre les affouillements, ainsi qu'un convergent sur une longueur de 10m tout au début du canal.

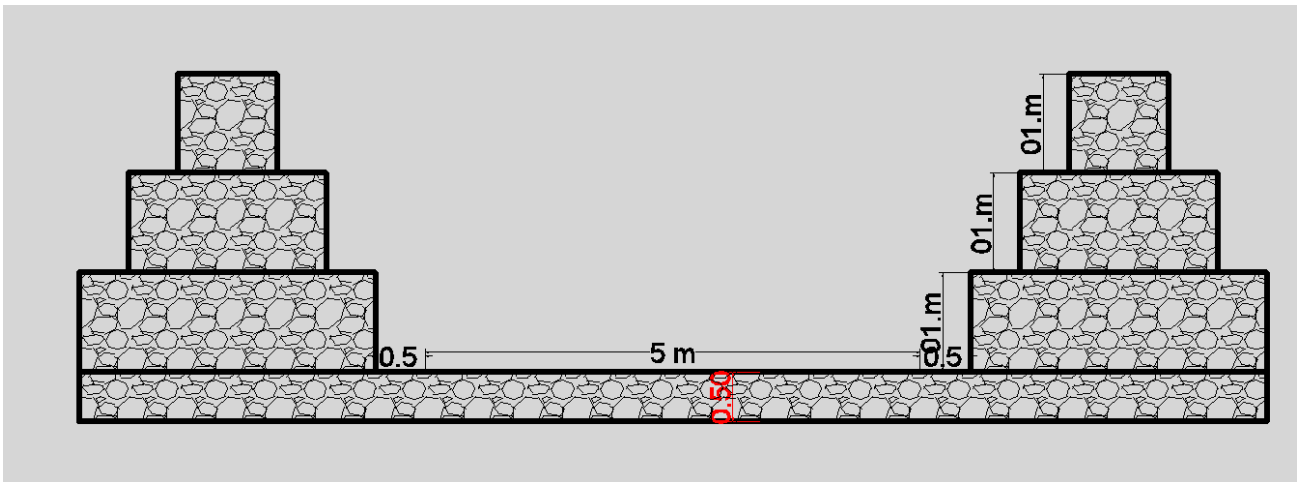


Figure V. 8 : Schéma explicatif des blocs en Gabion

Tableau V. 9 : Paramètres hydrauliques pour une section en gabion.

Caractéristique	Section (m)	Périmètre (m)	Rayon hydraulique (m)
Relation	$\frac{1}{2}k(k-1) + bk$	$b + 3k - 1$	$\frac{0.5k(k-1) + bk}{b + 3k - 1}$

Avec : k : nombre d'étages.

b: base du canal

V 2.2.1 Dimensionnement

Pour la deuxième variante nous avons proposé l'aménagement engabion sauf le tronçon traversé les habitations (section 92 jusqu'à section 97), le canal rectangulaire en béton armé fermé, d'après les calculs hydrauliques nous avons trouvé une les dimensions suivantes :

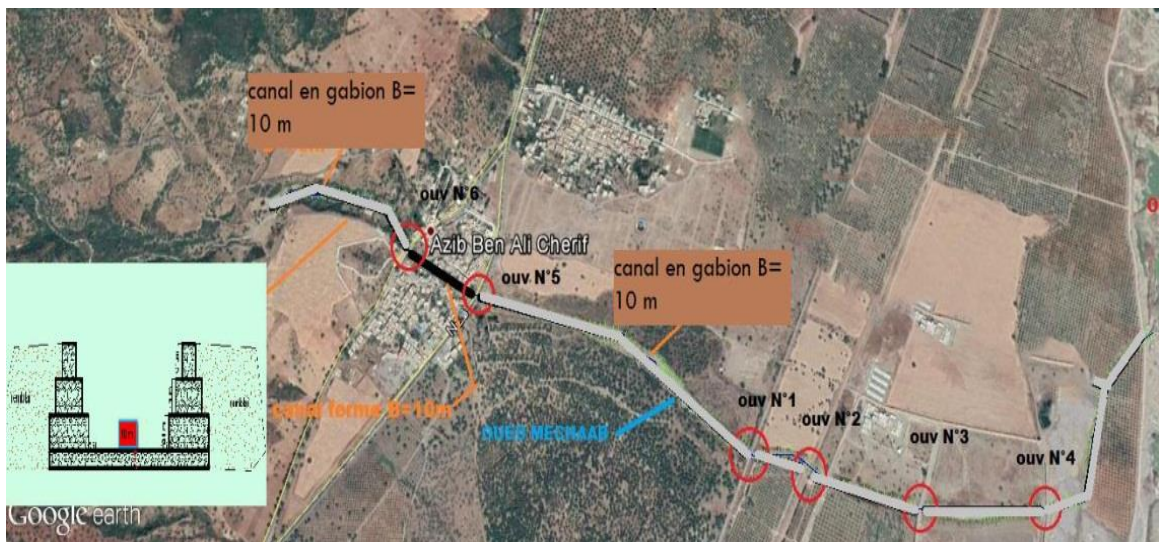


Figure V. 9 : Représentation du canal en Gabion le long de l'Oued

Tableau V. 10 : Dimensions de l'aménagement d'Oued MECHAAB (canal en Gabion).

Tronçons	Section départ	Section arrivée	Longueur (m)	Pente (%) projet	Largeur du fond b (m)	Hauteur du canal H (m)
1	0	500	500	5.0	10	1.6
2	500	1600	1100	2.5	10	2.2
3	1600	2400	800	1.0	12	1.8
4	2400	3000	600	0.5	15	2

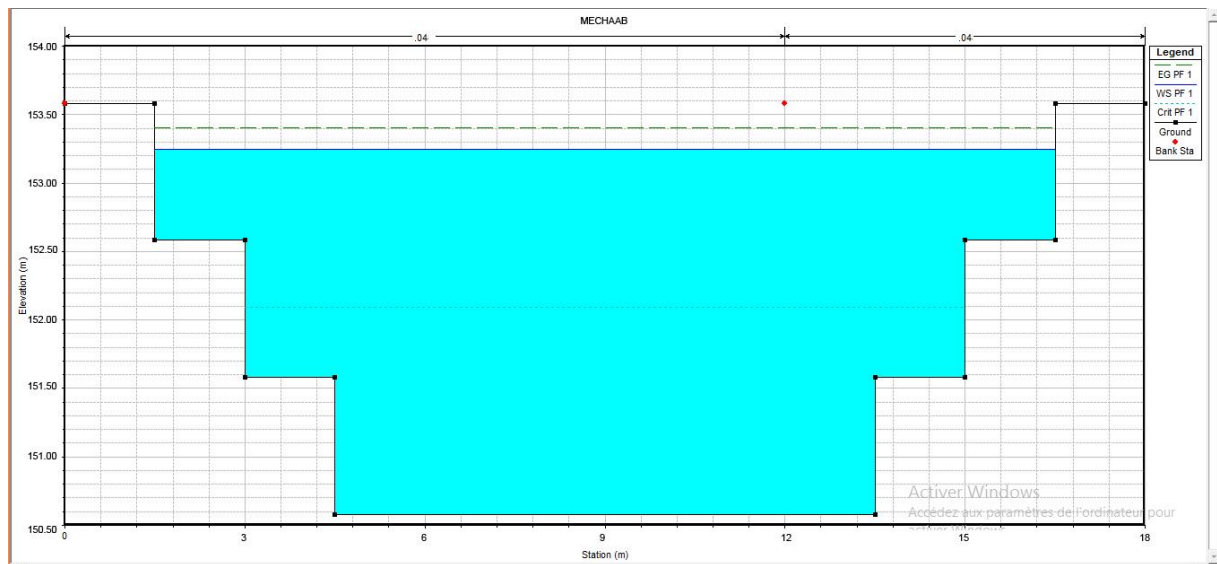


Figure V. 10 :Sections aménagée tronçons 3.

V 2.2.2 Les paramètre d'écoulement :

Les résultats de la simulation seront représentés dans le tableau ci-dessous :

Tableau V. 11 :Paramètres d'écoulement de la variante canal en gabion

Profil	Débit Q (m3/s)	Vitesse (m/s)	Froude	Tirant d'eau (m)	Section Mouillée (m2)	Périmètre mouillé (m)	Rayon hydraulique (m)	Remarque
1	78.13	7.88	2.52	0.99	9.91	11.98	0.82	régime torrentiel
2	78.13	6.29	1.8	1.24	12.4	12.48	0.99	régime torrentiel
3	78.13	4.45	1.17	1.42	17.53	14.92	1.17	régime torrentiel
4	78.13	3.34	0.85	1.52	23.33	18.11	1.28	régime fluvial

V 2.2.3 Estimation du coût de la variante :

L'estimation du cout de la variante est donnée dans le tableau suivant :

Tableau V. 12 : Devis de la variante (canal en gabion).

Désignation des travaux		Unité	Quantité	Prix unitaire (DA)	Montant (DA/ml)
Terrassement	Déblai	m ³ /ml	78.13	450	35158.5
	Remblai	m ³ /ml	63.56	300	19068
gabion		m ³ /ml	15	12000	180000
Total					234226.5

V 2.3Troisième variante: Protection avec un canal mixte :

Cette variante est décomposée en deux parties : un canal en béton pour le tronçon qui traverse la ville (tronçon 2), un canal en gabion pour les autres tronçon (1et 3et 4et 5) pour protection de terrain agricole.

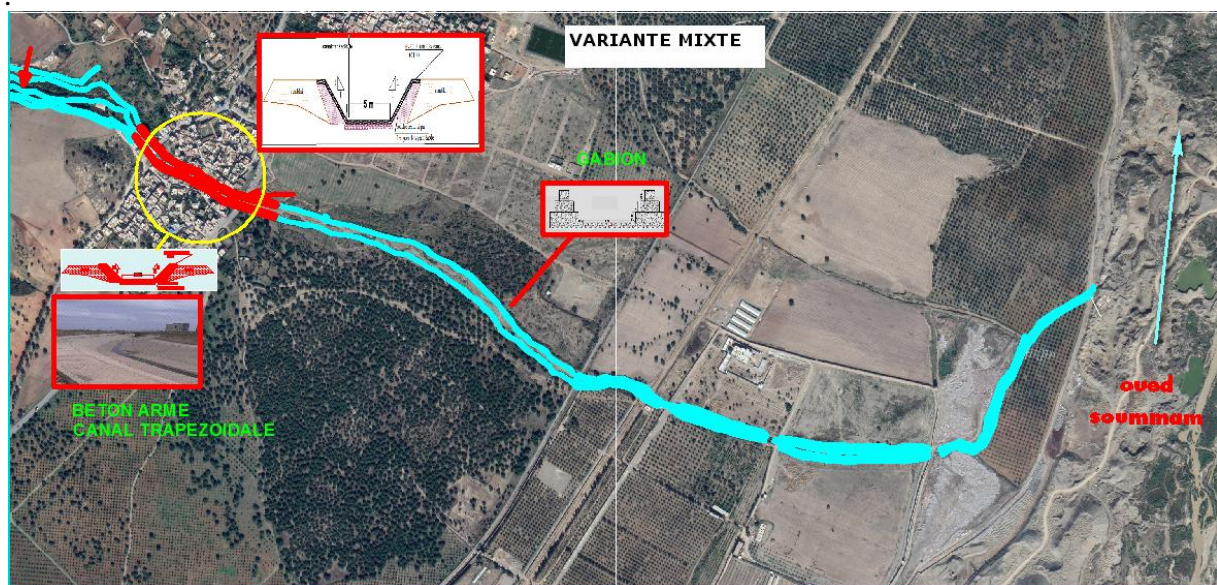


Figure V. 10 : Représentation du canal mixte le long de l'Oued

V.2.3.1 Dimensionnement

Les résultats de calcul sont donnés dans le tableau suivant :

Tableau V. 13 : Dimensions de l'aménagement d'Oued MECHAAB (canal mixte)

Tronçons	Section départ	Section arrivée	Longueur (m)	Pente projet (%)	Fruit	Largeur du fond b (m)	Hauteur du canal H (m)	Type d'aménagement
1	0	500	500	5	-	10	1.6	GABION
2	500	800	300	3.5	1	10	2.0	Trapèze béton
3	800	1600	800	2.5	-	10	2	GABION
4	1600	2400	800	1	-	12	1.8	GABION
5	2400	3000	600	0.5	-	15	2	GABION

V 2.3.2 Les paramètres d'écoulement :

Les résultats de la simulation seront représentés dans le tableau ci-dessous :

Tableau V. 14 : Paramètres d'écoulement de la variante canal mixte

Profil	Débit Q (m ³ /s)	vitesse (m/s)	Froude	Tirant d'eau (m)	Section Mouillée (m ²)	Périmètre mouillé (m)	Rayon hydraulique (m)	Remarque
1	78.13	7.23	2.22	1.08	10.80	12.16	0.88	régime torrentiel
3	78.13	5.77	1.53	1.35	13.53	12.70	1.06	régime torrentiel
4	78.13	4.08	1.03	1.59	19.13	15.18	1.25	régime torrentiel
5	78.13	3.07	0.75	1.69	25.43	18.39	1.38	régime fluvial

Tableau V. 15 : Paramètres d'écoulement de la variante canal rectangulaire en béton armé

Profil	Débit Q (m ³ /s)	Vitesse (m/s)	Froude	Tirant d'eau (m)	Section Mouillée (m ²)	Périmètre mouillé (m)	Rayon hydraulique (m)	Remarque
2	78.13	9.87	3.64	0.73	7.91	12.08	0.65	régime torrentiel

V.2.3.3 Estimation du coût de la variante**Tableau V 16 :** Devis de la variante (canal mixte).

Désignation des travaux		Unité	Quantité	Prix unitaire (DA)	Montant (DA/ml)
Montant (DA)				(DA)	
Terrassement	Déblai	m ³ /ml	90.3	450	40635
	Remblai	m ³ /ml	70.1	300	21030
Evacuation		m ³ /ml	5.5	200	1100
Béton arme		m ³ /ml	0.8	32000	25600
Gabion		m ³ /ml	10	12000	120000
Béton de propreté		m ³ /ml	2.3	6000	13800

Total TTC	222165
------------------	--------

V.3 Choix de la variante d'aménagement

❖ Critères d'évaluation:

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

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

❖ La variante choisie

Les deux variantes assemblent pouvoir évacuer le débit de crues sans débordement mais d'un point de vue financier, la variante du canal en béton armé paraît plus économique et qui est facile à utiliser, durable, et surtout de point de vue financier. On opte pour la variante d'un canal en béton armé car :

- Le rendement hydraulique est efficace.
- Les résultats de calcul sont réalistes.
- La durée de vie est importante.
- Les matériaux de constructions sont disponibles.
- La forme étroite est adaptée à la ville.
- La durée de réalisation est courte par rapport à un revêtement en gabion.
- Assure un bon écoulement hydraulique en exploitant la section économique du canal.
- Très répandu dans la protection contre les inondations

Conclusion :

Après avoir étudié les sections proposées pour l'aménagement d'oued nous avons opté pour les canaux en béton armé de forme trapézoïdale pour tous l'oued, (sauf la partie qui traverse les habitants canal rectangulaire en béton armé).

CHAPITRE VI

Organisation de chantier

Introduction

L'organisation d'un chantier est l'ensemble des dispositions envisageables pour l'exécution, dans les meilleures conditions possibles, d'un travail afin de déduire les coûts de production. Cette organisation offre ainsi, à l'homme et à la machine, un contexte favorable à l'optimisation et l'augmentation de la productivité.

Pour cela il faut :

- Définir avec précision les méthodes d'exécution, les modes opératoires permettant la mise en pratique des techniques modernes de construction avec un bon rendement.
- Repartir et coordonner les tâches le recrutement d'une main-d'œuvre spécialisée et compétente.
- Structurer, convenablement, les postes de travail pour lesquels on adoptera une mécanisation de plus en plus poussée.
- Constituer des équipes de travail efficaces et compétentes en nombre suffisant car les charges du personnel employé influencent l'évaluation des coûts

VI.1 Organisation de chantier

VI.1.1 Rôles et responsabilités des intervenants sur chantier

Dans le cadre d'une organisation de chantier, il est important de fixer les rôles et responsabiliser les différentes personnes amenées à construire un ouvrage d'art.

- **Le 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 d'œuvre :** C'est une personne physique ou morale désignée par le maître d'ouvrage pour recevoir l'ouvrage, et assure le contrôle lors d'exécution.
- **L'entreprise :** C'est la réunion des moyens mobiles et immobile et en personnel dont l'objectif est de réaliser les travaux.
- **L'entrepreneur :** C'est une personne physique ou morale, titulaire d'un marché de travaux conclu avec le maître d'ouvrage, chargée de l'exécution des travaux.

VI.1.2 Travaux préparatoires et installation de l'entreprise

L'implantation d'un chantier nécessite un terrain en dégagant de larges espaces autour de l'entreprise, afin de ménager les diverses aires de stockages et des pistes de circulation d'engins, suivie de leur occupation progressive par les locaux, engins, postes fixes de travail.

Nous pouvons distinguer les installations suivantes :

VI.1.2.1 Installations destinées au personnel

En général, sont :

- **Abris-clos et vestiaire :** Local aéré, éclairé, chauffé en saison froide. Local avec armoires (surface minimum du local $> 1.25 \text{ m}^2$ par personne).
- **Les réfectoires** prévoir un local de restauration dans le cas où le nombre de repas est supérieur à 25. Tables et sièges en nombre suffisant (surface minimum $> 1.5 \text{ m}^2$ par personne). Garde-manger et chauffe gamelles installés dans l'abri ou dans un lieu couvert.
- **Les installations sanitaires :**
 - Lavabos ou rampes pour la toilette : 1 orifice au moins pour 5 travailleurs.
 - Local avec lavabos : un lavabo pour 10 personnes au plus.
 - Douches obligatoires pour tous travaux salissants : 1 pour 8 personnes.
- **Poste de secours :** Une Boîte de secours doit être mise à la disposition des travailleurs dans tous les types de chantiers. Recruter un infirmier est obligatoire pour 200 personnes.
- **Les bureaux de chantier :** Le nombre de bureaux à installer est indiqué par le maître d'œuvre et mentionner clairement dans son rapport.

VI.1.2.2 Installations destinées au stockage des matériaux

Pour le stockage du ciment des silos métalliques et ou des baraquements en bois ou en métal seront utilisés. Les agrégats peuvent être stockés en plein air mais prévoir un croisement entre les différents types d'agrégats, pour éviter leur mélange ce qui facilitera le dosage du béton, et l'acier.

VI.1.2.3 Installations destinées à la réparation des engins

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

VI.1.2.4 Installation destinée pour la préfabrication

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

VI.1.3 Moyens du chantier

VI.1.3.1 Moyens humains

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

VI.1.3.2 Moyens matériels du chantier

On distingue le matériel général de terrassement et le matériel de bétonnage.

✚ Le matériel de terrassement

- Compacteurs à pneus

Est un engin de compactage anciennement à traction animale, aujourd'hui motorisé, caractérisé par des roues cylindriques lisses ou à relief dit « pied de mouton ».



Figure VI. 1 : Compacteur à pneus.

(Source : <http://www.wbestroadmachine.fr>).

- Compacteur

Pour le compactage des sols fins, on utilise les compacteurs à rouleaux et on utilise les rouleaux vibrants lisses pour les sols granulaires et rocheux.



Figure VI. 2 : Compacteur à rouleaux.

(Source : <https://www.simplex.ca>).

En ce qui concerne le prélèvement et le transport des matériaux, les deux moyens couramment utilisés sont :

- **Décapeuse automotrice (grader)**

Est généralement utilisée pour l'arasement des sols. Cet engin possède une benne avec tiroir éjecteur pouvant se surbaïsser et qui, par l'effet du déplacement de la machine, permet d'extraire les matériaux. Ceux-ci seront ensuite transportés sur le lieu de déchargement pour finalement y être répandus en couches.

Ces engins travaillent généralement en duo car ils sont poussés (un tampon se trouve à l'arrière) par un bulldozer équipé d'une lame spéciale dite « pousse ». Ce type de scraper dit « poussé » est le plus répandu.

L'engin peut aussi être autonome, du type « automoteur ». Par le biais d'une chaîne élévatrice, il se charge et se décharge par ses propres moyens.



Figure VI. 3 :Décapeuse automotrice.

(Source : <https://www.cableprice.co.nz>).

- **Pelle hydraulique**

Cet engin de chantier est aussi connu sous le nom de pelleteuse, pelle ou excavatrice. Elle est constituée d'un châssis porteur à chenilles ou à pneus et surmontée d'une tourelle dotée d'une rotation continue de 360 degrés. Cette tourelle porte le moteur, les organes hydrauliques (pompes, moteur, vérins), le poste de conduite et l'équipement (flèche, balancier, godet).

Le poids d'une pelle hydraulique sur pneus peut atteindre jusqu'à 127 tonnes tandis que sur chenilles il peut atteindre jusqu'à 980 tonnes. La popularité des machines hydrauliques est due à leur très grande puissance ainsi qu'à la grande variété d'organes mécaniques pouvant utiliser cette puissance.

La pelleteuse est utilisée pour des travaux :

- De terrassement
- D'extraction (chargement de matériaux dans une carrière...)
- De réalisation et nettoyage de fossés et de talus...
- De fondations spéciales (forage, parois moulées...), la pelle sera équipée du matériel : mouton, sonnette...



Figure VI. 4 : Pelle hydraulique.

(Source : <https://www.i.auto-bild.de>).

- **Camions de chantier**

Les camions favorisent le mélange de plusieurs horizons, sont plus adaptés lorsque la zone d'emprunt est éloignée du site ou à un relief très marqué.

Généralement, sont des véhicules lourds porteurs et tracteurs de terre et de marchandises.



Figure VI. 5 : Camion de chantier.

(Source : <https://images.caradisiac.com>).

- **Chargeur à pneu ou à chenilles**

Ce sont des tracteurs sur lesquelles on monte à l'avant deux bras articulés actionnés par des vérins et portant un godet.



Figure VI. 6 : chargeur pneumatique.

(Source : <https://www.batiactu.com>).

- **Le bulldozer**

Les tracteurs niveleurs à chenilles (dozer) se sont répandus dans tous les pays du monde depuis les années 1940-45. Leur silhouette est devenue familière sur de très nombreux chantiers et de nombreux conducteurs, se sont exercés à la conduite de ces engins. Ainsi tout terrassement doit commencer par le décapage de la terre végétale ou couche supérieure du sol qui contient des débris végétaux ; ce résultat est pratiquement obtenu au cours de la déforestation.

Le bulldozer est une pelle niveleuse montée sur un tracteur à chenille ou à pneus, dont le rôle est défrichage, déplier les obstacles, nettoyage de l'oued, comblai les trous et de tresser les talus.



Figure VI. 7 : bulldozer.

(Source : <https://upload.wikimedia.org>).

Le matériel de bétonnage

Des bétonnières sont le plus souvent utilisées ce sont des machines servant à malaxer les différents constituants du béton (ciment, sable, gravier, eau) nécessaire pour la construction des ouvrages en béton.



Figure VI. 8 : camion à bétonnière.

(Source : <https://besthqwallpapers.com>).

VI.1.3 Devis quantitatif et estimatif du projet :

Les estimations des prix des ouvrages et aménagements donnés :

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

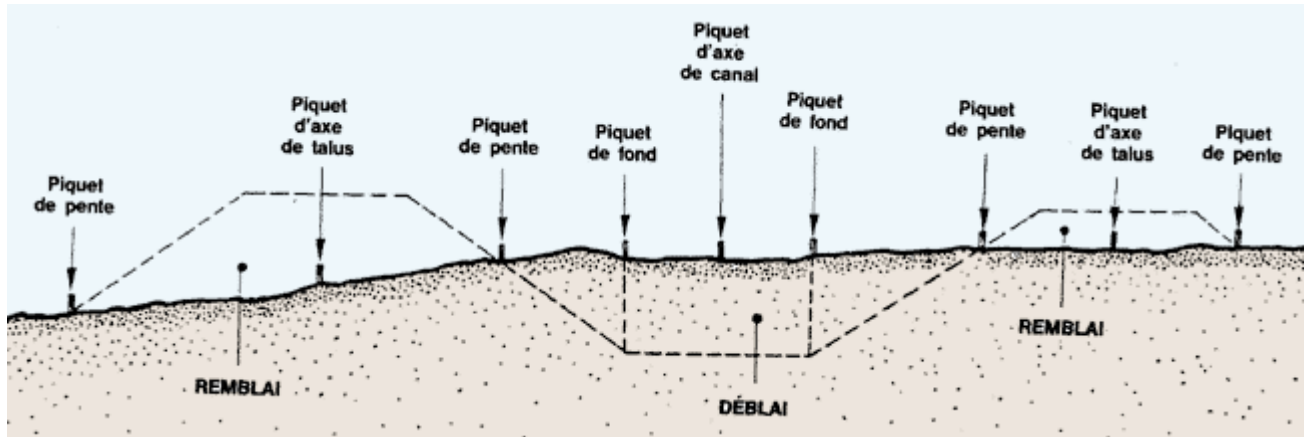


Figure VI. 9 : Coupe type de terrassement

Le tableau suivant donne les montants de réalisation de la variante choisies (canal en béton armé) retenue :

Tableau VI. 1 : Le devis des différents travaux d'Oued Mechaab

Désignation des travaux		Unité	Quantité	Prix unitaire (DA)	Montant (DA)
Terrassement					
	Déblai	m ³	102923.5	450	46315575
	Remblai	m ³	1616.7	300	545010
Béton arme		m ³	4102	320000	82040000
Béton de propreté		m ³	1208	6000	7248000
Montant HT					136148585
TVA 19%					25868231.15
Total TTC					162016816.15

Le devis du projet est estimé à : : Cent soixante-deux millions seize mille huit cent seize DA

VI.2 Planification

VI.2.1 Définition

Elle consiste à chercher constamment la meilleure façon d'utiliser avec économie la main d'œuvre et les autres moyens de mise en œuvre pour assurer l'efficacité de l'action à entreprendre, elle consiste en :

- ✓ Installation des postes de travail
- ✓ Observations instantanées
- ✓ Analyse des tâches
- ✓ Chronométrage
- ✓ Définition des objectifs et des attributions
- ✓ Simplification des méthodes
- ✓ Stabilisation des postes de travail.

VI.2.2 Les étapes de la planification

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

- **Collecte des informations**

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

- **Décomposition de projet en tâches**

Dans cette étape le projet sera décomposé en opérations.

- **Prévoir la relation entre les opérations**

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.

- **Attribution des durées**

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

$$T = \frac{Q}{N \cdot R} \text{(VII.1)}$$

Avec :

T : temps de réalisation en heures ;

Q : quantité de travail en (m³, m², m...) ;

N : La norme de travail, on prend N =7 h/j ;

R : rendement de travail.

VI.2.3 Les techniques de planification

Il existe deux principales méthodes de planification :

VI.2.3.1 Méthodes basées sur le réseau

✚ Définition du réseau

Le réseau est une représentation graphique d'un projet qui permet d'indiquer la relation entre les différentes opérations qui peuvent être successives, simultanées, convergentes.

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.

✚ Construction du réseau

Pour construire un réseau il convient d'effectuer les 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 précédentes et succédantes

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.



Différentes méthodes basées sur le réseau

Nous citons dans cette étude deux méthodes à savoir : la méthode C.P.M (Critical Path Method) et la méthode P.E.R.T (Program Evaluation and Review Technical).

- **Méthode du chemin critique (Critical Path Method : CPM)**

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

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

2ème phase : analyser systématiquement le réseau, heure par heure, jour pour jour.

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

Dans le cas des opérations qui se suivent, il est préférable d'opter pour la méthode C.P.M.

- **Méthode P.E.R.T (Méthode américaine-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.

- **Méthodes basées sur le graphique**

Il existe :

- **Méthode linéaire (ligne of balance technic)**

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

- **Méthode à barres**

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

VI.2.4 Les paramètres de la méthode C.P.M

Le calcul se fait en aller et en retour. Pour le calcul d'un réseau à nœuds, le calcul se fait à l'aide d'une grille

La grille est comme suit :

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.

VI.2.5 Les principales lois de la méthode C.P.M

Pour calcul allé on a $\begin{cases} DFPi = DCPi + TR. \\ DFPj = DCPi. \end{cases}$ (VII.2)

Pour la dernière cellule on procède ainsi $\begin{cases} DCPj = DFPj \\ DFPP = DFP. \end{cases}$ (VII.3)

Ensuite :

Pour calcul retour on a $\begin{cases} DCPj = DFPPi. \\ DCPi = DFPPj - TR. \end{cases}$ (VII.4)

La marge totale :

$$\begin{aligned} MT &= DFPP - DFP. \\ MT &= DCPj - DCPi. \end{aligned} \quad (VII.5)$$

La marge totale d'une opération est toujours positive et c'est elle est nulle, on l'appelle la tache critique.

Chemin critique (C.C)

C'est le chemin le plus long qui donne la durée totale du projet (DTP) reliant les opérations possédant la marge totale nulle (0).

On peut avoir deux, ou plusieurs chemins critiques dans un réseau.

Donc pour retrouver un chemin critique il suffit de vérifier la double condition suivante :

$$\Leftrightarrow \text{C.C} \begin{cases} MT = 0. \\ \sum T_{c.c} = D.T.P. \end{cases} \quad (VII.6)$$

Dans la méthode P.E.R.T, on utilise des formes géométriques comme le carré et le triangle.

La méthode de Tableau

Il s'agit de faire le calcul en utilisant un tableau conçu pour le calcul de DTP et la définition du chemin et des taches critiques.

Plannings des Travaux

La méthode basée sur le graphique a pour objectif de donner le diagramme de GANTT

Appelé couramment le planning des travaux, C'est la méthode des barres.

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...). 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 es comptée 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).

Il existe trois types de plan de travail :

- **Plan de travail au plus tôt**

Toutes les opérations commencent à leur date au plus tôt, l'entreprise opte pour ce type de planning lorsqu'elle est riche en moyens et travaille sur plusieurs chantiers.

- **Plan de travail au plus tard**

Toutes les opérations commencent à leur date au plus tard ; les tâches ne sont pas retardées, l'entreprise opte pour ce type de planning quand ses moyens sont limités (plus économique).

- **Plan de travail intermédiaire**

Les opérations commencent à une date intermédiaire, entre date au plus tôt et date au plus tard, l'entreprise opte pour ce type de planning quand elle est riche et travaille sur un seul chantier (moyens parfaits).

VI.2.6La partie pratique

Avant de commencer il nous faut établir un phasage des travaux, dont plusieurs types de contraintes peuvent intervenir.

- Contraintes techniques d'un point de vue hydraulique ;
- Contraintes techniques du point de vue réalisation génie civil ;
- Importance des enjeux touchés par les inondations ;
- Etalement des couts d'investissement.

En termes de contraintes hydrauliques, il est conseillé de commencer s'il y a lieu en premier par la construction des ouvrages d'accumulation, et la réalisation des travaux d'aval en amont. Et en termes de génie civil, de prévoir les travaux dans la période de l'année où le niveau d'eau est relativement bas.

VII.2.6.1 Attribution des durées pour les tâches

Tableau VI. 2 : Liste des opérations avec leurs durées.

Designation d'opération	Code	Durée (Jours)
Installation du chantier	A	15
Travaux de terrassement sur tronçon 1et 2	B	45
Compactage sur tronçon 1et 2	C	20
Recouvrement des berges trancon 1	D	25
Betonage du trancon 2	E	30
Travaux de terrassement sur tronçon 3et4	F	50
Compactage sur tronçon 3 et 4	G	25
Betonage du trancon 3	H	60
Remblai derrière le canal avec compactage	I	50
Travaux de finition	J	30
Travaux topographiques et recollement	K	30
Déménagement du chantier	L	15

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

Tableau VI. 3 : Succession des tâches.

Opération	Durée (Jours)	Précède
A	15	B
B	45	C
C	20	D,E
D	25	F
E	30	F
F	50	G
G	25	H,I
H	60	K,J
I	50	K
J	30	L
K	30	L
L	15	#

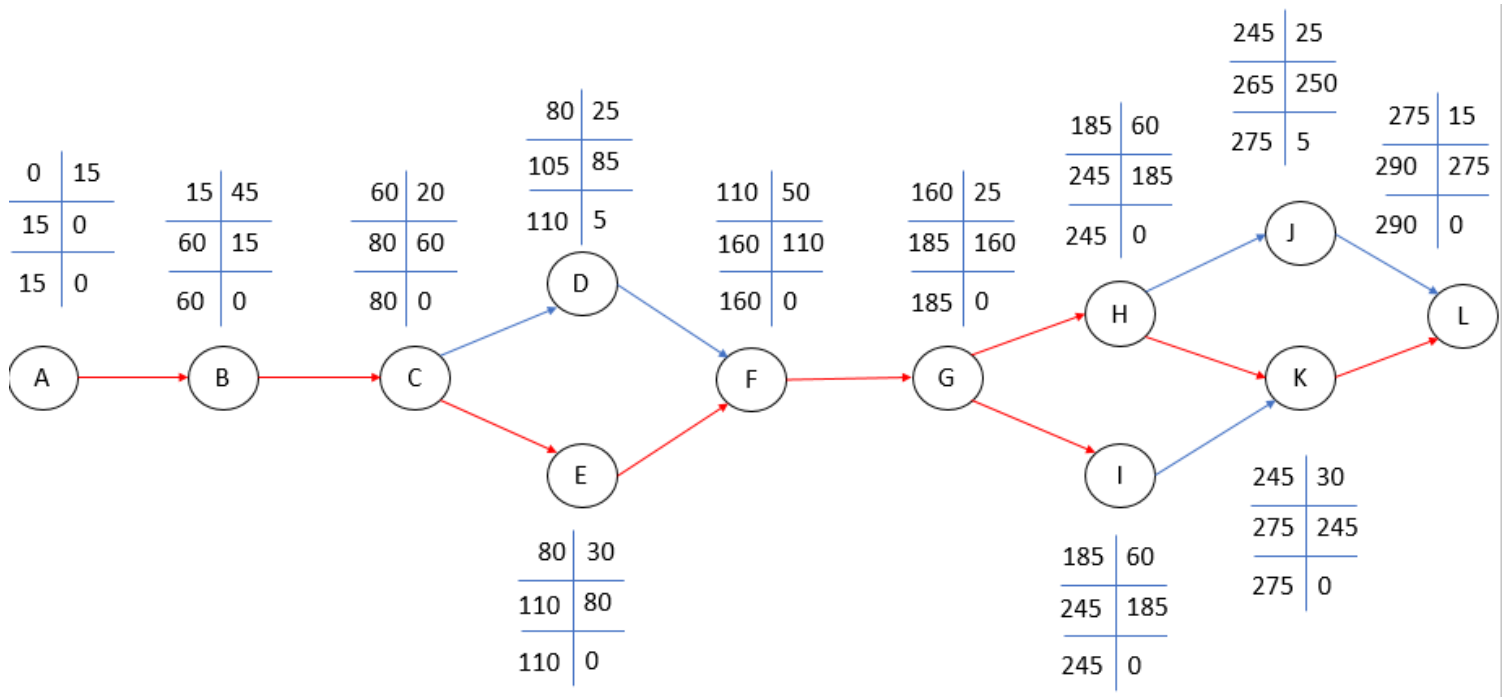


Figure VI. 10 : Réseau de planification des tâches par la méthode CPM

VI.3 Protection et sécurité du travail

La protection et la sécurité de travail comprennent tout un système de mesure d'ordre social économique, technique, hygiénique, organisationnel et juridique. Ceux-ci garantissent l'assurance de la protection de la santé et de la capacité de travail des travailleurs. Les chantiers sont très dangereux et les accidents peuvent survenir à tous moment, c'est pour cela qu'on doit s'en prémunir.

Les différents organismes intéressés par les sécurités lors du travail et les services d'inspection ont édicté un certain nombre des règlements qui doivent s'appliquer aux chantiers.

Ces règlements contribuent à limiter au maximum les accidents de travail et les dégâts humains et matériels dus à ces accidents. En ce qui concerne la sécurité pendant la période de construction et de fonctionnement du l'ouvrage, la prévention contre les accidents de travail est indispensable.

VI.3.1 Causes des accidents de travail dans un chantier hydraulique

Généralement les accidents de travail imputables à des conditions dangereuses et actions dangereuses sont causés par deux facteurs :

VI.3.1.1 Facteurs humains

- Manque de contrôle et négligence.
- La fatigue des travailleurs, manque de maîtrise et de responsable.
- Encombrement dans les différentes phases d'exécution des travaux de travail inadapté.

VI.3.1.2 Facteurs matériels

- Outillage, engins, et machines de travail.
- Nature des matériaux mis en œuvre.
- La difficulté posée lors de l'exécution du travail.
- Les installations mécaniques et électriques

VI.3.2 Liste des conditions dangereuses

- Installations non protégées.
- Installations mal protégées.
- Outillages, engins et machines en mauvais état.
- Protection individuelle inexistante.
- Défaut dans la conception et dans la construction.
- Matières défectueuses.
- Stockage irrationnel.
- Mauvaise disposition des lieux.
- Eclairages défectueux.
- Facteurs d'ambiance impropres.
- Conditions climatiques défavorables.

VI.3.3 Liste des actions dangereuses

- Intervenir sans précaution sur des machines en mouvement.
- Agir sans prévenir ou sans autorisation.
- Neutraliser les dispositifs de sécurités.
- Intervenir sans précaution sur des installations sous pression, sous tension.
- Ne pas utiliser l'équipement de protection individuelle.
- Mauvaise utilisation d'un outillage ou engin.
- Importance durant les opérations de stockage.
- Adopter une position peu sûre.
- Travailler dans une altitude inappropriée.
- Suivre un rythme de travail inadapté.

- Plaisanter ou se quereller.

VI.3.4 Mesures préventives pour éviter les causes des accidents

On distingue les deux types suivants :

VI.3.4.1 Protection collective

L'entrepreneur ou bien le chef de chantier doit mettre en évidence les points suivants :

- Application stricte des règlements de sécurité.
- Affectation rugueuse du personnel aux commandes des points clés d'une installation moderne de chantier.
- Les appareils de levage doivent être établis sur une surface présentant une résistance suffisante.
- Les câbles et les chaînes de levage ne doivent pas être soumis à des charges supérieures à celle fixée.
- Les travaux ne doivent être exécutés que lorsque l'installation est mise hors tension et hors tous danger.
- Les abris doivent être aérés et climatisés.

VI.3.4.2 Protection individuelle

Les équipements de protection individuelle peuvent être classés en une dizaine de familles en fonction - en particulier - de la zone corporelle protégée. Cette classification est d'ailleurs souvent retenue par les fournisseurs de ces produits.

- **Protection de la tête** : casques de chantier et spécifiques (pompiers), casquettes anti-heurts et accessoires (jugulaires, visières, bavolets de nuque), casques et bombes pour les cavaliers.
- **Protection des yeux** : lunettes, sur lunettes, masques ;
- **Protection auditives** : bouchons d'oreilles (éventuellement moulés), arceaux, casques et coquilles actives ou passives, dispositifs de communication (radio) ;
- **Protection du visage** : écrans faciaux, masques et cagoules (soudage), visières ;
- **Protection respiratoire** : masques jetables ou réutilisables, demi-masques et masques à cartouches filtrantes, appareils respiratoires, d'épuration, de ventilation ;
- **Protection des mains** : gants, manchettes, pour tous risques et en toutes matières ;
- **Protection des pieds** : chaussures, bottes, cuissardes, waders, Sabots..., pour risques en tout genre ;
- **Protection du corps** : vêtements professionnels génériques et spécifiques (y compris

sur bottes, coiffes de têtes...), contre le froid, la chaleur, les intempéries, sécurité-incendie, soudeur, risque chimique, vêtements haute visibilité ;

- **Protections spécifiques** : dispositifs pour Travailleur Isolé, détecteurs de gaz, ceintures

de maintien, genouillères, vêtements de plongée...



Figure VI. 11 : équipements de la protection individuelle.

VI.3.5 Plan de sécurité adapté aux travaux de réalisation

Puisque les travaux de terrassement sont les travaux qui prennent beaucoup du temps dans la réalisation des aménagements contre les inondations, on a proposé un plan de sécurité adapté aux travaux de terrassement généraux, de soutènement et de fondation profonde. On a résumé ce plan dans le tableau suivant.

Tableau VI. 4 : Un plan de sécurité adapté aux travaux de réalisation.

Objectifs visés	Mesures et propriétés à envisager
1) Prévenir les risques d'accident par chutes, chutes des engins de terrassement.	<p>Disposition concernant :</p> <ul style="list-style-type: none"> -La réalisation du chantier de jour comme nuit. -Les zones interdites au public. - Les précautions particulières à prendre en cas de brouillard. -Réglementation de la circulation, signalisation interne aux chantiers, dépôts (panneaux, repérages, etc.....).
2) Limiter les risques d'incidents lors de	

l'approvisionnement du chantier. Assurer la stabilité, la consolidation et la reprise des éléments stockés.	- Repérage des lignes électriques.
3) Prévenir les accidents lors de l'utilisation du matériel : <ul style="list-style-type: none"> • De renversement des engins ; • De l'éboulement des terrains. 	- Disposition à prendre pour le guidage des camions et des engins notamment lors des manœuvres en marche arrière.
4) Eviter les heurtes entre les engins et renversement des engins.	- Interdiction de dépassement et de stationnement.
5) Assurer la stabilité à la conservation et la reprise aisée des éléments stockés.	- Définition des lieux de stockage des divers matériaux. - Moyens de calage de chargement et de déchargement.
6) Eliminer les surcharges en bordure des fouilles.	- Mode de stockage des déblais et leur mode de déchargement.
7) Prévenir les chutes des objets.	- Examen des câbles soumis à des sollicitations particulières.
8) Prévenir des ruptures des organes de levage.	- Disposition et consignes particulières concernant l'entretien des matériels, des installations, les engins et les véhicules.
9) Heurts des personnes par les outils.	- Les travailleurs qui utilisent la pioche ou la pelle dans leurs activités doivent être tenus à une distance suffisant les uns des autres.

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 coût global du projet d'aménagement de l'oued Mechaab été estimé à 162016816.15DA pour un délai de réalisation de 41 semaines et 03 jours.

Conclusion générale

Notre travail a pour but de faire une étude d'aménagement d'Oued MECHAAB à une fréquence donnée afin de protéger les logements au niveau du site AKBOU 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 cet oued.

Pour l'estimation de la pluie et le débit de crue fréquentiel, le choix s'est porté sur l'utilisation de la loi Gumbel pour la pluie et la formule de MALLET GAUTIER. En premier lieu, 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'hydro-gramme de crues.

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 162016816.15 DA, et comme tout projet celui-ci se doit être suivi afin de garantir un meilleur service et une longévité acceptable.

Références bibliographiques

BOUAÏCHI I., TOUAÏBIA B., et DERNOUNI F. Approche méthodologique de calcul du débit pluvial en cas d'insuffisance de données. Cas de la région de Tipaza. Algérie. Revue semestrielle scientifique et technique ; Le Journal de l'Eau et de l'environnement.

Chisholm, P.S.; R.W. Irwin et C.J. Acton; 1984. Interpretation of soil drainage groups from soil

DEGOUTTE G. Diagnostique aménagement et gestion des rivières-hydraulique et morphologie fluviale appliquées. Collection Tec & Doc. Paris. France. 394p 2006.

DEGOUTTE, G. Aide-mémoire d'hydraulique à surface libre, Edition ENGREF, 66 p 2006.

des Dommages Causés par une Catastrophe Naturelle : cas de séisme. Mémoire de Magister, frequency in northern Algeria. Journal of Hydrology and Technology, Vol 7, No.1, 2017.

D.RAHMI, ETUDE D'AMENAGEMENT D'OUED TIFREST POUR LA PROTECTION DE LA VILLE D'AZZEFOUN

CONTRE LES INONDATIONS (WILAYA DE TIZI OUZOU)

LAHLAH. Salah, les inondations en algérie Ingénieur Hydrologue, chef de section. ANRH. ALGER décembre 2004

ARMANDO LANCATRE Hydraulique Générale, édition Paris 1996.

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

Meddi M., Toumi, S, Application of the L-moments approach to the analysis of regional flood

NRCS. Urban Hydrology for small watersheds, TR-55. NRCS. Conservation engineering division. USA. 163p 1986.

TOUAÏBIA B. Manuel pratique d'hydrologie, édition Madani 2004.

A.BOUMAR : Etude d'un aménagement de protection contre les inondations de oued Chaaba commune oued Chaaba (W.Batna)

U.S. Army Corps of Engineers. HEC-RAS River Analysis System Hydraulic reference manual, Hydrologic Engineering Center, CPD-69, Version 4.1 2010a.

Université El Hadj Lakhder, Batna, 121 p.

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. Algérie 2012.

Annexes

Annexe 1

La série utilisée :

STATION TIFRA 15-10-07 P moyennes annuelles (mm)												
Année	set	oct	nov	dec	jan	fev	mar	avr	mai	juin	juil	Aout
1968	2	0	94.4	200.7	101.2	48.4	103.2	81.9	26.1	26.1	1.3	6.6
1969	130.3	177.2	95.8	508.5	74.5	91.1	118.6	278	68.6	7	12	0
1970	14.3	375.8	0.8	159.6	116	79.5	108.5	35.5	30.3	1	2.2	0
1971	41	84.7	115	77.4	386.5	88.5	100.5	108.5	78	34	3	38.5
1972	36.2	63	82.2	272.5	259.6	327.5	158	35	0	75.5	0	6
1973	117.5	24.8	37.5	260	25	241	399.3	124	5	32	1	2.5
1974	24.5	62.5	20.3	34.5	30	134.5	203.3	31.3	95.3	14.5	0	11
1975	22	1.8	159.3	83.1	95.5	108.4	98	71.3	68.2	35.9	32.7	11.7
1976	37.8	123.6	141.1	163.4	72.5	18.7	39.7	103.4	31.8	4	0	0
1977	36.2	63.0	82.2	160.7	118.6	99.1	98.0	78.1	41.5	12.3	2.5	6.6
1978	0	72.9	140.3	28	62.9	269.9	68.1	82.3	33.1	8.1	6.5	1
1979	39.8	47.6	0	0	67.2	48.4	0	86.9	40.2	0	0	6.1
1980	0	36.2	71.4	366.2	0	97.8	76.7	62.1	12.9	11	0	43.5
1981	36.2	63.0	82.2	160.7	118.6	99.1	98.0	78.1	41.5	12.3	2.5	6.6
1982	38.7	118.6	91.5	265	15.5	48.4	43.4	15.7	1.5	0	1.8	10.3
1983	0	38	54.3	44.2	226.1	210.3	61.9	18.8	39.6	4.5	0	0
1984	8	129.2	10.5	227.4	65.1	60.8	251.1	38.4	47.5	0	0	0
1985	10.2	51.5	110.3	50.1	94.2	107.2	165.4	34	35.2	77.5	0	2.5
1986	10	98.6	139.4	237.6	169.8	191	94.2	57.3	33.7	9.8	12.5	6.6
1987	13.5	39	127.8	20	56	52.8	107.1	67.8	20.7	21.2	0	0
1988	32.2	0	106	333.8	88.6	45	58.3	169.5	0	29.6	0	15
1989	43	24	38.5	18	148.5	0	47.7	70.2	95.5	10	13.5	0
1990	3	81	106.9	184.4	40.4	69.1	78.4	59.6	27	3	0	9
1991	11.5	72.8	55	9	167.3	45.8	57	134.5	33.3	10.5	2.5	10.5
1992	24.1	27.9	45	332.7	100.7	64.4	75.4	102.7	52.5	6	0	0
1993	59.7	38.5	40	137.3	121.3	93.4	0	63.5	8	0	0	4.5
1994	81.7	61.4	34.4	70.8	404.2	54.9	204.9	22.5	0	39.5	0	15.5
1995	55.5	38	62.9	55.5	135.3	265.9	165.4	105	60	0	0	1.6
1996	28	59.6	101.6	129.6	90.7	48.4	30.9	70.4	32	12.3	0	4.5
1997	68.5	162.6	119.1	178.3	35.7	79.3	95.8	101.9	226.3	0	0	0
1998	71	67.7	184.5	178.9	173.6	144.5	78.9	18.9	31.1	12.3	0	0
1999	51.6	36	66.1	272.8	17.7	3.5	21.4	28.5	25.5	0	0	0
2000	25.5	57.2	30.2	243.1	170.6	83.2	17.8	55.1	54.6	0	0	10
2001	35.2	7	29.5	47.9	48.4	77.9	47.6	24.9	16	0	9.2	30.6
2002	0	0	225.5	234.4	308.6	80.1	34.2	259.7	15.5	0	0	0
2003	55	54.9	37.6	257.1	161	29.7	34	80.7	88.9	15.7	0	4.5
2004	16	25.8	152.7	204.7	159	222.7	53.4	59.2	0	0	0	0
2005	12.5	36	66.9	151.5	119.7	142.8	48.7	15.7	42.8	0	0	0
2006	28.2	0	5	110.1	8.5	58.9	304.7	164.7	32.8	4.5		0
2007	48.2	125.5	169.1	110.8	14.2	22.6	196.5	74.6	55.5	13	0	0
2008	99.1	36.7	136.8	75	211.6	53.5	111.7	91.4	42.6	0	0	26.4
2009	87.1	23.5	64.1	92.8	102.7	56	58	19	50.8	0	0	0

Pluie maximales journalières (mm), STATION TIFRA 15-10-07												
Année	set	oct	nov	dec	jan	fev	mar	avr	mai	juin	juil	Aout
1968	2	0	38.3	61	24.5	8	22	29.8	10	18	1.3	4.5
1969	51.8	64	29	126	29.5	18.5	28	134	35.8	7	7.5	0
1970	7	150	0.8	43.5	37	13.5	21.5	18	9.5	1	1.2	0
1971	20	37.2	29	17.5	74	26	23.5	25	27	24	2	21
1972	17.4	24.6	27.3	64	109	76	52	27	0	51	0	6
1973	110	11	16	67	10	37	121	31	3.5	17	1	2.5
1974	16.5	19	12	15	16	63	72	6	22	12	0	7.4
1975	11	1.8	40	37.1	47	49	31.7	18.7	25.1	19.1	14.3	5.4
1976	15.7	20.4	30.9	53.2	17.2	5	20.4	39.3	17.4	4	0	0
1977	17.4	24.6	27.3	46.8	34.1	29.8	31.7	26.7	15.4	7.3	1.5	4.5
1978	0	21.4	55.4	10.7	18.2	88.8	20.9	24.7	19	4.2	3.5	1
1979	18.4	11.7	27.3	46.8	32.3	20.3	0	20	20.6	0	0	6.1
1980	0	12.3	34	86	0	25.7	19.5	22	9.7	10	0	42.5
1981	17.4	24.6	27.3	46.8	34.1	29.8	31.7	26.7	15.4	7.3	1.5	4.5
1982	29.2	78.9	40.1	83.3	10.3	20.4	25.3	15.7	1.5	0	1.8	8.8
1983	0	21	16.7	12	51.9	61.4	27.5	6.8	15	4.5	0	0
1984	8	43.1	4.5	46.3	30.6	16.8	71.6	16.4	9.2	0	0	0
1985	2.7	24.6	26.1	20	20	51.7	70	12	13	20	0	2.5
1986	4.5	15	37	47.8	34	26.6	34.6	24.6	8.5	5.3	12.5	4.5
1987	7	22.9	51.9	9.5	21	16.4	62.2	30	6	14	0	0
1988	13.6	0	39	67.6	26.6	31	29.1	33.1	0	24.6	0	10
1989	21	12	10.5	9.5	35.5	0	14	13	24	8	5	0
1990	2	56	28.5	30	10.5	15.5	16.5	13	12	3	0	4
1991	4	26.4	11	3.5	41.3	24.6	19.5	45.5	13	4	2.5	5
1992	9.1	19.5	14	101.4	36.6	16.4	23	29.4	25.4	4.5	0	0
1993	24	12	7.5	27.1	37.3	44	0	27.4	8	0	0	4.5
1994	41	20.4	16.4	34.1	97.1	33.6	38.1	7.5	0	14	0	9
1995	22	18.5	21.4	19	48.1	53.9	32	33.6	13	0	0	1.6
1996	13.5	19	18.5	39	29.4	19.9	13.2	20	15	7.3	0	3
1997	24	74.3	47.7	45	11.9	18.4	20.4	49.8	60.4	0	0	0
1998	41	30.6	45.3	37.8	42.5	20.5	24.6	12	14.7	7.3	0	0
1999	33.6	27.5	25.6	84.8	4.1	3.5	13.2	11	15.5	0	0	0
2000	17	16.5	11.2	97	41	32	7.2	13	12.1	0	0	5
2001	10	5	17.5	17.5	19.4	31	16.4	13	9	0	7	15.4
2002	0	0	51.4	102.2	52	28	13	51	9	0	0	0
2003	18.9	18.9	28.6	57.2	36	7	8.5	20	36.5	10.7	0	4.5
2004	11	19	79	77.4	56	70.4	9.6	29.7	0	0	0	0
2005	8	12.5	18.4	43.7	20.9	49	20.8	9	26.5	0	0	0
2006	21.2	0	5	57.4	4.2	27.5	111	50.5	19.5	4.5		0
2007	12.5	42.2	39	33.6	13	16.4	70.6	48.7	14.2	8	0	0
2008	52	14.9	38.5	16.9	81.4	14.2	47.8	22.4	15	0	0	16.4
2009	28.6	9.5	29.1	22.5	38	12.2	25.7	13	20.9	0	0	0

**Série pluviométrique de la station Akbou (151002)-Pluies moyennes annuelles
maximales journalières (mm)**

An	S	O	N	D	J	F	M	A	M	J	J	A	P.an.	Pjmax
1914	2	27	47	71	108.8	11.7	32.5	46	43.8	7.3	7.4	0	404.5	67.4
1915	27	23.5	42.7	50.9	23.8	95.7	55.7	3.2	34.5	11.9	0.7	0.8	370.4	42.3
1918	26.9	39.1	44.3	80.6	70.6	36.1	107	10.2	19.7	13.4	0	0	448.2	39.2
1919	5.3	20.3	7	47.5	0	40.4	56.2	21.2	13.3	14.8	12.8	0	238.8	51.5
1920	0.7	96.5	35.1	50.9	73	32.2	62.3	96.1	89	28.8	0	1	565.6	41.2
1921	0	18.3	42.3	113	154.9	162	0	0.5	8	4.8	0	0	503.4	36.5
1922	8.8	16.7	14.4	28.7	170.1	62.5	114	62.8	35.7	5.1	5.2	14.6	538.2	27.5
1923	25	37.8	78.6	132	107.9	71	58.5	26.9	0	19.8	5	0	562.3	48.5
1924	27.4	48.2	53.1	71.9	0.4	31.6	94.4	52.9	35.7	18	0	3.1	436.7	38
1925	85.9	49.2	50.7	39.1	57	42.3	37.1	69	13.7	6.3	16.9	0.4	467.6	27.3
1926	5.4	4.1	17.5	68.3	168	61.6	29.3	5.7	54.7	5	0.5	11.2	431.3	50
1927	18.9	34.6	86.1	66.3	131.8	98.2	81.3	28.1	44.1	0	10.2	1.2	600.8	42.3
1928	31.8	74.9	83.8	71.1	48.3	151	74.7	6.3	73.3	7.5	0	9.2	631.7	23.1
1929	112	21	78	34.4	49.8	44.8	15.3	77.8	27	14	4	2	479.6	35.5
1930	15	31.8	1.1	205	86.9	137	10.3	32.9	15.8	1.7	0.3	0.1	538.1	23.7
1931	75.4	20	34.7	123	59.9	67	37.8	3	38.5	0	1.2	1	461.7	39.2
1932	53.1	47	44.9	63.5	111	40.4	54.2	15.9	48.3	25.3	0	3.5	507.1	33
1933	19.9	4	81.4	159	151.3	63.3	84	43.1	60.9	4.3	0	57.5	728.4	31.1
1934	33.2	15.9	50	58.9	105.9	40.6	105	33.6	77.7	0.5	16	16.7	554.4	56.4
1935	16.3	127.7	41.9	75	35	64.6	31.7	57.3	92.6	19.5	0	40.5	602.1	41
1937	51.1	17.6	20.8	126	47.4	58.9	6.1	60.6	69.9	5.7	1.2	3.6	468.5	17.4
1938	39.9	14.8	89.3	54.8	41.1	156	90.2	109.2	64.7	13.1	0	36	709	39
1940	3.1	34.2	51.1	107	41.2	88.6	22.5	26	34.5	7.3	3	9.5	428.2	45
1941	71	65.1	47.9	42.4	139.6	123	35.5	25.5	23.2	1.4	4.1	8.5	587.4	37
1942	28.2	4	40	103	21.1	52.2	70.5	37.9	28.9	0.7	2.1	2.1	390.5	25.8
1943	7.6	35	56.6	45.3	11.7	52.8	40	26.5	3.9	23.9	0	1.4	304.7	24.5
1944	80.3	60.2	4.4	125	121.2	5	7.7	1.3	6.9	6.6	41.5	3.7	463.4	30.5
1945	12.1	16.7	40.2	101	48.2	17.7	48.2	125.7	73.4	0.8	0	1.4	485	68.6
1946	6.5	2.6	61.6	220	23.8	54	5.4	5.1	29.6	0	1.9	9.9	420.7	54
1947	9.7	18.6	9.5	150	115.4	40.8	38.8	26.1	25.8	33.9	10.4	7	486.1	16.3
1948	1.1	58.2	7.6	17.8	107.2	45.8	69.7	44.2	78.9	2.6	0	0	433.1	26.7
1949	30.4	2.8	77.8	64.6	87.1	33.2	48	52.1	42.3	4.6	0	15.4	458.3	45
1950	54.4	39.9	10.6	79.7	144.9	47.1	26.7	25.7	57.4	16.3	16.3	7.3	526.3	19.3
1951	34.3	96.8	23.3	105	100.7	66.3	33.2	67.7	74.3	0.5	4.4	6.2	612.8	33.1
1952	26.8	25.5	46.6	130	80.7	23.5	101	9	33.7	47.1	8.1	12.4	544.8	25.6
1953	8.2	30.3	7.4	50.9	136.9	106	52.5	60.3	39.4	5	0	0	497.1	41.7
1954	0	17.4	24	39.7	39.4	31.4	22.9	88.1	43.4	12.5	0	7.8	326.6	31.8
1955	59.7	59.8	35.6	62.2	29.2	121	84.3	46.1	10.9	0	0.8	9.1	518.2	37.3
1956	14.7	27.1	44.9	38.1	37.4	0	11.2	73.5	31.4	8.4	0	0	286.7	33.7

1957	6	138.9	155.2	129	122.6	44	28.2	77.3	0	11.9	0	0	712.7	34
1958	6.5	66.1	71.4	16.3	27	41.1	88.6	59.1	79.7	43.2	0	0	499	24.5
1959	74	70.4	73.3	85.8	62.3	16.3	50.9	91.5	28	6.3	0	0	558.8	51.5
1960	0	25.1	13	69.5	73.4	1.8	6.1	45	38.8	11.9	4.4	6.2	295.3	33.5
1966	26.9	19.3	3	128	36.1	41.1	0	23.5	52.3	12	0	0	341.7	69
1967	28	26.5	90.9	47.5	46	32.6	34.4	27.1	10.9	21.2	0	2.5	367.6	33.5
1968	0	0	39.7	71.5	33.7	20.5	74.2	59.3	29.5	0.1	5.3	0.5	334.3	49
1969	53	127.3	43.8	187	30.4	21.8	51.3	108.9	20.6	0	14	0	657.9	30
1970	0	68.6	0.9	42.4	69.5	23.6	103	35.7	31.1	0	6.5	1.1	382.7	37.5
1971	8.8	31.1	85.7	64.6	176.2	64.5	62.8	84.8	63.6	43.9	2.4	0	688.4	40
1972	71.4	52.4	17.3	145	101.2	118	79	27.6	6.8	25.8	0	11.5	656.3	34
1973	36.7	0	18.8	68	2.4	81.2	183	58.2	26.3	38.3	0	0	513.2	30
1974	2.6	43.2	7.4	10.5	1.5	72.1	91	4.2	67	16	0	0	315.5	34
1975	19	0.3	82	43.5	37.9	114	47.7	62.1	52.1	15.2	37	16.8	527.6	31
1976	16.5	85	37.7	46.5	48.1	35	1.4	56.5	2.2	0	0	0	328.9	36

Annexe 2 : Homogénéisation des données pluviométriques des moyennes annuelles (test de Wilcoxon)

Rang	X	Y	X U Y	Origine	Rang (Wx ou Wy)	X U Y	Origine	Rang (Wx ou Wy)
1	691.9	661.8	1561.6	X	1	773.1	X	23
2	1561.6	609.7	1315.5	X	2	747.3	Y	24
3	923.5	831.4	1269.6	X	3	738.1	X	25
4	1155.6	566.2	1158	Y	4	736	X	26
5	1315.5	989.8	1155.6	X	5	717.4	Y	27
6	1269.6	945.1	1067.5	Y	6	697.7	X	28
7	661.7	608	1060.5	X	7	691.9	X	29
8	787.9	1067.5	989.8	Y	8	661.8	Y	30
9	736.0	961.4	961.4	Y	9	661.7	X	31
10	798.8	523.1	945.1	Y	10	650.4	X	32
11	773.1	747.3	923.5	X	11	636.6	Y	33
12	336.2	374.2	893.5	Y	12	609.7	Y	34
13	777.8	1158	884.8	Y	13	608	Y	35
14	798.8	819.1	878	X	14	566.2	Y	36
15	650.4	893.5	838	X	15	554	Y	37
16	697.7	636.6	831.4	Y	16	525.9	X	38
17	838.0	717.4	830	Y	17	523.1	Y	39
18	738.1	830	819.1	Y	18	508.9	X	40
19	1060.5	884.8	798.8	X	19	374.2	Y	41
20	525.9	554	798.8	X	20	336.2	X	42
21	878.0		787.9	X	21			
22	508.9		777.8	X	22			

Annexe 3 : Pluies courtes durées et l'intensité-durée-fréquence (IDF) _MECHAAB

Période	2		5		10		20		50		100		1000	
Fréquence (%)	50		20		10		5		2		1.00		0.10	
P _{maxj,p} (%) (mm)	66.8		91.3		108		123		143		158.0		208	
T (h)	P _{maxj,p} %	I ₀	P _{maxj,p} %	I ₀	P _{maxj,p} %	I ₀	P _{maxj,p} %	I ₀	P _{maxj,p} %	I ₀	P _{maxj,p} %	I ₀	P _{maxj,p} %	I ₀
	(mm)	(mm/h)	(mm)	(mm/h)	(mm)	(mm/h)	(mm)	(mm/h)	(mm)	(mm/h)	(mm)	(mm/h)	(mm)	(mm/h)
0.5	17.23	34.46	23.55	47.10	27.86	55.72	31.73	63.46	36.89	73.78	40.76	81.52	53.66	107.31
0.72	19.58	27.19	26.76	37.16	31.65	43.96	36.05	50.07	41.91	58.21	46.31	64.32	60.96	84.67
0.96	21.65	22.55	29.59	30.83	35.01	36.46	39.87	41.53	46.35	48.28	51.21	53.35	67.42	70.23
1.44	24.95	17.33	34.11	23.68	40.34	28.02	45.95	31.91	53.42	37.10	59.02	40.99	77.70	53.96
2	27.99	14.00	38.26	19.13	45.26	22.63	51.55	25.77	59.93	29.96	66.21	33.11	87.17	43.58
3	32.26	10.75	44.09	14.70	52.16	17.39	59.41	19.80	69.06	23.02	76.31	25.44	100.46	33.49
4	35.68	8.92	48.77	12.19	57.69	14.42	65.70	16.42	76.38	19.10	84.39	21.10	111.10	27.77
5	38.58	7.72	52.73	10.55	62.37	12.47	71.03	14.21	82.59	16.52	91.25	18.25	120.12	24.02
6	41.12	6.85	56.20	9.37	66.48	11.08	75.72	12.62	88.03	14.67	97.26	16.21	128.04	21.34
7	43.40	6.20	59.32	8.47	70.17	10.02	79.91	11.42	92.91	13.27	102.65	14.66	135.14	19.31
9	47.39	5.27	64.77	7.20	76.62	8.51	87.26	9.70	101.45	11.27	112.09	12.45	147.56	16.40
12	52.41	4.37	71.63	5.97	84.74	7.06	96.50	8.04	112.20	9.35	123.96	10.33	163.19	13.60
15	56.67	3.78	77.45	5.16	91.62	6.11	104.34	6.96	121.31	8.09	134.03	8.94	176.45	11.76
18	60.40	3.36	82.55	4.59	97.66	5.43	111.22	6.18	129.30	7.18	142.87	7.94	188.08	10.45
21	63.75	3.04	87.13	4.15	103.07	4.91	117.38	5.59	136.47	6.50	150.79	7.18	198.50	9.45
24	66.80	2.78	91.30	3.80	108.00	4.50	123.00	5.13	143.00	5.96	158.00	6.58	208.00	8.67

Annexe 4 : Débits de crues pour différentes périodes de retour pour le BV MECHAAB

temps (h)	Période de retour (ans)						
	2	5	10	20	50	100	1000
0	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
0.2	0.48	0.73	0.91	1.08	1.32	1.51	2.17
0.4	1.91	2.90	3.63	4.32	5.28	6.03	8.70
0.6	4.30	6.53	8.17	9.71	11.88	13.56	19.57
0.8	7.65	11.60	14.52	17.27	21.11	24.11	34.79
0.96	11.02	16.71	20.91	24.87	30.40	34.72	50.10
1	11.96	18.13	22.69	26.98	32.99	37.68	54.36
1.14	15.54	23.57	29.49	35.07	42.87	48.97	70.65
1.28	19.59	29.71	37.18	44.21	54.04	61.73	89.07
1.44	24.79	37.60	47.05	55.95	68.40	78.13	112.73
1.6	21.95	33.30	41.67	49.55	60.58	69.19	99.84
1.8	18.12	27.48	34.39	40.90	50.00	57.11	82.40
2	14.76	22.39	28.01	33.31	40.73	46.52	67.12
2.2	11.84	17.96	22.48	26.73	32.68	37.33	53.86
2.4	9.34	14.16	17.72	21.08	25.77	29.43	42.47
2.6	7.21	10.94	13.69	16.28	19.91	22.74	32.81
2.8	5.44	8.25	10.32	12.28	15.01	17.15	24.74
3	3.98	6.04	7.56	8.99	10.99	12.55	18.11
3.2	2.81	4.27	5.34	6.35	7.76	8.87	12.79
3.4	1.90	2.88	3.60	4.28	5.24	5.98	8.63
3.6	1.21	1.83	2.29	2.72	3.33	3.80	5.49
3.8	0.71	1.07	1.34	1.60	1.95	2.23	3.22
4	0.37	0.56	0.70	0.83	1.02	1.16	1.68
4.2	0.16	0.24	0.31	0.36	0.44	0.51	0.73
4.4	0.05	0.08	0.10	0.11	0.14	0.16	0.23
5.04	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00

Tableau 1 : Résultats de simulation à l'état naturel sur HEC-RAS

Sections	Période de retour	Q Total	Min Ch El	W.S. Elev	Crit W.S.	E.G. Elev	E.G. Slope	Vitesse	Flow Area	Top Width	Froude
		(m3/s)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m/m)	(m/s)	(m2)	(m)	
OUED MECHAAB											
3000.0	100	78.13	223.45	224.5	224.5	224.91	0.0149	2.89	28.58	37.07	0.96
2960.0	100	78.13	219.48	220.31	220.94	223.16	0.2292	7.48	10.45	21.02	3.39
2920.0	100	78.13	216.43	217.3	217.61	218.32	0.0619	4.47	17.47	28.52	1.82
2860.0	100	78.13	214.01	215.02	215.18	215.64	0.0312	3.48	22.44	31.88	1.33
2800.0	100	78.13	212.16	213	213.14	213.56	0.0380	3.34	23.43	41.36	1.41
2760.0	100	78.13	208.61	209.53	209.97	211.06	0.1095	5.48	14.26	26.34	2.38
2700.0	100	78.13	205.59	206.64	206.83	207.34	0.0357	3.68	21.22	30.88	1.41
2660.0	100	78.13	202.06	202.91	203.43	204.81	0.1222	6.11	12.79	21.79	2.54
2580.0	100	78.13	198.51	200.19	200.34	200.94	0.0225	3.84	20.68	22.16	1.2
2540.0	100	78.13	194.5	196.15	197.01	199.08	0.0960	7.58	10.34	10.42	2.36
2526.9	100	78.13	194.1	195.72	196.39	197.86	0.0603	6.48	12.06	10.29	1.91
2473.2	100	78.13	193.12	194.51	194.72	195.38	0.0275	4.12	18.96	18.42	1.3
2440.0	100	78.13	189.92	191.6	192.32	193.92	0.0621	6.75	11.57	9.09	1.91
2400.0	100	78.13	188.85	191.15	191.55	192.17	0.0214	4.82	18.89	18.69	1.22
2340.0	100	78.13	187.35	189.29	189.68	190.59	0.0315	5.26	16.91	20.63	1.43
2290.2	100	78.13	186.12	188.55	188.77	189.35	0.0162	4.07	21.39	22.77	1.05
2277.5	100	78.13	184.17	185.51	186.37	188.68	0.1175	8.15	9.94	10.85	2.65
2180.0	100	78.13	180.01	181.28	181.59	182.35	0.0346	4.64	17.22	17.8	1.48
2120.0	100	78.13	177.56	179.88	180.06	180.62	0.0219	3.91	21.63	25.41	1.17
2080.0	100	78.13	176	177.09	177.65	178.98	0.0831	6.1	12.82	16.09	2.18
2040.0	100	78.13	174.87	176.69	176.77	177.25	0.0179	3.36	24.13	26.01	1.06
2000.0	100	78.13	173.56	174.54	174.94	175.89	0.0726	5.15	15.16	22.14	1.99
1940.0	100	78.13	171.51	173.51	173.51	174.17	0.0157	3.59	21.77	16.93	1.01
1897.0	100	78.13	170.91	171.93	172.26	173.03	0.0472	4.68	16.9	22.39	1.67
1840.9	100	78.13	167.55	168.78	169.2	170.14	0.0559	5.28	15.48	20.89	1.83
1803.2	100	78.13	167.27	168.61	168.61	169.04	0.0154	3.27	27.26	31.12	1
1758.7	100	78.13	166.21	167.03	167.29	167.95	0.0426	4.37	18.57	25.6	1.58
1700.0	100	78.13	162.42	163.9	164.3	165.16	0.0518	4.97	15.73	19	1.74
1653.4	100	78.13	163.02	164.09	164.09	164.53	0.0164	2.92	26.79	31.21	1
1592.0	100	78.13	161.51	162.4	162.58	163.08	0.0323	3.69	21.65	31.57	1.36
1540.7	100	78.13	160.29	161.82	161.82	162.35	0.0155	3.32	24.42	23.29	1.01
1480.1	100	78.13	158.4	159.42	159.79	160.63	0.0586	4.88	16.17	23.25	1.83
1442.6	100	78.13	157.5	159.61	159.61	160.3	0.0154	3.69	21.17	15.53	1.01
1381.9	100	78.13	155.13	156.52	157.06	158.38	0.0790	6.05	12.91	15.8	2.14
1320.3	100	78.13	155.37	157.2	157.2	157.79	0.0157	3.38	23.12	20.71	1.01
1300.0	100	78.13	153.88	155.14	155.7	157.03	0.0800	6.1	12.8	15.64	2.15
1259.9	100	78.13	153.41	155.17	155.17	155.82	0.0159	3.57	21.86	17.04	1.01
1220.0	100	78.13	152.04	154.43	154.51	155.28	0.0183	4.1	19.07	13.38	1.1
1180.0	100	78.13	151.73	153.53	153.74	154.39	0.0282	4.56	19.69	21.2	1.33
1140.0	100	78.13	151.28	153.16	153.16	153.68	0.0186	2.94	24.77	28.52	1.03

Tableau 1 : Résultats de simulation à l'état naturel sur HEC-RAS

1120.0	100	78.13	150.94	152.33	152.59	153.15	0.0359	4.81	22.82	46.06	1.5
1100.0	100	78.13	150.58	152.71	152.71	153.15	0.0134	3.05	28.35	34.8	0.92
1064.4	100	78.13	150.24	152.34	152.4	152.74	0.0135	3.04	30.9	45.08	0.92
1000.0	100	78.13	146.81	148.7	149.41	150.94	0.0634	6.62	11.8	10.05	1.95
960.0	100	78.13	145.63	148.04	148.28	149	0.0264	4.33	18.05	15.67	1.29
900.0	100	78.13	144.71	147.22	147.22	148.01	0.0157	3.92	19.91	12.94	1.01
860.0	100	78.13	144.08	146.4	146.56	147.32	0.0188	4.53	18.95	13.97	1.13
800.0	100	78.13	142.94	145.13	145.33	146.17	0.0195	4.65	17.76	12.61	1.15
753.1	100	78.13	141.77	143.72	144.09	145.03	0.0293	5.25	15.51	11.03	1.36
720.0	100	78.13	140.87	143.53	143.53	144.34	0.0158	3.99	19.59	12.3	1.01
660.0	100	78.13	140.55	143.09	143.09	143.8	0.0133	3.99	21.51	15.09	0.96
620.0	100	78.13	139.75	141.86	142.15	143.01	0.0281	4.75	16.46	12.88	1.34
571.9	100	78.13	139.58	142.01	142.01	142.76	0.0145	3.83	20.61	14.54	0.99
560.0	100	78.13	139.58	142.01	142.01	142.75	0.0148	3.82	20.57	14.53	1
520.0	100	78.13	139.45	141.81	141.81	142.49	0.0144	3.84	21.58	16.04	1
480.0	100	78.13	139.59	141.06	141.22	141.76	0.0234	3.52	21.15	23.29	1.19
427.4	100	78.13	138.82	140.09	140.19	140.59	0.0193	3.32	26.28	38.24	1.09
395.0	100	78.13	137.92	139.4	139.53	139.94	0.0206	3.43	25.22	40.45	1.13
320.0	100	78.13	137.4	139.63	139.63	140.29	0.0119	4.04	22.86	17.25	0.94
300.0	100	78.13	137.22	139.79	139.79	140.45	0.0101	3.8	23.73	18.34	0.86
240.0	100	78.13	136.25	138.72	138.78	139.65	0.0178	4.26	18.32	10.99	1.05
200.0	100	78.13	136.74	137.57	137.88	138.6	0.0405	3.89	17.6	19.02	1.49
140.0	100	78.13	136.51	139.69	139.69	140.15	0.0157	3.35	26.65	28.29	0.96
100.0	100	78.13	136.36	139.14	139.14	139.75	0.0103	3.62	24.47	21.92	0.84
48.3	100	78.13	136.11	137.86	138.11	138.91	0.0259	4.56	17.15	13.35	1.28
20.0	100	78.13	136.35	138.35	138.35	138.79	0.0174	2.93	26.66	30.87	1.01