



MEMOIRE DE FIN D'ETUDES

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

Option: OUVRAGE HYDROTECHNIQUE

THEME

**Aménagement hydraulique de l'Oued Djemaâ pour la
protection contre les inondations de la ville de Sidi Moussa
(Wilaya d'Alger)**

Présenté par

AICHE Belkacem

Devant les membres du jury

Nom et Prénoms	Grade	Qualité
ZEROUAL Ayoub	M.C.A	Président
M. TOUMI Samir	M.C.B	Examineur
HADJ SADOK Nabila	M.A.A	Examinatrice
HADJ SADOK Ahmed	M.C.A	Promoteur

Session : 2019 / 2020

REMERCIEMENT

En ce préambule à ce mémoire, mes remerciements s'adressent à dieu qui m'a donné le courage, la patience et la volonté d'étudier et de terminer ce modeste travail.

Je veux rendre hommage particulier à mon encadrant Mr. HADJ SADOK Ahmed pour son soutien, son encouragement, sa disponibilité, ses conseils précieux et fructueux, tout au long de l'élaboration de ce projet de fin d'étude, ainsi que pour l'aide et le temps qu'il a bien voulu me consacrer et sans lesquels ce mémoire n'aurait jamais vu le jour.

J'exprime de même ma gratitude aux membres du jury qui ont bien voulu m'honorer de leur présence d'évaluer mon travail.

Un grand merci à toutes les personnes qui m'ont soutenue de près ou de loin au cours de la réalisation de ce modeste travail.

J'adresse aussi mes remerciements à tous les professeurs qui m'ont accompagné durant toutes ces cinq années.

DEDICACE

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

Ma très chère mère, source d'amour et de tendresse

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

Je le dédie particulièrement à

Mon père, qui est et restera toujours mon idole pour la vie.

Que dieu le tout puissant l'accueille en son vaste paradis, que rien ni personne ne pourra combler le vide qu'il a laissé dans ma vie.

Je le dédie aussi à

Mes sœurs AMINA et CHAIMA.

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

Tous mes amis (Noureddine, Zaki, Moussa, Okba, Abd EL Wadoude)

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

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

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

ملخص

الهدف من هذه الدراسة هو حماية منطقة سيدي موسى من الفيضانات التي كل عام تؤدي الى خسائر بشرية ومادية. وفي هذا السياق قمنا باقتراح نظام تهيئة وادي الجمعة بولاية الجزائر. أولاً، قمنا بدراسة هيدرولوجية لتحليل هطول الأمطار وتحديد كمية التدفق. ثم دراسة طبوغرافية وهيدروليكية للمحاكاة باستخدام برنامج HEC-RAS، وفي الاخير قمنا باقتراح حلول لتهيئة الوادي. الكلمات المفتاحية: حماية، فيضانات، تدفق، محاكاة، تهيئة.

Résumé

Le but de cette étude est la protection de la ville de Sidi Moussa contre les inondations qui causent chaque année des pertes humaines et matérielles. Dans ce cadre, nous avons proposé un aménagement sur Oued Djemaâ.

En premier lieu nous avons établi une étude hydrologique pour l'analyse des précipitations et la quantification des débits. Ensuite une étude topographique et hydraulique pour la simulation avec le logiciel HEC-RAS. Et enfin une description des variantes d'aménagement proposées.

Mots clés : Protection, Inondations, Débit, simulation, Aménagement.

Abstract

The purpose of this study is to provide protection against the floods for the town of Sidi Moussa, which induces each year human and material losses. In this context, we proposed a system of landscaping of wadi Djemaa. First, we have established a hydrological study for the analysis of precipitations and the quantification of flows. Then, a topographic and hydraulic study for the simulation with the HEC-RAS software was done. Finally, a description of the proposed design variants was added.

Key words: Protection, inundation, flow, Land scaping, System.

SOMMAIRE

INTRODUCTION GENERALE.....	17
INTRODUCTION GENERALE	1
I. CHAPITRE I : GENERALITE SUR LES INONDATIONS	2
INTRODUCTION	2
I.1 Concept du risque.....	2
I.2. Les inondations.....	2
I.3. Les crues	3
I.3.1. Éléments descriptifs d'une crue	3
I.3.2. Principaux paramètres nécessaires pour évaluer la catastrophe	4
I.4. Un cours d'eau.....	4
I.4.1. Paramètres fondamentaux d'un cours d'eau.....	5
I.5. Types d'inondations	6
I.5.1. Les inondations par crues torrentielles.....	6
I.5.2. Les inondations par débordement directe (débordement des plaines)	6
I.5.3. Les inondations par rupture d'un ouvrage artificiel hydraulique.....	7
I.5.4. Les inondations par submersion marine.....	7
I.6. Les causes et origines des inondations	8
I.7. Conséquences engendrées par les inondations	8
I.8. Les inondations en Algérie	9
I.9. Inventaire des inondations catastrophiques en Algérie (1971 – 2019) journal El Wantan (1971-2019).....	9
CONCLUSION.....	14
II. CHAPITRE II : PRESENTATION DE LA ZONE D'ETUDE	32
INTRODUCTION	15
II.1 HISTORIQUE DE LA VILLE DE SIDI MOUSSA.....	15
II.1. SITUATION GEOGRAPHIQUE	15
II.2 GEOMORPHOLOGIE.....	17
II.2.1 Topographie et hydrographie	17
II.3 GEOLOGIE ET SISMICITE	18
II.3.1. Géologie	18
II.3.2. Activité sismique	21
II.4. SITUATION CLIMATIQUE.....	22
II.4.1. Précipitations.....	22
II.4.2. La température.....	22
II.4.3. Le vent	23
II.4.4. Evaporation	23
II.4.5. Humidité relative de l'air.....	23
CONCLUSION.....	24
III. CHAPITRE III: ETUDE HYDROLOGIQUE.....	25
INTRODUCTION	25
III.1. LE BASSIN VERSANT ET SON COMPLEXE	25
III.1.1. Bassin versant	25

III.1.1.1. Caractéristiques géographiques du bassin versant.....	25
III.1.1.2. Caractéristiques morphologiques du bassin versant	27
III.1.1.3. Le relief	28
III.1.1.4. Les caractéristiques des écoulements dans les bassins versants	36
III.2. ETUDE DES PRECIPITATIONS	44
III.2.1. Pluviométrie.....	44
III.2.1.1. Répartition de la pluie moyenne dans le bassin	44
III.2.1.2. Estimation des Pluies maximales journalières	45
III.2.1.3. Précipitation maximales journalières.....	45
III.2.1.4. Choix de la loi d'ajustement	52
III.3. ETUDE DES APPORTS (LABORDE, 2003).....	53
III.3.1. Apport liquide.....	53
III.2.1.5. Apport moyen interannuel	53
III.2.1.5.3. Formule dite 'Algérienne'	53
III.2.1.6. Etude des caractéristiques de l'écoulement	55
III.3. ETUDE DES CRUES	58
III.3.1. Détermination des débits maximums fréquents	58
III.3.1.1. Détermination des débits maximums fréquents par les formules empiriques	58
III.3.1.2. Détermination des débits maximums fréquents par la méthode de GRADEX.....	60
III.3.2. Hydrogrammes de crue	65
III.3.3. Choix de la crue de projet	71
III.4. ETUDE DES APPORTS SOLIDES	71
III.4.1. Méthode de TIXERONT	71
III.4.2. Méthode d'estimation au Nord Algérien	72
CONCLUSION.....	73
IV. CHAPITRE IV : ETUDE HYDRAULIQUE	74
INTRODUCTION	74
IV.1. GENERALITES.....	74
IV.1.1. Canal à ciel ouvert	74
IV.1.1.1. Canal naturel.....	74
IV.1.1.2. Canal artificiel.....	75
IV.1.2. Géométrie des canaux.....	75
IV.1.3. Ecoulement dans les canaux	76
IV.1.3.1. Types d'écoulement.....	76
IV.1.3.2. Régime d'écoulement	77
IV.2. DIMENSIONNEMENT DES CANAUX.....	79
IV.2.1. La formule de CHEZY	79
IV.2.2. Détermination du coefficient de CHEZY	79
IV.2.2.1. Formule de MANNING-STRICKLER	80
IV.2.3. Vitesse d'érosion	80
IV.3. CALCUL DES PARAMETRES GEOMETRIQUES.....	80
IV.3.1. Choix de la section du débit maximal.....	80
IV.3.1.1. Section Rectangulaire	81
IV.3.1.2. Section Trapézoïdale.....	81

IV.3.2. Calcul de la profondeur normale	82
IV.3.3. Calcul de la profondeur et la pente critique	83
IV.3.3.1. Energie spécifique	83
IV.3.3.2. Profondeur critique.....	83
IV.3.3.3. La pente critique	83
IV.4. CALCUL DE LA LIGNE D'EAU	84
IV.4.1. Equation de la ligne d'eau	84
IV.4.2. Types des Courbes de remous	84
IV.4.3. Calcul de la surface d'eau.....	85
IV.5. RESSAUT HYDRAULIQUE.....	86
IV.5.1. Types de ressaut hydraulique.....	86
IV.6. DIAGNOSTIQUE ET MODELISATION DU COURS D'EAU NON AMENAGE.....	87
IV.6.1. Etat de l'oueds de la zone d'étude	87
IV.6.2. Modélisation de l'écoulement	87
IV.6.2.1. Présentation du logiciel Hec-Ras	87
IV.6.2.2. Etapes de simulation par HEC-RAS	88
IV.6.3. Interprétation.....	92
IV.7. Les zones inondables.....	92
CONCLUSION.....	93
V. CHAPITRE V : ETUDE DES VARIANTES D'AMENAGEMENT	94
INTRODUCTION	94
V.1. PRINCIPES D'AMENAGEMENTS.....	94
V.1.1. Les différents types d'aménagements	94
V.1.1.1. Reprofilage.....	94
V.1.1.2. Curage.....	94
V.1.1.3. Protection des berges	94
V.1.1.4. Réalisation des canaux.....	96
V.1.2. Choix de la forme de la section	96
V.1.2.1. Section Trapézoïdale	96
V.1.2.2. Section Rectangulaire	96
V.1.3. Formules de dimensionnement des canaux	96
V.1.4. Choix des paramètres de dimensionnement.....	97
V.1.4.1. Pente du projet.....	97
V.1.4.2. Coefficient de rugosité.....	97
V.1.4.3. Revanche des canaux.....	97
V.1.4.4. Vitesse d'érosion	98
V.2. ETUDE DES VARIANTES	98
V.2.1. Un canal en béton armé de forme trapézoïdale de largeur de 20m et de hauteur de 4m	98
V.2.1.1. Dimensionnement	98
V.2.1.2. Les paramètres d'écoulement	99
V.2.2. Canal mixte Gabion et béton armé	101
V.2.2.1. Dimensionnement	101
V.1.2.1. Les paramètres d'écoulements	101
V.1.2.2. Estimation du coût de la variante	102
V.2. CHOIX DE LA VARIANTE D'AMENAGEMENT	102

V.2.1. Critères d'évaluation.....	102
V.2.2. La variante choisie	103
CONCLUSION.....	103
VI. CHAPITRE VI : ORGANISATION DE CHANTIER	96
INTRODUCTION	104
VI.1. PHASE DE L'ORGANISATION DE CHANTIER	104
VI.2. ORGANISATION GENERALE DE CHANTIER	105
VI.3. Les intervenants.....	105
VI.4. INSTALLATION DU CHANTIER	107
VI.4.1. Répartition	107
VI.4.2. Circulation	108
VI.2. METHODOLOGIE D'ELABORATION D'UN PLAN D'INSTALLATION DE CHANTIER.....	110
VI.2.1. Préliminaires	110
VI.2.2. Elaboration du Plan d'Installation de Chantier (P.I.C)	111
VI.6. DEVIS QUANTITATIF ET ESTIMATIF DU PROJET	112
VI.7. PLANIFICATION.....	112
VI.7.1. Définition.....	112
VI.7.2. Techniques de la planification	112
VI.7.2.1. Méthodes basées sur le réseau	113
VI.7.2.2. Méthodes basées sur le graphique	114
VI.8. LES ETAPES DE LA PLANIFICATION.....	114
VI.9. CHOIX DE LA METHODE DE CALCUL	114
VI.9.1. Les paramètres de la méthode C.P.M	114
VI.9.2. Chemin critique (C.C)	115
VI.9.2.1. Elaboration du réseau selon la méthode CPM.....	115
.....	117
CONCLUSION.....	118
CONCLUSION GENERALE	119
CONCLUSION GENERALE.....	119
BIBLIOGRAPHIE	120
REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES.....	121
ANNEXES	122
ANNEXE 1.....	123
ANNEXE 2.....	124

LISTE DES TABLEAUX

Tableau I.1 : Conséquences des inondations	8
Tableau II.1 Répartition mensuelle des pluies moyennes annuelles (1980-2018).....	22
Tableau II.2 : Les moyennes mensuelles des températures de la période (1970-2004)	22
Tableau II.3 : Vitesses moyennes mensuelles des vents (16ans).....	23
Tableau II.4 : L'évaporation moyenne mensuelle (16ans).....	23
Tableau II.5 Humidités relatives moyennes mensuelles (16ans).....	23
Tableau III.1 Caractéristiques morphologiques des sous bassins	28
Tableau III.2 Paramètres Hypsométriques du Sous Bassin Versant 1 de l'Oued.....	28
Tableau III.3 Paramètres Hypsométriques du Sous Bassin Versant 1 de l'Oued.....	30
Tableau III.4 Paramètres Hypsométriques du Sous Bassin Versant 2 de l'Oued.....	31
Tableau III.5 Les résultats de calcul d'altitude des quatre sous bassin	32
Tableau III.6 Classification du relief (O.R.S.T.O.M).....	33
Tableau III.7 Longueurs correspondantes à chaque courbe de niveau.....	34
Tableau III.8 Classification du relief (O.R.S.T.O.M).....	34
Tableau III.9 L'indice de drainage des quatre sous bassin.....	38
Tableau III.10 La densité hydrographique des sous bassins	38
Tableau III.11 La densité hydrographique des sous bassins	39
Tableau III.12 Temps de concentration pour les différents auteurs.	41
Tableau III.13 Le temps de concentration choisis de chaque sous bassin	41
Tableau III.14 La vitesse de ruissellement dans les sous Bassins versants.....	42
Tableau III.15 La pente moyenne du cours d'eau des deux sous bassins.....	42
Tableau III.16 Tableau récapitulatif des caractéristiques des sous bassin Versant.....	43
Tableau III.17 Coordonnées de la station pluviométrique de Baraki	44
Tableau III.18 Répartition des pluies moyennes mensuelles	44
Tableau III.19 Séries des Pluies Maximales Journalières (1971-2011) de la station de BARAKI	45
Tableau III.20 Caractéristiques de la série pluviométrique	46
Tableau III.21 Résultat de l'ajustement à la loi de GALON.....	48
Tableau III.22 Comparaison des caractéristiques de la loi de GALTON et de l'échantillon.....	49
Tableau III.23 Résultat de l'ajustement à la loi de GUMBEL	50
Tableau III.24 Comparaison des caractéristiques de la loi de GUMBEL et de l'échantillon	51
Tableau III.25 Comparaison des caractéristiques des lois.....	52
Tableau III.27 Résultats de calcul d'apport liquide par la formule DERIE II	53
Tableau III.28 Résultats de calcul d'apport liquide par la formule ANRH	53
Tableau III.29 Résultats de calcul d'apport liquide par la formule Algérienne.....	54
Tableau III.30 Résultats de calcul des erreurs pour le choix des apports	54
Tableau III.31 Résultats de calcul des erreurs pour le choix des apports	54
Tableau III.32 : Récapitulatif des Apports moyens interannuels Finals	54
Tableau III.33 Module d'écoulement de chaque sous bassin	55
Tableau III.34 Module d'écoulement relatif de chaque sous bassin.....	55
Tableau III.35 Lamé d'eau écoulée de chaque sous bassin	56
Tableau III.36 Coefficient d'écoulement de chaque sous bassin	56

Tableau III.37 Coefficient de variation avec la formule SOKOLOVSKY	56
Tableau III.38 Coefficient de variation avec la formule L'ANTONOV	57
Tableau III.39 Coefficient de variation avec la formule Algérienne	57
Tableau III.40 Coefficient de variation des deux sous bassins.....	57
Tableau III.41 Récapitulatif des débits maximums de crue des deux sous bassins par les différentes formules.....	59
Tableau III.42 Les débits maximums de crue des deux sous bassins.....	59
Tableau III.43 Débits de pointe par la méthode de GRADEX.....	64
Tableau III.44 Débits des deux sous bassins calculés par la méthode GRADEX.....	65
Tableau III.45 Débits de pointe optée.....	65
Tableau III.46 Coefficients de forme de l'hydrogramme de crue δ	66
Tableau III.47 Valeurs des débits de crues en fonction du temps de SB1	68
Tableau III.48 Valeurs des débits de crues en fonction du temps de SB2	69
Tableau III.49 Valeurs des débits de crues en fonction du temps de la zone d'étude.....	70
Tableau III.50 Crue de projet recommandé.....	71
Tableau III.51 Estimation du coefficient de perméabilité de B.V.....	71
Tableau III.52 Apport solide des deux sous bassins par la méthode TEXERONT	72
Tableau III.53 Apport solide de deux sous bassins par la méthode d'estimation au Nord Algérie	72
Tableau III.54 Récapitulatif des débits maximums de crue des deux sous bassins par les différentes formules.....	73
Tableau III.55 Les débits de projets	73
Tableau IV.1 Valeurs de vitesse moyenne limite d'érosion pour les lits consolident	80
Tableau IV.2 Paramètres géométriques d'un canal trapézoïdal	82
Tableau IV.3 Classification des courbes de remous	85
Tableau V.1 Propriétés géométriques d'un canal trapézoïdal.....	97
Tableau V.2 Caractéristique de la section optimale cas d'une forme trapézoïdale	97
Tableau V.3 Valeurs de coefficient de rugosité	98
Tableau V.4 Dimensions de l'aménagement (canal en béton armé)	98
Tableau V.5 Paramètres d'écoulement de la variante canal en béton armé	99
Tableau V.6 Devis de la variante (canal en béton armé 20m de largeur et 4 m de hauteur).....	100
Tableau V.7 Dimensions de l'aménagement (canal mixte)	101
Tableau V.8 Paramètres d'écoulement de la variante canal en gabion.....	101
Tableau V.9 Dimensions de l'aménagement (canal mixte)	102
Tableau VI.1 Circulation des engins.....	108
Tableau VI.2 : Circulation des personnes.....	109
Tableau VI.3 : Les phases et les démarches à suivre (1)	110
Tableau VI.4 : Les phases et les démarches à suivre (2)	111
Tableau VI.5 : Le devis des différents travaux de l'aménagement des oueds de la zone d'étude.....	112
Tableau VI.6 : Elaboration d'un réseau selon la méthode CPM.....	115
Tableau VI.7 Succession des taches	116

LISTE DES FIGURES

Figure I.1 : Risque= Aléa+Enjeu	2
Figure I.2 : Niveau des crues au niveau des lits de l’oued Source : unblog.fr	2
Figure I.3: Eléments descriptif d’une crue	4
Figure I.4 : Schéma issu de la plaquette Morphologie des cours d’eau	5
Figure I.5 : inondations par crue torrentielle	6
Figure I.6 : débordement des plaines	7
Figure I.7 : Submersion marine	7
Figure I.8 : Inondations à Bâb El-Oued Novembre 2001	12
Figure I.9: Inondations à Tébessa septembre 2018	13
Figure I.10 Inondations à Médéa	13
Figure I.11 : Inondations à Constantine	13
Figure III.1 Situation géographique de la zone d’étude.....	15
Figure III.2 Communes limitrophes de Sidi Moussa.....	16
Figure III.3 Vue satellitaire de la zone d’étude	16
Figure III.4 Carte topographique de la zone d’étude.....	17
Figure III.5 Extrait de la carte géologique d’Algérie Nord. Echelle 1/500.000 e.....	18
Figure III.6 :Légende de la carte géologique de la wilaya d’Alger	19
Figure III.1 Bassin Versant de l’Oued Djemaa	Error! Bookmark not defined.
Figure III.2 Carte hypsométrique du sous bassin de l’Oued Djemaa.	Error! Bookmark not defined.
Figure III.3 Courbe hypsométrique du sous bassin 1	30
Figure III.4 Courbe hypsométrique du sous bassin 2	31
Figure III.5 Courbe de niveau du bassin versant de l’Oued...Error! Bookmark not defined.	
Figure III.7 Carte hydrographique du bassin versant de l’Oued Djemaa	Error! Bookmark not defined.
Figure III.8 Répartition mensuelle des précipitations.....	45
Figure III.9 Représentation graphique de la loi de GALTON et de l’échantillon	49
Figure III.11 Représentation graphique de la loi de GUMBEL	51
Figure III.12 Comparaison entre les deux lois d’ajustement.....	52
Figure III.13 Courbe de pluie courte durée de différentes fréquences	Error! Bookmark not defined.
Figure III.14 Courbe de pluie courte durée de différentes fréquences .	Error! Bookmark not defined.
Figure III.15 Graphe représentative de l’ajustement graphique des pluies et la droite d’extrapolation des débits.	62
Figure III.16 Représentation graphique de la loi de GUMBEL	63
Figure III.17 Hydrogramme de crue du sous bassin 1	68
Figure III.18 Hydrogramme de crue du sous bassin 2.	69
Figure III.19 Hydrogramme de crue de la zone d’étude.....	70
Figure IV.1 Géométrie d’un canal naturel	74
Figure IV.2 Types de canaux naturels et artificiels (couvert et découvert).....	75
Figure IV.3 Schéma d’un écoulement permanent	76
Figure IV.4 Schéma d’un écoulement non permanent.....	76
Figure IV.5 Schéma illustrant les différents écoulements	77

Figure IV.6	Passage du régime fluvial au régime torrentiel	79
Figure IV.7	Canal à forme rectangulaire	81
Figure IV.8	Canal à forme trapézoïdale	81
Figure IV.9	Energie spécifique en fonction de profondeur.....	83
Figure IV.10	Types de ressauts hydrauliques.....	85
Figure IV.11	Types de ressauts hydrauliques.....	86
Figure IV.12	Localisation de la zone d'étude	87
Figure IV.13	Représentation schématique du dispositif informatique utilisé	88
Figure IV.14	Les profils en travers de l'oued Djemaa	89
Figure IV.15	Vue en Plan en 3D d'Oued Djemaa, après la simulation	90
Figure IV.16	Profil en long d'Oued Djemaa, après la simulation	91
Figure IV.17	Section en travers de l'Oued Djemaa.....	91
Figure IV.18	Les zones inondables (Hauteur)	92
Figure IV.19	Les zones inondables (vitesse)	Error! Bookmark not defined.
Figure V.1	Geotextile.....	95
Figure V.2	Gabion matelas Reno	95
Figure V.3	Section du profil	100
Figure V.5	Section en travers de l'oued aménager	102
Figure VI.1	: Les cheminements dans l'emprise du chantier	111
	Error! Bookmark not defined.	
Figure VI.2	Réseau de planification des tâches par la méthode CPM.....	116
Figure VI.3	Diagramme de GANTT	117

LISTE DES EQUATIONS

$K_C = PP_C = 0.28 * PS$ III.1	27
$L = Kc * S^{1.128} = 1 \pm 1 - 1.128Kc^2$ III.2	27
$H_{moy} = i = 1nSi * HiS$ III.3	32
$Hi = Hn + 1 + Hn^2$ III.4	32
$I_g = DL = H5\% - H95\%L$ III.5	33
$Im = \Delta H(0.5 * L1 + L2 + \dots + 0.5L3)S$ III.6	33
$I_{pm} = Hmax - HminL$ III.7	34
$D_d = i = 1nLiS$ III.8	38
$D_d = NiS$ III.9	38
$Ct = D_d * F$ III.10	39
$Tc = \max [\sum (T_h + T_r + T_a)]$ III.11	39
$T_C = 4S + 1.5L0.8H_{moy} - Hmin$ III.12	39
$Tc = 1.662 * S^{0.5}$ III.13	40
$Tc = 0.126 LcpImoy^{0.250.76}$ III.14	40
$Tc = 0.108 * (S * L)^{1/3112}$ III.15	40
$Tc = 0.87 * L^3 Hmax - Hmin^{0.386}$ III.16	40
$Tc = 0.01947 * L^{0.77} * I^{-0.385}$ III.17	40
$Tc = Giandotti + passini^2$ III.18	41
$V_r = LTc$ III.19	41
$I_C = DL = Hmax - HminL$ III.20	42
$fx = 12\pi - \infty \mu e - 12\mu^2 d\mu$ III.21	47
$\mu = \ln X - \ln X \delta \ln X$ III.22	47
$f(x) = e - e - y$ III.23	50
$P_t = P_{jmax} * T^{24b}$ III.24	Error! Bookmark not defined.
$I_t = P_{jmax}^{24} * T^{24b} - 1$ III.25	Error! Bookmark not defined.
$A = 0.513 * P^{2.683} * Dd * S^{0.84}$ III.26	53
$A_0 = 0.915 * P_{moy}^{2.684} * S^{0.84}$ III.27	53
$Le = P * (1 - 10^{-KP^2}) * 10^3$ III.28	53
$A = Le * S$ III.29	53
$A = Le * S$ III.30	54
$Le = 1024 (P_{moy} - 0.26)^2$ III.31	54
$Me = AOT$ III.32	55
$M_0 = MeS$ III.33	55
$Le = AOS$ III.34	55
$Ce = LePmoy$ III.35	56
$Cv = a - 0,063 \log(S+1)$ III.36	56
$a = 0,78 - 0,29 \log(M_0)$ III.37	56
$Cv = 0.7(S + 1000)^{0.097}$ III.38	56
$Cv = 0.83S^{0.06} * M^{0.27}$ III.39	57
$Cv = 0.93 K / M^{0.23}$ III.40	57
$Q_{max, p\%} = 2 K \log 1 + A * P_{moy} * S * 1 + 4 \log T - \log SL$ III.41	58
$Q_{max, p\%} = C * Itc * S^{3.6}$ III.42	58
$Q_{max, p\%} = 0.28 (P_{tc} - H_0) \alpha_p * F * S$ III.43	58

$F = 124 + 3y$ III.44	59
$\alpha_p = X_p - H_0 X_p + H_0$ III.45	59
$P \text{ (mm)} = a \cdot \mu + b$ III.46	61
$R \text{ (mm)} = Q \text{ (m}^3/\text{s)} * 3,6 * n \text{ (heures)} / S \text{ (km}^2)$ III.47	61
$Q_{\mu\%} = a \cdot \mu + b'$ III.48	61
$Q \text{ (m}^3/\text{s)} = Q \text{ (mm)} * S \text{ (km}^2) / 3,6 * n \text{ (h)}$ III.49	62
$Q_p \text{ (m}^3/\text{s)} = Q \text{ (m}^3/\text{s)} * P$ III.50	62
$P = 9.1009 * \mu + 46,18$ III.51	63
$R_{10 \text{ ans}} \text{ (mm)} = Q_{10 \text{ ans}} \text{ (m}^3/\text{s)} * 3,6 * n \text{ (heures)} / S \text{ (km}^2)$ III.52	63
$Q_{\mu\%} = a \cdot \mu + b'$ III.53	63
$Q_{\text{extrapolé}} \text{ (mm)} = 9.1 * \mu + 11.312$ III.54	64
$QBVS_{BV} = QS_{BSSB}$ III.55	65
$Q_{SB} = Q_{BV} * SS_{BSBV}$ III.56	65
$Q_m(t) = Q_{\max; p} * (TT_m)^2$ III.57	66
$Q_d(t) = Q_{\max; p} * (T_b - TTD)^3$ III.58	66
$T_a = a * L e^{0.15}$ III.59	71
$D_s = 328.62 \cdot Q^{-0.234} S^{-0.197}$ III.60	72
$R_h = S m P_m$ IV.1	75
$D_h = S B$ IV.2	75
$J_f = \text{tg } \alpha \approx \sin \alpha$ IV.3	75
$dV_{dt} = dv_{dt} = dh_{dt} = dQ_{dt} = 0$ IV.4	76
$dV_{dt} \neq dv_{dt} \neq dh_{dt} \neq dQ_{dt} \neq 0$ IV.5	76
$dV_{dx} = didx = dh_{dx} = dS_{dx} = 0$ IV.6	76
$dV_{dx} \neq didx \neq dh_{dx} \neq dS_{dx} \neq 0$ IV.7	77
$\Delta h \Delta x \ll 1$ IV.8	77
$Fr = \frac{U_c}{\sqrt{gL_c}}$ IV.9	78
$Re = \frac{U_c L_c}{\nu} = \frac{4R_h U}{\nu}$ Ou $Re = \frac{R_h U}{\nu}$ IV.10	78
$\frac{K_s}{L_s}$ ou $\frac{K_s}{D_h}$ IV.11	78
$V = C * R_h * i$ IV.12	79
$Q = S * C * R_h * i$ IV.13	79
$C = 1n * R_{16}$ IV.14	80
$V = K_s * R_h^{2/3} * i^{1/2}$ IV.15	80
$S_m = h * x * b$ IV.16	81
$P_m = b + 2xh$ IV.17	81
$Q = V * S = 1n * R_h^{2/3} * i^{1/2} * S$ IV.18	82
$Q_i = C * S * R_h$ IV.19	82
$Q K_s i = S * R_h^{2/3} = S(h_n) * R_h(h_n)^{2/3}$ IV.20	82
$E = h + V^2 / 2g$ IV.21	83
$E = h + 12g (q/h)^2$ IV.22	83
$hc = 3q2g = 23 E_c = V_c 2g g$ IV.23	83
$i_c = g S c L_c * K c 2 * R h c 4 / 3 = Q 2 K s 2 * S c 2 * R h c$ IV.24	83
$H = Z + V 2 2g + h$ IV.25	84

$Q = V * S \rightarrow dQ/dx = 0 \rightarrow SdV/dx + V dS/dx$	IV.26	84
$dy/dx(1 - V^2/b_0gS) = i_0 - j_f$	IV.27	84
$Fr^2 = V^2/b_0gS$	IV.28	84
$dy/dx = i_0 - j_f(1 - Fr^2)$	IV.29	84
$Q = 1.49 R_h^{2/3} S m I$	V.1	96
• R_h : rayon hydraulique en (m) tel que : $R_h = S m P m$	V.2	97
$R = 0.6m + 0.05v^3h$	V.3	98

LISTE DES PLANCHES

Planche N° 1 : Vue en plan d'Oued Djemâa.

Planche N° 2. Carte d'inondabilité et processus d'aménagement d'Oued Djemâa.

Planche N° 3. Profil en long d'Oued Djemâa.

Planche N° 4. Profil en travers d'Oued Djemâa.

Introduction générale

Introduction générale

L'homme, depuis des siècles, s'installe aux abords des rivières afin de profiter de ses avantages ; transport fluvial de marchandises, pêche, ressource d'alimentation en eau, source d'énergie hydraulique... mais il doit aussi en subir les caprices dont les plus redoutables sont liés aux crues. Les inondations représentent l'une des catastrophes naturelles les plus dévastatrices, qui provoquent non seulement des pertes en vie humaines, mais aussi des dégâts matériels considérables et d'après une statistique internationale, les inondations sont responsables de plus de 60% de mortalité totale. Selon l'institut international de Stockholm (SIWI), pour la période 1996-2005, environ 80% des catastrophes naturelles étaient d'origine météorologique ou hydraulique. Elles causent plus de 50% des catastrophes naturelles : en moyenne 20.000 morts / an dans le monde.

L'Algérie, de sa part, est confrontée aux phénomènes de crues et d'inondations qui sont plus fréquents que les séismes, pour cela qu'il faut mettre en place des plans de prévention contre les inondations dans les zones jugées vulnérables au risque.

La ville de sidi moussa est une ville touchée par ce phénomène destructible dans certain lieu qu'on classe vulnérable.

L'objectif de notre travail est d'étudier l'inondation de cette ville et de traiter les moyens de protection contre ce phénomène par des aménagements et des ouvrages de protection le long de l'Oued Djemaâ qu'on va dimensionner selon les données de bases et l'étude hydrologique qu'on doit faire et l'identification les zones inondables.

Chapitre I : Généralité sur les inondations

Introduction

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

I.1 Concept du risque

En tant que risque, l'inondation fait suite à la combinaison d'un aléa (hydrologique ou, dans le cas d'une rupture de barrage, technologique) avec des enjeux (la présence de biens ou de personnes dans une zone inondable).

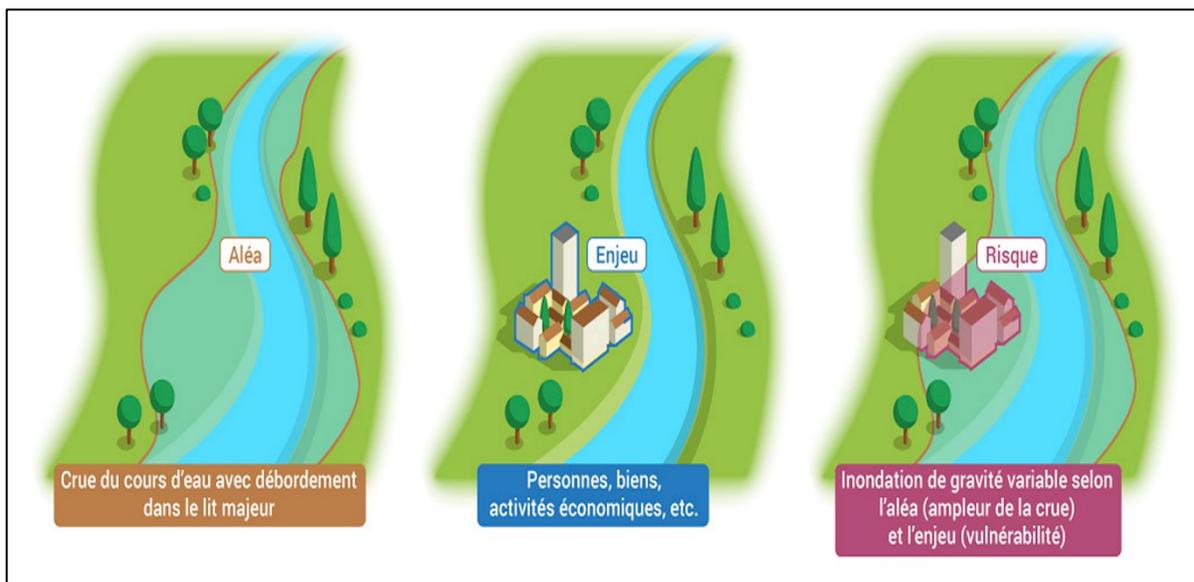


Figure I.1 : Risque= Aléa+Enjeu

Source : unblog.fr

I.2. 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

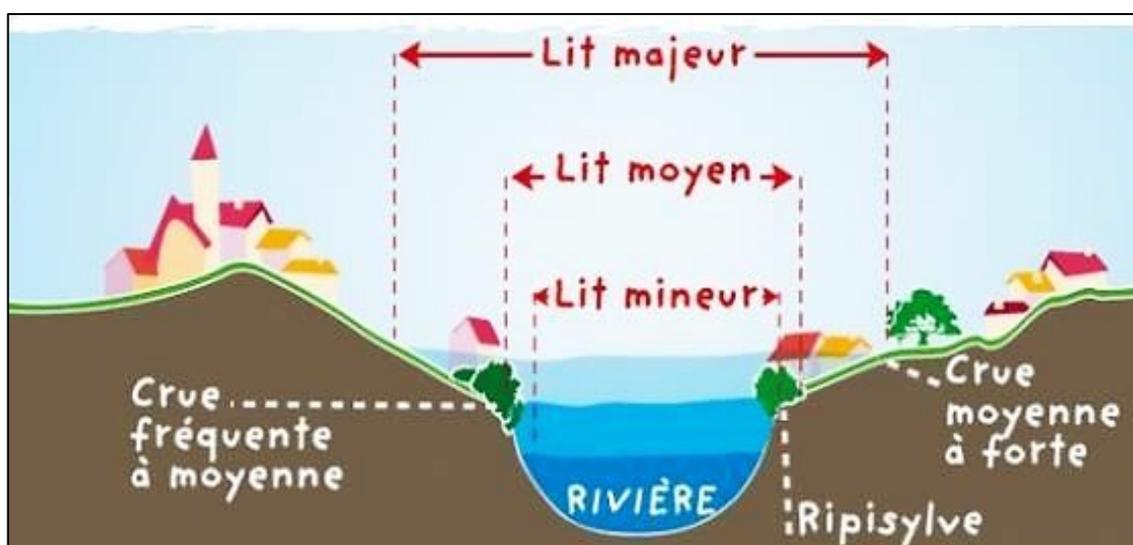


Figure I.2 : Niveau des crues au niveau des lits de l'oued

Source : unblog.fr

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.3. Les crues

Une crue terme plutôt hydrologique peut être définie comme l'augmentation plus ou moins brutale du débit ou le dépassement d'une certaine hauteur d'un cours d'eau, permanent ou non, due à une précipitation ou éventuellement à une autre cause (fonte de neige par exemple). Cette hauteur d'eau peut être qualifiée en fonction de sa durée de retour ; par exemple une crue décennale est une hauteur d'eau ou un débit qui a une chance sur dix de se produire chaque année. Elle est caractérisée par quatre paramètres :

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

I.3.1. Éléments descriptifs d'une crue

Une crue est décrite par quatre éléments sont :

- 1- **Temps de concentration** : durée nécessaire à la goutte d'eau tombée au point le plus éloigné du bassin pour atteindre l'exutoire.
- 2- **Le débit maximum de la crue (débit de pointe).**
- 3- **La forme de la crue (Hydro-gramme de crues).**
- 4- **Fréquence de retour** ou la période de retour.

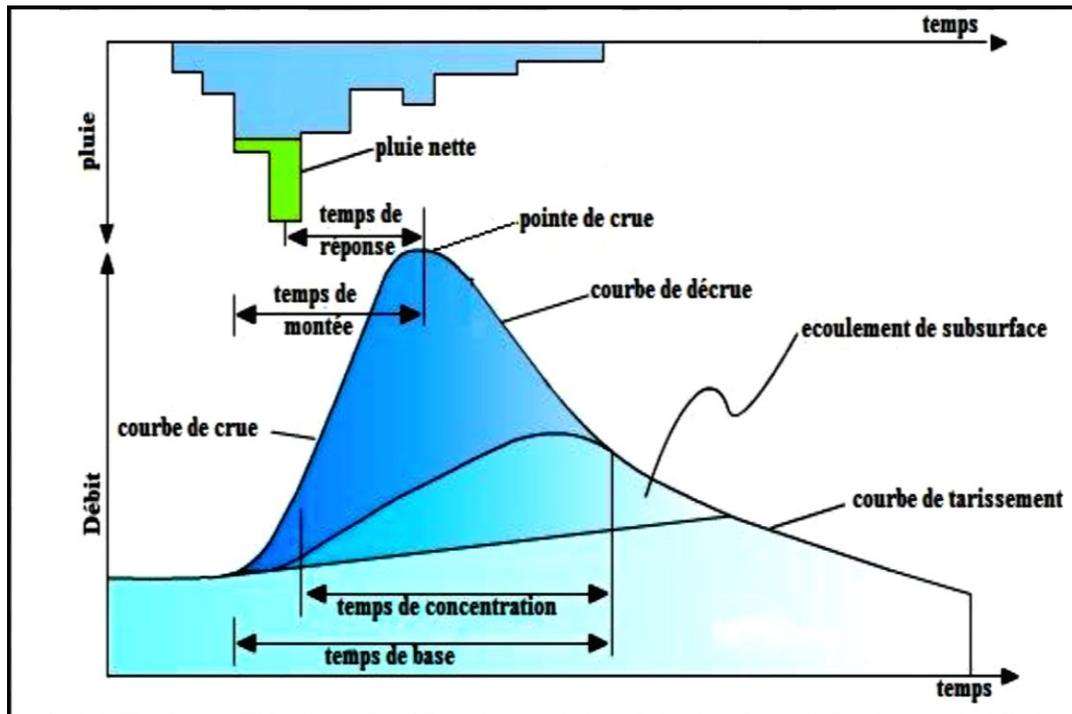


Figure I.3: Eléments descriptif d'une crue

Source : unblog.fr

I.3.2. Principaux paramètres nécessaires pour évaluer la catastrophe

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

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

Les dégâts occasionnés par les inondations dépendent des paramètres suivants :

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

I.4. Un cours d'eau

Un cours d'eau est un terme général désignant tous les chenaux naturels, superficiels ou souterrains, qui conduisent de l'eau de façon temporaire ou permanente.

I.4.1. Paramètres fondamentaux d'un cours d'eau

Diverses parties peuvent caractériser un cours d'eau :

- **La source** : qui représente le point d'origine du cours d'eau.
- **L'amont** : (la partie la plus élevée du cours d'eau topographiquement) en opposition à l'aval (la partie la moins élevée).
- **Le lit mineur** : c'est-à-dire l'espace qui est occupé de manière permanente ou temporaire par le cours d'eau.
- **Le lit majeur** : qui est occupé temporairement en période de crue lors des inondations
- **La rive** : qui borde le cours d'eau.
- **Les berges** : qui délimitent le lit mineur maintenues par la végétation (les saules, aulnes...).
- **Les annexes hydrauliques** : qui peuvent être définies comme une forme topographique quelconque, remplie plus ou moins d'eau et fréquemment coupée du lit majeur du fleuve durant la période d'étiage.
- **La ripisylve** : qui correspond à la végétation de bords de cours d'eau ; elle est composée de plusieurs strates : herbacée, arbustive, arborée.
- **L'embouchure** : ou estuaire qui est le lieu où le cours d'eau (fleuve) termine sa course (généralement dans un océan, dans la mer ou dans un lac).

D'autres éléments secondaires permettent de caractériser un cours d'eau comme les *méandres* par exemple qui sont des sinuosités très prononcées du cours d'un fleuve ou d'une rivière.

L'ensemble des cours d'eau naturels et artificiels, permanents ou temporaires, qui participent à l'écoulement forme le réseau hydrographique.

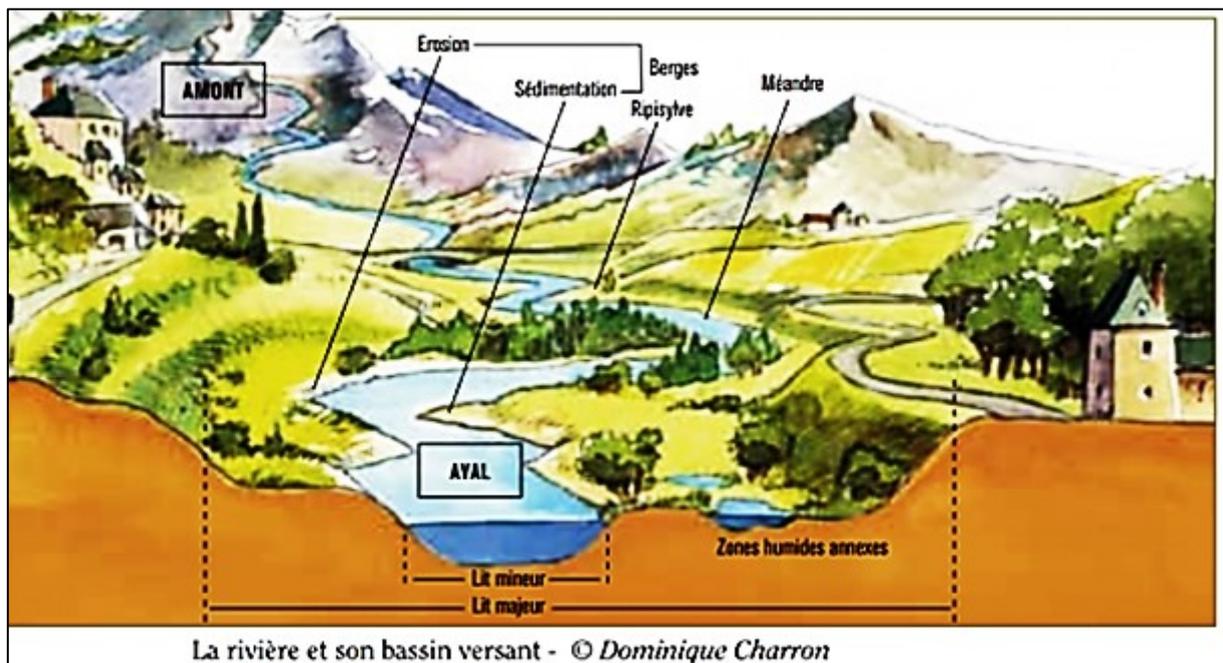


Figure I.4 : Schéma issu de la plaquette Morphologie des cours d'eau

Source : unblog.fr

I.5.Types d'inondations

I.5.1.Les inondations par crues torrentielles

Les crues torrentielles sont des phénomènes brusques et violents issues d'épisodes pluvieux d'une importante intensité. Le ruissellement de ces eaux charrie une grande quantité de matériaux solides (sédiments, bois morts... etc.) qui font, en quelque sections, colmater le lit du cours d'eau et former des obstacles appelés embâcles (Figure I.5). En citant, ces embâcles libèrent brutalement l'eau qu'ils ont retenue. En conséquence à cela des dégâts très importants sont engendrés.

On parle de crues torrentielles, lorsque le temps de concentration d'un bassin est inférieur à 12h. Elles touchent, généralement, les bassins de montagnes et les régions méditerranéennes mais aussi de petits bassins au relief accentué et à forte capacité de ruissellement peuvent être concernés.

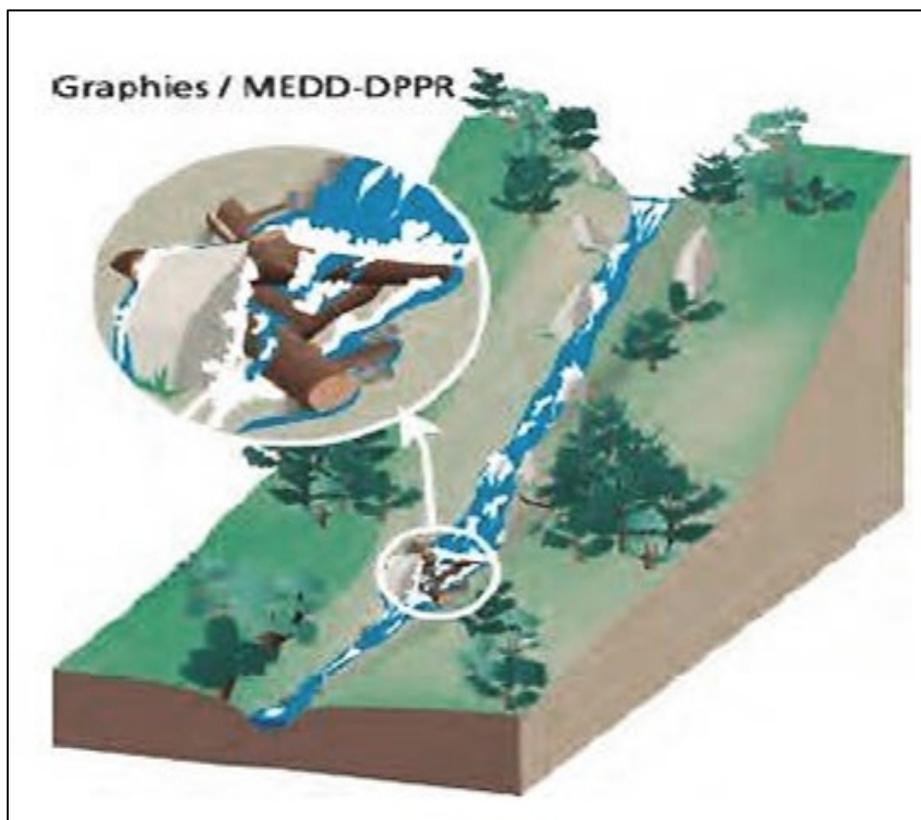


Figure I.5 : inondations par crue torrentielle

Source : unblog.fr

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

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

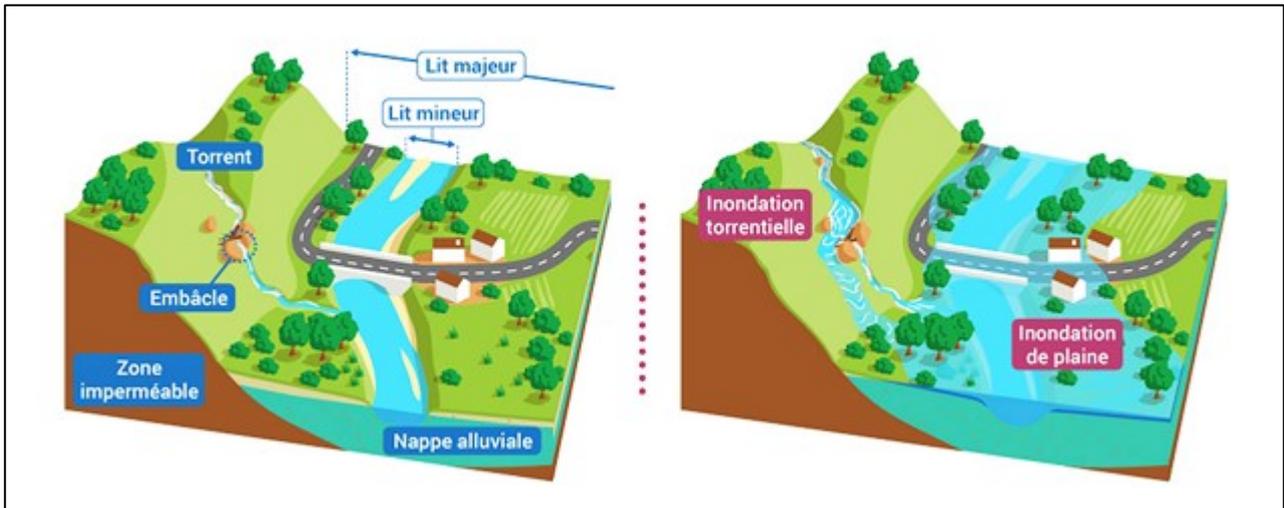


Figure I.6 : débordement des plaines

Source : unblog.fr

I.5.3. Les inondations par rupture d'un ouvrage artificiel hydraulique

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

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

I.5.4. Les inondations par submersion marine

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

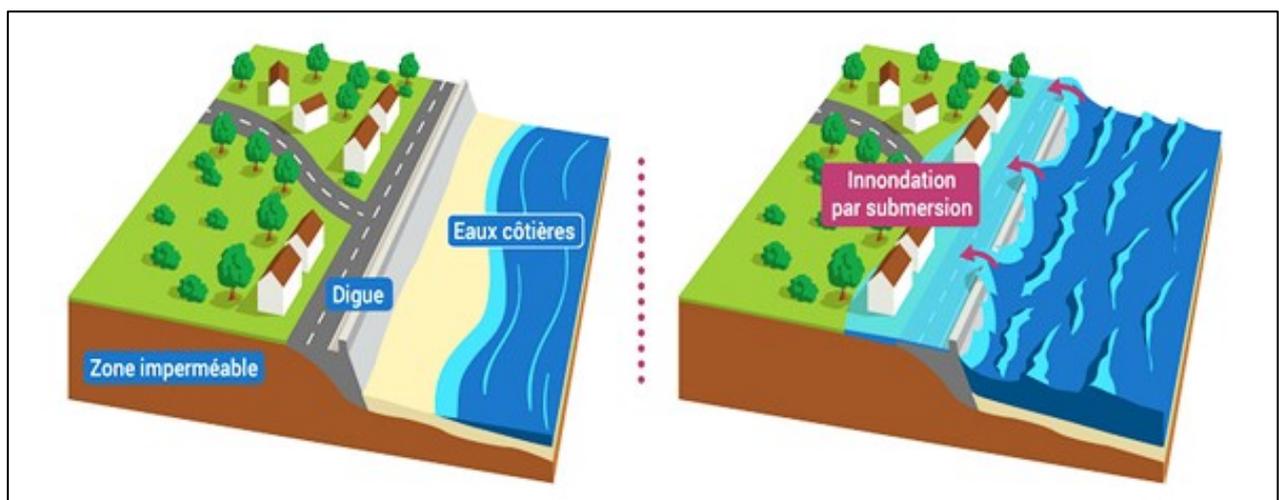


Figure I.7 : Submersion marine

Source : unblog.fr

I.6. Les causes et origines des inondations

Elles sont causées par plusieurs facteurs, dont on cite :

- **Causes d'origine naturelle** : elles correspondent aux phénomènes météorologiques et climatiques tels que : pluies exceptionnelles, orages violents, pluies torrentielles, fonte des neiges, etc.
- **Causes d'origine humaine directe** : elles consistent dans la modification du système fluvial des cours d'eau ou de leurs caractéristiques morphologiques (largeur, longueur, pente, etc.) Par la construction d'ouvrages hydrauliques, le drainage, l'irrigation, la dégradation des sols et l'agriculture intensive (accélère le ruissellement et limite l'infiltration).
- **Causes d'origine humaine indirecte** : elles sont liées à la pollution et le réchauffement climatique qui ont modifié les conditions climatiques du monde entier. L'émission de gaz à effet de serre provoque la fonte des glaciers des pôles (nord et sud), ceci entraîne la montée du niveau des océans et des cours d'eau ainsi que la procréation de cyclones d'intensité importante.

I.7. Conséquences engendrées par les inondations

Les inondations touchent presque tous les pays du monde avec des influences très différentes.

L'aléa présente des impacts importants sur la société, les dommages qu'elle procure atteignent plusieurs secteurs : le secteur santé et vie, le secteur socio-économique et le secteur environnement.

Tableau I.1 : Conséquences des inondations

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

I.8. Les inondations en Algérie

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

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

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

I.9. Inventaire des inondations catastrophiques en Algérie (1971 – 2019) journal El Wantan (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'Aziza (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 wilayas du pays.
- **28 au 31 mars 1974** : Des chutes de pluie exceptionnelles dans les wilayas d'Alger et de Tizi-Ouzou (688 mm en 4 jours) et 381 mm en une journée au col de Sakamody. Les dégâts à Tizi-Ouzou sont : 52 morts et 4570 maisons détruites, 130 villages isolés, et plus de 18 000 sinistrés, 13 ponts détruits et des dizaines de kilomètres de routes emportées.
- **01 septembre 1980** : Les pluies orageuses violentes localisées sur la ville d'El – Eulma provoquèrent des crues catastrophiques de l'oued Djehadi, le débordement fait 44 morts, 50 blessés et 365 familles sinistrées.
- **11 novembre 1982** : Des pluies orageuses violentes localisées à Annaba (la pluie enregistrée du 10/11 au 11/11/1982 est de 167 mm à l'Edough et 160 mm à Seraidi 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-Taraf.
- **05 juillet 1987** : Les pluies orageuses et très violentes tombées à 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 causant des dégâts importants :
 - Ghardaïa : dégâts matériels évalués à 270 millions de dinars.
 - Laghouat : dégâts matériels évalués à 5 millions de dinars dans le secteur de l'hydraulique.
 - Mascara : deux mots et importants dégâts matériels.
 - Tissemsilt : neuf morts enregistrés.
 - 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 disparus
- **28 septembre 2000** : Des pluies diluviennes dans la région de Boussaâda 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.
- **01 octobre 2011** : Plusieurs inondations catastrophiques sont enregistrées à El-Bayad, M'sila, Djelfa, Biskra, Laghouat et une partie d'El Oued, telle que les inondations de la ville d'El Bayad avec 60 mm de pluie enregistrées entre 17 :00 et 18 :00 et des pertes humaines (11 victimes, 01 fillette disparue, 34 blessés) avec des dégâts importants (destruction de l'ensemble des habitations précaires situées à proximité de l'oued, 02 passerelles et plusieurs tronçons de routes ont été emportés), les dégâts matériels occasionnés par cette catastrophe meurtrière sont estimés à près de 600 milliards de centimes par le wali d'El Bayad.
- **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.8 : Inondations à Bâb El-Oued Novembre 2001 Source : (journal El-WATAN)



Figure I.9: Inondations à Tébessa septembre 2018 Source : (journal El-WATAN)

Les inondations du Septembre 2019 :



Figure I.10 Inondations à Médéa



Figure I.11 : Inondations à Constantine
Source : (journal El-WATAN)

Conclusion

L'inondation est un risque prévisible dans son intensité, mais il est difficile de connaître le moment où elle se manifesterá. Les paramètres concourant à la formation des crues sont nombreux, cependant l'un d'eux est déterminant : la pluie. La prévision des inondations consiste donc principalement en une observation continue des précipitations. Enfin, l'inondation est considérée comme un événement climatique extrême. Souvent qualifiée de risque naturel, elle est lourde de conséquences (pertes humaines, sociales, économiques et environnementales) tant pour les pays développés que pour les nations en développement bien que tous ne soient pas affectés de la même manière. La capacité à gérer l'impact de l'inondation varie également d'un pays, d'une région, d'une communauté et d'un groupe de population à l'autre.

Dans tous les cas il est primordial de s'intéresser aux procédés de protection contre les inondations.

Chapitre II : Présentation de la zone d'étude

Introduction

Ce chapitre est consacré à une description générale du bassin versant de la ville de Sidi Moussa afin de donner les caractéristiques géographiques et physiographiques, bases indispensables à la compréhension future des mécanismes hydrologiques des cours d'eau et d'avoir une vision générale sur les différents facteurs capables d'avoir une influence sur l'aménagement.

II.1 Historique de la ville de Sidi Moussa

La commune de Sidi Moussa est créée en 1953 sur les terres appartenant au Béni Moussa en plein milieu de la Mitidja.

Suite au découpage territorial de 1984, la commune de Sidi Moussa est rattachée de Blida.

En 1977, à la création du gouvernement du Grand-Alger, la commune est détachée de la wilaya de Blida pour rejoindre celle d'Alger.



Figure II.1 Situation géographique de la zone d'étude

II.1.Situation Géographique

Sidi Moussa est une commune de la wilaya d'Alger en Algérie, fait partie de la plaine de la Mitidja, située à environ 25 km au sud d'Alger avec une superficie de 39.56 km². L'oued El Harrach constitue sa limite ouest, alors que son affluent l'oued Djemaa s'écoule tout près du centre-ville.

Ces coordonnées géographiques sont les suivants : 03°05'00"E - 36°36'00"N.

La commune de Sidi Moussa est caractérisée par une population importante, évaluée à 40 750 habitants selon RGPH de 2008, répartie sur une superficie de 39,56 km².

Après le découpage administratif de 1984, la commune de Sidi Moussa est limitée

Par :

- Au Nord par la commune Baraki.
- Au Sud par la commune Ouled Slama Bougara (wilaya de Blida).
- A l'Ouest par la commune Ouled Chebel (wilaya de Blida).
- A l'Est par la commune de Larbaa (wilaya de Blida).

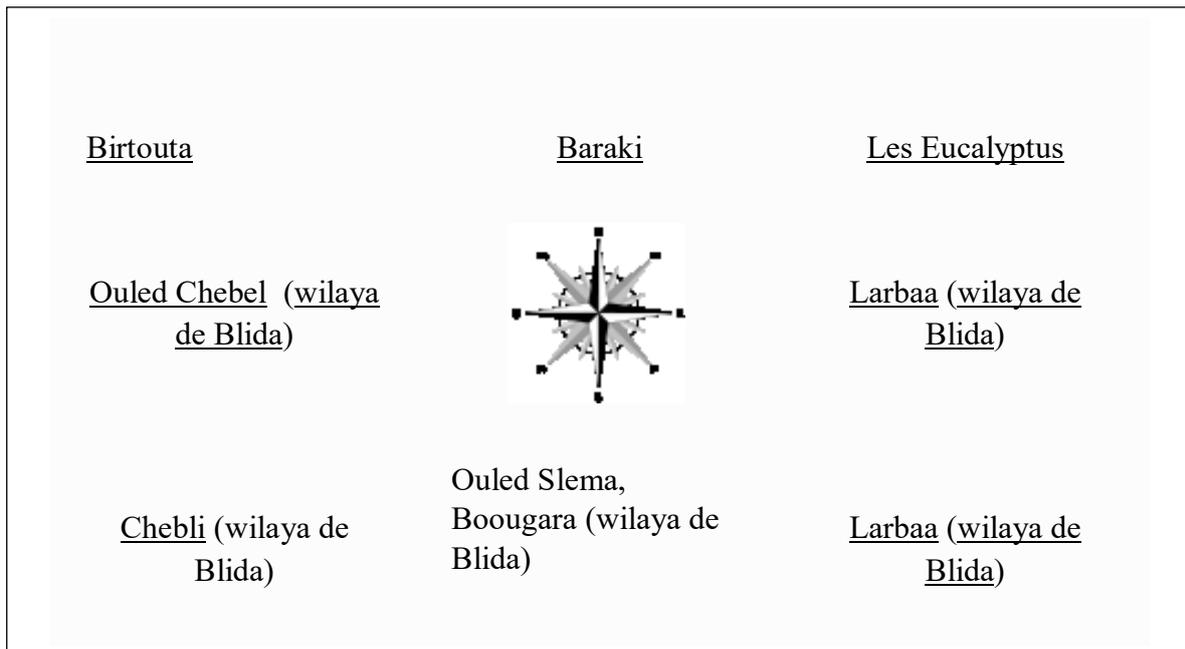


Figure II.2 Communes limitrophes de Sidi Moussa

Pour la zone d'étude, elle se situe dans la zone sud de la ville de Sidi Moussa entre les deux communes : Ouled Slama et Larbaa.

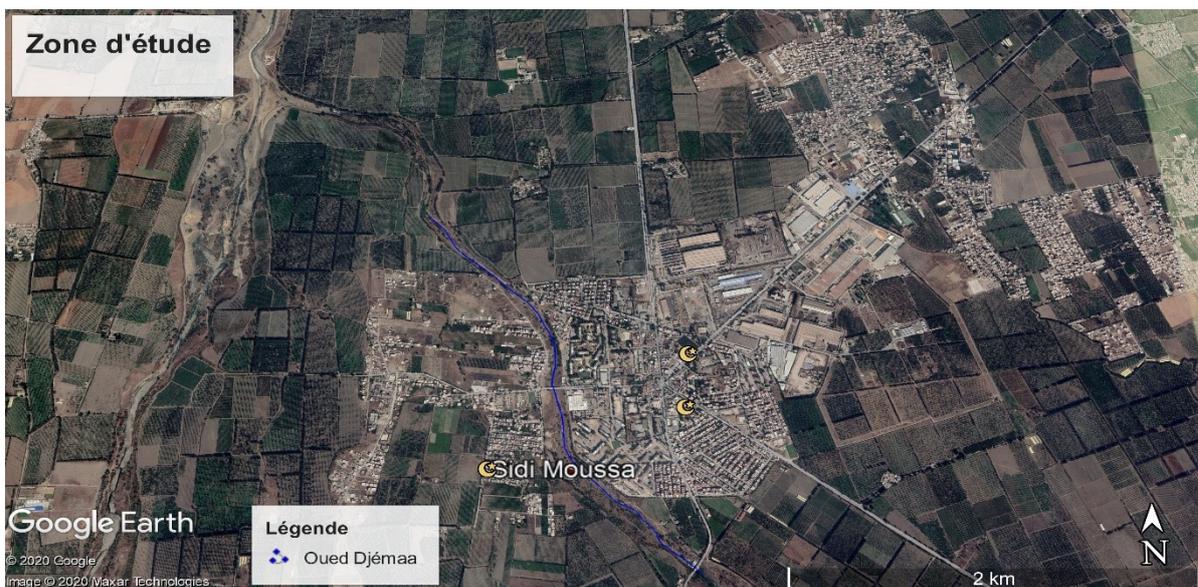


Figure II.3 Vue satellitaire de la zone d'étude

II.2 Géomorphologie

II.2.1 Topographie et hydrographie

La zone d'étude appartient à la plaine de la Mitidja qui est une plaine agricole avec une altitude moyenne de 50 m. bénéficie d'un climat tempéré de type méditerranéen, de sols fertiles et d'une pluviométrie suffisante. Elle est une grande plaine agricole de cultures, consacrée aux agrumes dans la partie orientale et la vigne dans la partie occidentale.

Le réseau hydrographique est représenté par des chaâbats de quelques mètres parfois artificiels construites par les habitants pour des raisons agricoles.

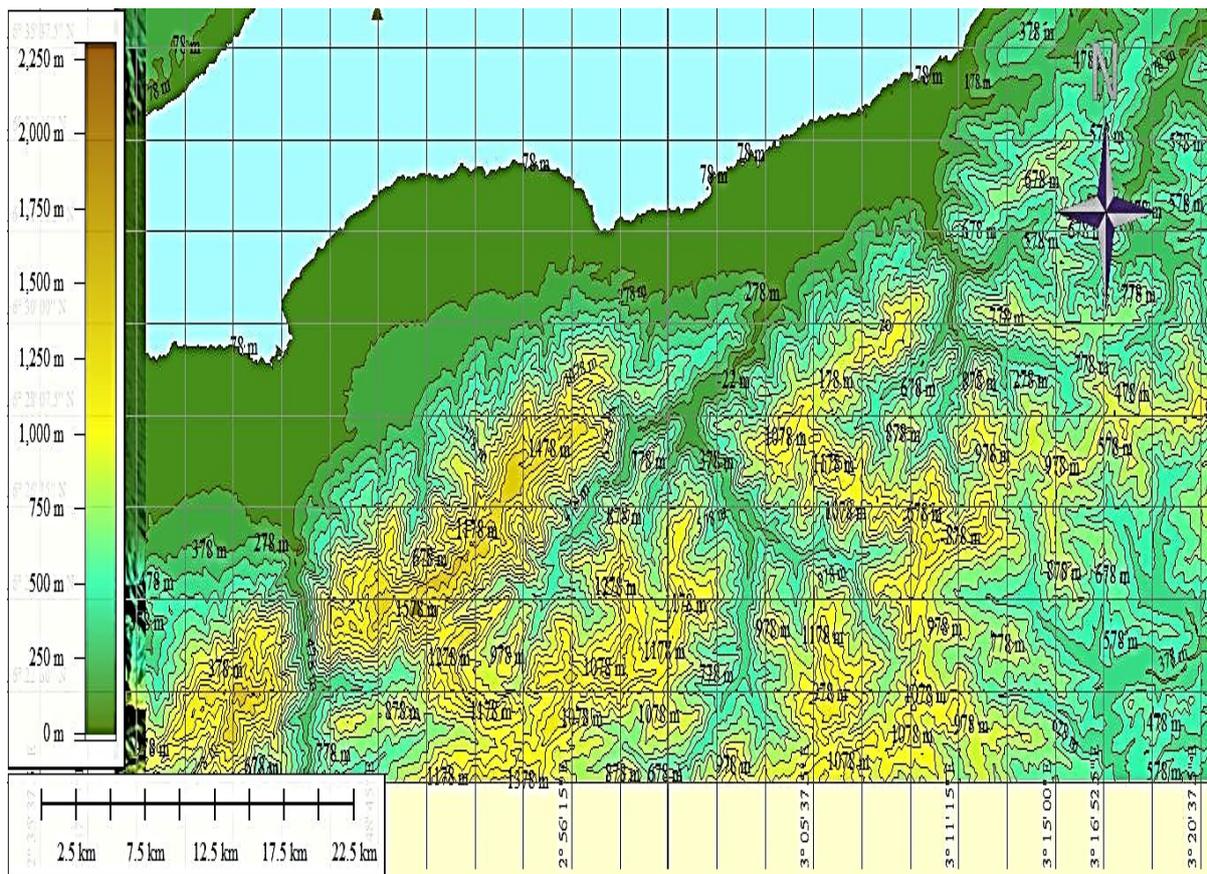


Figure II.4 Carte topographique de la zone d'étude

II.3 Géologie et sismicité

II.3.1.Géologie

L'étude géologique de la zone d'étude est très importante pour notre étude. Cela concerne surtout la lithologie, la pétrographie et le pendage des couches qui peuvent être la cause des phénomènes des affaissements, des glissements de terrains ou autres phénomènes néfastes pour la stabilité des futurs projets de construction.

Pour bien éclaircir notre situation géologique, on présente la carte géologique suivante :

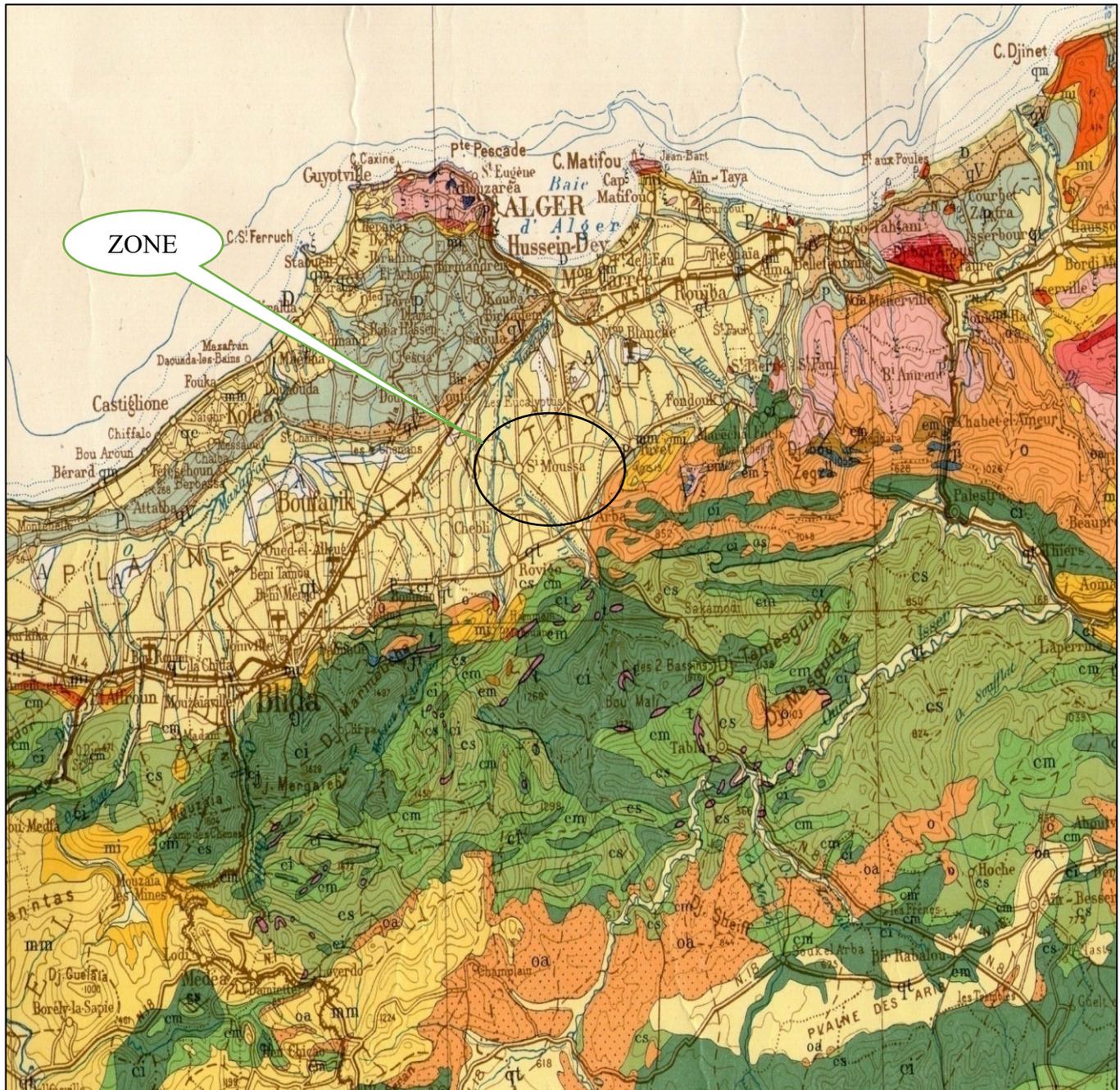
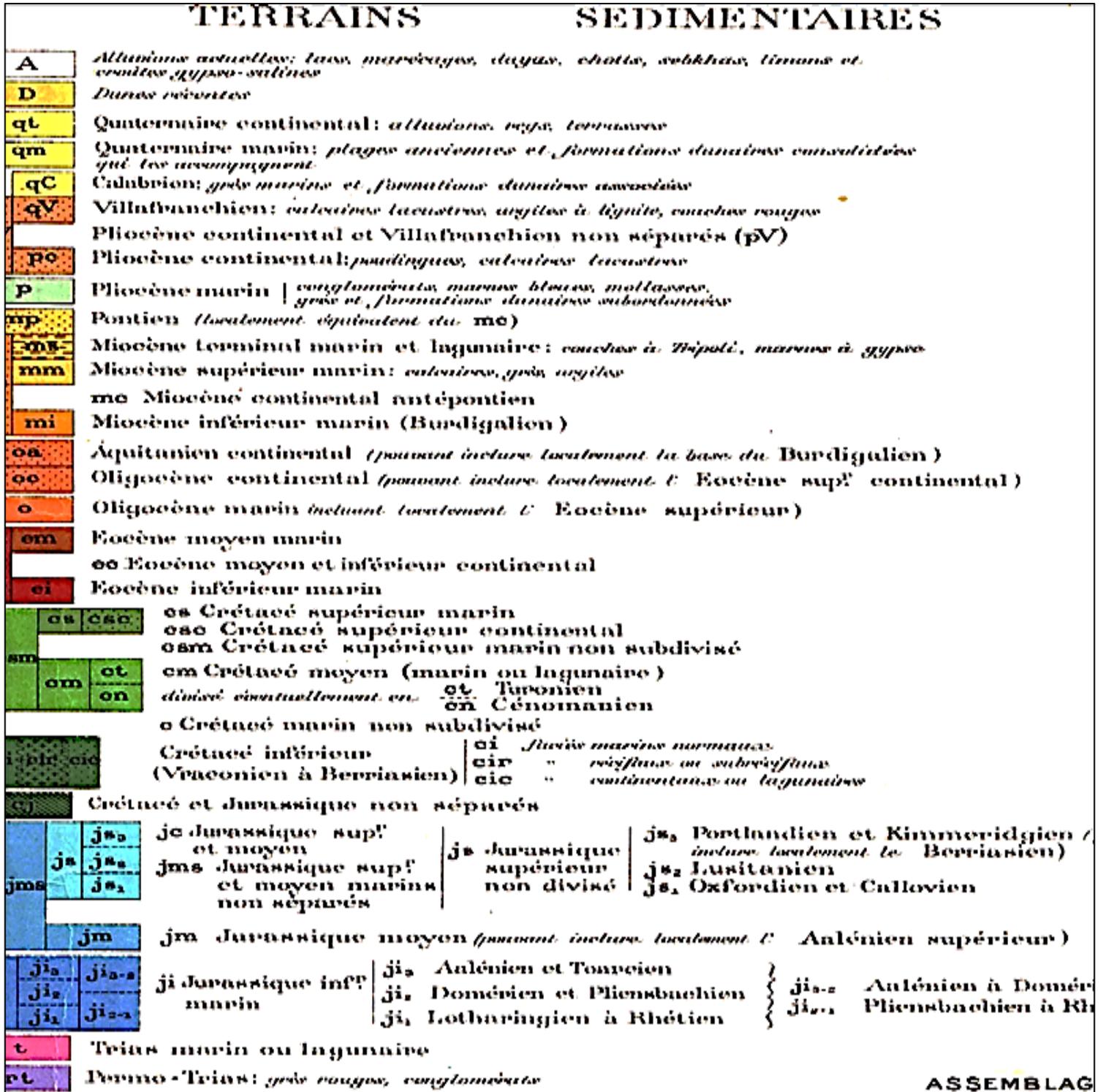


Figure II.5 Extrait de la carte géologique d'Algérie Nord. Echelle 1/500.000 e



ASSEMBLAG

Figure II.6 :Légende de la carte géologique de la wilaya d'Alger

L'Algérie comprend quatre larges domaines géologiques allant du Nord vers le Sud :

- L'Atlas Tellien (ou le Tell): constitué de reliefs escarpés et de plaines littorales dont les plus riches de l'Algérie sont la Mitidja au centre, le Chélif à l'Ouest et le Seybouse à l'Est.
- Les hauts plateaux.
- L'Atlas saharien.
- Le Sahara.

D'après la carte géologique de la wilaya d'Alger en remarque que notre zone d'étude contient :

Les alentours de la ville d'Alger s'installent dans la première région définie ci-haut, délimitée au Nord par la mer Méditerranée et au sud par l'Atlas Tellien. Cette chaîne correspond à une zone complexe de reliefs jeunes alpins, constitués de nappes mises en place au Miocène inférieur.

Les bassins néogènes tardifs se sont installés sur ces nappes et peuvent être considérés comme post-nappes.

En Algérie trois de ces bassins peuvent être distingués: la Mitidja au centre, le Cheliff à l'Ouest et le Seybouse à l'Est.

Le bassin néogène de la Mitidja qui s'allonge parallèlement à la côte méditerranéenne sur une surface de 1.300 Km² est formé de terrains sédimentaires opposés sur le socle kabyle et les unités les plus septentrionales de l'Atlas Tellien.

Sur le socle primaire métamorphique qui constitue les reliefs de la ville d'Alger, composé de divers faciès pétrographiques, principalement de schistes, gneiss et calcaires, se trouveraient des formations sédimentaires tertiaires et quaternaires, dont la stratigraphie s'étend du Miocène inférieur (Burdigalien), au Miocène supérieur et Pliocène, et finalement du Quaternaire ancien (Calabrien) à l'Holocène actuel. Ces formations correspondent au remplissage sédimentaire du bassin de la Mitidja et couvrent une large surface aux alentours d'Alger où elles représentent le substratum sur lequel repose la ville.

Les faciès paléo-stratigraphiques correspondent à des environnements marins constitués en premier lieu par le Miocène Burdigalien, litho-logiquement constitué de grès marins transgressifs. Ils se présentent en bancs relativement durs de teinte gris vert, qui montre une stratification entrecroisée, soulignée par des lentilles de grès calcaire fin et dur.

La série se termine par l'apparition de grès coquilliers qui sont toujours très carbonatés, grossiers et pétris de coquilles le plus souvent fragmentées, avec de fréquents galets de quartz isolés et bien arrondis. Sur le Miocène antérieur se trouvent des formations du Plaisancien, Pliocène inférieur, constituées de marnes bleues, déposées dans une mer profonde, avec une riche microfaune coquillière.

Le Pliocène moyen et supérieur, autrement dit l'Astien, est représenté par des dépôts hétérogènes de mer peu profonde (molasse astienne) qui sont constitués par de marnes, marnes sableuses, sables, conglomérats et grès, avec un contenu fossilifère abondant, constitué de coquillages, coraux et autres. La présence de faciès détritiques tels que conglomérats et grès indiquerait le début de la régression marine et le comblement du bassin sédimentaire, dans le passage au Quaternaire.

Le Quaternaire de son côté correspond à des dépôts continentaux arrachés aux versants et transportés dans un contexte alluvial, soit argileux ou sablo-graveleux.

II.3.2. Activité sismique

Sur le plan sismique, l'Algérie fait partie d'une zone très sismique avec un nombre relativement important de failles dont certaines sont encore actives. L'Algérie a été frappé par de nombreux séismes au cours d'histoire, parmi-eux on peut citer les séismes d'El Asnam (10/10/1980), de Constantine (27/10/1985), de Tipaza (29/10/1989), de Mascara (17/08/1994), d'Alger (04/09/1996), d'Ain Temouchent (22/12/1999), de Ben Ourtilane (10/11/2000) et sur tout de Boumerdès-Alger (21/05/2003), après ce dernier séisme de magnitude 6,8 causant d'important dégâts (matériels et pertes humains), Alger a été reclassée en zone III, comme le montre la carte de zonage d'alea sismique (voir figure II.7).

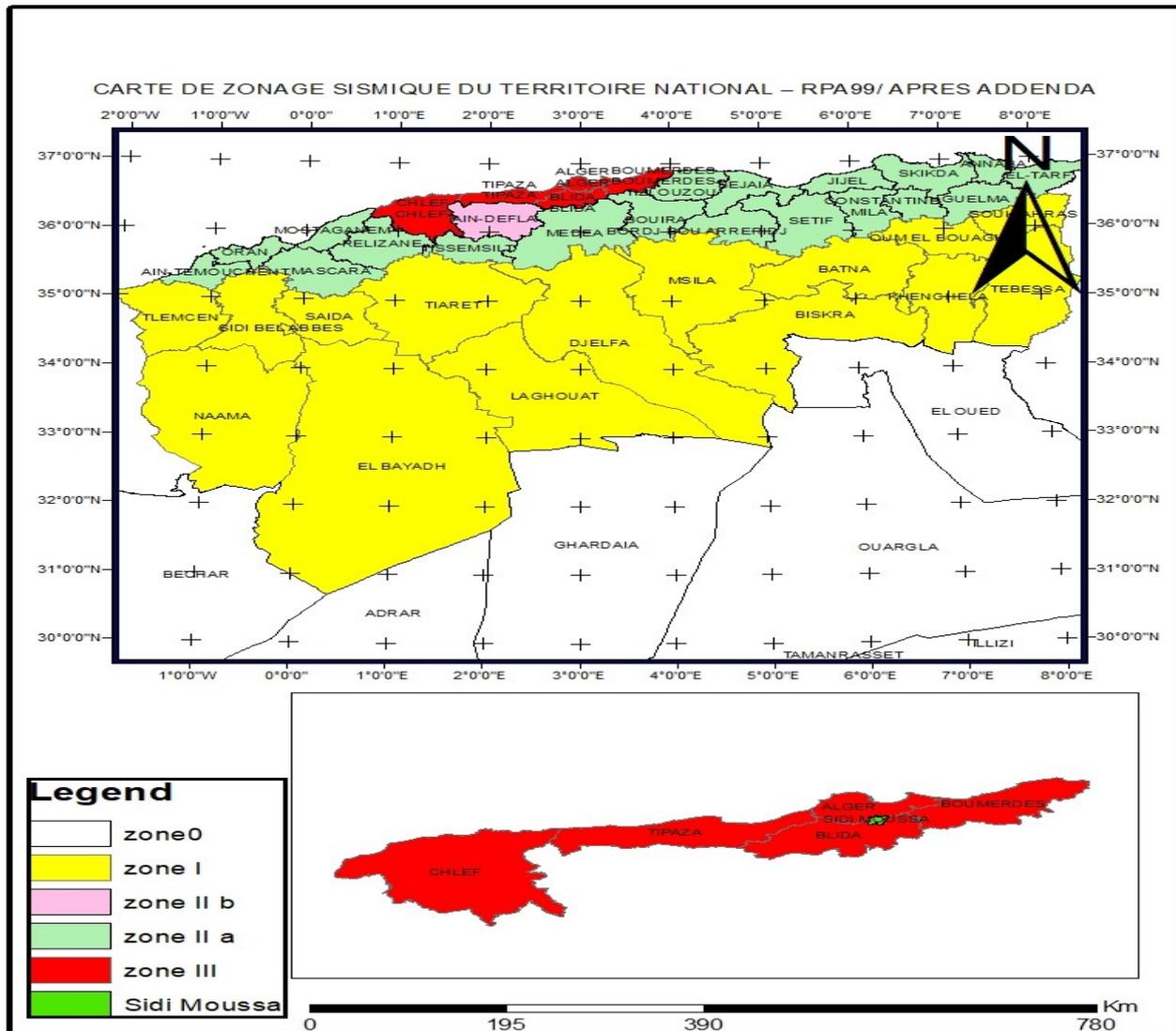


Figure II.7 CLASSIFICATION SISMIQUE DES WILAYAS D'ALGERIE

II.4.Situation climatique

La climatologie est la science du climat. Elle s'appuie sur l'analyse de la distribution statistique de variables météorologiques, principalement la température, les précipitations, l'humidité et les vents. La Mitidja subit une double influence de la mer et de la montagne, ce qui fait la particularité continentale de son climat, caractérisé par une irrégularité pluviométrique annuelle et interannuelle. Une saison chaude sèche s'étalant du mois d'avril au mois de septembre, suivi d'une saison froide et humide d'octobre en mai. Ceux recueillis par le centre climatologique de Dar El Beida. (METEOROLOGIQUES, 2016) Le climat de la région est de type méditerranéen caractérisé par

II.4.1.Précipitations

Pour l'évaluation des pluies moyennes annuelles, on a pris en compte dans son analyse La station pluviométrique la plus proche et la plus crédible par apport au bassin versant d'étude est celle de **BARAKI (021421)** qui est la plus représentative, tant pour sa période d'observation (**1980-2018**) que pour sa proximité de notre zone d'étude.

Les années d'observations ont été traitées en tenant compte de toute la série avec les années communes soit 39 ans d'observation complète sans lacunes qui donne une pluie moyenne annuelle d'environ 596.93mm.

La distribution mensuelle des précipitations en mm et en pourcent de la station de **BARAKI** est portée dans le tableau suivant :

Tableau II.1 Répartition mensuelle des pluies moyennes annuelles (1980-2018)

Mois	Sept	Oct	Nov	Dec	Jan	Fév	Mar	Avr	Mai	Juin	Juil	Aou t	Total
Pmoy	26,97	52,25	95,42	98.06	88.47	71.85	57.87	51.08	35.62	9.46	3.75	6.12	596.93
P (%)	4.52	8.75	15.99	16.42	14.82	12.04	9.69	8.56	5.96	1.58	0.62	1.02	100

Source : Direction des ressources en eau W. Alger

II.4.2.La température

Les températures extrêmes et moyennes sur une période d'observation de 35 ans (**1970-2004**)

Les valeurs mensuelles de la température de l'air varient avec une certaine régularité pendant l'année, avec un maximum en Août (**27,5°C**) et un minimum en Janvier (**11,3°C**).

Les données obtenues auprès de la direction des ressources en eau de la wilaya d'ALGER, donnent les moyennes mensuelles des températures de la période (1970-2004) illustrées dans le tableau suivant :

Tableau II.2 : Les moyennes mensuelles des températures de la période (1970-2004)

Mois	Jan	Fév	Mar	Avr	Mai	Juin	Juil	Aoû	Sep	Oct	Nov	Déc	Moy
T_{min} (°C)	7,5	7,7	9,5	11,1	14,1	17,5	19,9	21,5	19,2	15	11,7	9,00	13,64
T_{max} (°C)	15,2	16,7	19,7	20,8	24,8	28,9	32,8	33,6	30,2	24,7	19,8	16,7	23,66
T_{moy} (°C)	11,3	12,2	14,6	15,9	19,4	23,2	26,3	27,5	24,7	19,8	15,7	12,8	18,65

Source : Direction des ressources en eau W. Alger

II.4.3. Le vent

Le vent constitue un facteur écologique important à des titres divers :(Agent de transport, Facteur climatique, Facteur mécanique...).

Son action : influe à la fois sur le sol (évaporation et érosion) et sur la plante (distribution), donc la connaissance de la direction des vents et leurs vitesses est importante.

- Les vents proviennent des directions suivantes :

N = 1.0 % N.E = 15.6 % N.W=5.9 % S = 3.1 %
 S.E = 1.6 % S.W = 10.2 % W = 18.6 % E = 5.6 %

Tableau II.3 : Vitesses moyennes mensuelles des vents (16ans)

Mois	Jan	Fév	Ma	Avr	Mai	Juin	Juil	Août	Sep	Oct	Nov	Déc	Année
V(m/s)	3,0	3,1	2,9	3,1	2,8	3,0	3,2	3,1	2,5	2,3	2,5	3,7	2,9

Source : Direction des ressources en eau W. Alger

D'après le tableau on constate :

- La vitesse maximale est de 3,7 m/s, elle est observée au mois de Décembre.
- La vitesse minimale est de 2,3 m/s, elle est observée au mois d'Octobre.

II.4.4.Evaporation

L'évaporation se traduit par la transformation de l'eau liquide en vapeur d'eau, elle dépend généralement de la température ambiante et des mouvements de l'air.

Le tableau suivant montre l'évaporation moyenne mensuelle de la commune de Sidi Moussa.

Tableau II.4 : L'évaporation moyenne mensuelle (16ans)

Mois	Jan	Fév	Mar	Avr	Mai	Juin	Juil	Août	Sep	Oct	Nov	Déc	Année
E (mm)	59	54	72	88	104	135	157	154	118	97	77	63	1178

Source : Direction des ressources en eau W. Alger

II.4.5.Humidité relative de l'air

L'humidité relative de l'air est un élément de cycle hydrologique qui contrôle l'évaporation du sol et le couvert végétal.

L'humidité relative moyenne mensuelle est représentée dans le tableau suivant :

Tableau II.5 Humidités relatives moyennes mensuelles (16ans)

Mois	Jan	Fév	Mars	Avr	Mai	Juin	Juil	Août	Sept	Oct	Nov	Déc	Année
H (%)	74	70	71	66	65	61	60	57	66	69	71	73	67

Source : Direction des ressources en eau W. Alger

D'après le tableau ci-dessus on constate :

- Le mois le plus humide est le mois de Janvier avec 74 %.
- Le mois le moins humide est le mois d'Août avec 57 %.

Conclusion

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

Chapitre III: Etude hydrologique

Introduction

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

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

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

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

III.1.Le bassin versant et son complexe

III.1.1.Bassin versant

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

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

Le bassin versant de la zone étudiée appartient aux Hautes Plaines Algéroises, il se situe entre **36° 36'16''** de Latitude Nord et **03 °05'25''** de Longitude Est. Le bassin concerné a été devisé en deux sous bassins dont leurs caractéristiques sont déterminées comme suit :

III.1.1.1.Caractéristiques géographiques du bassin versant

Les coordonnées UTM (Zone 31) de l'exutoire à l'intersection de la route nationale n°5 sont les suivantes :

Longitude : **X = 505662.94 m**

Latitude : **Y = 4052905.83 m**

L'altitude : **Z= 51.5 m.**

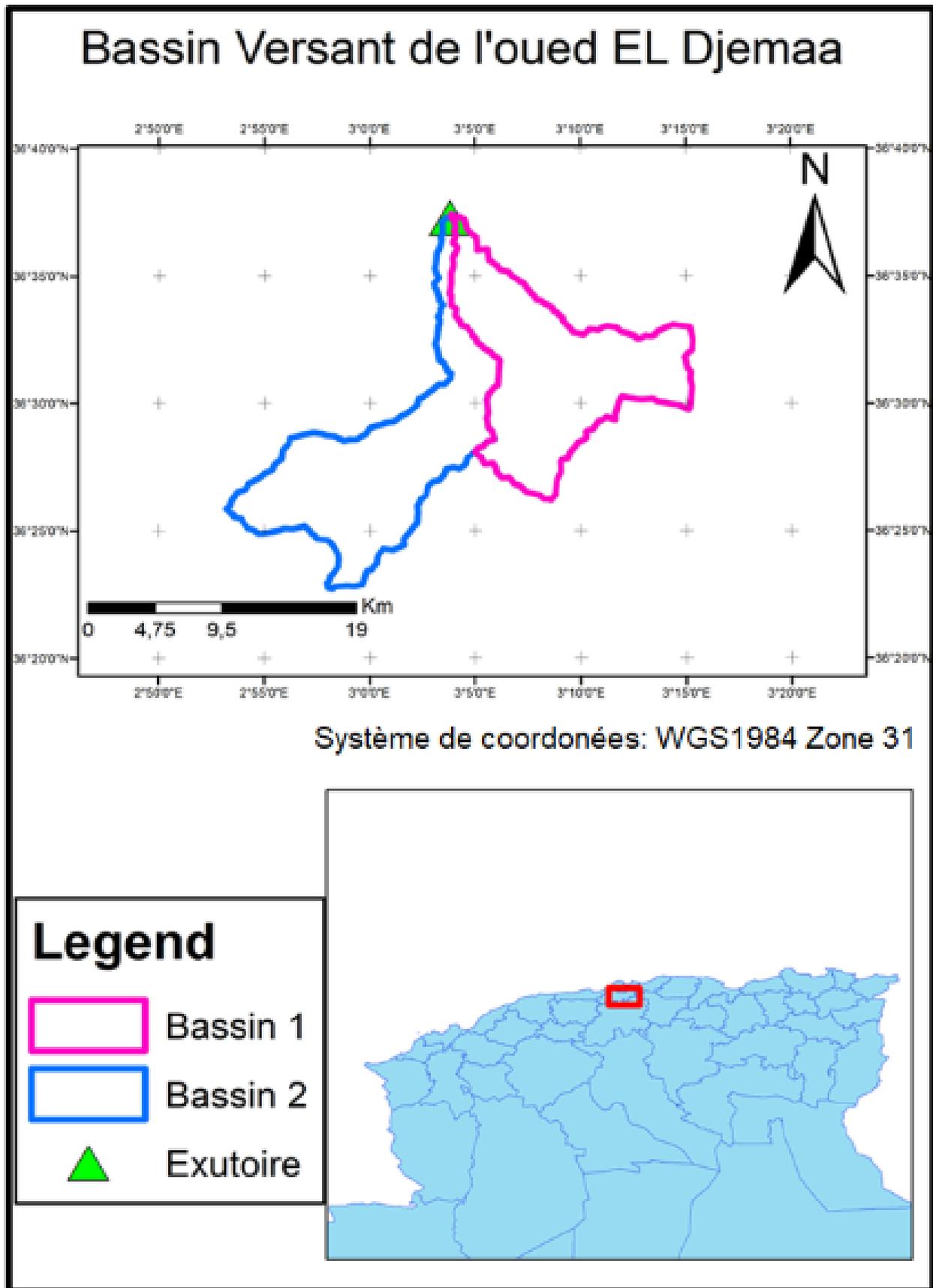


Figure III.1 Bassin Versant de l'Oued Djemaa

III.1.1.2. Caractéristiques morphologiques du bassin versant

Les caractéristiques morphologiques du bassin versant de la ville de Sidi Moussa ont été obtenues grâce à logiciel Arc GIS.

III.1.1.2.1. Surface

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

La surface du bassin étudié est estimée à: $S = 297.06 \text{ km}^2$.

III.1.1.2.2. Périmètre

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

Le périmètre est estimé à : $P = 113.473 \text{ km}$.

III.1.1.2.3. La forme

- **Indice de compacité K_c :**

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

$$K_C = \frac{P}{P_c} = 0.28 * \frac{P}{\sqrt{S}} \quad \text{III.1}$$

Avec :

K_c : Indice de compacité

S : Surface du bassin versant [Km^2]

P : Périmètre du bassin versant [Km]

P_c : Périmètre du cercle [Km]

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

- **Rectangle équivalent :**

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

Le rectangle équivalent est caractérisé par la longueur « L_{eq} » et la largeur « l_{eq} » définies respectivement par les formules suivantes :

$$L = \frac{K_C * \sqrt{S}}{1.128} = \left(1 \pm \sqrt{1 - \left(\frac{1.128}{K_C} \right)^2} \right) \quad \text{III.2}$$

Donc :

$$S = L \cdot l \quad P/2=L+l$$

Avec

- L : longueur de rectangle équivalent.
- l : largeur de rectangle équivalent.

Application numérique :

Les résultats sont résumés obtenues sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau III.1 Caractéristiques morphologiques des sous bassins

Sous Bassin	Surface (km ²)	Périmètre (km)	K _c	L(km)	l(km)
SB1	147.72	71.90	1.66	30.92	4.78
SB2	149.30	83.36	1.91	37.39	3.99

III.1.1.3.Le relief

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

III.1.1.3.1.Courbe hypsométrique

La courbe hypsométrique est l'un des paramètres les plus essentiels dans l'étude du relief elle fournit une vue synthétique de la pente. Elle représente la répartition de la surface du bassin versant en fonction de son altitude. Elle porte en abscisse la surface ou le pourcentage de surface du bassin qui se trouve au-dessus de l'altitude représentée en ordonnée (tableau III.2). Elle exprime la superficie du bassin ou le pourcentage de superficie au-delà d'une certaine altitude.

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

Altitudes (m)	Hi (m)	surface (km ²)	S(%)	S cumulé (Km ²)	S cumulé (%)
29-163	96	43.16	29.22	43.16	29.22
163-297	230	10.55	7.14	53.71	36.36
297-431	364	16.50	11.17	70.21	47.53
431-565	498	21.64	14.65	91.85	62.18
565-700	633	20.98	14.20	112.83	76.38
700-834	767	16.84	11.40	129.68	87.78
834-968	901	12.02	8.13	141.69	95.92
968-1102	1035	5.30	3.59	147.00	99.51
1102-1237	1170	0.72	0.49	147.72	100.00

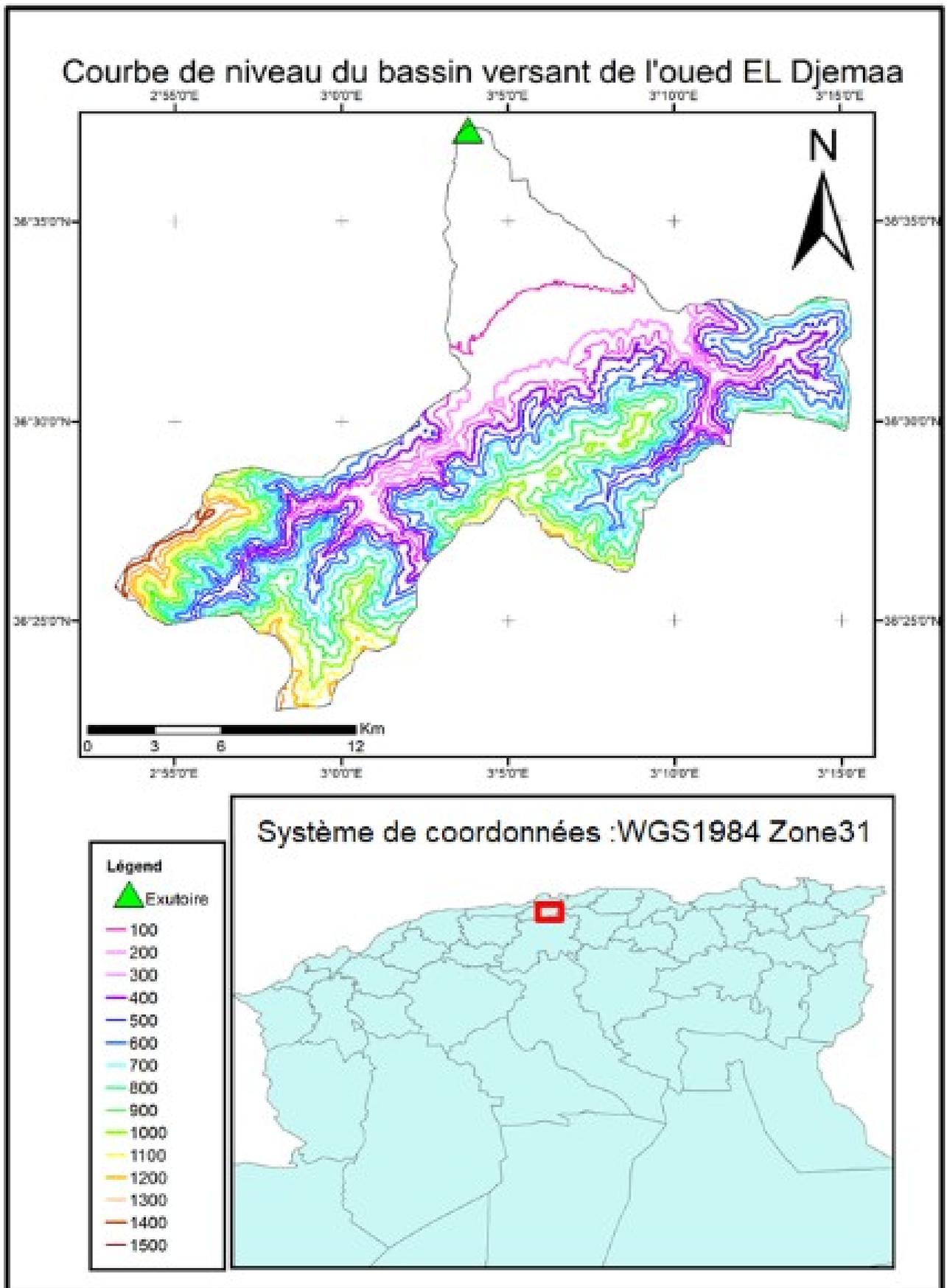


Figure III.2 Carte hypsométrique du sous bassin de l'Oued Djemaa

Tableau III.3 Paramètres Hypsométriques du Sous Bassin Versant 1 de l'Oued

Altitudes (m)	Hi (m)	surface (km ²)	S(%)	S cumulé (Km ²)	S cumulé (%)
29-163	96	43.16	29.22	43.16	29.22
163-297	230	10.55	7.14	53.71	36.36
297-431	364	16.50	11.17	70.21	47.53
431-565	498	21.64	14.65	91.85	62.18
565-700	633	20.98	14.20	112.83	76.38
700-834	767	16.84	11.40	129.68	87.78
834-968	901	12.02	8.13	141.69	95.92
968-1102	1035	5.30	3.59	147.00	99.51
1102-1237	1170	0.72	0.49	147.72	100.00

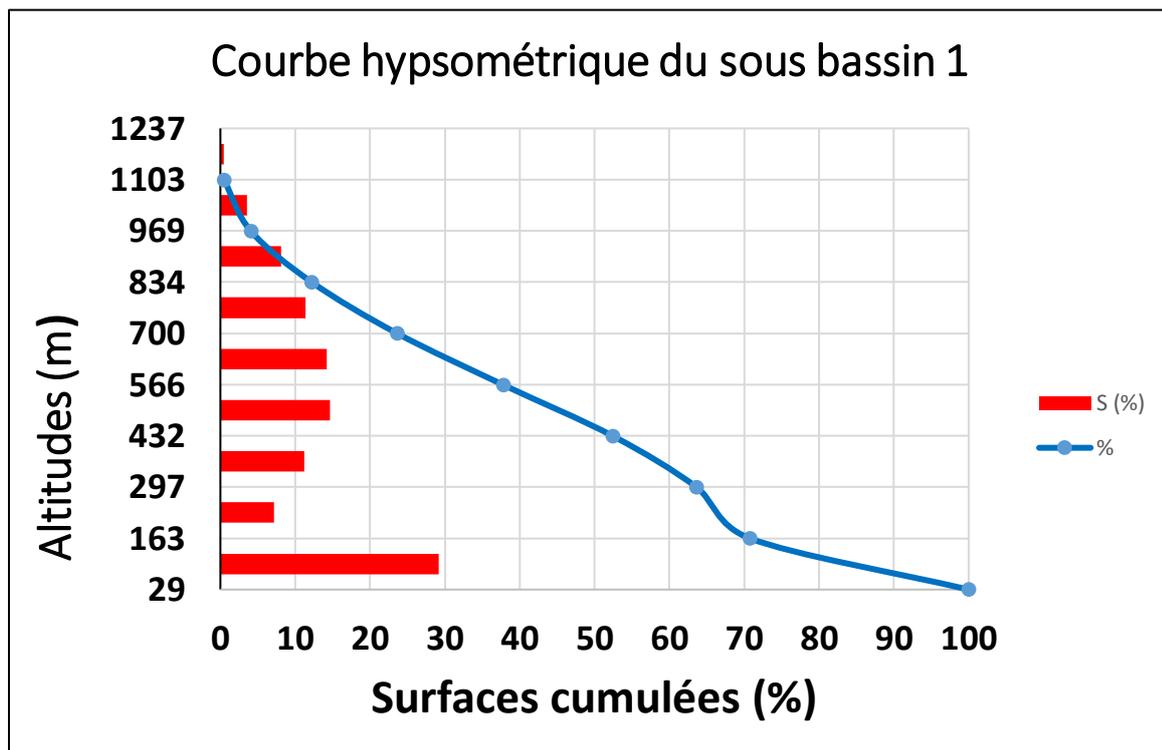
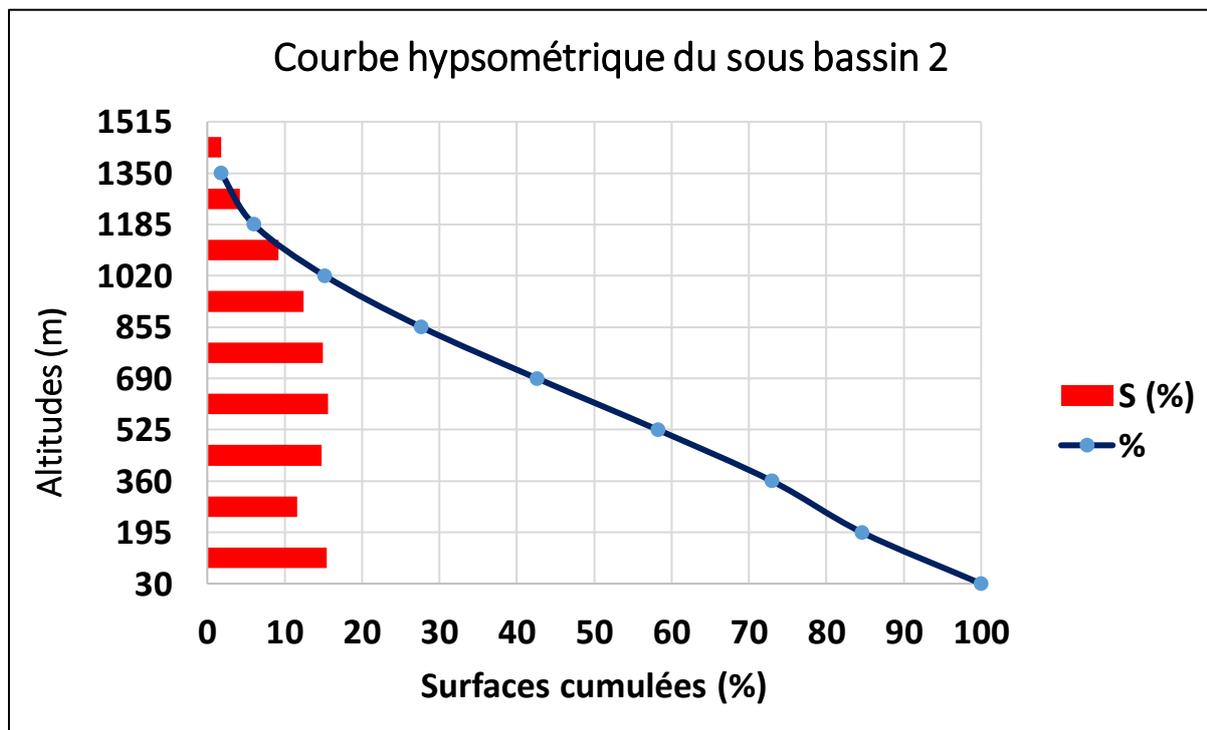
**Figure III.3** Courbe hypsométrique du sous bassin 1

Tableau III.4 Paramètres Hypsométriques du Sous Bassin Versant 2 de l'Oued

Altitudes (m)	Hi (m)	surface (km ²)	S(%)	S cumulé (Km ²)	S cumulé (%)
30-195	112.5	23.01	15.41	23.01	15.41
195-360	277.5	17.37	11.63	40.38	27.05
360-525	442.5	22.05	14.77	62.42	41.81
525-690	607.5	23.29	15.60	85.71	57.41
690-855	772.5	22.32	14.95	108.03	72.36
855-1020	937.5	18.60	12.46	126.63	84.82
1020-1185	1102.5	13.69	9.17	140.32	93.99
1185-1350	1267.5	6.30	4.22	146.62	98.21
1350-1515	1432.5	2.68	1.79	149.30	100.00

**Figure III.4** Courbe hypsométrique du sous bassin 2

III.1.1.3.2. Les altitudes caractéristiques

- **L'altitude maximale :**

Représente le point le plus élevé du bassin versant.

- **L'altitude minimale**

Représente le point le plus bas du bassin versant, l'exutoire.

- **L'altitude médiane « H 5% »**

C'est la projection du point qui correspond à 5% de la surface cumulée sur la courbe hypsométrique.

- **L'altitude médiane « H 50% »**

C'est la projection du point qui correspond à 50% de la surface cumulée sur la courbe hypsométrique.

- **L'altitude médiane « H 95% »**

C'est la projection du point qui correspond à 95% de la surface cumulée sur la courbe hypsométrique.

- **L'altitude moyenne « H moy »**

Elle est calculée par la formule suivante :

$$H_{\text{moy}} = \frac{\sum_{i=1}^n S_i \cdot H_i}{S} \quad \text{III.3}$$

Avec:

$$H_i = \frac{H_{n+1} + H_n}{2} \quad \text{III.4}$$

- H_i : Altitude moyenne entre 2 courbes de niveaux consécutives en m.
- S_i : Surface partielle comprise entre 2 courbes de niveaux consécutives en km².
- S : Surface totale du bassin versant en km.

Les résultats de calcul pour les sous bassins sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau III.5 Les résultats de calcul d'altitude des quatre sous bassin

Sous Bassin	H_{max} (m)	H_{min} (m)	H_{moy} (m)	$H_{50\%}$ (m)	$H_{5\%}$ (m)	$H_{95\%}$ (m)
SB1	1237	29	451.57	453.00	949	49
SB2	1515	30	622.28	610.00	1209	69

III.1.1.3.3. Les pentes du bassin versant

- **Indice de pente globale « Ig »**

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

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

$$I_g = \frac{D}{L} = \frac{H_{5\%} - H_{95\%}}{L} \quad \text{III.5}$$

Avec :

- D : Dénivelée entre H5% et H95% (m).
- L : longueur du rectangle équivalent (Km).
- H5% et H95% : sont respectivement les altitudes correspondantes à S5% et S95%.

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

Relief	I_g
Relief très faible	$I_g \leq 0,002$
Relief faible	$0,002 < I_g \leq 0,005$
Relief assez faible	$0,005 < I_g \leq 0,01$
Relief modéré	$0,01 < I_g \leq 0,02$
Relief assez fort	$0,02 < I_g \leq 0,05$
Relief fort	$0,05 < I_g \leq 0,1$
Relief très fort	$I_g \geq 0,1$

- **Pente moyenne du bassin versant « Im »**

Elle est calculée par la formule suivante :

$$I_m = \frac{\Delta H(0.5L_1 + L_2 + \dots + 0.5L_n)}{S} \quad \text{III.6}$$

Avec :

- Dénivelés entre deux courbes de niveaux successives
- L_1, L_2, \dots, L_n : les longueurs des courbes de niveaux (Km)
- S : superficie du bassin versant (Km²)

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

Tableau III.7 Longueurs correspondantes à chaque courbe de niveau

Altitudes (m)	Longueurs des courbes (m)		
	SB1	SB2	SB
100	10.23905	5.7544	16.14238
200	11.23905	22.116	38.84222
300	12.23905	41.0779	80.029
400	13.23905	52.3793	105.4842
500	14.23905	66.190257	130.0969
600	15.23905	66.610796	130.8827
700	16.23905	66.21019	121.357
800	17.23905	56.2	98.68534
900	18.23905	47.1817	78.05086
1000	19.23905	43.134978	61.73135
1100	20.23905	33.43944	22.02684
1200	21.23905	21.0483	17.99634
1300	/	12.56571	11.45467
1400	/	7.854	8.103886
1500	/	0.047717	0.06944

• **Indice de pente moyenne « I_{pm} »**

L'indice de pente moyenne représente le rapport entre la dénivelée et la longueur de rectangle équivalent. Il est calculé à partir de la formule suivante :

$$I_{pm} = \frac{H_{max} - H_{min}}{L} \quad \text{III.7}$$

Les résultats des pentes des sous bassins sont représentés dans le tableau suivant :

Tableau III.8 Classification du relief (O.R.S.T.O.M).

Sous Bassin	Im (%)	I _{pm} (%)	I _g (%)	Relief
SB1	0.024	0.039	0.029	Relief assez fort
SB2	0.032	0.040	0.030	Relief assez fort

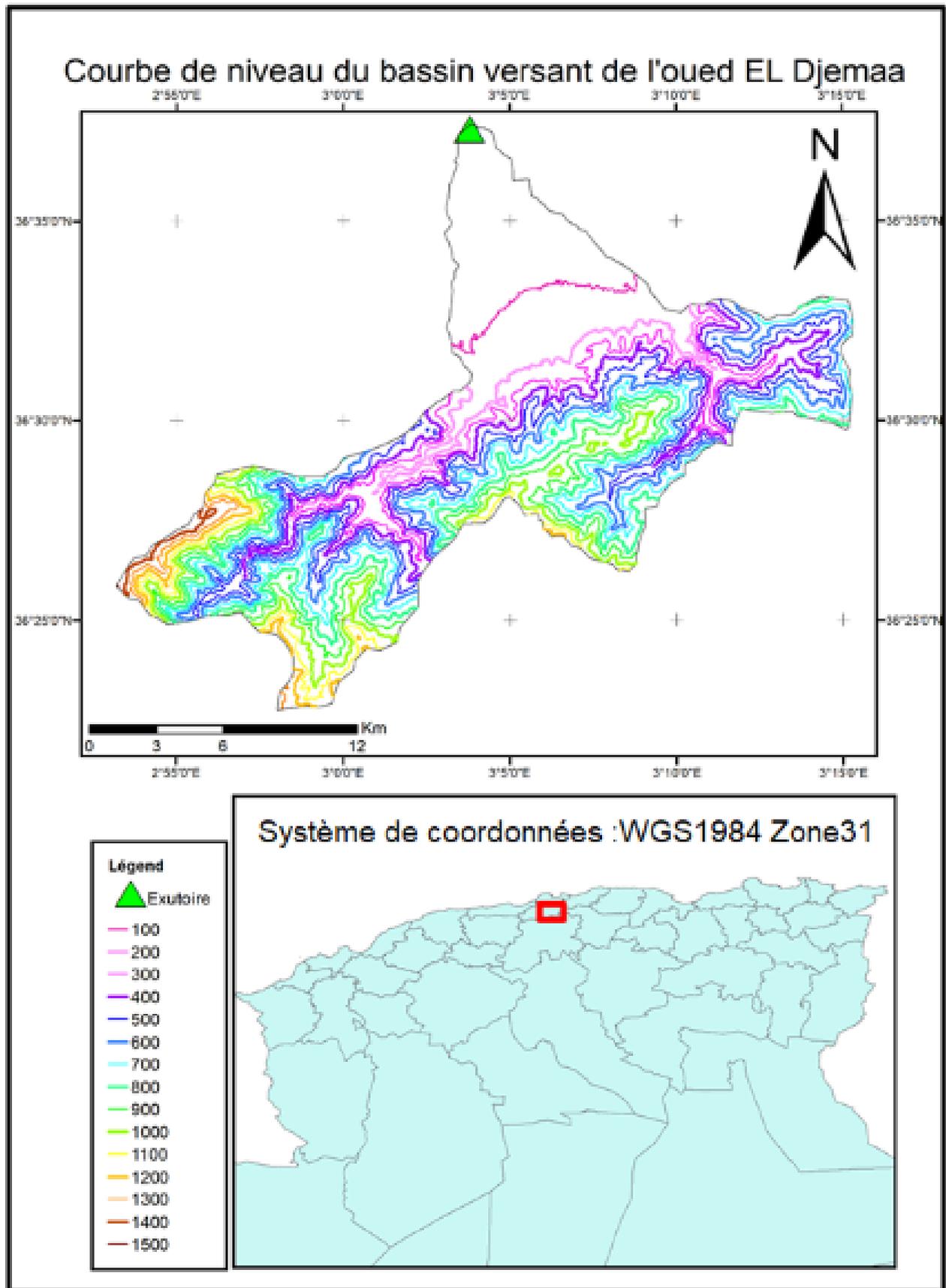


Figure III.5 Courbe de niveau du bassin versant de l'Oued

III.1.1.4. Les caractéristiques des écoulements dans les bassins versants

III.1.1.4.1. Réseau hydrographique

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

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

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

III.1.1.4.2. Hiérarchisation du réseau

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

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

La figure suivante (III.6) résume l'explication précédente :

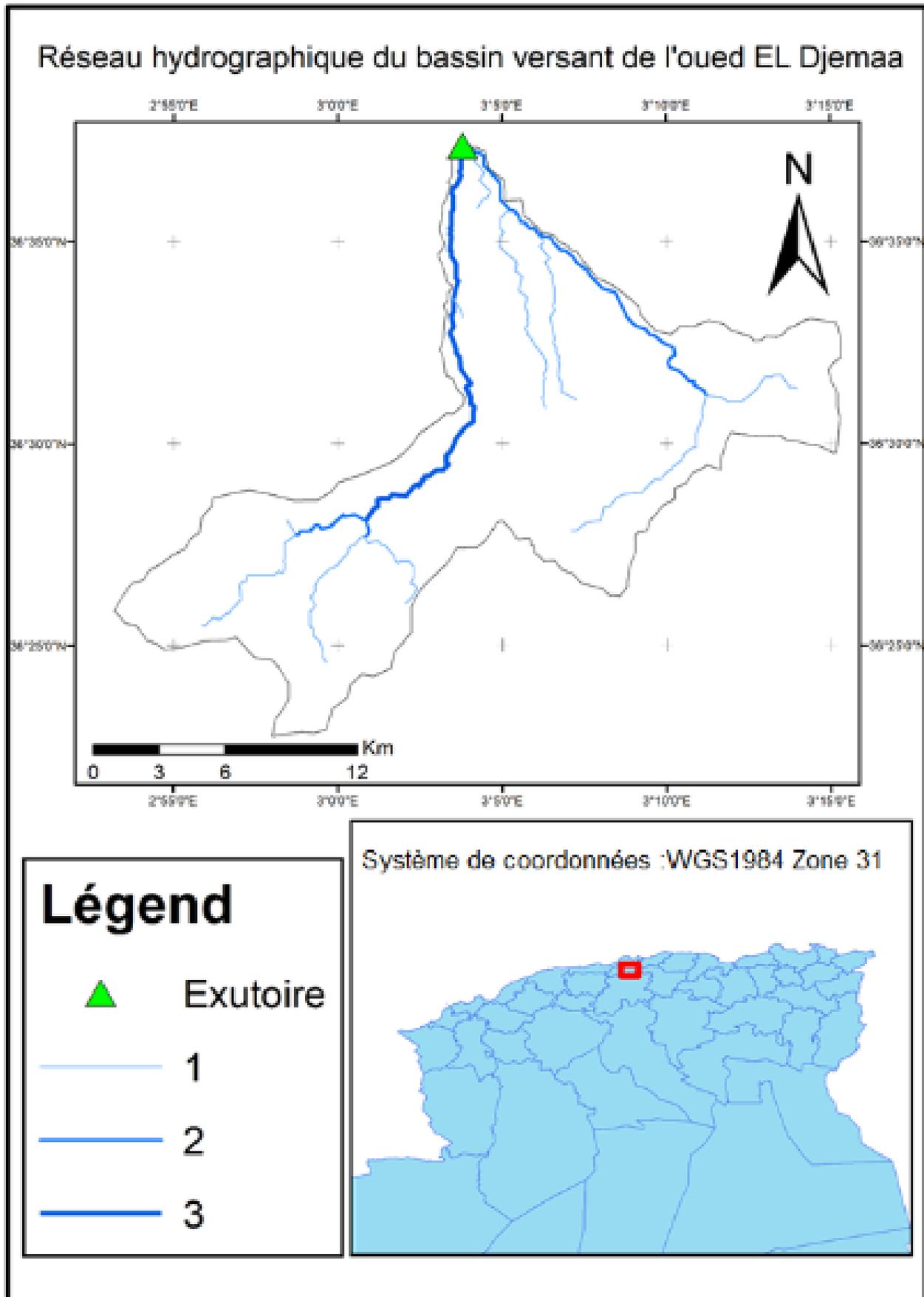


Figure III.6 Carte hydrographique du bassin versant de l'Oued Djemaa

III.1.1.4.3. Densité de drainage « Dd »

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

$$D_d = \frac{\sum_{i=1}^n L_i}{S} \quad \text{III.8}$$

Avec :

- Dd : densité de drainage [km/km²]
- $\sum L_i$: Somme des longueurs de tous les cours d'eau d'ordre i (km)
- S : surface du bassin versant (Km²)

Les résultats sont représentés dans le tableau suivant :

Tableau III.9 L'indice de drainage des quatre sous bassin

Sous Bassin	$\sum L_i$ (km)	S(km ²)	D _d (km/km ²)
SB1	141.59	147.72	0.96
SB2	110.52	149.30	0.74

III.1.1.4.4. La densité hydrographique « F »

La densité hydrographique représente le nombre de canaux d'écoulement par unité de surface.

$$D_d = \frac{\sum N_i}{S} \quad \text{III. 9}$$

Avec :

- F : densité hydrographique [km⁻²]
- N_i : nombre de cours d'eau d'ordre
- S : superficie du bassin [km²]

Les résultats trouvés sont résumés dans le tableau ci-dessous :

Tableau III.10 La densité hydrographique des sous bassins

Sous Bassin	$\sum N_i$	S(km ²)	F
SB1	162	147.72	1.10
SB2	164	149.30	1.10

III.1.1.4.5. Le coefficient de torrentialité « Ct »

Il est calculé à l'aide de l'équation suivante :

$$Ct = D_d * F \quad \text{III.10}$$

Avec :

- D_d : densité de drainage.
- F : densité hydrographique.

Tableau III.11 La densité hydrographique des sous bassins

Sous Bassin	Ct
SB1	1.05
SB2	0.81

III.1.1.4.5. Le temps de concentration « Tc »

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

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

Le temps de concentration est égal au maximum de :

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

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

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

Il peut être calculé à partir de plusieurs formules :

➤ **Formule de GIANDOTTI**

$$T_C = \frac{4\sqrt{S} + 1.5L}{0.8\sqrt{H_{moy} - H_{min}}} \quad \text{III.12}$$

Avec :

- T_C : Temps de concentration (h).
- L_P : Longueur du talweg principal (Km).
- S : Surface du bassin versant (Km^2).
- H_{MOY} : Altitude moyenne du bassin versant (m).
- H_{MIN} : Altitude minimale du bassin versant (m).

➤ **La formule de TURRAZZA**

$$T_c = 1.662 \times S^{0.5} \quad \text{III.13}$$

Avec :

- T_c : le temps de concentration (min).
- S : la surface du bassin versant (Ha).

➤ **Formule ESPAGNOLE**

$$T_c = 0.126 \left(\frac{L_{cp}}{I_{moy}^{0.25}} \right)^{0.76} \quad \text{III.14}$$

Avec :

- I_{moy} : Pente moyenne du cours d'eau principal (m/m).
- L_{cp} : longueur du cours d'eau principal (km).

➤ **La formule PASSINI**

$$T_c = 0.108 * \frac{(S*L)^{1/3}}{I^{1/2}} \quad \text{III.15}$$

Avec :

- S : Surface du bassin versant en [K m²].
- L_p : longueur du talweg principale en [Km].
- I_m : pente moyenne de bassin versant (m/m).

➤ **CALIFORNIA**

$$T_c = \left[\frac{0.87 * L^3}{H_{max} - H_{min}} \right]^{0.386} \quad \text{III.16}$$

Avec :

- L_p : longueur du thalweg principal (Km) ;
- H_{min} : altitude minimal (Km);
- H_{max} : altitude maximal (Km).

➤ **Formule de KIRPICH**

$$T_c = 0.01947 \cdot L^{0.77} \cdot I^{-0.385} \quad \text{III.17}$$

Avec :

- T_c : le temps de concentration (min).
- L : la longueur du Talweg principal (m).
- I : la pente moyenne du talweg principal (m/m).

Le tableau suivant résume les résultats de deux sous bassins :

Tableau III.12 Temps de concentration pour les différents auteurs.

Auteurs	Formules	Temps de concentration	
		SB1	SB2
GIANDOTTI	$T_c = \frac{4\sqrt{S} + 1.5L}{0.8\sqrt{H_{moy}} - H_{min}}$	5.73	5.33
TURRAZZA	$T_c = 1.662 \times S^{0.5}$	3.37	3.38
ESPAGNOLE	$T_c = 0.126 \left(\frac{Lp}{I_{moy}^{0.25}} \right)^{0.76}$	3.47	4.14
CALIFORNIA	$T_c = \left[\frac{0.87 * L^3}{H_{max} - H_{min}} \right]^{0.386}$	3.20	3.67
PASSINI	$T_c = 0.108 * \frac{(S * L)^{1/3}}{I^{1/2}}$	6.98	7.39
KIRPICH	$T_c = 0.01947.L^{0.77} . I^{-0.385}$	17.16	13.13

Parmi les résultats obtenus dans le tableau III.11 nous optons pour le résultat issu de la loi de **Giandotti** et **Passini** la formule suivante :

$$T_c = \frac{Giandotti + passini}{2} \quad \text{III.18}$$

Car c'est la formule qui tient compte de la majorité des paramètres géométriques du bassin versant. Le tableau III.12 résume les résultats choisis.

Tableau III.13 Le temps de concentration choisis de chaque sous bassin

Sous Bassin	L(km)	Tc(h)
SB1	30.46	6.36
SB2	21.528	6.36

III.1.1.4.6. Vitesse moyenne de ruissellement

Cette vitesse est donnée par la formule :

$$V_r = \frac{L}{T_c} \quad \text{III.19}$$

Avec :

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

Les résultats sont présentés dans le tableau suivant :

Tableau III.14 La vitesse de ruissellement dans les sous Bassins versants

Sous Bassin	L(km)	Tc(h)	Vr (km/h)
SB1	30.46	6.36	4.78930818
SB2	21.528	6.36	3.38490566

III.1.1.4.7.La pente moyenne du cours d'eau

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

$$I_C = \frac{D}{L} = \frac{H_{max} - H_{min}}{L} \quad \text{III.20}$$

Avec :

- I_c : pente moyenne du cours d'eau principal en %
- D : Dénivelée entre Hmax et Hmin (m).
- L : Longueur du cours d'eau principal (Km).

La valeur des pentes des deux sous bassins sont exprimés dans le tableau suivant :

Tableau III.15 La pente moyenne du cours d'eau des deux sous bassins

Sous Bassin	$\Delta H(m)$	L(km)	$I_c(m/m)$
SB1	900	30.46	0.029546947
SB2	1140	36.70206	0.031060927

Ci-dessous le tableau suivant récapitule les caractéristiques du bassin versant et des deux sous bassin.

Tableau III.16 Tableau récapitulatif des caractéristiques des sous bassin Versant

Désignation		Symbole	Unités	BV	SB1	SB2
Superficie		S	Km ²	297.02	147.72	149.30
Périmètre		P	Km	113.473	71.90	83.36
Longueur du thalweg principal		L	Km	30.46	30.46	21.528
Pente du thalweg principal		Ic	%	0.03	0.06	0.05
Indice de compacité		Kc	-	1.84	1.66	1.91
Coefficient d'allongement		Ca	-	3.12	6.28	3.10
Rectangle Équivalent	Longueur	Lr	Km	50.45	30.92	37.39
	Largeur	lr	Km	5.89	4.78	3.99
Altitudes	Maximale	Hmax	m	1515	1237	1515
	Moyenne	Hmoy	m	473.86	451.57	622.28
	Médiane	Hmed	m	470	453	610
	Minimale	Hmin	m	29	30	29
Pente moyenne de B. V		Im	%	2.8	2.4	3.2
Indice de pente globale		Ig	%	2.3	2.9	3.0
Indice de pente moyenne		Im	%	2.9	3.9	4.0
Densité de drainage		Dd	Km/Km ²	0.849	0.958	0.740
Coefficient de torrentialité		Ct	-	0.932	1.051	0.813
Temps de concentration		Tc	h	6.361	6.361	6.361
Vitesse de ruissellement		Vr	Km/h	4.788	4.788	3.384

III.2. Etude des précipitations

III.2.1. Pluviométrie

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

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

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

Tableau III.17 Coordonnées de la station pluviométrique de Baraki

Code	Source	Coordonnées			Années	N
		X(Km)	Y(Km)	Z(m)		
021421	A.N.R.H	508.02	406.05	20	1980-2018	39

Source : Direction des ressources en eau W. Alger

III.2.1.1. Répartition de la pluie moyenne dans le bassin

Tableau III.18 Répartition des pluies moyennes mensuelles

Mois	Sept	Oct	Nov	Dec	Jan	Fév	Mar	Avr	Mai	Juin	Juil	Aout	Total
P_{moy}	26,97	52,25	95,42	98.06	88.47	71.85	57.87	51.08	35.62	9.46	3.75	6.12	596.93
%	4.52	8.75	15.99	16.42	14.82	12.04	9.69	8.56	5.96	1.58	0.62	1.02	100

Source : Direction des ressources en eau W. Alger

Notons un pic au mois de décembre estimé à 98.06 mm, et un minimum au mois de juillet avec une précipitation de 3.75 mm, et une moyenne mensuelle de 596.93 mm.

La répartition mensuelle des précipitations est présentée dans la figure ci-dessous :

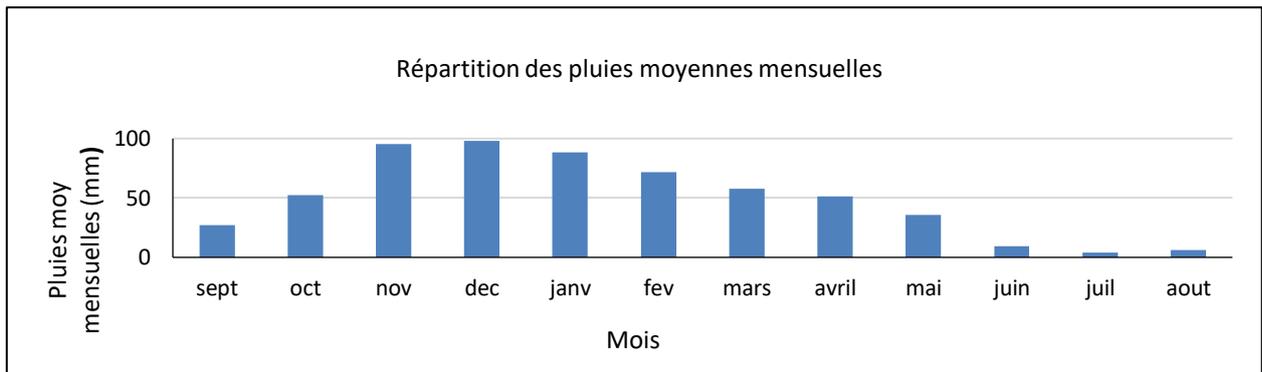


Figure III.7 Répartition mensuelle des précipitations

III.2.1.2. Estimation des Pluies maximales journalières

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

III.2.1.3. Précipitation maximales journalières

L'étude consiste à faire un ajustement pour la série de données des précipitations maximales journalières du tableau (III. 18) par une loi théorique afin de déterminer une intensité de pluie de durée et de période de retour donnée.

Tableau III.19 Séries des Pluies Maximales Journalières (1971-2011) de la station de BARAKI

Année	Pjmax	Année	Pjmax	Année	Pjmax
1980	40.3	1993	73.3	2006	31.9
1981	65	1994	57	2007	60.4
1982	26	1995	58.7	2008	28.5
1983	41.9	1996	47	2009	32.5
1984	68	1997	65.2	2010	54.2
1985	76	1998	52.6	2011	67.4
1986	102.9	1999	40.9	2012	61.8
1987	80.8	2000	45.2	2013	65.3
1988	64	2001	40.5	2014	49.9
1989	21.3	2002	34.2	2015	56.1
1990	35.7	2003	53.6	2016	57.4
1991	46.1	2004	38.1	2017	42.6
1992	66.8	2005	38	2018	43.6

Dans notre étude on suit les étapes suivantes :

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

III.2.1.3.1. Calcul des paramètres statistiques de la série

Les caractéristiques de la série pluviométrique sont déterminées à l'aide de logiciel HYFRAN représentées dans le tableau ci-dessous :

Tableau III.20 Caractéristiques de la série pluviométrique

Caractéristiques	Formule	Valeurs
Moyenne des Pmaxj en (mm)	$\bar{X} = \frac{\sum_{i=1}^{39} X_i}{N}$	52.069
Ecart type « δ_x » ; Pour n > 30 ans	$\delta_x = \frac{\sqrt{\sum_{i=1}^{39} (X_i - \bar{X})^2}}{N-1}$	16.646
Coefficient de variation « Cv »	$C_v = \frac{\delta_x}{\bar{X}}$	0.3190

III.2.1.3.2. Ajustement de la série des pluies annuelles et maximales journalières

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

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

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

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

Ajustement de la série pluviométrique à la loi de GALTON

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

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

$$f(x) = \frac{1}{\sqrt{2\pi}} \int_{-\infty}^{\mu} e^{-\frac{1}{2}\mu^2} d\mu \quad \text{III.21}$$

Où :

$$\mu = \frac{\ln X - \ln \bar{X}}{\delta_{\ln X}} \quad \text{III.22}$$

- \bar{X} : La moyenne de l'échantillon.
- δ_i : L'écart-type de l'échantillon.

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

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

$$\ln X = \frac{\sum \ln \bar{X}_i}{N}$$

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

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

$$F(x) = m - 0.5$$

Avec :

- ✓ m : Rang de précipitation ;
- ✓ n : Nombre d'observations (39) .
- Calculer la variable réduite de GALTON donnée par la formule suivante :

$$\mu = \frac{\ln X - \ln \bar{X}}{\delta_{\ln X}}$$

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

Nombre d'observation : $n = 39$

- **Paramètre :**
 - ✓ $U = 3.899914$
 - ✓ $\text{Alpha} = 0.335194$
- **Quantile :**
 - ✓ $q = F(X)$ (probabilité au non-dépassement).
 - ✓ $T = 1 - (1 - q)$.

Les résultats d'ajustement obtenus par la loi de GALTON sont représentés dans le tableau suivant :

Tableau III.21 Résultat de l'ajustement à la loi de GALON.

Période de retour (ans)	Probabilité de fréquence (q)	Pluie max jour en (mm)	Ecart-type	Intervalle de confiance
10000.0	0.9999	172	26.2	120 - 223
2000.0	0.9995	149	20.5	109 – 189
1000.0	0.9990	139	18.1	104 – 175
200.0	0.9950	117	13.2	91.3 - 143
100.0	0.9900	108	11.2	85.7 – 130
50.0	0.9800	98.3	9.39	79.9 - 117
20.0	0.9500	85.7	7.11	71.8 – 99.7
10.0	0.9000	75.9	5.53	65.1- 86.8
5.0	0.8000	65.5	4.10	57.4 – 73.5
3.0	0.6667	57.1	3.20	50.8 - 63.3
2.0	0.5000	49.4	2.65	44.2 – 54.6

Test d'homogénéité :

Test d'adéquation du Khi carré

Hypothèses :

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

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

Résultats :

Résultat de la statistique : $\chi^2 = 2.64$

P-value : $P = 0.7551$

Degrés de liberté : 5

Nombre de classes : 8

Conclusion :

Nous pouvons accepter H0 au niveau de signification de 5%. La figure (III.8) illustre l'ajustement de la série pluviométrique à la loi de GALTON (Log Normale).

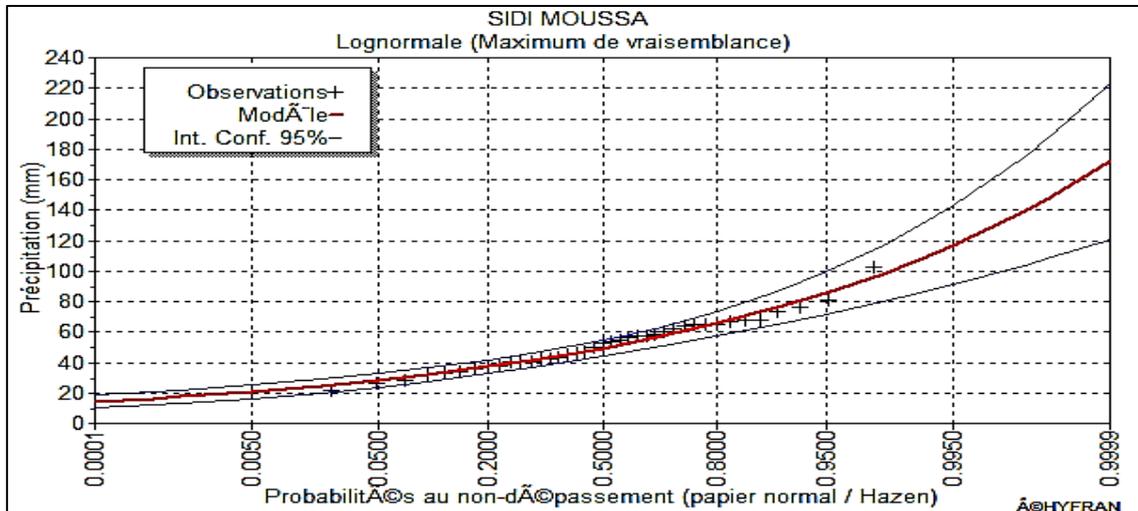


Figure III.8 Représentation graphique de la loi de GALTON et de l'échantillon

Tableau III.22 Comparaison des caractéristiques de la loi de GALTON et de l'échantillon

Paramètres	Caractéristiques de la loi de GUMBEL	Caractéristiques de l'échantillon
Minimum	0.00	21.3
Maximum	Aucun	103
Moyenne	52.3	52.1
Ecart-type	18.0	16.9
Médiane	49.4	52.6
Coefficient de variation (Cv)	0.345	0.324
Coefficient d'asymétrie (Cs)	1.08	0.583
Coefficient d'aplatissement (Ck)	5.12	3.33

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

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

$$f(x) = e^{-e^{-y}} \quad \text{III.23}$$

Tel que : $y = a(x - x_0)$

- $1/a$: La pente de la droite de Gumbel,
- y : Variable réduite de GUMBEL,
- x : Précipitation maximale journalière (mm),
- x_0 : Ordonnée à l'origine en (mm).

On peut écrire :

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

Gumbel (Méthode des moments) :

Nombre d'observations: 39

- **Paramètre :**
 - ✓ $U = 44.480623$
 - ✓ $\text{Alpha} = 13.148251$
- **Quantiles :**
 - ✓ $q = F(X)$ (probabilité au non-dépassement)
 - ✓ $T = 1/(1-q)$

Les résultats d'ajustement obtenus par la loi de GUMBEL sont représentés dans le tableau suivant :

Tableau III.23 Résultat de l'ajustement à la loi de GUMBEL

Période de retour (ans)	Probabilité de fréquence (q)	Pluie max jour en (mm)	Ecart-type	Intervalle de confiance
10000.0	0.9999	166	20.7	125- 206
2000.0	0.9995	144	17.1	111 - 178
1000.0	0.9990	135	15.6	105 - 166
200.0	0.9950	114	12.1	90.4 - 138
100.0	0.9900	105	10.6	84.2 -126
50.0	0.9800	95.8	9.10	78.0 -114
20.0	0.9500	83.5	7.12	69.6 - 97.5
10.0	0.9000	74.1	5.64	63.0 - 85.1
5.0	0.8000	64.2	4.17	56.0 - 72.4
3.0	0.6667	56.3	3.15	50.2 - 62.5
2.0	0.5000	49.3	2.48	44.4 - 54.2

Test d'homogénéité :

Test d'adéquation du Khi carré

Hypothèses :

H0 : l'échantillon provient de la loi de GUMBEL ;

H1 : l'échantillon ne provient pas de la loi de GUMBEL.

Résultats :Résultat de la statistique : $X^2 = 4.28$ P-value : $P = 0.51$

Degrés de liberté : 5

Nombre de classes : 8

Conclusion :

Nous pouvons accepter H0 au niveau de signification de 5%. La figure III.11 illustre l'ajustement de la série pluviométrique à la loi de GUMBEL (Méthode des moments).

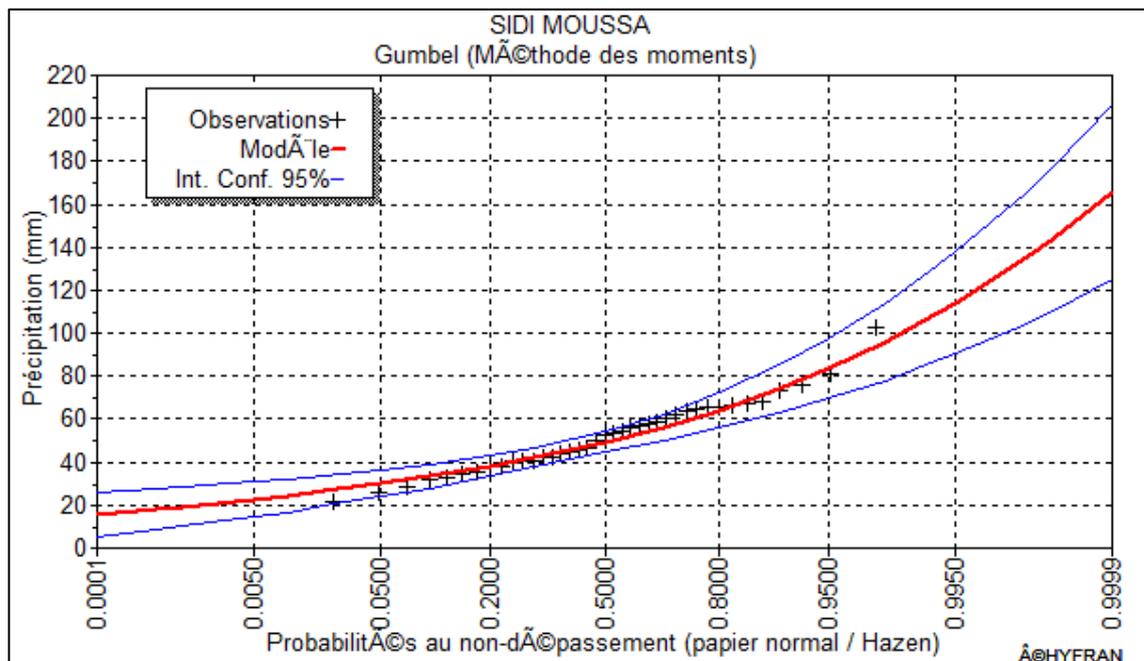


Figure III.9 Représentation graphique de la loi de GUMBEL

Tableau III.24 Comparaison des caractéristiques de la loi de GUMBEL et de l'échantillon

Paramètres	Caractéristiques de la loi Log Normal	Caractéristiques de l'échantillon
Minimum	Aucun	21.3
Maximum	Aucun	103
Moyenne	52.1	52.1
Ecart-type	16.9	16.9
Médiane	49.3	52.6

Coefficient de variation (Cv)	0.324	0.324
Coefficient d'asymétrie (Cs)	1.14	0.583
Coefficient d'aplatissement (Ck)	2.40	3.33

III.2.1.4. Choix de la loi d'ajustement

- Comparaison entre les deux lois d'ajustement

La figure III.10 montre la comparaison entre les deux lois d'ajustement (Loi de Gumbel et la loi de Galton).

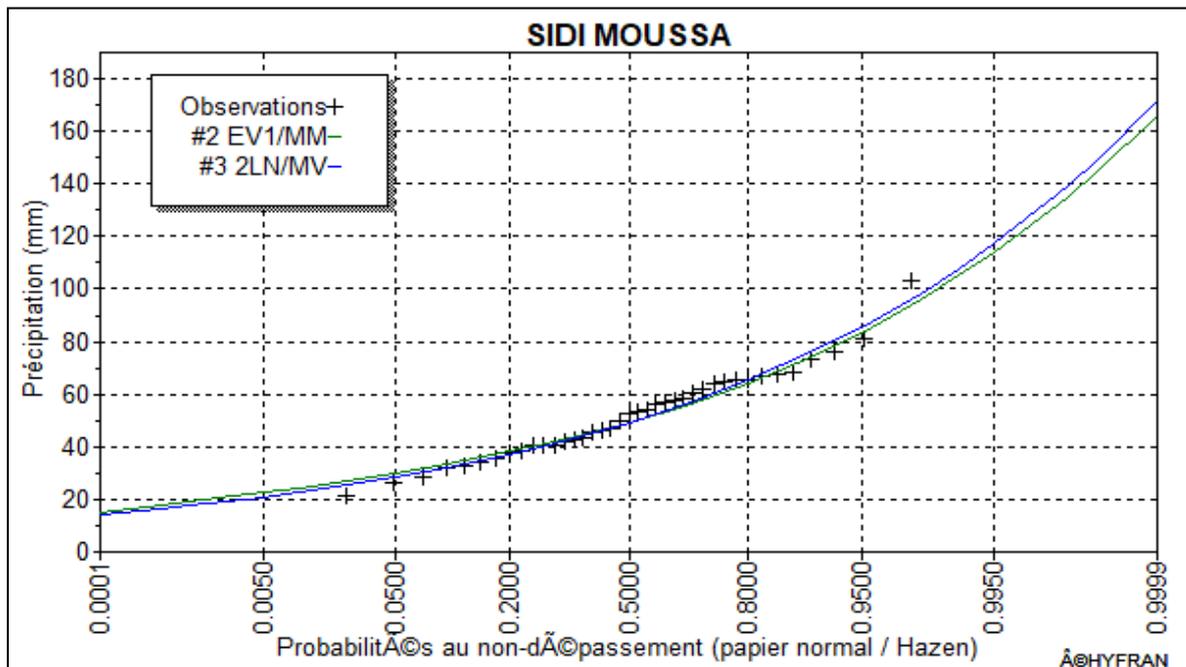


Figure III.10 Comparaison entre les deux lois d'ajustement

Le tableau suivant montre les résultats de test d'homogénéité de deux lois de GUMBEL et GALTON :

Tableau III.25 Comparaison des caractéristiques des lois.

Lois statistiques	Degré de liberté	P-value	$X^2_{calculée}$	$X^2_{théorique}$
Gumbel	5	0.5096	4.28	11.070
Log normal	5	0.7551	2.64	11.070

A parti du tableau d'homogénéité On constate que $x^2_{cal} \leq x^2_{th}$ pour les deux lois d'ajustement.

Et concernant aux graphes obtenus, par ces deux lois, celui de GUMBEL et GALTON, nous avons remarqué que l'ajustement issu de la loi de GALTON est le meilleur; du moment que la position des données expérimentales sont plus proches de la droite théorique.

Alors on opte pour la loi de **GALTON (Log normale)**.

III.3. Etude des apports (Laborde, 2003).

III.3.1. Apport liquide

III.2.1.5. Apport moyen interannuel

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

III.2.1.5.1. Formule de DERIE II

$$A = 0.513 * P^{2.683} * Dd * S^{0.84} \quad \text{III.24}$$

Avec:

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

Tableau III.26 Résultats de calcul de d'apport liquide par la formule DERIE II

SBV	p(m)	S(km2)	Dd(km/km2)	A(Mm3)	A(m3)
1	0.5969	147.72148	0.96	8.275687	8275687.59
2	0.5969	149.299895	0.74	6.4387814	6438781.46

III.2.1.5.2. Formule de l'ANRH

$$A_0 = 0.915 * P_{moy}^{2.684} * S^{0.84} \quad \text{III.25}$$

Avec :

- P_{moy} : Pluie moyenne annuelle (m).
- S : Superficie du bassin versant (Km²)

Tableau III.27 Résultats de calcul de d'apport liquide par la formule ANRH

SBV	p(m)	S(km2)	A(Mm3)	A(m3)
1	0.5969	147.72148	15.3678	15367827.79
2	0.5969	149.299895	15.5059	15505973.33

III.2.1.5.3. Formule dite 'Algérienne'

$$L_e = P * (1 - 10^{-KP^2}) * 10^3 \quad \text{III.26}$$

$$A = L_e * S \quad \text{III.27}$$

Avec :

- $k = 0.18 - 0.01 * \log(S)$
- P : précipitation moyenne interannuelle en m

Tableau III.28 Résultats de calcul de d'apport liquide par la formule Algérienne

SBV	p(m)	S(km2)	Le(mm)	A(m3)
SB1	0.5969	147.72148	72.6976647	10739006.62
SB2	0.5969	149.299895	72.6778139	10850789.98

III.2.1.5.4. Formule de MEDINGUER

$$A = Le * S \quad \text{III.28}$$

$$Le = 1024 (P_{\text{moy}} - 0.26)^2 \quad \text{III.29}$$

Avec :

- P_{moy} : Pluie moyenne annuelle en (m).
- S : Surface du bassin versant en [km²].
- Le : Lamme d'eau écoulée en (mm).

Tableau III.29 Résultats de calcul des erreurs pour le choix des apports

SBV	p(m)	S(km2)	k	Le(mm)	A(m3)
SB1	0.5969	147.72148	0.16	116.225649	17169024.83
SB2	0.5969	149.299895	0.16	116.225649	17352477.14

Calculons les erreurs des quatre formules peuvent nous indiqués formule la plus fiable :

Tableau III.30 Résultats de calcul des erreurs pour le choix des apports

SB	DII	ANRH	MED	ALG	SOMME	MOY	ERREUR			
1	8275687.59	15367827.79	17169024.83	10739006.62	51551546.83	12887886.7	0.35	1.19	0.33	0.17
2	6438781.46	15505973.33	17352477.14	10850789.98	50148021.91	12537005.48	0.48	1.23	0.38	0.13

On opte pour la valeur obtenue par la formule d'Algérienne car elle est la valeur la plus proche de la valeur moyenne des quatre formules comme le montre le tableau suivant :

Tableau III.31 : Récapitulatif des Apports moyens interannuels Finals

Sous bassin	A(Mm3)
SB1	10.739
SB2	10.850

III.2.1.6. Etude des caractéristiques de l'écoulement

III.2.1.6.1. Module de l'écoulement

$$M_e = \frac{A_0}{T} \quad \text{III.30}$$

Avec :

- A_0 : Apport moyen annuel (l).
- T : Temps d'une année en secondes = $365 \times 24 \times 3600 = 3153600$ s.

Tableau III.32 Module d'écoulement de chaque sous bassin

SBV	A(Mm3)	A(l)	T(s)	Me(l/s)
SB1	10.74	10739006616.2	31536000	340.53
SB2	10.85	10850789978.9	31536000	344.08

III.2.1.6.2. Module de l'écoulement relatif

$$M_0 = \frac{M_e}{S} \quad \text{III.31}$$

Avec :

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

Tableau III.33 Module d'écoulement relatif de chaque sous bassin

SBV	S (km2)	Me (l/s)	M ₀ (l/s/km ²)
SB1	147.72148	340.53	2.3052
SB2	149.299895	344.08	2.3046

III.2.1.6.3. Lame d'eau écoulée

On a :

$$L_e = \frac{A_0}{S} \quad \text{III.32}$$

Avec :

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

Tableau III.34 lame d'eau écoulée de chaque sous bassin

SBV	S(km2)	A(Mm3)	L(mm)
SB1	147.72148	10.74	72.698
SB2	149.299895	10.85	72.678

III.2.1.6.4.Coefficient de l'écoulement

Il est donné par :

$$C_e = \frac{L_e}{P_{moy}} \quad \text{III.33}$$

Avec :

- P_{moy} : Pluie moyenne annuelle (mm).
- L_e : lame d'eau écoulée (mm).

Tableau III.35 Coefficient d'écoulement de chaque sous bassin

SBV	L(mm)	Pmoy(mm)	Ce
SB1	72.698	596.9	0.11639
SB2	72.678	596.9	0.11636

III.2.1.6.5.Coefficient de variation

Pour le calcul du coefficient de variation CV et en absence d'une série d'observation, on doit utiliser les formules empiriques suivantes :

- **Formule de SOKOLOVSKY**

$$C_v = a - 0,063 \log(S+1) \quad \text{III.34}$$

Avec:

$$a = 0,78 - 0,29 \log (M_0) \quad \text{III.35}$$

- M_0 : Module de l'écoulement relatif (l/s/km²).

Tableau III.36 Coefficient de variation avec la formule SOKOLOVSKY

SBV	S(km2)	M ₀ (l/s/km ²)	A	Cv
SB1	147.72148	2.3052	0.630082219	0.480
SB1	149.299895	2.3046	0.662621545	0.512

- **Formule de L'ANTONOV**

$$C_v = \frac{0.7}{(S+1000)^{0.097}} \quad \text{III.36}$$

Avec :

- S : Superficie du bassin en (km²).

Tableau III.37 Coefficient de variation avec la formule L'ANTONOV

SBV	S (km ²)	Cv
SB1	147.72148	0.353
SB1	149.299895	0.353

- **Formule de KRISTIKLY MENKEL**

$$C_v = \frac{0.83}{(S^{0.06} * M_0^{0.27})} \quad \text{III.37}$$

Avec :

- M₀ : module de l'écoulement relatif [l/s/km²].
- S : Superficie du bassin en [km²].

- **Formule Algérienne**

$$C_v = 0.93 K / M_0^{0.23} \quad \text{III.38}$$

(III.39)

Avec :

- M₀ : module spécifique du bassin versant en (l/s/km²).
- K : coefficient de réduction on prend K=0.66.

Tableau III.38 Coefficient de variation avec la formule Algérienne

SBV	K	M ₀ (l/s/km ²)	Cv
SB1	0.66	3.288	0.467
SB2	0.66	2.540	0.495

Après le calcul du coefficient de variation par les différentes méthodes on prend les valeurs obtenues par la formule Algérienne qui est très proche de la moyenne.

Tableau III.39 Coefficient de variation des deux sous bassins

Sous Bassin	Cv
SB1	0.467
SB2	0.495

III.3. Etude des crues

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

III.3.1. Détermination des débits maximums fréquents

L'existence de tant de méthodes de calcul des crues est due aux changements de conditions et de problèmes rencontrés lors de l'estimation ainsi que du chargé d'étude.

Les techniques utilisées dans la détermination des crues dépendent essentiellement des données disponibles, plus la disponibilité est importante plus les problèmes qui se posent sont moindres.

Pour notre étude on utilisera la méthode empirique et la méthode de GRADEX afin de déterminer les débits maximums, les principales lois employées sont : la formule de MALLET-GAUTHIER, la formule de TURAZZA, et la formule de SOKOLOVSKI.

III.3.1.1. Détermination des débits maximums fréquents par les formules empiriques

- Formule de Mallet-Gauthier

$$Q_{\max, p\%} = \frac{2 K \log (1 + A.P_{moy}) * S * \sqrt{1 + 4 \log T - \log S}}{\sqrt{L}} \quad \text{III.39}$$

Avec :

- $Q_{\max, p\%}$: Débit maximum pour une fréquence donnée (m^3/s).
- P_{moy} : Pluie moyenne interannuelle
- S : Surface du bassin versant (Km^2).
- L : Longueur du talweg principal (Km).
- K : Constante comprise entre 1-3, on prend $K=2$.
- T : Période de retour (an).

- Formule de TURAZZA

$$Q_{\max, p\%} = \frac{C \cdot I_{tc} \cdot S}{3.6} \quad \text{III.40}$$

Avec :

- S : Superficie du bassin versant (Km^2).
- C : Coefficient de ruissellement en fonction de la période de retour donnée.
- I_{ct} : Intensité moyenne maximale des précipitations pendant une durée égale au temps de concentration (mm/h).

- Formule de SOKOLOVSKY

$$Q_{\max, p\%} = 0.28 (P_{tc} - H_0) \alpha_p \cdot F.S \quad \text{III.41}$$

Avec :

- P_{tc} : Précipitation de probabilité $P\%$ correspondant au temps de concentration (mm).
- S : Superficie du bassin (Km^2).

- Tc : Temps de concentration (heures).
- H₀ : Perte d'eau initiale, au Nord algérien H₀ = 7mm.
- F : Coefficient de forme de la crue.

$$F = \frac{12}{4+3y} \quad \text{III.42}$$

- Pour S < 50 Km² on a : y = 2.
- Pour un bassin boisé avec un sol peu perméable : 2 ≤ y ≤ 2.5.
- Pour un bassin boisé : 3 ≤ y ≤ 4. On prend : y = 4. D'où : F = 0.75
- α_p : Coefficient de ruissellement de la crue pour une période donnée.

$$\alpha_p = \frac{\sqrt{Xp} - \sqrt{H0}}{\sqrt{Xp} + \sqrt{H0}} \quad \text{III.43}$$

Avec :

- XP : précipitation de fréquence donnée qui correspond au temps de concentration.
- H₀ : perte d'eau initiale.

Tableau III.40 Récapitulatif des débits maximums de crue des deux sous bassins par les différentes formules

Sous bassin	T(ans)	Formule de Mallet-GAUTHIER	Formule de TURAZZA	Formule de SOKOLOVSKY
SB1	5	135.407	253.558	144.742
	10	235.654	321.237	181.876
	50	468.421	489.727	267.395
	100	568.668	572.924	303.633
SB2	5	124.089	256.267	146.288
	10	216.219	324.670	183.819
	50	430.138	493.949	270.252
	100	522.268	579.046	306.877

Après observation profonde du tableau précédent les résultats obtenus par les lois de MALLETTGAUTHIER et de GIANDOTTI ont été écartées afin d'éviter un surdimensionnement ou un risque d'un sous dimensionnement. Par contre la loi de TURAZZA, tiens compte de la surface, du coefficient de ruissellement ainsi que de la précipitation correspondante au temps de concentration.

Pour le choix des débits maximum calculés par les trois méthodes on prend le max des valeurs, donc le tableau ci-dessous montre les débits maximums pour les quats sous bassins

Les résultats obtenus sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau III.41 Les débits maximums de crue des deux sous bassins

Sous bassin	T(ans)	Formule de TURAZZA
-------------	--------	--------------------

SB1	5	253.558
	10	321.237
	50	489.727
	100	572.924
SB2	5	256.267
	10	324.670
	50	493.949
	100	579.046

III.3.1.2.Détermination des débits maximums fréquentiels par la méthode de GRADEX

III.3.1.2.1.Présentation de la méthode du Gradex

La méthode du GRADEX est une approche hydro-pluviométrique probabiliste du calcul des débits de crues extrêmes de période de retour supérieure à cent ans. La méthode se base sur l'information apportée par la loi de probabilité de la pluie spatiale pour les valeurs fortes. Elle a été développée par EDF dans les années 1960 (Guillot et Duband, 1967) pour la sécurité des grands barrages.

Cette méthode s'applique à des bassins de quelques dizaines à plusieurs milliers de kilomètres carrés, qui sont homogènes pluviométriquement (la méthode ne s'applique pas à des bassins trop grands, où le comportement asymptotique de la pluie spatiale tend à devenir normal).

III.3.1.2.2.Hypothèses de la méthode

Cette méthode s'appuie sur les hypothèses suivantes :

- La distribution des pluies de quelques heures à plusieurs jours ponctuelles ou spatiales sur un bassin versant est à décroissance exponentielle (loi de Gumbel, Somme de deux exponentielles, ...).
- La distribution de la rétention ne change pas pour les pluies intenses (valable à partir d'une certaine période de retour), c'est à dire l'espérance de la rétention reste constante, d'où le comportement asymptotique des volumes moyens de crues extrêmes aura le même comportement asymptotique que les pluies spatiales maximales annuelles.
- La dernière hypothèse se base sur l'invariance de l'hydrogramme unitaire, c'est à dire quelle que soit la quantité de pluie tombée, la fonction de transfert entre la pluie efficace et le débit ne change pas. On peut exprimer cette hypothèse par la

relation entre le débit instantané maximal et le débit moyen de crue extrême, qui donne un coefficient de forme moyen des hydrogrammes de ruissellement direct.

Remarque :

Si on n'a pas d'enregistrements des crues dans le bassin étudié, on estime par analogie avec d'autres bassins voisins et de même grandeur le temps de base et le débit décennal.

III.3.1.2.3.Étapes de la méthode :

1. Choisir le pas de temps **n heures** (généralement égale à la moyenne des temps de base des hydrogrammes de crues disponibles, Pour la commodité des calculs on retiendra une valeur très arrondie, par exemple 2, 4, 6 ... 48 heures.). Le résultat final, débits de pointe, dépendent peu de h : il suffit de ne pas commettre d'erreur d'ordre de grandeur sur h).
2. Ajuster par la loi de Gumbel des pluies maximales journalières.

Calculer le Gradex des précipitations **a (pente de la droite de Gumbel)**.

$$P \text{ (mm)} = a \cdot \mu + b \quad \text{III.44}$$

Avec :

- μ : variable réduite de Gumbel.

3. Ajuster de la série des débits observés à la loi de Gumbel et déterminer débit décennal (point pivot de l'extrapolation des débits). Exprimer le débit décennal en lame d'eau équivalente par la formule :

$$R \text{ (mm)} = Q \text{ (m}^3\text{/s)} * 3,6 * n \text{ (heures)} / S \text{ (km}^2\text{)} \quad \text{III.45}$$

4. Extrapoler de la distribution des débits au-delà de 0.9 (T=10 ans) par une droite de pente égale au gradex de la pluie.

$$Q_{\mu\%} = a \cdot \mu + b' \quad \text{III.46}$$

Avec :

- a : le Gradex de la pluie
- μ : variable réduite de Gumbel ($\mu = -\ln(-\ln(F))$).
- $b' = Q_{10 \text{ ans}} - a \cdot \mu (T=10 \text{ ans})$.
- $F = \frac{1}{1-T}$

5. Tracer la droite de l'équation (III.45) sur même graphe que l'ajustement des Pjmax.

$$Q_{\mu\%} = a \cdot \mu + b'$$

Tirer les Q pour chaque période de retour (en mm).

Exprimer ces Q en m³/s par la formule :

$$Q \text{ (m}^3\text{/s)} = Q \text{ (mm)} * S\text{(km}^2) / 3,6 * n \text{ (h)} \quad \text{III.47}$$

6. Calcul des débits de pointe : Calculer sur les hydrogrammes des crues observées le rapport

$$Q_p \text{ (m}^3\text{/s)} = Q \text{ (m}^3\text{/s)} * P \quad \text{III.48}$$

Avec:

- p égal au rapport débit de pointe sur débit moyen :
- P : coefficient de point = Q_{max} / Q_{moy}

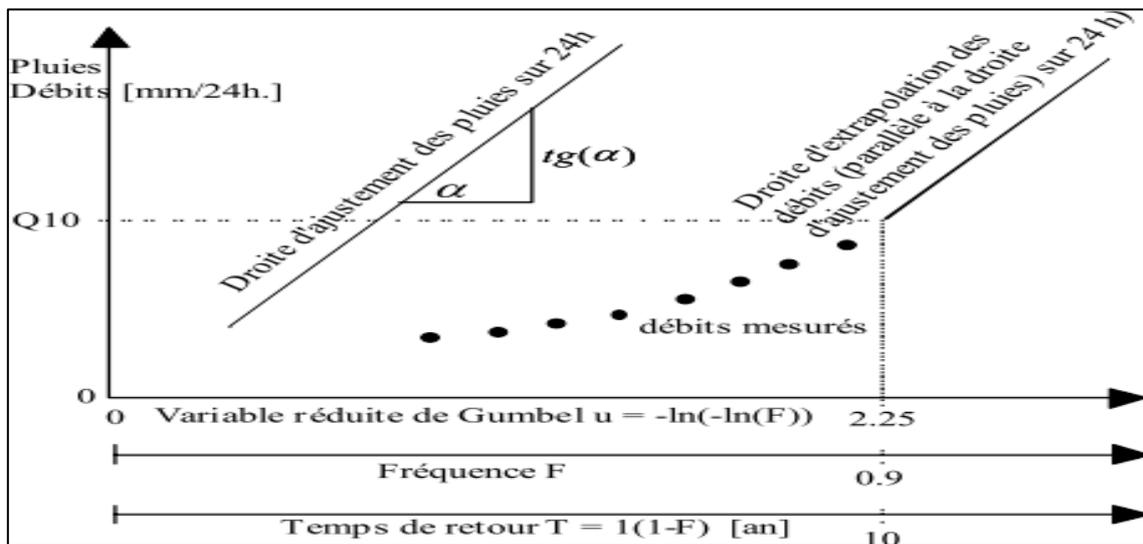


Figure III.11 Graphe représentative de l'ajustement graphique des pluies et la droite d'extrapolation des débits

Application :

1. Ajustement de la série pluviométrique (Pjmax) de la station de <<BERAKI>> du bassin voisin ayant des données complètes, à la loi de GUMBEL :

En utilisant le logiciel HYFRAN :

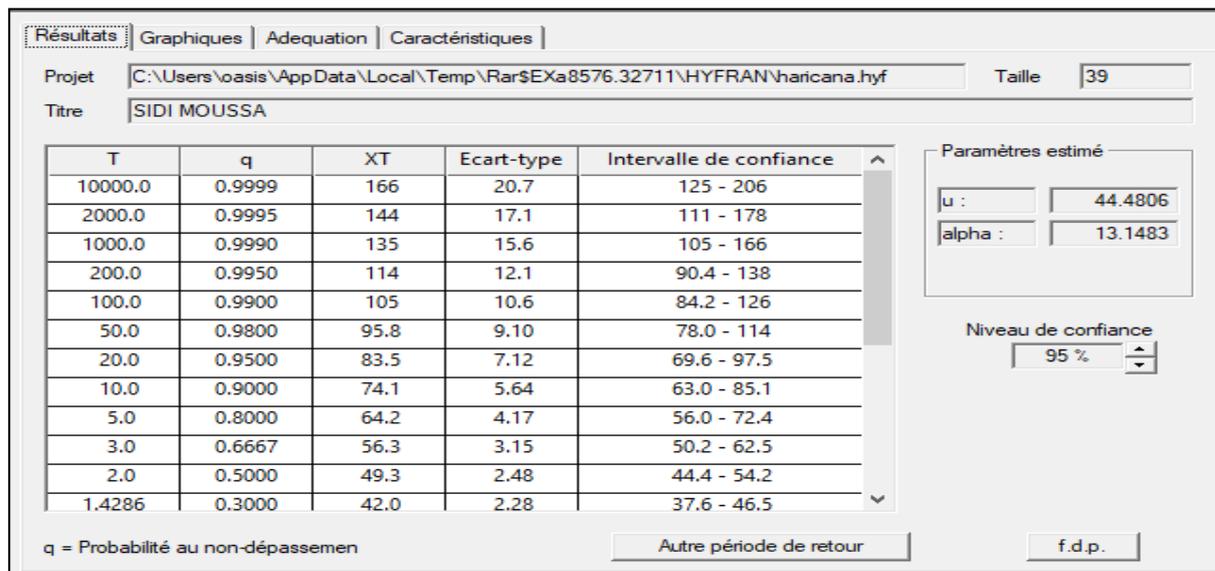


Figure III.12 Représentation graphique de la loi de GUMBEL

2. Détermination du Gradex :

D'après le logiciel HYFRAN.

L'équation de la droite de GUMBEL :

$$P = 9.1009 * \mu + 46,18 \quad \text{III.49}$$

Le Gradex est donc : **a= 9.1009 mm**

3. Choix du pas de temps :

Après l'examen des enregistrements de la crue de la station de BERAKI.

On a estimé le temps de base par : **n=24 heures.**

4. L'ajustement de la série des débits de la station de BARAKI à la loi de Gumbel nous a donnée :

$$Q_{10 \text{ ans}}(\text{BARAKI}) = 357 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$\begin{aligned} Q_{10 \text{ ans}}(\text{BARAKI}) &= Q_{10 \text{ ans}} \text{ BARAKI} * S_{\text{Sidi Moussa}} / S_{(\text{BARAKI})} \\ &= 357 * (298.6 / 970) \\ &= 109.897 \text{ m}^3/\text{s}. \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} R_{10 \text{ ans}}(\text{mm}) &= Q_{10 \text{ ans}}(\text{m}^3/\text{s}) * 3,6 * n(\text{heures}) / S(\text{km}^2) \quad \text{III.50} \\ &= 109.897 * 3,6 * 24 / 298.6 \\ &= 31.798 \text{ mm} \end{aligned}$$

5. On fait l'extrapolation des débits au-delà du débit décennal :

$$Q_{\mu\%} = a * \mu + b' \quad \text{III.51}$$

Avec :

- a : le GRADEX = 13.1 mm.
- μ : variable réduite de GUMBEL ($\mu = -\ln(-\ln(F))$).
- $b' = Q_{10 \text{ ans}} - a * \mu(T=10 \text{ ans})$
- $F=1-1/10=0,9 \rightarrow \mu = 2,25$

- $b' = 31.798 - 9.1009 * 2.25 = 11.312$

Donc : l'équation du débit est :

$$Q_{\text{extrapolé}} (\text{mm}) = 9.1 * \mu + 11.312 \quad \text{III.52}$$

6. On trace cette équation sur même graphe que celui de l'ajustement des Pjmax, Pour chaque période de retour, on tire le débit en (mm) et on les exprime en (m³/s) en utilisant la formule III.53.

7. Calcul des débits de pointe :

L'analyse des enregistrements des débits de la station hydrométrique de BERAKI nous a permis d'estimer le coefficient de pointe suivant :

$$P = Q_{\text{max}} / Q_{\text{moy}} = 2.2$$

Donc on multiplie tous les débits extrapolés par le coefficient P pour obtenir les débits maximums pour chaque période de retour.

Les résultats sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau III.42 Débits de pointe par la méthode de GRADEX

T [ans]	F(x)	U	r	Q(sbv)[m ³ /s]	Qt [m ³ /s]	Qp[m ³ /s]
10	0.2	1.50	21.93	79.92	75.38	223.78
20	0.1	2.25	31.79	109.32	109.30	306.09
50	0.05	2.97	41.26	137.79	141.84	385.82
100	0.02	3.90	53.51	174.23	183.95	487.85
500	0.01	4.60	62.69	201.48	215.51	564.16

- **Interprétation :**

Faisons une analogie avec la méthode de GRADEX par rapport au débit décennal calculé par la formule empirique TURAZZA de chaque sous bassin comme suit :

On a:

$$\frac{Q_{BV}}{S_{BV}} = \frac{Q_{SB}}{S_{SB}}$$

III.53

$$Q_{SB} = \frac{Q_{BV} * S_{SB}}{S_{BV}}$$

III.54

Les résultats de deux sous bassins sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau III.43 Débits des deux sous bassins calculés par la méthode GRADEX

T[ans]	Q _{5ans} (m ³ /s)		Q _{10ans} (m ³ /s)		Q _{50ans} (m ³ /s)		Q _{100ans} (m ³ /s)	
	GRADEX	TURAZZA	GRADEX	TURAZZA	GRADEX	TURAZZA	GRADEX	TURAZZA
SB1	111.29	253.56	152.23	321.24	242.63	489.73	280.58	572.92
SB2	112.48	256.70	153.86	324.67	245.22	493.95	283.58	579.05

Donc :

- ✓ La méthode du GRADREX subit une faible variation de débits entre les différentes périodes de retour, et cela est dû à l'hypothèse de la méthode qui est applicable pour des grandes périodes de retour (1000 et 10 000 ans) ainsi que la faible pente de la droite de GUMBEL de l'ajustement des précipitations.
- ✓ On remarque une différence entre les valeurs obtenues par les formules empiriques.
- ✓ Les débits calculés par la méthode du GRADEX (pour les grandes périodes de retour surtout) sont plus proches à la moyenne des débits calculés par les formules empiriques, donc nous optons les valeurs obtenues par la méthode du GRADEX qui semble plus représentative.

Tableau III.44 Débits de pointe optée

T[ans]	10	20	50	100	500
Gradex	223.8	306.09	385.82	487.85	564.16

III.3.2. Hydrogrammes de crue

L'hydrogramme de crue est une courbe qui nous renseigne sur les différentes caractéristiques de la crue :

- La forme.

- La durée.
- Le volume.
- Le débit de pointe qui sera le débit du projet.

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

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

1. La montée de la crue :

$$Q_m(t) = Q_{max;p} * \left(\frac{T}{T_m}\right)^2 \quad \text{III.55}$$

2. La décrue :

$$Q_d(t) = Q_{max;p} * \left(\frac{T_b - T}{T_D}\right)^3 \quad \text{III.56}$$

Avec:

- $Q_{max, p}$: Débit maximum de crue (de pointe) (m³/s).
- $Q_m(t)$: Débit instantané au moment de la montée (m/s).
- $Q_d(t)$: Débit instantané au moment de la descente (m/s).
- T_b : Temps de base de la crue en heures.
- T_m : Temps de la montée de la crue en heures.
- Temps de la décrue en heures.

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

- $T_d = \delta * t_m$.
- δ : coefficient de forme de l'hydrogramme de crue.

Les débits de crue des différentes périodes de retour du deux sous bassin versant sont représentés dans les tableaux et les graphs suivants :

Tableau III.45 Coefficients de forme de l'hydrogramme de crue δ

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

On prend : $\delta = 2$

Donc :

- $t_m = t_c = 6.36 \text{ h.}$
- $t_d = \delta * t_m = 12.72 \text{ h.}$
- $t_b = t_m + t_d = 19.08 \text{ h.}$

Les débits de crue des différentes périodes de retour du deux sous bassin versant sont représentés dans les tableaux et les graphs suivants :

Tableau III.46 Valeurs des débits de crues en fonction du temps de SB1

T(ans)	100 ans	50 ans	10 ans	5 ans
t(h)	Q(m³/s)	Q(m³/s)	Q(m³/s)	Q(m³/s)
0	0.000	0.000	0.000	0.000
1.06	7.794	6.740	4.229	3.091
2.12	31.176	26.959	16.914	12.366
3.18	70.145	60.658	38.058	27.823
4.24	124.702	107.836	67.658	49.462
5.3	194.847	168.493	105.715	77.285
6.36	280.580	242.630	152.230	111.290
7.42	216.118	186.887	117.256	85.722
8.48	162.373	140.411	88.096	64.404
9.54	118.370	102.360	64.222	46.950
10.6	83.135	71.890	45.105	32.975
11.66	55.694	48.161	30.217	22.091
12.72	35.072	30.329	19.029	13.911
13.78	20.297	17.551	11.012	8.050
14.84	10.392	8.986	5.638	4.122
15.9	4.384	3.791	2.379	1.739
16.96	1.299	1.123	0.705	0.515
18.02	0.162	0.140	0.088	0.064
19.08	0.000	0.000	0.000	0.000

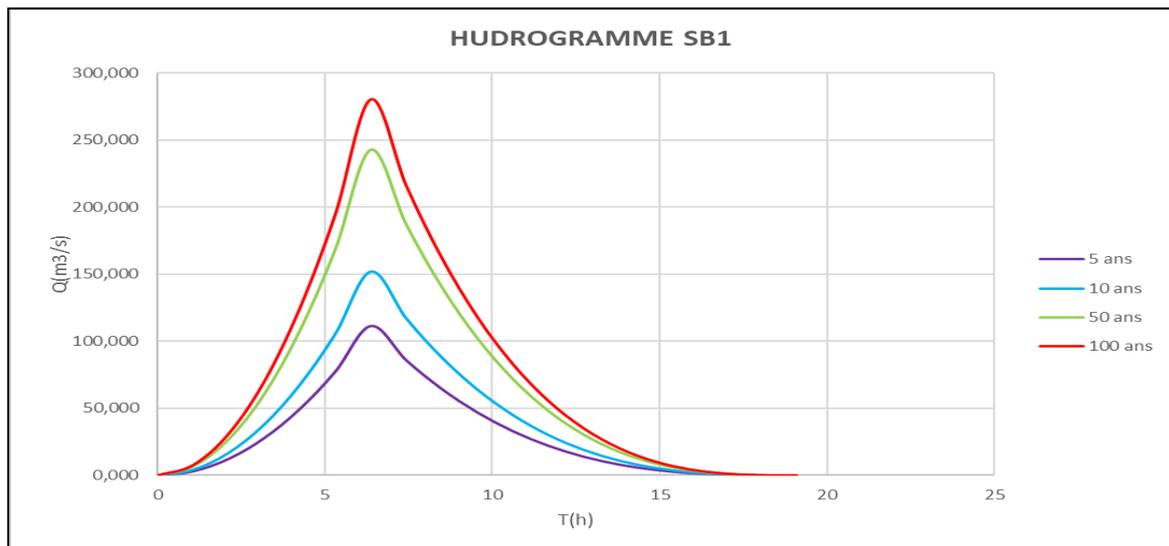
**Figure III.13** Hydrogramme de crue du sous bassin 1

Tableau III.47 Valeurs des débits de crues en fonction du temps de SB2

T(ans)	100 ans	50 ans	10 ans	5 ans
t(h)	Q(m ³ /s)	Q(m ³ /s)	Q(m ³ /s)	Q(m ³ /s)
0	0.000	0.000	0.000	0.000
1.06	7.877	6.812	4.274	3.124
2.12	31.509	27.247	17.096	12.498
3.18	70.895	61.305	38.465	28.120
4.24	126.036	108.987	68.382	49.991
5.3	196.931	170.292	106.847	78.111
6.36	283.580	245.220	153.860	112.480
7.42	218.429	188.882	118.511	86.638
8.48	164.109	141.910	89.039	65.093
9.54	119.635	103.452	64.910	47.452
10.6	84.024	72.658	45.588	33.327
11.66	56.289	48.675	30.540	22.327
12.72	35.447	30.652	19.232	14.060
13.78	20.514	17.739	11.130	8.137
14.84	10.503	9.082	5.699	4.166
15.9	4.431	3.832	2.404	1.757
16.96	1.313	1.135	0.712	0.521
18.02	0.164	0.142	0.089	0.065
19.08	0.000	0.000	0.000	0.000

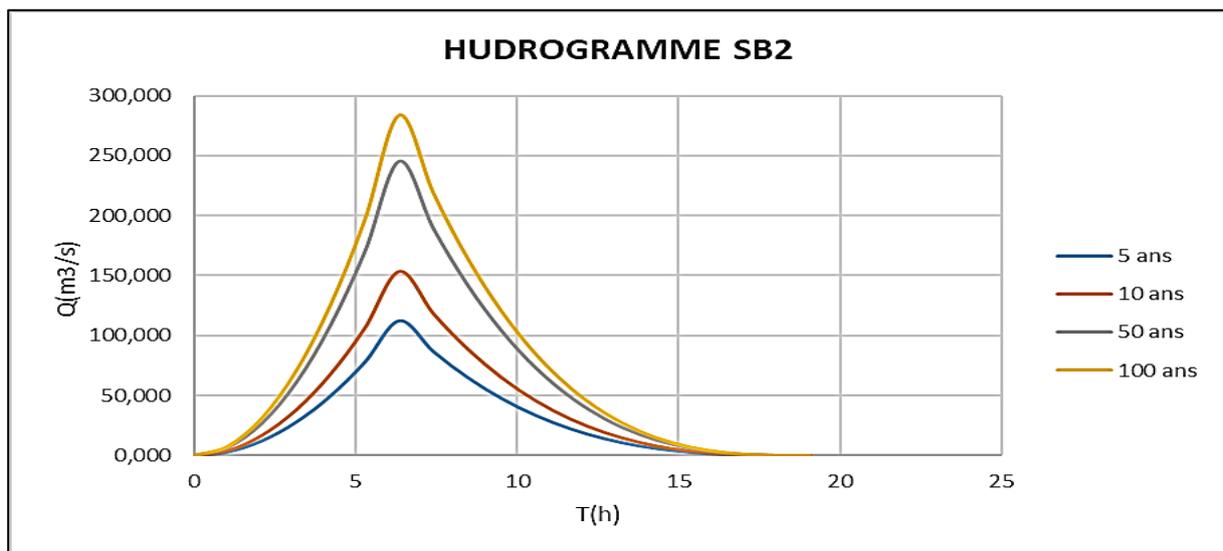
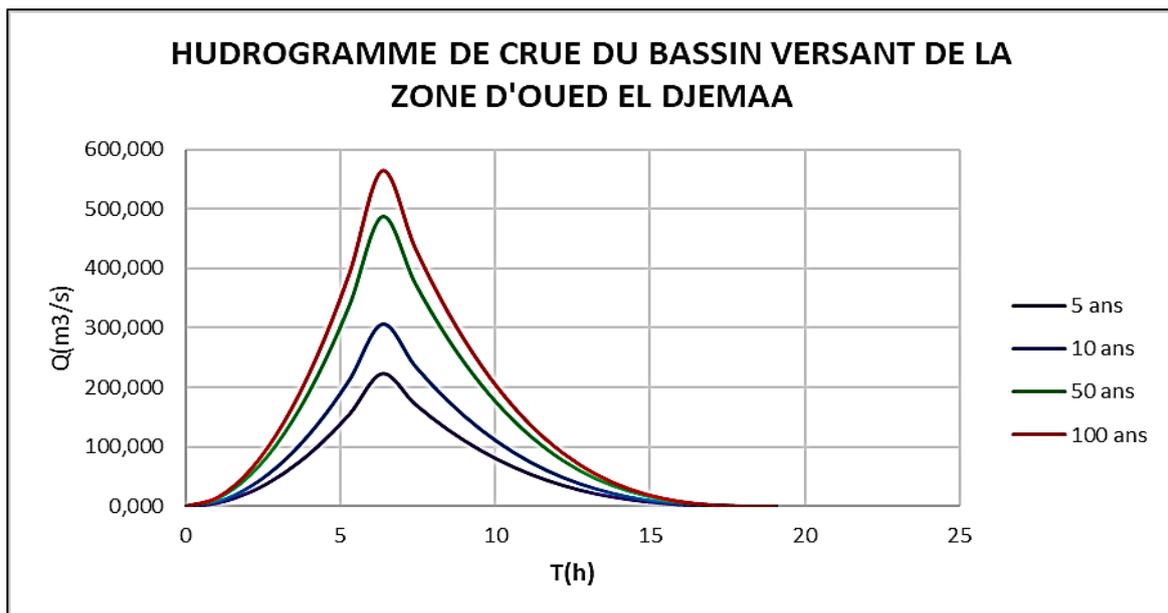
**Figure III.14** Hydrogramme de crue du sous bassin 2.

Tableau III.48 Valeurs des débits de crues en fonction du temps de la zone d'étude

T(ans)	100 ans	50 ans	10 ans	5 ans
t(h)	Q(m ³ /s)	Q(m ³ /s)	Q(m ³ /s)	Q(m ³ /s)
0	0.000	0.000	0.000	0.000
1.06	15.671	13.551	8.503	6.216
2.12	62.684	54.206	34.010	24.864
3.18	141.040	121.963	76.523	55.945
4.24	250.738	216.822	136.040	99.458
5.3	391.778	338.785	212.563	155.403
6.36	564.160	487.850	306.090	223.780
7.42	434.547	375.769	235.767	172.368
8.48	326.481	282.321	177.135	129.502
9.54	238.005	205.812	129.132	94.407
10.6	167.159	144.548	90.693	66.305
11.66	111.983	96.836	60.757	44.419
12.72	70.520	60.981	38.261	27.972
13.78	40.810	35.290	22.142	16.188
14.84	20.895	18.069	11.337	8.288
15.9	8.815	7.623	4.783	3.497
16.96	2.612	2.259	1.417	1.036
18.02	0.326	0.282	0.177	0.130
19.08	0.000	0.000	0.000	0.000

**Figure III.15** Hydrogramme de crue de la zone d'étude

III.3.3.Choix de la crue de projet

La crue de projet est la crue maximale que l'ouvrage doit être capable d'évacuer pour une probabilité donnée. Alors que le choix de la crue de ce projet dépend, essentiellement, de l'importance de l'ouvrage à réaliser, des conséquences qui peuvent se produire à l'aval et des considérations technico-économiques liées à l'aménagement et à l'environnement.

Tableau III.49 Crue de projet recommandé

Catégories des dommages	Crue de projet recommandé de probabilité de dépassement annuelle
Elevés : <ul style="list-style-type: none"> • Perte de vie • Dommage considérable 	1/100000 à 1/10000
Importants : <ul style="list-style-type: none"> • Pas de perte de vie • Dommages importants 	1/10000 à 1/1000
Faibles : <ul style="list-style-type: none"> • Pas de perte de vie • Dommages légers 	1/1000 à 1/100

A partir de ce tableau, on opte pour une période de retour de 100 ans. Donc on opte pour un débit qui vaut $Q = 564.16 \text{ m}^3/\text{s}$.

III.4.Etude des apports solides

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

Deux méthodes sont utilisées pour le calcul des apports solides :

III.4.1.Méthode de TIXERONT

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

$$T_a = a * L_e^{0.15} \quad \text{III.57}$$

Avec :

- T_a : désigne la dégradation spécifique en T/Km²/an.
- L_e : Lame d'eau écoulee (mm).
- α : désigne le coefficient de perméabilité fixé comme suit :

Tableau III.50 Estimation du coefficient de perméabilité de B.V

B.V a perméabilité élevée	$\alpha=8.5$
B.V à perméabilité moyenne a élevé	$\alpha=75$
B.V a perméabilité faible à moyenne	$\alpha=350$
B.V a perméabilité faible	$\alpha=1400$
B.V a perméable	$\alpha=3200$

Pour notre cas en prend $\alpha=350$

Les résultats des apports solides des deux sous bassins sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau III.51 Apport solide des deux sous bassins par la méthode TEXERONT

Sous Bassin	Le (m)	Ta (T/km ² /an)
SB1	0.104	249.13
SB2	0.080	239.66

III.4.2.Méthode d'estimation au Nord Algérien

$$D_s = 328.62.Q^{-0.234} S^{-0.197} \quad \text{III.58}$$

Avec :

- D_s : le transport solide en (t/Km²/an).
- Q : débit maximum (m³/s)
- S : Surface du bassin versant (Km²)

Les résultats des apports solides des deux sous bassins sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau III.52 Apport solide de deux sous bassins par la méthode d'estimation au Nord Algérie

Sous Bassin	S(km ²)	Q(m ³ /s)	Ds(t/km ² /an)
SB1	147.72148	280.5794379	32.84494398
SB2	149.2999	283.57745	32.69483073

Conclusion

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

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

- ✓ La série pluviométrique suit la loi Log Normal (loi de GALTON).
- ✓ Le débit de crue optimal de chaque sous bassin est estimé dans les tableaux suivants :

Tableau III.53 Récapitulatif des débits maximums de crue des deux sous bassins par les différentes formules

SB	T(ans)	Formule de Mallet-GAUTHIER	Formule de TURAZZA	Formule de SOKOLOVSKY	GRADEX (m ³ /s)
SB1	5	135.407	253.558	144.742	111.29
	10	235.654	321.237	181.876	152.23
	50	468.421	489.727	267.395	242.63
	100	568.668	572.924	303.633	280.58
SB2	5	124.089	256.267	146.288	112.48
	10	216.219	324.670	183.819	153.86
	50	430.138	493.949	270.252	245.22
	100	522.268	579.046	306.877	283.58

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

Tableau III.54 Les débits de projets

Sous bassin	Q max (m ³ /s)
SB1	280.58
SB2	283.58

Chapitre IV : Etude hydraulique

Introduction

L'étude hydraulique consiste à faire le diagnostic de la zone d'étude pour tout événement hydraulique. Elle consiste à calculer les hauteurs d'eau et déterminer les zones de débordement. Une simulation hydraulique d'un modèle est un calcul, dont les résultats sont caractéristiques du débit, de la géométrie du cours d'eau ainsi que des conditions aux limites du modèle.

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

IV.1.Généralités

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

IV.1.1.Canal à ciel ouvert

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

IV.1.1.1.Canal naturel

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

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

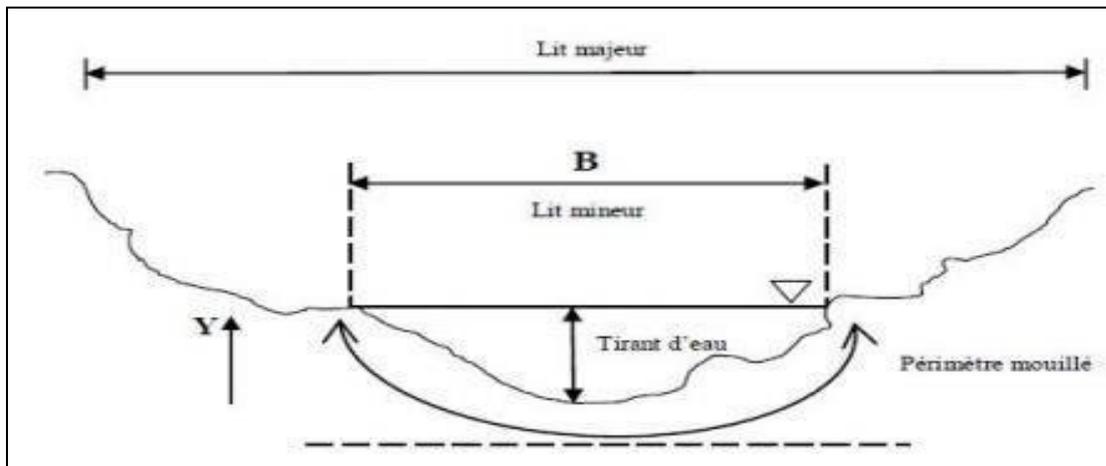


Figure IV.1 Géométrie d'un canal naturel

IV.1.1.2. Canal artificiel

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

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

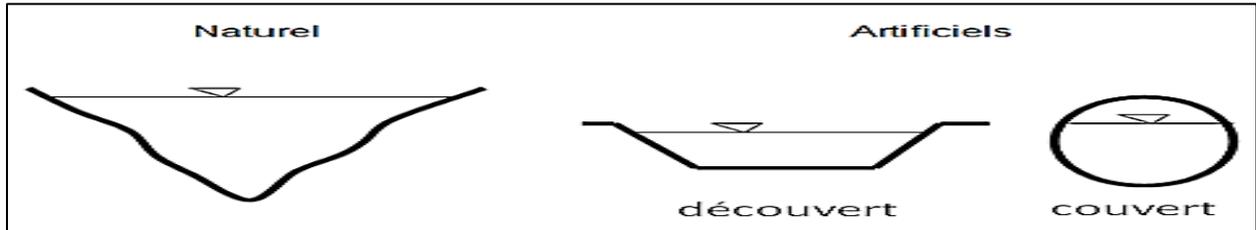


Figure IV.2 Types de canaux naturels et artificiels (couvert et découvert).

IV.1.2. Géométrie des canaux

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

Les paramètres géométriques d'une section sont :

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

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

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

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

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

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

$$J_f = \text{tg } \alpha \approx \sin \alpha \quad \text{IV.3}$$

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

IV.1.3. Ecoulement dans les canaux

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

IV.1.3.1.Types d'écoulement

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

IV.1.3.1.1.Variabilité dans le temps

i. Ecoulement permanent

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

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

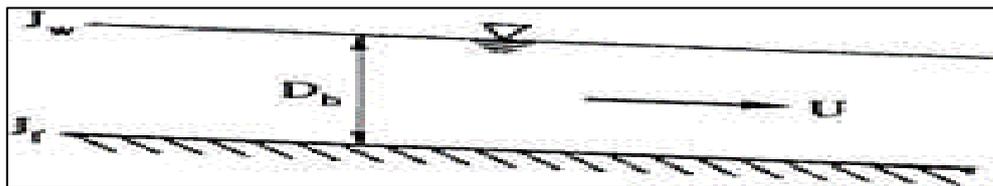


Figure IV.3 Schéma d'un écoulement permanent

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

ii. Ecoulement non permanent

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

$$\frac{dV}{dt} \neq \frac{dv}{dt} \neq \frac{dh}{dt} \neq \frac{dQ}{dt} \neq 0 \quad \text{IV.5}$$

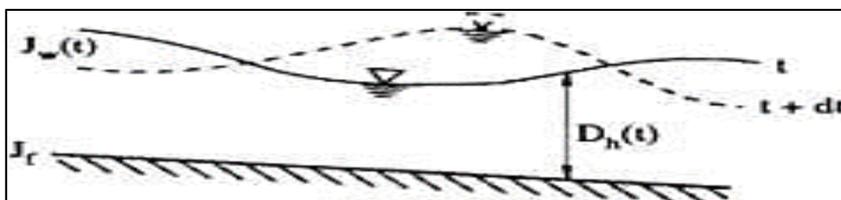


Figure IV.4 Schéma d'un écoulement non permanent

IV.1.3.1.2.Variabilité dans l'espace

i. Ecoulement uniforme

L'écoulement est uniforme si pour une longueur donnée du canal, la vitesse, la profondeur, la pente et la section du canal restent constantes :

$$\frac{dV}{dx} = \frac{dv}{dx} = \frac{dh}{dx} = \frac{dS}{dx} = 0 \quad \text{IV.6}$$

Dans ce cas la ligne de charge, la surface d'eau ainsi que le radier sont parallèles.

ii. Ecoulement non uniforme

Un écoulement est dit non uniforme si : la vitesse, la profondeur, la pente et la section du canal varient dans les diverses sections du canal :

$$\frac{dV}{dx} \neq \frac{di}{dx} \neq \frac{dh}{dx} \neq \frac{dS}{dx} \neq 0 \quad \text{IV.7}$$

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

iii. Ecoulement non uniforme graduellement varié

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

$$\frac{\Delta h}{\Delta x} \ll 1 \quad \text{IV.8}$$

vi. Ecoulement non uniforme rapidement varié

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

Le schéma suivant nous montre les différents types d'écoulements existants :

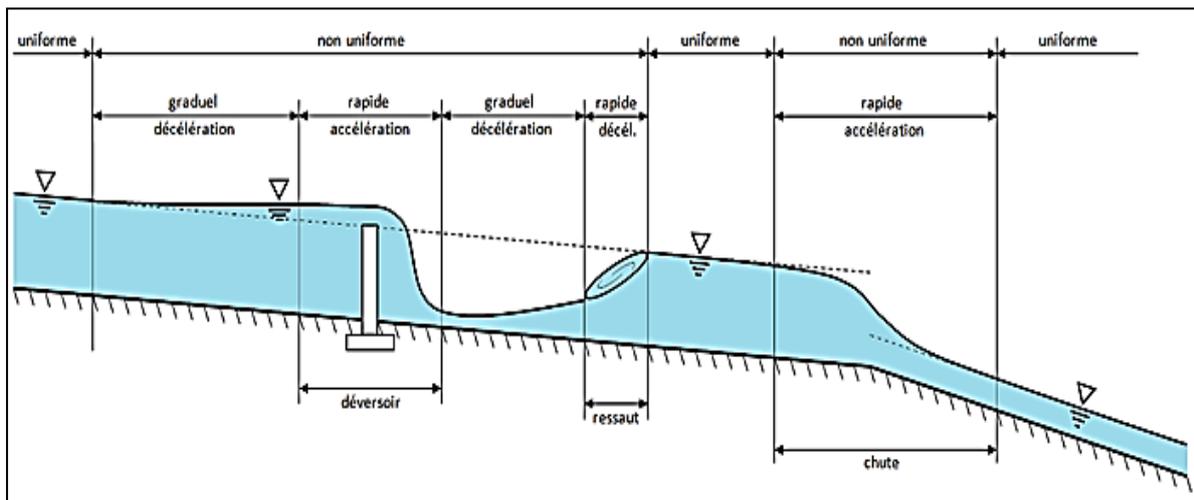


Figure IV.5 Schéma illustrant les différents écoulements

IV.1.3.2. Régime d'écoulement

L'écoulement d'un fluide réel dans un canal à surface libre engendre les forces suivantes :

- Forces d'inertie,
- Forces de gravité,
- Forces de frottement,

Pour l'étude hydraulique des canaux on définit donc habituellement les nombres adimensionnels suivants :

IV.1.3.2.1. Le nombre de Froude Fr

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

$$Fr = \frac{U_C}{\sqrt{gL_C}} \quad \text{IV.9}$$

Avec :

- U_C : Vitesse d'écoulement.
- L_C : Longueur caractéristique.
- g : gravité.

IV.1.3.2.2. Le nombre de Reynolds Re

Qui est le rapport entre les forces de frottements et celles d'inertie :

$$Re = \frac{U_C L_C}{\nu} = \frac{4R_h \cdot U}{\nu} \quad \text{Ou} \quad Re = \frac{R_h \cdot U}{\nu} \quad \text{IV.10}$$

Avec :

- ν : viscosité cinématique du liquide en (m/s).

IV.1.3.2.3. La rugosité relative

Qui est le rapport entre la hauteur de la rugosité K_s et une longueur caractéristique L_c :

$$\frac{K_s}{L_s} \quad \text{ou} \quad \frac{K_s}{D_h} \quad \text{IV.11}$$

Représentant une vitesse et une longueur caractéristique on prend souvent

$$U_C = U \quad \text{Et} \quad L_C = R_h \quad \text{ou} \quad L_C = D_h$$

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

- Écoulement laminaire $Re < 500$
- Écoulement turbulent $Re > 2000$
- Transition $500 < Re < 2000$

Dans la pratique on ne rencontre en général que des écoulements turbulents, souvent rugueux.

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

- Écoulement fluvial $Fr < 1$
- Écoulement torrentiel $Fr > 1$

- Écoulement critique $Fr = Fr_c = 1$

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

Lorsque :

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

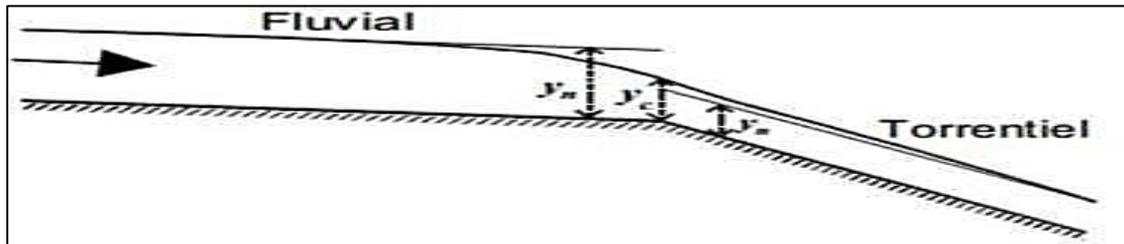


Figure IV.6 Passage du régime fluvial au régime torrentiel

Dans la pratique, on rencontre ces trois types d’écoulement.

❖ Par conséquent, les effets du nombre de Reynolds, **Re** et du nombre de Froude **Fr** donnent quatre régimes d’écoulement :

- Fluvial – laminaire $Fr < 1$ $Re < 500$
- Fluvial – turbulent $Fr < 1$ $Re > 2000$
- Torrentiel – laminaire $Fr > 1$ $Re < 500$
- Torrentiel – turbulent $Fr > 1$ $Re > 2000$

IV.2. Dimensionnement des canaux

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

IV.2.1. La formule de CHEZY

La vitesse moyenne du courant est donnée par :

$$V = C * \sqrt{Rh * i} \quad \text{IV.12}$$

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

$$Q = S * C * \sqrt{Rh * i} \quad \text{IV.13}$$

Avec :

- C : Coefficient de CHEZY (m^{0.5}/s).
- S : Section mouillée (m²).
- Rh : Rayon hydraulique, $Rh = Sm/Pm$ (m).
- i : pente de fond du canal (mm).

IV.2.2. Détermination du coefficient de CHEZY

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

IV.2.2.1. Formule de MANNING-STRICKLER

$$C = \frac{1}{n} * R^{\frac{1}{6}} \quad \text{IV.14}$$

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

$$V = K_s * R_h^{2/3} * i^{1/2} \quad \text{IV.15}$$

Avec :

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

IV.2.3. Vitesse d'érosion

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

Tableau IV.1 Valeurs de vitesse moyenne limite d'érosion pour les lits consolidés

Lit	Vitesse Ver (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	3.5 - 5.0
Gabions	4.0 - 6.0
Revêtement en béton	6.0 - 10.0

IV.3. Calcul des paramètres géométriques

IV.3.1. Choix de la section du débit maximal

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

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

IV.3.1.1. Section Rectangulaire

Soit un canal rectangulaire de largeur L est de tirant d'eau h Le canal est dit à surface libre si :

$$S_m = h \times b \quad \text{IV.16}$$

$$P_m = b + 2xh \quad \text{IV.17}$$

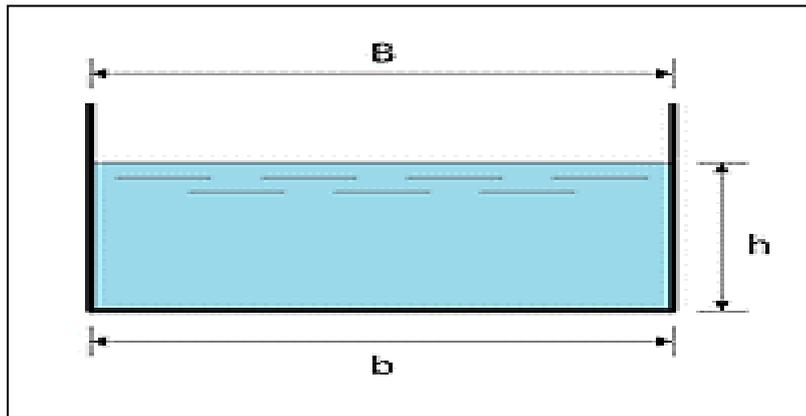


Figure IV.7 Canal à forme rectangulaire

IV.3.1.2. Section Trapézoïdale

La section trapèze est la section la plus utilisée dans les canaux de protection contre les crues grâce aux nombreux avantages techniques qu'elle présente.

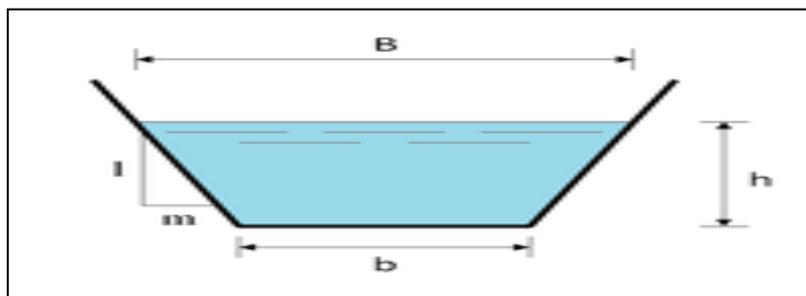


Figure IV.8 Canal à forme trapézoïdale

Avec:

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

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

Tableau IV.2 Paramètres géométriques d'un canal trapézoïdal

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

IV.3.2. Calcul de la profondeur normale

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

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

$$Q = V * S = \frac{1}{n} * R_h^{2/3} * i^{1/2} * S \quad \text{IV.18}$$

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

$$\frac{Q}{\sqrt{i}} = C * S * \sqrt{R_h} \quad \text{IV.19}$$

Où :

$$\frac{Q}{K_S \sqrt{i}} = S * R_h^{2/3} = S(h_n) * R_h(h_n)^{2/3} \quad \text{IV.20}$$

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

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

IV.3.3. Calcul de la profondeur et la pente critique

IV.3.3.1. Energie spécifique

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

$$E = h + V^2 / 2g \quad \text{IV.21}$$

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

$$E = h + \frac{1}{2g} (q/h)^2 \quad \text{IV.22}$$

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

IV.3.3.2. Profondeur critique

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

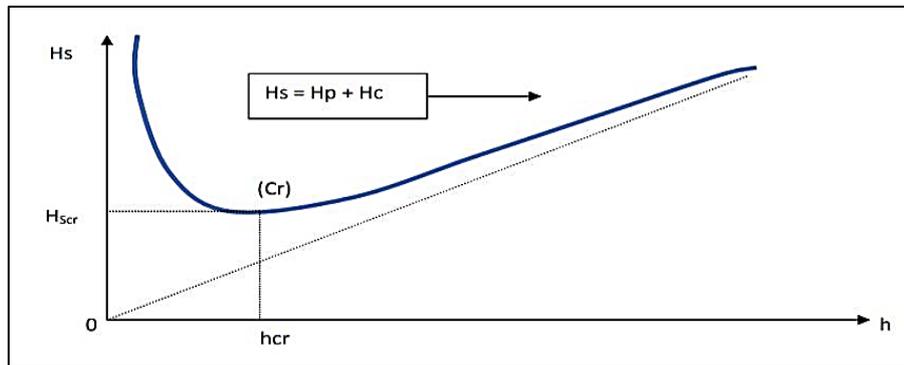


Figure IV.9 Energie spécifique en fonction de profondeur

$$h_c = \sqrt[3]{\frac{q^2}{g}} = \frac{2}{3} E_c = \frac{v_c^2}{g} \quad \text{IV.23}$$

IV.3.3.3. La pente critique

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

$$i_c = g \frac{Sc}{Lc * Kc^2 * Rhc^{4/3}} = \frac{Q^2}{Ks^2 * Sc^2 * Rhc} \quad \text{IV.24}$$

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

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

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

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

IV.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 basant sur l'équation d'énergie :

$$H = Z + \frac{v^2}{2g} + h \quad \text{IV.25}$$

Et sur l'équation de la continuité :

$$Q = V * S \rightarrow \frac{dQ}{dx} = 0 \rightarrow S \frac{dV}{dx} + V \frac{dS}{dx} \quad \text{IV.26}$$

Posant : $dS = b_0 dy$

En éliminant dV/dX et en combinant les deux expressions précédentes on obtient :

$$\frac{dy}{dx} \left(1 - \frac{v^2 b_0}{gS} \right) = i_0 - j_f \quad \text{IV.27}$$

Où :

- i_0 est la pente du fond du canal et j_f est la pente de la ligne d'énergie.

Et puisque :

$$Fr^2 = \frac{v^2 b_0}{gS} \quad \text{IV.28}$$

On obtient :

$$\frac{dy}{dx} = \frac{i_0 - j_f}{1 - Fr^2} \quad \text{IV.29}$$

C'est l'expression différentielle fondamentale des écoulements graduellement variés. Pour un écoulement uniforme $i_0=j_f$ et donc $dy/dx=0$.

Les formes des lignes d'eau en écoulement graduellement varié sont appelées courbes de remous, elles peuvent prendre plusieurs formes suivant les conditions d'écoulement.

IV.4.2.Types des Courbes de remous

La classification des courbes de remous se fait en fonction de la pente et de la profondeur du tirant d'eau, elles se subdivisent en cinq (5) familles (M, S, C, H, A) qui se distinguent en comparant la pente du canal à la pente critique de l'écoulement. Ces familles se subdivisent à leurs tours en trois (3) classes au maximum (1,2, 3), qui se distinguent en comparant le tirant d'eau de l'écoulement à la profondeur normale et à la profondeur critique.

Tableau IV.3 Classification des courbes de remous

Classe de pente	Notation de la pente	Classe du tirant d'eau	Courbes de remous
$i_0 > i_c$	Raide (steep)	$y_c > y_n$	S1, S2, S3
$i_0 = i_c$	Critique (Critical)	$y_c = y_n$	C1, C3
$i_0 < i_c$	Modérée (Mild)	$y_c < y_n$	M1, M2, M3
$i_0 = 0$	Horizontale	$y_c = \infty$	H2, H3
$i_0 < 0$	Pente négative (adverse)	$y_c = \text{imaginaire}$	A2, A3

Sous forme graphique on peut avoir les figures suivantes : S_0 est la pente du canal et S_c la pente critique dans le schéma.

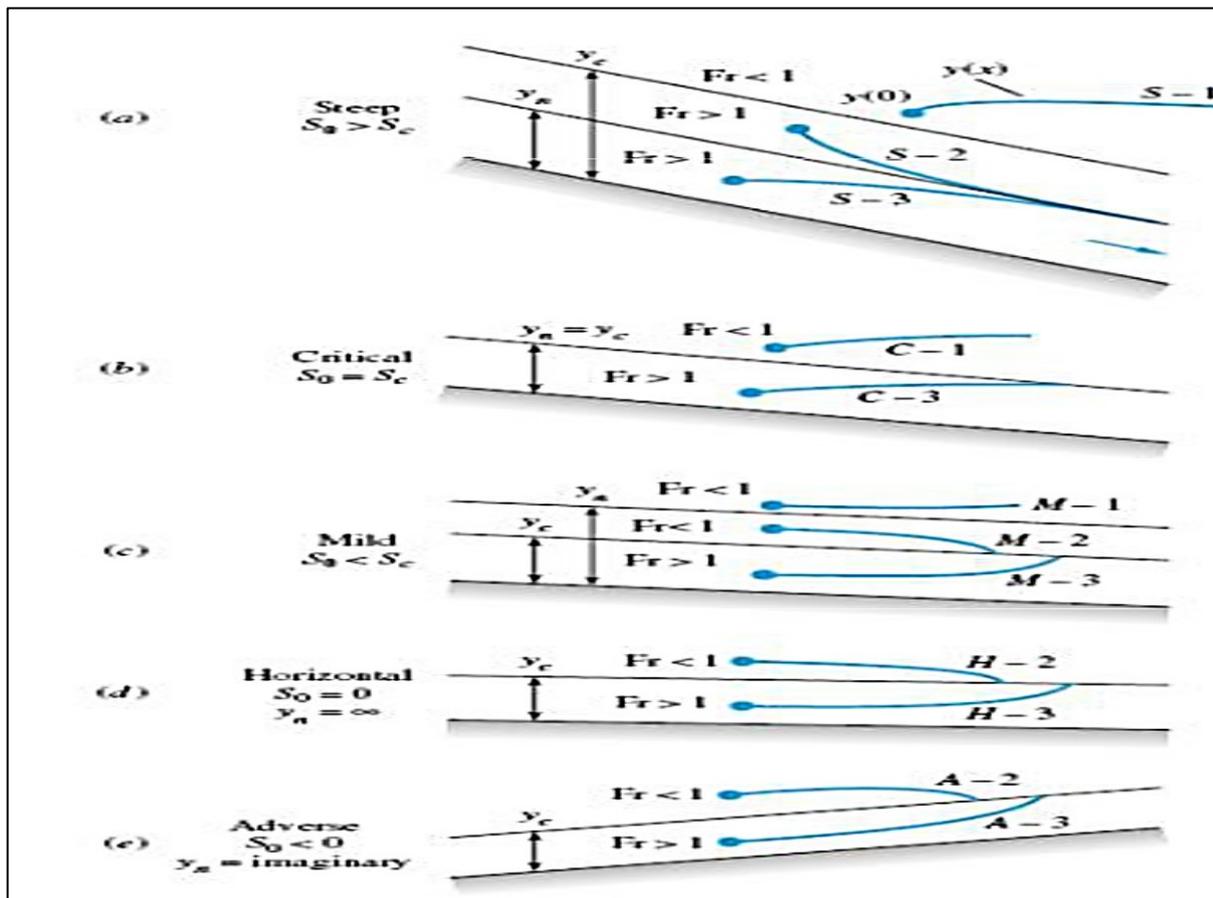


Figure IV.10 Types de ressauts hydrauliques

IV.4.3. Calcul de la surface d'eau

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

- La méthode par approximations successives.

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

IV.5. Ressaut hydraulique

Le ressaut hydraulique est une surélévation brusque de la surface libre d'un écoulement permanent qui se produit lors du passage du régime torrentiel au régime fluvial. Il est accompagné d'une agitation marquée et de grandes pertes d'énergie.

IV.5.1. Types de ressaut hydraulique

Le ressaut est classifié suivant la valeur du nombre de Froude au niveau de sa section amont, où la profondeur est appelée première hauteur conjuguée (comme il a été cité dans le graphique de l'équation d'impulsion). Suivant le nombre de Froude à l'amont, le ressaut se subdivise en cinq types :

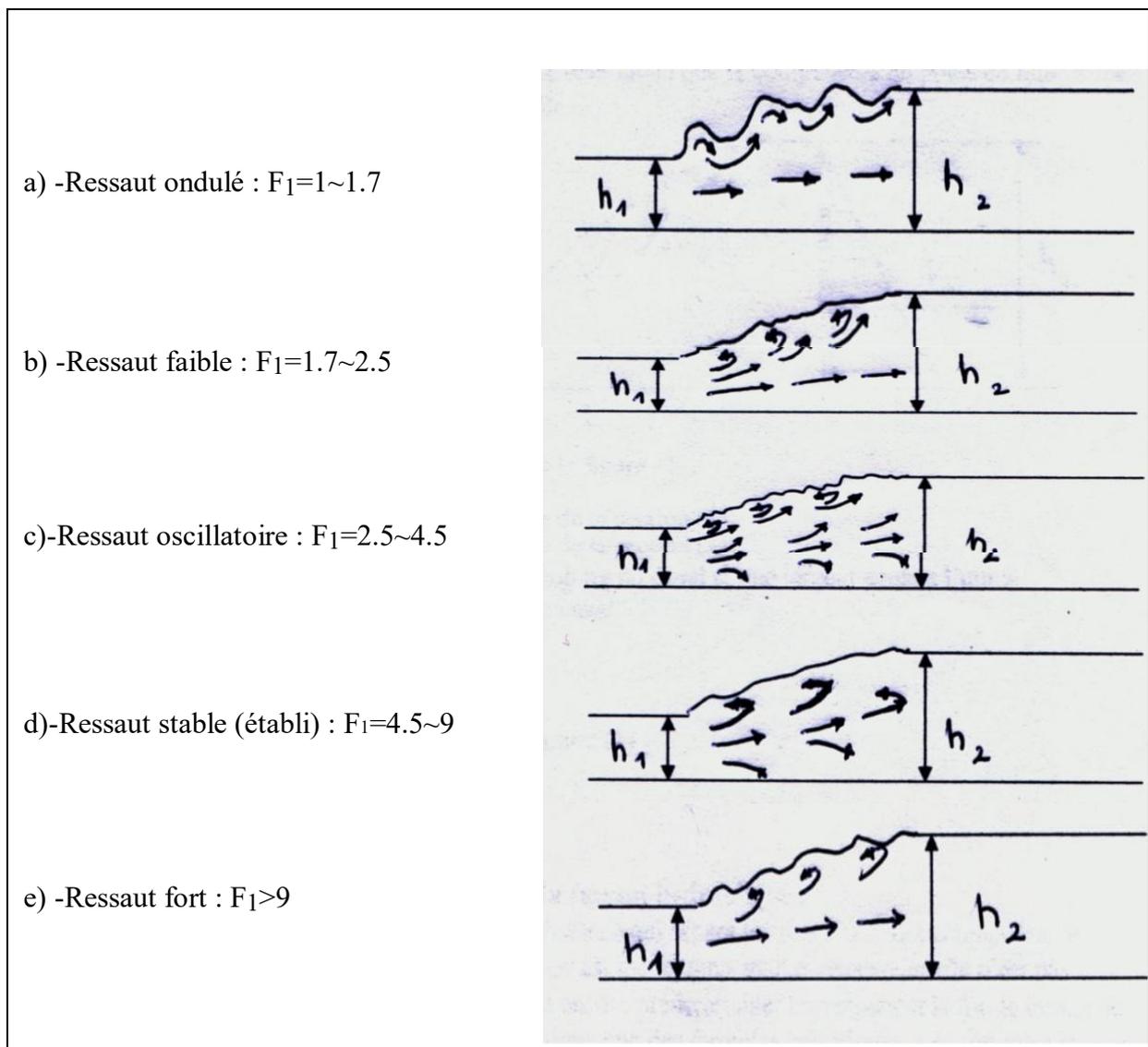


Figure IV.11 Types de ressauts hydrauliques

IV.6.Diagnostique et modélisation du cours d'eau non Aménagé

IV.6.1.Etat de l'oueds de la zone d'étude

Oued Djemâa est un affluent d'Oued El Harrach, d'un flux permanent qui prend sa source dans la région du Col des deux bassins et passe à l'Arbaa et Sidi-Moussa avec une longueur moyenne de 2695.02m. Ce dernier peut avec une crue exceptionnelle déborder sur ses deux rives et atteindre les agglomérations et les terres agricoles, citant la crue de 2011 qui nous a permis de bien localiser les zones inondables.

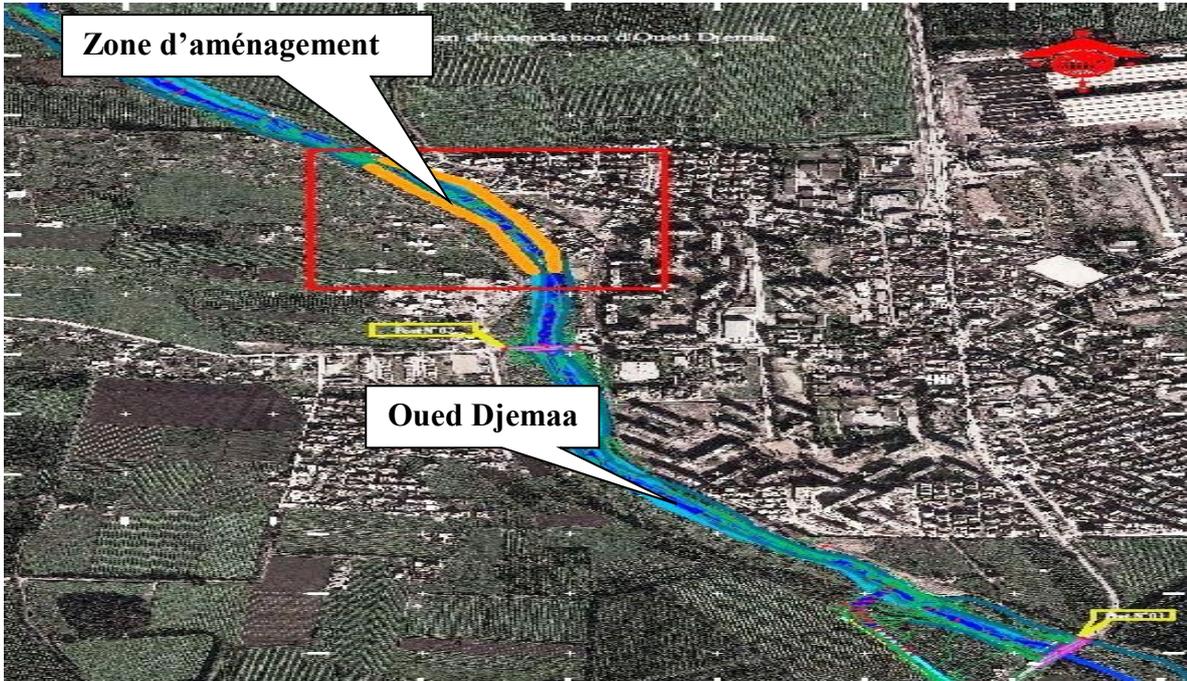


Figure IV.12 Localisation de la zone d'étude

IV.6.2.Modélisation de l'écoulement

IV.6.2.1.Présentation du logiciel Hec-Ras

HEC-RAS est un logiciel intégré pour l'analyse hydraulique qui permet de simuler les écoulements à surface libre. Il a été conçu par le (Hydrologic Engineering Center, River Analysis System ou système d'analyse des rivières du centre d'ingénierie hydrologique) élaboré par U.S Army Corps of Engineers. Il s'agit d'une nouvelle version d'un modèle hydraulique auparavant nommé HEC-2, qui comporte maintenant une interface graphique permettant d'éditer, de modifier et de visualiser les données d'entrée, de même qu'observer les résultats obtenus. Il est présentement utilisé dans plusieurs firmes d'ingénierie et organismes gouvernementaux. La version 4.1.0 de HEC-RAS permet de simuler les écoulements permanents et non permanents, le transport de sédiments et certaines fonctions facilitant la conception d'ouvrages hydrauliques.

Toutefois, avant d'utiliser un logiciel de calcul des écoulements à surface libre, il est primordial de connaître certaines notions théoriques, sinon le logiciel deviendra une boîte noire.

Nous disposons de la version (HEC-RAS 4.2.0) disponible gratuitement sur le site officiel HEC-RAS.

En plus du code HEC-RAS, nous nous sommes servis du fameux logiciel ARCGIS, le leader en matière des systèmes d'information géographique.

Les échanges entre les deux programmes étant assurés par une extension développée aussi par HEC, le corps des ingénieurs de l'armée américaine : HECGEORAS, dédiée à fonctionner sous ARCGIS.

Le tout forme donc un dispositif informatique cohérent qui permet dans un premier temps de préparer les données géométriques requises (preprocessing), de faire ensuite les calculs nécessaires (simulation), et d'exploiter enfin les résultats (postprocessing).

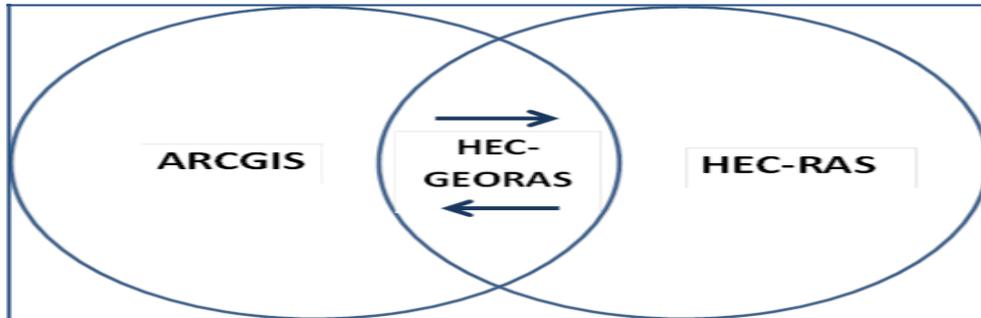


Figure IV.13 Représentation schématique du dispositif informatique utilisé

IV.6.2.2. Etapes de simulation par HEC-RAS

Avec HEC-RAS, un ensemble de fichiers (que l'on nomme Projet) sont requis pour effectuer l'analyse hydraulique d'un cours d'eau. Une terminologie particulière est employée pour définir chacune de ces composantes.

IV.6.2.2.1. Projet (Project)

Avant de commencer il faut créer un nouveau projet qui contient le titre et la description du projet, le système d'unité utilisé et les liens vers tous les fichiers qui lui sont associés. Il contient aussi les variables par défaut qui peuvent être définies par l'utilisateur et une référence au dernier Plan utilisé (voir la description d'un Plan plus bas).

IV.6.2.2.2. Données géométriques (Geometry)

Après avoir défini les principaux paramètres du projet, la deuxième étape est de définir les caractéristiques géométriques du système modélisé.

Ce fichier (Geometry) contient toutes les informations géométriques sur le cours d'eau analysé, soit le schéma arborescent, les sections transversales (tirer à partir du levé topographique à l'aide du logiciel Civil 3D), la distance entre chaque section, les coefficients de Manning et s'il y a lieu, les structures présentes (ponts, ponceaux). Un projet peut comporter plusieurs géométries afin d'analyser différentes variantes (par exemple avec ou sans obstruction dans la rivière).

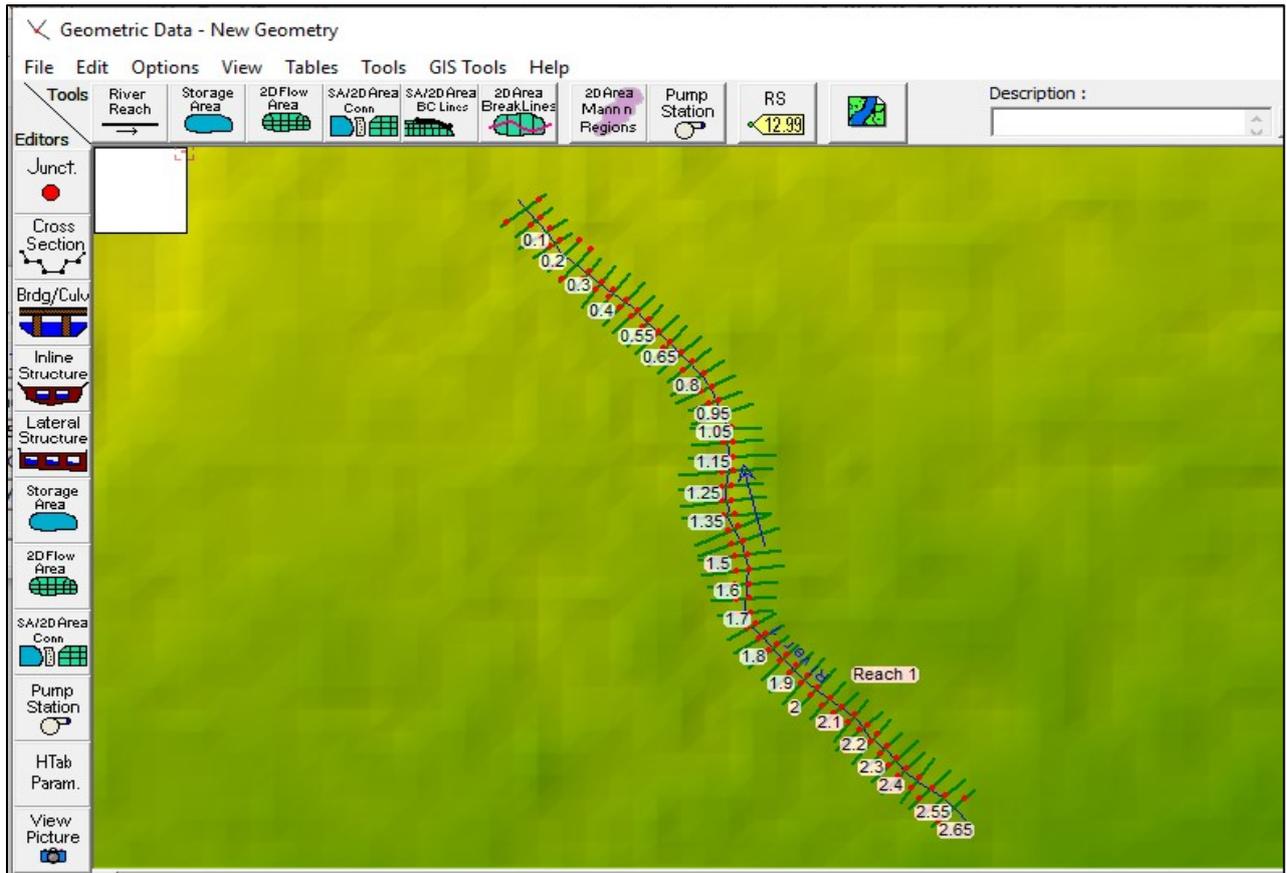


Figure IV.14 Les profils en travers de l’oued Djemaa

IV.6.2.2.3.Débit et conditions aux limites (Flow)

L'étape suivante de la modélisation hydraulique avec **HEC-RAS** est de spécifier les débits utilisés pour calculer les profils d'écoulement.

Le fichier Débit est utilisé pour simuler les écoulements permanents. Il contient le nombre de Profile devant être calculés, les données de débit pour chacun d'eux et les conditions limites pour chaque tronçon. Un Profile désigne l'ensemble des niveaux d'eau calculés pour des conditions particulières de débit.

IV.6.2.2.4.Simulation (Run)

Après avoir introduire les données géométriques, hydrométrique et les conditions aux limites, nous devons choisir un régime fluvial, torrentiel ou mixte pour effectuer le calcul. Dans notre cas on suppose un régime mixte et on lance la simulation.

Le fichier simulation contient toutes les données nécessaires à l'exécution d'une simulation, définie à l'intérieur d'un Plan. Ce fichier est automatiquement créé par **HEC- RAS** lorsqu'une simulation est lancée.

Résultat de la simulation (Output)

Tous les résultats d'une simulation sont contenus dans le fichier Output.

Tous les fichiers créés à l'intérieur d'un même projet comportent le même nom, soit celui défini au départ par l'utilisateur. Seule l'extension diffère et les différentes extensions des fichiers sont automatiquement créées par **HEC-RAS** et ne doivent pas être modifiées. Pour les fichiers dont l'extension inclut un nombre, celui-ci correspond à l'ordre dans lequel les fichiers ont été sauvegardés. La numérotation des fichiers Plan, Run et Output est également liée entre eux.

Le plan des cours d'eau en trois dimensions et leurs profils en longs du modèle géométrique sont présentés sur les figures ci-dessous :



Figure IV.15 Vue en Plan en 3D d'Oued Djemaa, après la simulation

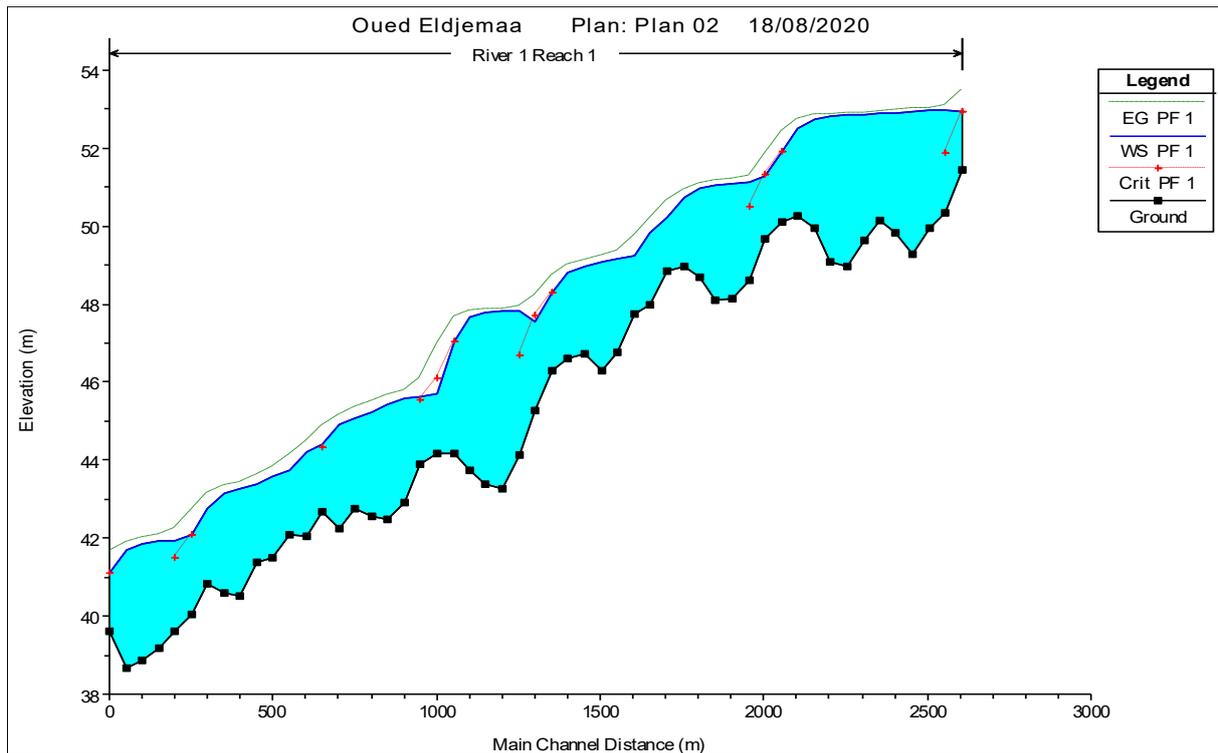


Figure IV.16 Profil en long d'Oued Djemaa, après la simulation

La figure suivante représente une section en travers de l'oued

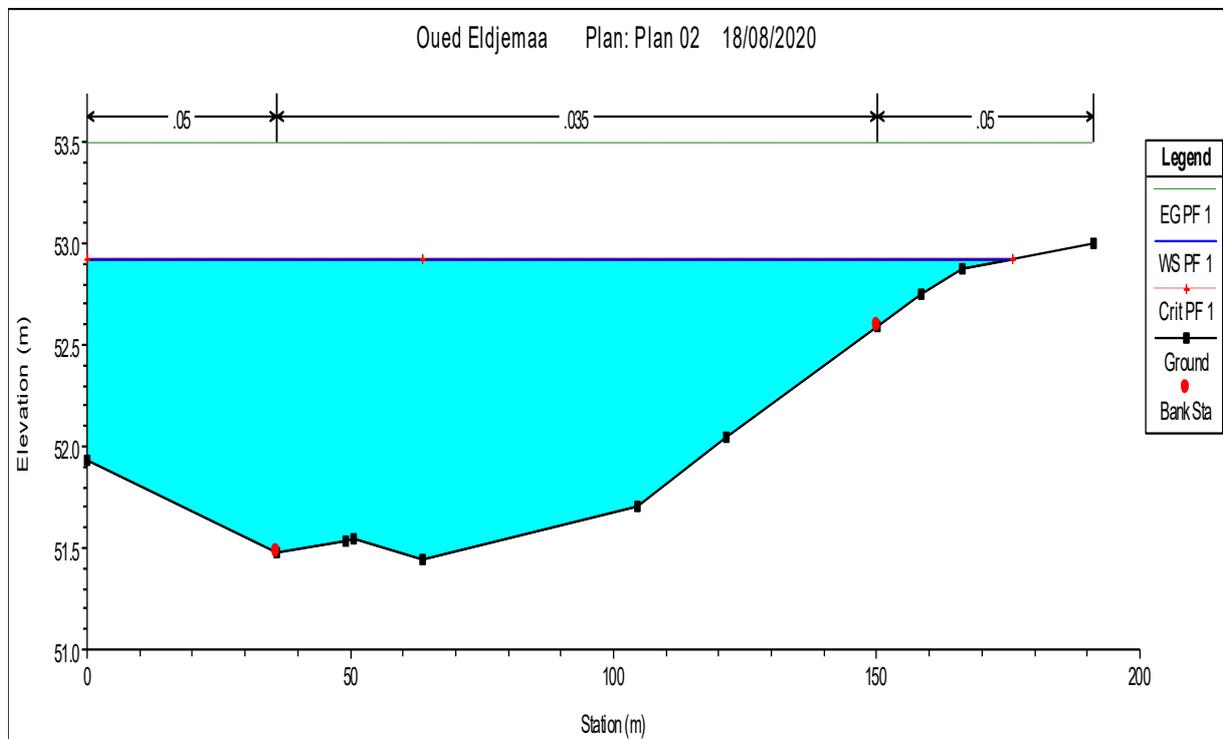


Figure IV.17 Section en travers de l'Oued Djemaa

IV.6.3. Interprétation

- La vitesse d'écoulement qui varie entre 1.23 et 6.11 m/s : $1.23 < V_e < 6.11$
- La hauteur d'eau qui varie entre 1.78 et 4.64 m : $1.78 < H_e < 4.64$
- La variation du régime d'écoulement le long de l'Oued, tel que les valeurs du nombre de Froude qui variant entre 0,2 et 1,74 : $0.2 < Fr < 1.74$

IV.7. Les zones inondables

La simulation de l'état naturel du cours d'eau dans le cas de la crue centennale qui a été faite par le logiciel HEC-RAS dans le but de déterminer les points de débordement ou en générale la délimitation des zones inondables.

La détermination des zones touchées lors des crues a été réalisée par la cartographie de ces zones après extrapolations de logiciel HEC RAS

Pour la mise en évidence de ce risque dans le centre d'oued Djemaa nous avons rétablie les lits de tronçon d'eau qui traverse des zones sur la base de la carte topographique, et rectifié à partir d'un navigateur satellitaire qui permet la visualisation des zones touchées.

Dans cette partie nous avons basé sur les résultats de la simulation précédente dans le cas de la crue centennale avec utilisation de l'application RAS-Mapper intégré dans HEC-RAS version 5.0.7.

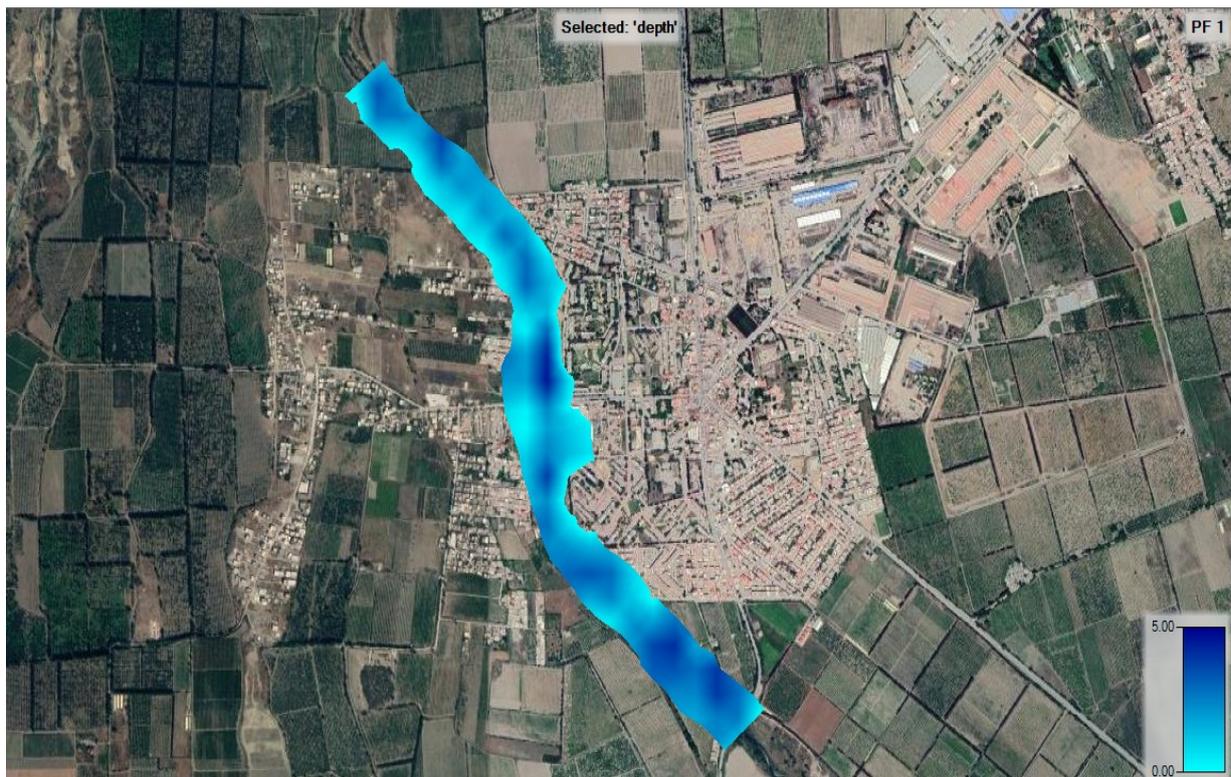


Figure IV.18 Les zones inondables (Hauteur)

Conclusion

La réalisation et l'étude de la modélisation hydraulique du tronçon d'Oued Djemâa qui se trouve à la commune de SIDI MOUSSA permet de faire le diagnostic de cette zone d'étude pour tout événement hydraulique. Cette simulation consiste à calculer les hauteurs d'eau et déterminer les zones de débordement en utilisant le logiciel de modélisation de rivières HEC-RAS qui permettent de reproduire l'état de la zone naturelle à l'état numérique.

Chapitre V : Etude des variantes d'aménagement

Introduction

Le but de cette étude est de protéger la ville de SIDI MOUSSA contre les inondations on utilise les meilleures solutions d'aménagement réalisables du point de vue technique et économique, bien adaptées au terrain. Parmi les propositions d'aménagement dans ce projet, on s'intéresse aux des variantes les plus réalisable.

V.1.Principes d'aménagements

Lors de tout projet d'amélioration (augmenter sa capacité ou corriger des problèmes de dégradation) de cours d'eau, l'étude et le design doivent être effectués en respectant les principes suivants :

- La section du cours d'eau doit être suffisante pour évacuer l'eau sans provoquer d'inondation ou de dégâts importants.
- Tout aménagement ne devra pas provoquer d'érosion dans le cours d'eau ou sur les berges car cette érosion signifie la modification de la section d'écoulement, la perte de terrain riverain, le transport de sédiments, l'ensablement et l'envasement de la partie en aval du cours d'eau.
- Les talus du cours d'eau et la section d'écoulement devront être les plus stables possibles pour que le cours d'eau ait la durée de vie la plus longue.
- Les coûts de construction et d'entretien devront être minimisés ou le rapport bénéfices--coûts devra être maximisé. Ce dernier est plutôt difficile à évaluer.

V.1.1.Les différents types d'aménagements

V.1.1.1.Reprofilage

Modification et homogénéisation du profil en long du cours d'eau (pente), dans le but d'accroître sa capacité d'évacuation. Le reprofilage d'un cours d'eau consiste à uniformiser sa pente, modifiant la zone du profil en long. Ce type d'opération nécessite la suppression de la végétation rivulaire et des embâcles du lit. (AFB.2018).

V.1.1.2.Curage

Les matériaux qui se déposent dans le lit mineur des cours d'eau sont d'origine minérale, végétale et organique. Ils comprennent des matériaux alluvionnaires minéraux (sable, gravier...), ces matériaux n'ont pas de cohésion et leur dépôt est réversible, et les vases organiques. Ces dépôts sont de nature irréversible, leur enlèvement est appelé curage, ou bien dévasement. C'est une opération à renouveler périodiquement, si la vase reste longtemps sans que le courant ne les mobilise, elle se consolide et deviennent difficiles à prendre par les crues.

Les méthodes classiques d'enlèvement des vases sont le curage mécanique se fait à l'aide d'une pelle à godet, et le curage hydraulique se fait par aspiro-dragage (les vases sont mises en suspension par agitation ou par jet d'eau et sont aspirées par une pompe. On peut les déplacer vers les zones où elles sont moins gênantes, à l'aide d'une hélice ou d'air comprimé.

V.1.1.3.Protection des berges

Pour protéger un cours d'eau, on distingue plusieurs façons, soit :

- Enrochement de berges.
- Murs en traversée urbaine.
- Palplanches de protection.
- Endiguement en béton sur les deux berges en zone urbanisée.

Pour nos cours d'eau, on propose les géotextiles et les Matelas Reno. Pour le lit mineur, on fait le curage et on protège le lit majeur par un couvert végétal.

➔ Le géotextile

Est défini comme une matière textile plane, perméable, et à base polymère, pouvant être non tissée, tricotée ou tissée. Utilisée en contact avec le sol ou avec d'autres matériaux dans le domaine de la géotechnique et de génie civil.

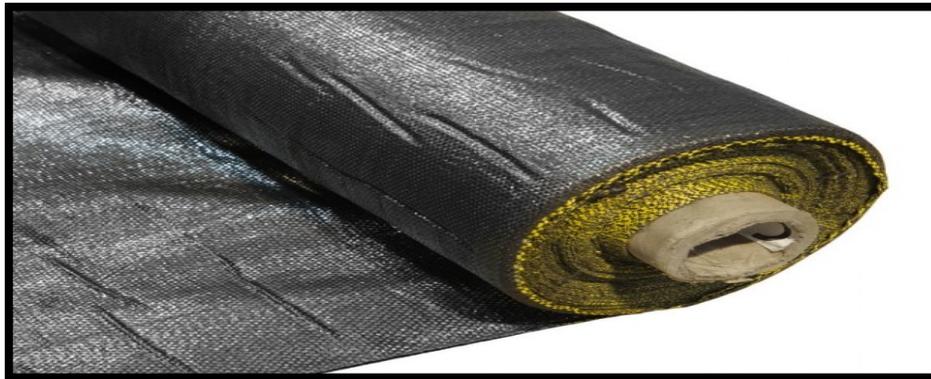


Figure V.1 Geotextile

➔ Gabions Matelas Reno en grillage métallique

Le Gabion matelas est une structure métallique parallélépipédique de grande surface et faible épaisseur, fabriqué en grillage métallique à maille hexagonale double torsion type 60 x 80. Les matelas sont compartimentés tous les mètres par des cloisons appelées diaphragmes et fixées à la base. Le couvercle est, à priori, indépendant de la cage de base. Tous les bords des éléments grillagés sont renforcés par des fils de plus gros diamètre que ceux du grillage.

Les gabions matelas sont principalement utilisés pour la réalisation de protection de berges, perrés, masque drainant, tapis anti-affouillement, lestage de conduites immergées. Grâce à des revêtements appropriés, ils peuvent être employés même dans le cas d'eaux particulièrement polluées/agressives.



Figure V.2 Gabion matelas Reno

V.1.1.4. Réalisation des canaux

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

V.1.2. Choix de la forme de la section

Afin d'optimiser les solutions, des variantes de la forme de la section du canal seront élaborées. Les sections les plus usuelles sont :

- Section trapézoïdale.
- Section rectangulaire.

V.1.2.1. Section Trapézoïdale

↳ Avantages

- Le faible coût, le revêtement se fait par un béton de faible épaisseur et armé par du treillis soudé (du fait de leur inclinaison, les berges sont auto stables).
- Facilité d'entretien (les sections trapézoïdales offrent de faibles profondeurs).

↳ Inconvénient

- L'inconvénient majeur de cette section est la largeur des berges qui peut constituer une contrainte de passage à proximité des habitations.

V.1.2.2. Section Rectangulaire

↳ Avantages

- Par sa faible largeur il convient aux passages étroits.
- Facilité de la pose des dallâtes de couverture ou de grilles.
- La section reste inchangée lors de traversée de route.

↳ Inconvénients

- Le coût (il est réalisé en béton armé).
- La stabilité du talus est faible.

La forme trapézoïdale est choisie car elle représente le profil le plus rentable hydrauliquement, pour sa grande capacité de transit des eaux, le champ d'écoulement est maximum, et par ce qu'elle présente un profil plus stable.

V.1.3. Formules de dimensionnement des canaux

Le calcul se fera par la formule de « Manning Strickler » dont la formulation est la suivante :

$$Q = \frac{1}{n} R_h^{\frac{2}{3}} S_m \sqrt{I} \quad \text{V.1}$$

Avec :

- **Q** : débit de dimensionnement (m³/s).
- **n**: rugosité du canal.
- **S_m** : section mouillée du canal en (m²).
- **I** : pente du tronçon de cours d'eau (pente du fond) en (m/m).

- R_h : rayon hydraulique en (m) tel que : $R_h = \frac{Sm}{P_m}$ V.2

Tableau V.1 Propriétés géométriques d'un canal trapézoïdal

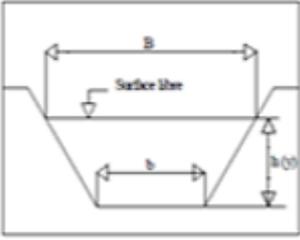
Forme	Section mouillée S	Périmètre mouillée P	Rayon hydraulique	Largeur B
	$(b+m.h).h$	$b+2h\sqrt{1+m^2}$	$\frac{(b+m.h).h}{b+2h\sqrt{1+m^2}}$	$b+2mh$

Tableau V.2 Caractéristique de la section optimale cas d'une forme trapézoïdale

Caractéristique	Base	Fruit de talus	Base	Rayon hydraulique
	$b = f(m, h)$	m	$B = f(h)$	$R = f(h)$
Relation	$2h\sqrt{1+m^2} - 2mh$	$1/\sqrt{3}$	$\frac{2}{\sqrt{3}} h$	$\frac{2}{\sqrt{3}} h$

V.1.4.Choix des paramètres de dimensionnement

V.1.4.1. Pente du projet

Le choix de la pente du projet relève d'une grande importance avant de procéder au calcul hydraulique. Pour notre cas, nous avons choisis sept pentes.

V.1.4.2. Coefficient de rugosité

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

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 a revêtement en béton	0.013

V.1.4.3.Revanche des canaux

Dans les canaux à surface libre, il faut toujours prévoir une revanche de sécurité au-dessus de la ligne d'eau calculée afin de tenir compte de l'accumulation de dépôt solide, de

croissance de la végétation, des vagues provoquées par le vent, etc. Pour le dimensionnement du canal.

$$R=0.6m+0.05v\sqrt[3]{h} \quad V.3$$

V.1.4.4.Vitesse d'érosion

Afin éviter les ruptures du fond et des berges des canaux sur l'action dynamique d'un courant d'eau, la vitesse de celui-ci ne doit pas être supérieure à la vitesse limite maximale. Les valeurs de vitesse moyenne limite d'érosion pour les lits consolidés sont données dans le tableau que trouve dans l'annexe (Deggoute Gerard .2012).

Tableau V.3 Valeurs de coefficient de rugosité

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

V.2.Etude des variantes

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

- a- **Un canal en béton armé de forme trapézoïdale de largeur de 20m et de hauteur de 4m.**
- b- **Un canal mixte Gabion et béton armé**

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 selon la vitesse d'écoulement et les conditions de terrain naturel, la nature des canaux (recalibrage, béton armé, pierre de maçonnerie, gabionnage...).

V.2.1.Un canal en béton armé de forme trapézoïdale de largeur de 20m et de hauteur de 4m

V.2.1.1.Dimensionnement

Les dimensions des canaux en béton armés de chaque oued sont résumées dans le tableau suivant :

Tableau V.4 Dimensions de l'aménagement (canal en béton armé)

Oued	Tronçon	Section départ	Section arrivée	Longueur(m)	pente de projet(%)	Largueur du fond b(m)	Hauteur du canal (m)	Fruit talus (m)
Djemaa	1	1	4	400	0.2833	20	4	1
	2	5	8	400	0.465825	20	4	1
	3	9	12	400	0.527525	20	4	1
	4	13	16	400	0.504075	20	4	1
	5	17	20	400	0.5025	20	4	1
	6	21	24	400	0.5025	20	4	1
	7	25	27	295.02	0.5025	20	4	1

V.2.1.2. Les paramètres d'écoulement

Les résultats de la simulation avec le logiciel HEC RAS sont présentés dans l'Annex 2 et nous présentons les différentes sections dans le tableau suivant :

Tableau V.5 Paramètres d'écoulement de la variante canal en béton armé

Oued	Q(m ³ /s)	Vitesse (m/s)	Section mouillée(m ²)	Périmètre mouillé (m)	Rayon hydraulique (m ² /m)	Froude	Remarque
Djema	564.16	7.33	83.38	31.57	2.64	1.38	Régime torrentiel
	564.16	8.43	67.82	29.05	2.33	1.67	Régime torrentiel
	564.16	8.87	64.11	28.29	2.27	1.80	Régime torrentiel
	564.16	8.81	64.07	27.94	2.29	1.78	Régime torrentiel
	564.16	8.81	64.07	27.94	2.29	1.78	Régime torrentiel
	564.16	8.81	64.07	27.94	2.29	1.78	Régime torrentiel
	564.16	8.81	64.07	27.94	2.29	1.78	Régime torrentiel

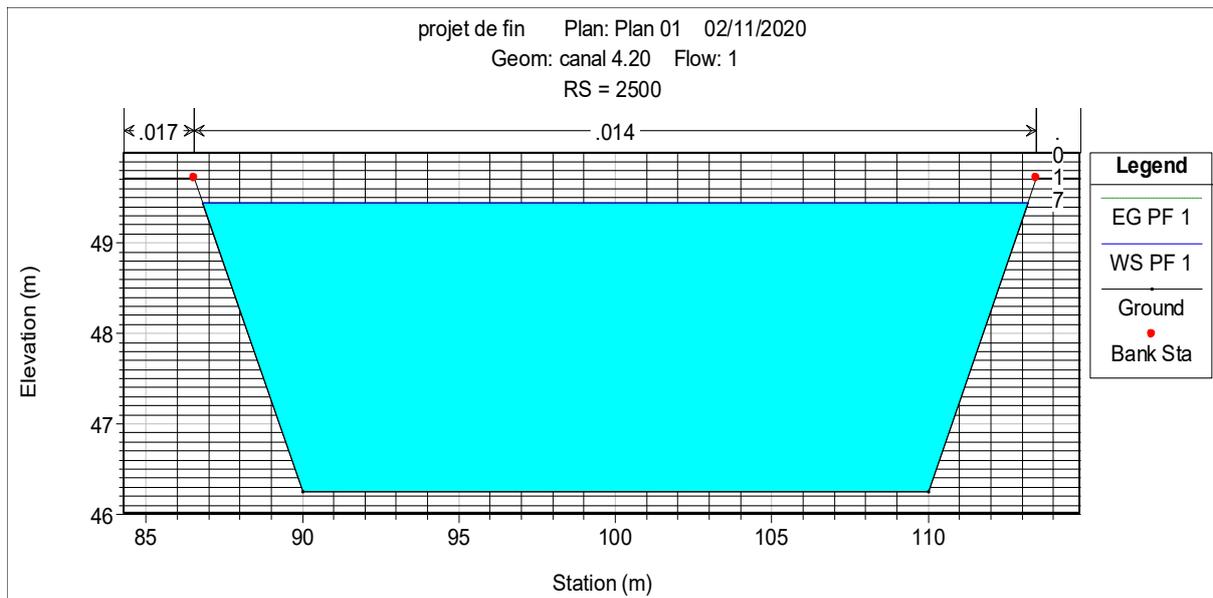


Figure V.3 Section du profil

La section en travers des profils sont représentées dans les figures V.3 :

Avec :

- b : base du trapèze 20m.
- h : hauteur du trapèze 4m.
- m : fruit de talus 1

1. Estimation du coût de la variante

On prend une épaisseur de 15 cm pour le béton et pour le béton de propreté on prend une épaisseur de 5 cm.

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

Tableau V.6 Devis de la variante (canal en béton armé 20m de largeur et 4 m de hauteur)

Désignation des travaux	Unité	Quantité	Prix unitaire (DA)	Montant (DA)
Déblai	m ³	315803	250	78950750
Remblai	m ³	226657	200	45331400
Béton de propreté	m ³	3773	6000	22638000
Béton armé	m ³	11319	42000	475398000
Total (DA)				622318150.00

V.2.2.Canal mixte Gabion et béton armé

Les matelas en gabions sont utilisés principalement pour réaliser les revêtements et les protections anti-affouillements. Ils se présentent sous forme de dimensions variées, dont les plus courant sont 2 * 1 * 1 m et 2 * 1 * 0.5 m. Les canaux en gabion, sont mis en œuvre d'une façon spéciale ; les sacs sont agencés de manière à créer un escalier qui renforce la stabilité des berges.

V.2.2.1.Dimensionnement

Les dimensions des sections des oueds aménagés sont résumées dans le tableau ci-dessous :

Tableau V.7 Dimensions de l'aménagement (canal mixte)

Oued	Tronçon	Section départ	Section arrivée	Longueur(m)	pente de projet(%)	Largueur du fond b(m)	Hauteur du canal (m)	Type section
Djemaa	1	1	4	400	0.2833	20	4	Gabion
	2	5	8	400	0.465825	20	4	Gabion
	3	9	12	400	0.527525	20	4	Trapèze Béton
	4	13	16	400	0.504075	20	4	Trapèze Béton
	5	17	20	400	0.5025	20	4	Trapèze Béton
	6	21	24	400	0.5025	20	4	Trapèze Béton
	7	25	27	295.02	0.5025	20	4	Gabion

V.1.2.1.Les paramètres d'écoulements

Les paramètres d'écoulement des oueds aménagés sont résumés dans le tableau ci-dessous :

Tableau V.8 Paramètres d'écoulement de la variante canal en gabion

Oued	Q(m3 /s)	Vitesse (m/s)	Section mouillée(m ²)	Périmètre mouillé (m)	Rayon hydraulique (m ² /m)	Froude	Remarque
Djemaa	564.16	6.56	86.00	30.00	2.64	1.05	Régime torrentiel
	564.16	8.32	67.82	29.05	2.33	1.33	Régime torrentiel
	564.16	8.80	64.11	28.29	2.27	1.40	Régime torrentiel
	564.16	8.81	64.07	27.94	2.29	1.41	Régime torrentiel
	564.16	8.81	64.07	27.94	2.29	1.41	Régime torrentiel
	564.16	8.81	64.07	27.94	2.29	1.41	Régime torrentiel
	564.16	6.56	86.00	30.00	2.87	1.05	Régime torrentiel

Les sections en travers des profils sont représentées dans les figures suivantes :

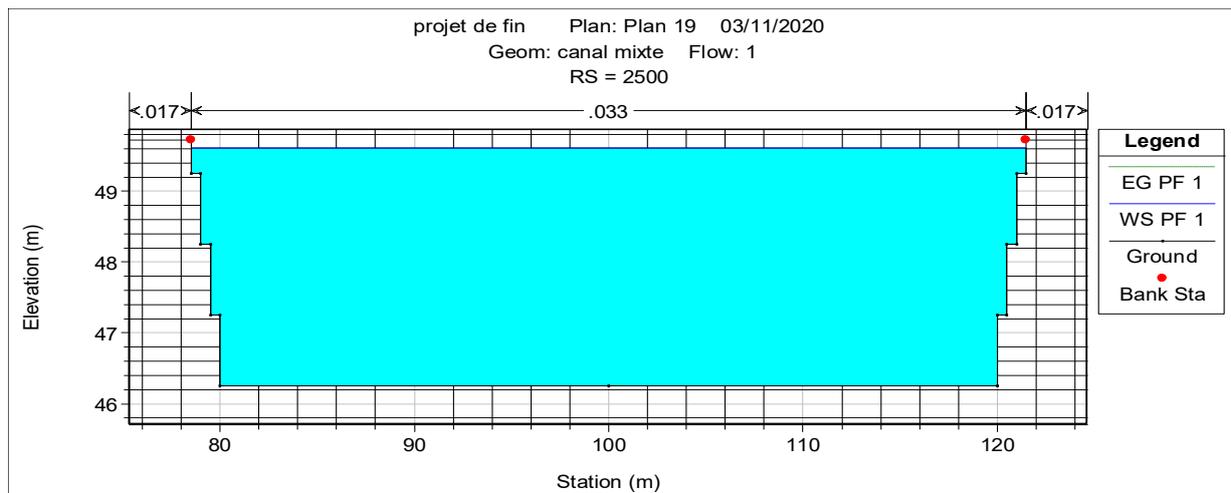


Figure V.4 Section en travers de l'oued aménager

V.1.2.2. Estimation du coût de la variante

On prend une épaisseur de 15 cm pour le béton et pour le béton de propreté on prend une épaisseur de 5 cm. L'estimation du coût de la variante est donnée dans le tableau suivant :

Tableau V.9 Dimensions de l'aménagement (canal mixte)

Désignation des travaux	unité	quantité	prix unitaire (DA)	Montant (DA)
Déblai	m ³	408098	250	102 024 500
Remblai	m ³	209249	200	41 849 800
Béton de propreté	m ³	2400	6000	14 400 000
Béton armé	m ³	6720	42000	282240000
Gabionnage	m ³	22995	4500	103 477 500
Total (DA)				543991800.00

V.2. Choix de la variante d'aménagement

V.2.1. Critères d'évaluation

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

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

V.2.2. La variante choisie

Après avoir étudié les sections proposées pour l'aménagement des oueds, nous avons opté pour les canaux mixtes armés de forme trapézoïdale pour tous les oueds et cela pour des raisons économiques.

Les deux variantes semblent pouvoir évacuer le débit de crue sans débordement mais d'un point de vue financier, la variante du canal mixte paraît plus économique que la variante de béton armé.

On opte pour la variante d'un canal mixte car :

- Le gabion est une solution solide et durable.
- Recalibrage du lit naturel avec recouvrement des berges est le plus économique formant une belle harmonie dans les zones agricoles.
- La simplicité de la réalisation.
- Une bonne perméabilité qui permet un drainage naturel suffisant.
- Le gabion diminue la vitesse d'eau et disperse l'énergie.
- Formant une belle harmonie avec la nature.
- Le béton plus durable par rapport à l'autre et facile aux entretiens.

En recommandation, on préconise toujours de recouvrir les talus en terre avec des espèces végétales spéciales qui favorisent le maintien des talus stables et se cadrent avec l'aspect environnemental du projet.

Conclusion

Après avoir étudié les sections proposées pour l'aménagement des oueds, nous avons opté pour les canaux mixtes de forme trapézoïdale pour l'oued et cela pour des raisons économiques.

Chapitre VI : Organisation De Chantier

Introduction

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

VI.1.Phase de l'organisation de chantier

L'organisation d'un chantier est l'ensemble des dispositions envisagées pour l'exécution dans les meilleures conditions possibles d'un projet ou d'un travail quelconque. Cette organisation consiste à définir et coordonner les moyens nécessaires à la réalisation de l'œuvre tout en restant fidèle aux directives générales imposées par le maître de l'ouvrage.

Ces directives générales se résument dans certains éléments qui sont: la rapidité, l'économie et la qualité (qui aboutissent à l'élaboration d'une certaine économie).

Organiser un chantier revient donc à prendre toutes mesures pour que la réalisation du projet se face:

- En conformité avec les plans établis;
- De bonne qualité;
- Aux moindres délais;
- Aux moindres coûts;
- Sans accidents humains.

Le tiercé qualité-économie-rapidité demeure l'ossature et l'objectif à atteindre pour une bonne organisation de l'exécution d'un projet.

a. La rapidité

Exigée par le maître de l'œuvre ou par le rendement financier de l'opération, est dans de nombreux cas l'objectif principal recherché. Il faut de le faire intervenir seul ou lié simplement au facteur économie. On peut y joindre la qualité, lors que le projet a été suffisamment étudié dans ce but précis. Si la rapidité se traduit par une économie au stade de financement de l'ouvrage, il n'en est pas toujours de même à la réalisation. Une exécution trop rapide exige souvent, en effet, des moyens très importants.

b. L'économie

Est dans très large mesure le résultat d'une organisation rationnelle, elle est garantie par une étude approfondie du sujet et la distribution rapide des plans détaillés au responsable du chantier, la synchronisation des actions des diverses entreprises appelées à collaborer diminuer le temps mort, les fausses manœuvres et constitue de ce fait un des plus importants facteurs d'économie et de rapidité.

La réduction des circulations, le choix judicieux des installations, la propreté et l'ordre pour autant de facteurs qui influencés l'économie.

c. La qualité

Elle est obtenue principalement par une connaissance approfondie des matériaux et de leur mise en œuvre. Par le choix de la main d'œuvre et des cadres appelés à collaborer, un déroulement rationnel des travaux évite les détériorations. Les réparations et les retouches peuvent nuire à la qualité des travaux finis. La propreté du chantier, l'ordre et la lumière constitue les éléments déterminants de l'amélioration de la qualité. Etant donnée la diversité des types d'ouvrages réalisés, des matériaux employés, des procédés de construction, du matériel, des conditions locales, des moyens de financement, de la valeur de la main d'œuvre et des cadres. On peut dire que chaque chantier constitue un cas particulier d'organisation.

VI.2. Organisation générale de chantier

Quel que soit sa dimension, une entreprise reste toujours soumise au même impératif qui consiste à utiliser pleinement son potentiel de main d'œuvre et de matériel. La ventilation du personnel et des engins s'envisage alors dans les meilleures conditions en essayant de les laisser le plus longtemps possible en continuité de travail sur les mêmes lieux.

A toute commande se rattachent des éléments permettant d'organiser la conduite du chantier à la suite d'une sérieuse réflexion. Ceux-ci correspondent au volume des travaux, au délai et aux conditions de leur exécution.

Leur connaissance permet au technicien de prévoir :

- Les éventuelles installations pour définir le lieu et les emplacements de tout ce qui est nécessaires au bon déroulement des travaux;
- Les transports pour l'approvisionnement et pour le fonctionnement;
- Le programme d'exécution pour déterminer les durées de réalisation de chaque nature d'ouvrage en fonction de son importance et des moyens utilisés.

VI.3. Les intervenants

Les métiers du bâtiment et travaux publics (BTP) sont des métiers de contact: le travail de chacun contribue à l'avancée du chantier. On distingue plusieurs personnes qui interviennent aux différentes phases du chantier :

A. Le maître d'œuvre

Il est chargé par le maître de l'ouvrage de diriger l'exécution du marché et de proposer la réception et le règlement des travaux.

1. L'urbaniste

Collecte les données, suit le processus de décision, propose des politiques d'aménagement et conçoit des programmes d'action, dessine des projets, mène des travaux de recherche urbaine, intervient dans la mise en place des documents d'urbanisme et des plans locaux d'urbanisme (PLU).

2. L'architecte

Lorsque on désire entreprendre des travaux de construction, dans ce cas on doit faire appel à un architecte pour établir le projet architectural faisant l'objet de la demande de permis de construire. Le projet architectural comprend le plan et les documents écrits (implantation des

bâtiments, leur composition, leur organisation et l'expression de leur volume, ainsi que le choix des matériaux et des couleurs). Il est le garant de l'intérêt public par conséquent, le recours à ses services est obligatoire.

L'architecte-paysagiste intervient au niveau de l'aménagement et sur le cadre "nature".

3. L'architecte d'intérieur

Intervient sur la conception et l'organisation des espaces intérieurs, adapte un cadre déjà bâti aux caractéristiques de fonctionnalité, de matière et de couleur.

4. Les bureaux d'études

Assurent la fiabilité technique de l'ouvrage

5. L'économiste-mètreur

Participe à toutes les phases de la maîtrise d'œuvre pour déterminer le coût de l'opération, son rôle va de la conception à la vérification des opérations.

6. Le géomètre

Fournit les informations et documents nécessaires à la connaissance géographique du lieu de l'opération, dresse les plans topographiques, les relevés de terrain, les plans de nivellement et de bornage. Sur certains types de chantiers, c'est le géomètre-expert qui intervient. Il est le seul habilité à fixer les limites des besoins fonciers.

B. Les entreprises

1. Les entreprises de travaux publics

Entreprises de terrassement : assurent les mises à niveau et les tranchées pour les fondations.

2. Les entreprises de bâtiment

- **Entreprises de gros œuvres**

Assurent la stabilité et la solidité du bâtiment. Les métiers qui interviennent dans les gros-œuvres sont la maçonnerie, le béton armé, la démolition, la construction, les charpentes ou les ossatures métalliques en bois ou en béton et les fondations.

- **Entreprises de second-œuvre**

Assurent l'étanchéité à l'eau et l'air et les éléments de confort et d'esthétisme du bâtiment. Interviennent les couvreurs, les plombiers-chauffagistes, les menuisiers-agenceurs, les maçons-carreleurs, les plâtriers, les métalliers, les serruriers, les peintres, les verriers et les électriciens.

Par ailleurs des intervenants spécifiques sont chargés de suivre et de contrôler le bon déroulement du chantier:

- **Le contrôleur technique**

Il est lié par contrat avec le maître d'ouvrage, il donne un avis sur la conformité des matériaux et sur la solidité des ouvrages par rapport à la réglementation;

- **Le coordinateur SPS**
Désigné par le maître d'ouvrage, il veille à la sécurité et à la santé des travailleurs sur le chantier en mettant en œuvre les principes de prévention (SPS: sécurité, prévention et santé);
- **Le coordinateur de chantier**
Il assure la coordination des différents éléments en gérant le planning d'exécution. Il est lié à ma maîtrise d'œuvre;
- **L'entreprise**
Intervenant final sur laquelle repose la réussite physique de l'opération.

c. Maître de l'ouvrage

Le maître d'œuvre peut enfin, être assuré directement par le maître de l'ouvrage dès qu'il dispose d'un service technique. Le maître de l'ouvrage (privé ou public) est le propriétaire de l'ouvrage.

d. Le coordinateur

Le coordinateur peut, en raison des incidences de la conception du plan d'installation de chantier sur le risque d'accidents au cours de l'exécution, être amené à faire modifier le plan d'installation de chantier pour l'entreprise afin de rendre en forme au plan particulier de la sécurité et de la protection de la santé.

e. Les tiers

Depuis quelques années, on constate de plus en plus fréquemment des litiges avec les tiers dont la propriété pourrait être survolée par un engin de levage. L'entreprise peut ainsi se trouver dans l'obligation de prévoir d'autres dispositions, pour les installations de levage. Il faut chercher des solutions à l'amiable.

VI.4.Installation du chantier

VI.4.1.Répartition

Le plan d'installation d'un chantier a une importance décisive sur le futur déroulement du chantier. Il traduit sur le terrain l'état de préparation du chantier et son organisation. Il fournit aussi les indications nécessaires à la mise en œuvre des diverses installations et des matériels prévus pour la réalisation. Il sert aussi à obtenir les autorisations d'installations des grues, de travaux sur la voie publique, l'installation du chantier suivant les règles d'hygiène et de sécurité des services de l'inspection du travail, etc. Il est établi généralement à partir d'un plan de masse. Lorsqu'un plan d'installation de chantier est mal conçu, le processus de construction peut s'accompagner:

- De retards importants;
- De coûts supplémentaires non négligeables;
- D'accidents ou d'incidents plus ou moins graves.

Ce plan doit se faire en échelle convenable. Sur le même plan on représente la légende des bâtiments à construire et des installations provisoires nécessaires en utilisant les symboles conventionnels.

VI.4.2.Circulation

Les voies d'accès au chantier, de même que les chemins à l'intérieur de celui-ci, doivent être en bon état et praticables par n'importe quel temps.

Les cheminements et circulations à l'intérieur du chantier sont nombreux, et sujets de multiples risques d'interférences :

- La desserte des postes de travail, aires de préfabrication, de stockage et d'approvisionnement par les engins;
- Les déplacements du personnel et de l'ensemble des personnes appelées à intervenir sur le chantier.
- Des aires de stationnement doivent être prévues pour les camions et semi-remorques en rapport avec les encombrements des engins.

Tableau VI.1 Circulation des engins

	Activités concernées	Risques potentiels	Mesures préventives
Circulation d'engins et de camions	- Approvisionnement gros œuvres: - granulats; - composants préfabriqués; - ferrailage et teillés soudés.	- Manque de place; - Encombrement; - chutes de matériaux et Matériels; - instabilité surface de Roulement: terrain, plateforme;	Circuits d'accès satisfaisants: - signalisation des accès; - sens circulation défini; - contrôle résistance des zones de Circulation: (aptitude de résister aux Charges des camions);
	- Desserte des aires de stockage ; - Evacuation des gravois; - Approvisionnement corps d'état; - Stationnement camions.	- Ecrasement des personnes par Les engins; - Mauvais éclairage; - Bruit et poussières.	- rampes de pente limitée; - circuits d'accès et de circulation Séparés des cheminements du Personnel; - largeur de passage suffisante : 3 m pour un camion; 6 m pour les gros chantiers.

Tableau VI.2 : Circulation des personnes

Circulation des personnes	Activités concernées	Risques potentiels	Mesures préventives
	- Accès aux postes de travail; - Accès aux locaux du personnel; - Parfois: accès pour usagers de logements occupés (tranches de Travaux antérieurs où réhabilitation).	- Manque de place; - Encombrement; - Chutes de personnes; - Chute de matériaux; - Risques provenant des engins.	-Cheminements protégés et séparés; Des circulations engins; - Balisage et éclairage des accès.

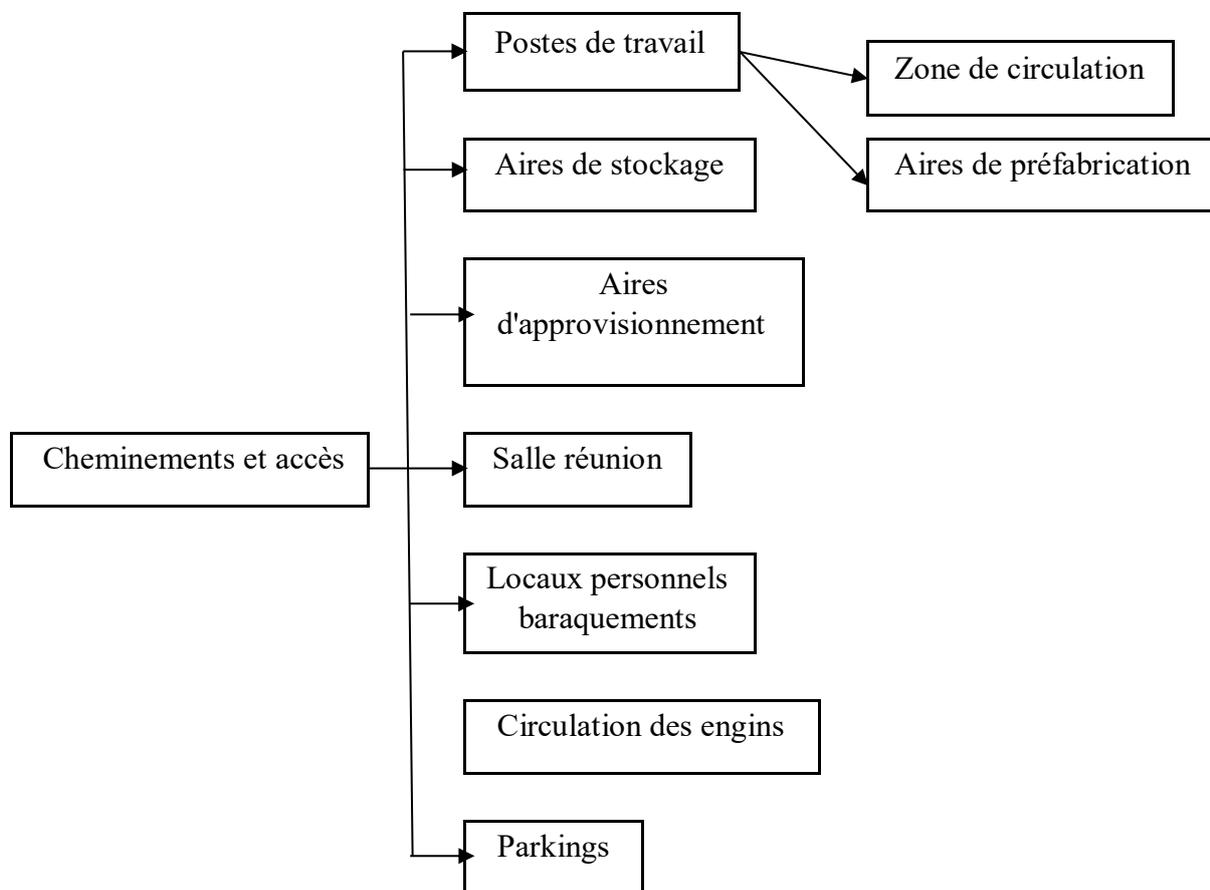


Figure VI.1 Les cheminements dans l'emprise du chantier

VI.2.Méthodologie d'élaboration d'un plan d'installation de chantier

VI.2.1.Préliminaires

Tableau VI.3 : Les phases et les démarches à suivre (1)

Phases	Démarches/Règles
Visiter le site Identifier l'environnement	- Faire l'état des lieux et prendre connaissance: Des accès au chantier, de la topographie du terrain et du voisinage (niveau des bâtiments voisins), des réseaux aériens et souterrains (électricité, télécom, service des voiries, métro, eau, égouts, etc.), de la position actuelle des clôtures.
Analyser les pièces écrites du projet	- étudier les plans, les coupes, détails techniques du projet; - Lister toutes les contraintes imposées par le C.C.T.P et le C.C.A.P.; - Envisager des modes constructifs et donc les moyens matériels et humains nécessaires.
Contacter les services administratifs	- Prendre connaissance des conditions de travail (nuisances sonores et visuelles tolérées, horaires de travail, horaires de circulation, gabarits routiers acceptés); - Définir le survol des bâtiments voisins et l'utilisation des diverses voies; - Identifier les règles d'hygiène et de sécurité (catégorie du chantier); - Obtenir les autorisations nécessaires à l'ouverture du chantier.
Etablir un fond de plan	- A partir du plan de masse, représenter l'ouvrage à construire, l'emprise du terrassement, les accès et routes existantes, les ouvrages voisins, les réseaux et les obstacles (arbres à conserver).

VI.2.2. Elaboration du Plan d'Installation de Chantier (P.I.C)

Tableau VI.4 : Les phases et les démarches à suivre (2)

Phases	Démarches/Règles
Positionner le ou les engins de Levage	<ul style="list-style-type: none"> - Schématiser les grues et indiquer les informations suivantes: longueur de flèche, zone d'interférence, longueur et largeur des voies de grue, marque, type et caractéristiques, cotes par rapport aux bâtiments, niveau du support (rails), charges maxi soulevée, charge en bout de flèche, etc.; - Penser au démontage et à l'emprise de l'embase et/ou des pieds stabilisateurs.
Placer le poste de bétonnage ou les aires de stationnement des camions toupies (bennes à béton)	<ul style="list-style-type: none"> - Suivant l'importance du chantier le béton sera soit du B.F.C (béton fabriqué sur chantier): on place la centrale à béton et on représente les parcs à granulats, le silo à ciments, soit du B.P.E (béton prêt à l'emploi): on prévoit l'aire de stationnement des camions toupies.
Définir les aires de coffrage, De ferrailage et de Préfabrication	<ul style="list-style-type: none"> - Selon le mode constructif retenu, il y a lieu ou non de prévoir ces aires (ouvrages élémentaires coulés en place, préfabriqués sur site, préfabriqués en usine), on indiquera la situation de chaque aire et les dispositions particulières à prévoir (dimension, sécurité).
Représenter les bureaux et les cantonnements	<ul style="list-style-type: none"> - Le nombre de bureaux à installés est indiqué par la maîtrise d'œuvre dans les pièces écrites; - Les dimensions et le nombre de baraques destinées aux personnels est fonction de l'effectif et de la durée du chantier; - Le magasin doit se situer prêt du bureau du chef de chantier;
Représenter les réseaux	<ul style="list-style-type: none"> - A partir du transformateur, on positionne les armoires de distribution électrique, puis on trace les réseaux pour approvisionner les postes (ou groupe électrogène); - Idem pour l'adduction en eau et les lignes téléphoniques; - L'évacuation des eaux se fait des sanitaires jusqu'à l'égout; - Prévoir un local de confinement pour le compresseur.
Représenter les aires de stockage et les voies de circulation	<ul style="list-style-type: none"> - Le plan est complété par les aires de stockage (matériels des gros œuvres, matériaux du second œuvre, terres pour remblai) et les voies de circulation (sens de circulation, entrée, sortie, parking des personnels et des intervenants extérieurs).
Représenter les équipements Divers	<ul style="list-style-type: none"> - Clôture de chantier, panneau de chantier, éclairage, poste de lavage, benne à gravas.

VI.6. 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, toutvenant).

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

Tableau VI.5 : Le devis des différents travaux de l'aménagement des oueds de la zone d'étude

Désignation travaux		Unité	Quantité	Prix unitaire (DA)	Montant (DA)
Terrassement	Déblai	m ³	408098	250	102024500
	Remblai	m ³	209249	200	41849800
Béton de propreté		m ³	2400	6000	14400000
Béton armé		m ³	6720	42000	282240000
Gabionnage		m ³	22995	4500	103477500
Montant Totale					543991800,00
TVA 19%					103358442,00
Total TTC					647.350.242,00

Le devis du projet est estimé à : Six cent quarante-sept millions Trois cent cinquante mille Deux cent quarante-deux dinars algériens.

VI.7. Planification

VI.7.1. Définition

C'est une méthode dont dispose le cadre pour rendre son travail efficace, elle consiste :

- L'installation des postes de travail ;
- L'observation instantanée ;
- L'analyse des tâches ;
- Le chronométrage ;
- La définition des objectifs et des attributions ;
- La simplification des méthodes ;
- La stabilisation des postes de travail.

VI.7.2. Techniques de la planification

Il existe deux principales méthodes de planification à savoir :

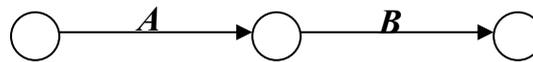
- Méthodes basées sur le réseau ;
- Méthodes basées sur le graphique.

VI.7.2.1.Méthodes basées sur le réseau

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

1. 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**

2. 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

A. Construction du réseau

Pour construire un réseau, il convient d'effectuer les six (6) opérations suivantes :

1. 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.

2. Détermination des tâches antérieures

Après avoir dressés 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.

3. Construction des graphes partiels.

4. Regroupement des graphes partiels.

5. Détermination des tâches de début de l'ouvrage et de fin de l'ouvrage.

Construction du réseau.

B. Différentes méthodes basées sur le réseau

1. Méthode C.P.M (méthode du chemin critique)

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

- **1^{ère} phase** : l'effectif nécessaire pour effectuer le travail considéré ;
- **2^{ème} phase** : analyser systématiquement le réseau, heure par heure, jour par jour, selon l'unité de temps retenue ;
- **3^{ème} phase** : adapter le réseau aux conditions ou contraintes fixées par l'entreprise.

2. Méthode P.E.R.T (Program Evaluation and Review Technical)

C'est-à-dire technique d'ordonnement 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.

3. Méthode P.D.M (Procedure Diagram Method)

C'est une méthode basée sur le réseau à nœuds et développe trois (3) relations à savoir :

1. Commencement de l'opération (A) et (B) ;
2. Finition de l'opération (A) et commencement de (B) ;
3. Finition de l'opération (A) et finition de l'opération (B).

VI.7.2.2.Méthodes basées sur le graphique

A. Méthode linéaire (Line of Balance Technic)

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

B. Méthode à barres

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

VI.8.Les étapes de la planification

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

- ✓ **Collection des informations :** L'établissement d'une synthèse d'analyse des informations acquises par des études comparatives permet l'usage correct du plan de réalisation de notre projet.
- ✓ **Décomposition du projet :** C'est une partie importante car chaque projet peut être analysé de diverses manières. Nous attribuons à chaque tâche un responsable et ses besoins en matériels.
- ✓ **Relations entre les tâches :** Il existe deux relations essentielles entre les tâches lors de la réalisation. L'une porte sur un enchaînement logique et l'autre sur un enchaînement préférentiel.

VI.9.Choix de la méthode de calcul

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

VI.9.1.Les paramètres de la méthode C.P.M

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

DCP	TR
DFP	DCPP
DFPP	MT

Avec :

- **TR** : temps de réalisation.
- **DCP** : date de commencement au plus tôt.
- **DCPP** : date de commencement au plus tard.
- **DFP** : date de finition au plus tôt.
- **DFPP** : date de finition au plus tard.
- **MT** : marge totale.

$$\text{ET : } \begin{cases} DFP = DCP + TR \\ DCPP = DFPP - TR \end{cases}$$

VI.9.2.Chemin critique (C.C)

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

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

suivante :

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

VI.9.2.1.Elaboration du réseau selon la méthode CPM

La méthode du CPM est une méthode de planification, elle a pour objectif de réduire le temps et le coût de réalisation de projet et augmenter le rendement du travail. Pour la construction du réseau il faut d'abord établir les différentes tâches des travaux. Ces derniers sont reportés dans le tableau suivant :

Tableau VI.6 : Elaboration d'un réseau selon la méthode CPM

Les travaux	Opération	Durée
Installation du chantier.	A	15jours
Travaux de terrassement des oueds.	B	45 jours
Compactage sur les tronçons 3,4,5 et6.	C	45 jours
Recouvrement des berges.	D	50jours
Bétonnage des tronçons 3,4,5 et 6.	E	60 jours
Travaux de terrassement des tronçons 1,2 et 3.	F	20 jours
Compactage sur les tronçons 1,2 et 3.	G	35 jours
Pose de gabion des tronçons 1,2 et 3.	H	60 jours
Recouvrement des berges .	I	30 jours

Réalisation d'ouvrage d'accumulation.	J	30 jours
Réalisation d'ouvrage de rejet.	K	30 jours
Déménagement du chantier .	L	15 jours

Dans le tableau suivant on présente chaque tache avec celles qu'elle précède :

Tableau VI.7 Succession des taches

Operations	Precede	Durée (Jours)
A	B	15
B	C	45
C	D, E	45
D	F	50
E	F	60
F	G	20
G	H, I	35
H	K, J	60
I	K	30
J	L	30
K	L	30
L	#	15

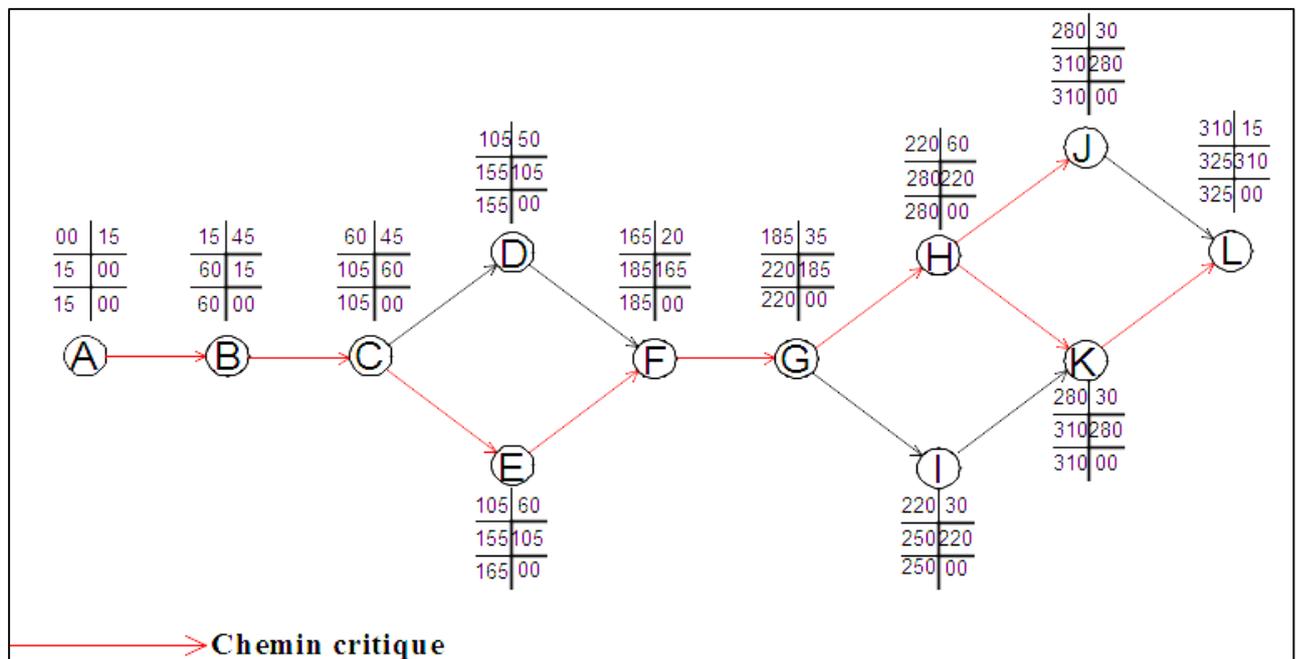


Figure VI.2 Réseau de planification des taches par la méthode CPM

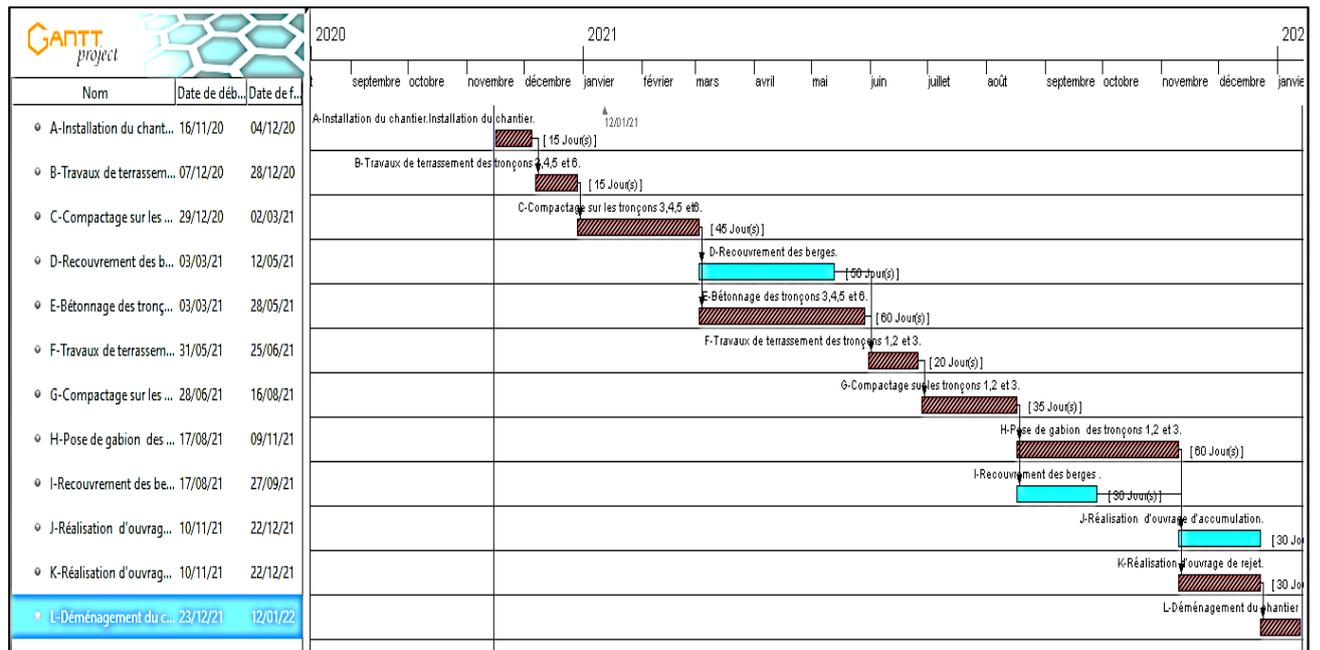


Figure VI.3 Diagramme de GANTT

Conclusion

D'après ce chapitre, on peut conclure que l'organisation de chantier est nécessaire avant le commencement des travaux, car elle nous permet de définir tous les volumes des travaux nécessaires pour l'élaboration du chantier. D'autre part on peut avoir une information sur le coût total de projet ainsi que leur temps de réalisation. L'organisation de chantier définit aussi tous les engins que l'on peut utiliser dans le chantier et le choix final des engins seront basés sur une étude économique.

Conclusion générale

Conclusion générale

La protection des sites urbains contre les crues et les inondations et la modélisation de cette phénomène est une nécessité indispensable afin de réduire les risques humains, matériels et économiques et somme toute paisible vie pour l'homme. Notre travail porté le problème de l'inondation de ville de sidi moussa à fin exécuter une modélisation qui nous donne une vue préventive et nous aide à créer un système de protection valable à préserver les habitants et les équipements en risque.

Tout en prenant en considération les données de la ville (topographie, plan d'urbanisation, données hydrologiques et topographiques) dans le but de faire la représentation la plus proche de l'état naturel de l'oued djamaa avec des simulations de l'écoulement à l'aide de différents outils informatiques et différents logiciels (CIVIL 3D et HEC-RAS).

A la fin nous sommes amenée par la suite à choisir la variante la plus adéquate pour un aménagement qui consiste à réaliser un canal mixte de forme trapézoïdale sur tout le long de l'oued qui auraient satisfaire à protéger la ville contre les cures.

Bibliographie

REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES

CEMAGREF. (2004) Guide des aménagements associant l'épandage des crues dans le lit majeur et leur écrêtement dans de petits ouvrages. Antony, Cemagref.

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

Graf, W., Altinakar, M. S., 1993. Hydraulique fluviale, Tome 1. Ecoulement uniforme et non uniforme, Volume 16. Traité de Génie Civil de l'Ecole Polytechnique Fédérale de Lausanne.

Laborde J.P., 2003. Hydrologie de surface. Université de Nice-Sophia Antipolis. Laboratoire d'analyse spatiale. Nice.

Musy, A., Higy, C., 1998. Hydrologie appliquée, Edition H.G.A. Bucarest. Ecole Polytechnique Fédérale de Lausanne.

Touaïbia, B., 2004. Manuel pratique d'hydrologie. Guerouaou. Blida

TOUATI A, 2010. Intérêt de la modélisation des hydrogrammes de crues dans la protection contre les inondations. Cas de quelques oueds du nord Algérien. Mémoire de fin d'étude, ENSH Blida.

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

U.S. Army Corps of Engineers (2010b). HEC-RAS River Analysis System – User's Manual, Hydrologic Engineering Center, CPD-68, Version 4.1.

Yahiaoui A., B. Touaibia (2012). Inondations Torrentielles Cartographie des Zones Vulnérables en Algérie du Nord (Cas de l'oued Mekerra, Wilaya de Sidi Bel Abbès). Thèse de Doctorat. Ecole Nationale Polytechnique. Algérie.

Annexes

Annexe 1

Table des valeurs de coefficient de Manning :

Valeurs du coefficient n de Manning

Nature des surfaces	Etats des parois			
	Parfait	Bon	Assez bon	Mauvais
A) Canaux artificiels				
Ciment lissé	0,01	0,011	0,012	0,013
Mortier de ciment	0,011	0,012	0,013	0,015
Aqueducs en bois raboté	0,01	0,012	0,013	0,014
Aqueducs en bois non raboté	0,011	0,013	0,014	0,015
Canaux revêtus de béton	0,012	0,014	0,016	0,018
Moëllons bruts	0,017	0,02	0,025	0,03
Pierres sèches	0,025	0,03	0,033	0,035
Moëllons dressés	0,013	0,014	0,015	0,017
Aqueducs métalliques à section demi-circulaire lisse	0,011	0,012	0,013	0,015
Aqueducs métalliques à section demi-circulaire plissée	0,0225	0,025	0,0275	0,030
Canaux en terre droits et uniformes	0,017	0,020	0,0225	0,025
Canaux avec pierres, lisses et uniformes	0,025	0,030	0,033	0,035
Canaux avec pierres, rugueux et irréguliers	0,035	0,040	0,045	-
Canaux en terre à larges méandres	0,0225	0,025	0,0275	0,030
Canaux en terre dragués	0,025	0,0275	0,030	0,033
Canaux à fond en terre, côtés avec pierres	0,028	0,030	0,033	0,035
B) Cours d'eau naturels				
1) Propres, rives en ligne droite	0,025	0,0275	0,030	0,033
2) Idem 1 avec quelques herbes et pierres	0,030	0,033	0,035	0,040
3) Avec méandres, avec quelques étangs et endroits peu profonds, propres	0,035	0,040	0,045	0,050
4) Idem 3, l'eau à l'étiage, pente et sections plus faibles	0,040	0,045	0,050	0,055
5) Idem 3, avec quelques herbes et pierres	0,033	0,035	0,040	0,045
6) Idem 4, avec pierres	0,045	0,050	0,055	0,060
7) Zones à eau coulant lentement avec herbes ou fosses très profondes	0,050	0,060	0,070	0,080
8) Zones avec beaucoup de mauvaises herbes	0,075	0,100	0,125	0,150

Annexe 2

HEC-RAS Plan: Plan 26 River: oued_eldjemaat Reach: axe Profile: PF 1												
Reach	River Sta	Profile	Q Total (m3/s)	Min Ch El (m)	W.S. Elev (m)	Crit W.S. (m)	E.G. Elev (m)	E.G. Slope (m/m)	Vel Chnl (m/s)	Flow Area (m2)	Top Width (m)	Froude # Chl
axe	2701.35	PF 1	564.16	47.25	51.28	51.28	53.02	0.001488	5.84	96.66	28.00	1.00
axe	2700	PF 1	564.16	47.25	51.24	51.27	53.01	0.001531	5.89	95.77	27.98	1.02
axe	2600	PF 1	564.16	46.75	50.13	51.08	52.73	0.002696	7.14	78.99	26.76	1.33
axe	2500	PF 1	564.16	46.25	49.45	50.35	52.40	0.003253	7.61	74.14	26.39	1.45
axe	2400	PF 1	564.16	45.75	48.84	50.37	52.03	0.003650	7.91	71.32	26.18	1.53
axe	2300	PF 1	564.16	45.25	48.27	49.88	51.63	0.003949	8.12	69.46	26.04	1.59
axe	2200	PF 1	564.16	44.75	47.72	48.77	51.21	0.004179	8.28	68.15	25.94	1.63
axe	2100	PF 1	564.16	44.25	47.18	48.27	50.77	0.004359	8.40	67.20	25.86	1.66
axe	2000	PF 1	564.16	43.75	46.65	47.77	50.33	0.004504	8.49	66.46	25.80	1.69
axe	1900	PF 1	564.16	43.25	46.13	47.27	49.86	0.004614	8.56	65.93	25.76	1.71
axe	1800	PF 1	564.16	42.50	45.27	46.52	49.34	0.005243	8.93	63.18	25.55	1.81
axe	1700	PF 1	564.16	42.00	44.79	46.02	48.81	0.005148	8.88	63.56	25.58	1.80
axe	1600	PF 1	564.16	41.50	44.30	45.52	48.29	0.005099	8.85	63.76	25.59	1.79
axe	1500	PF 1	564.16	41.00	43.80	45.02	47.78	0.005067	8.83	63.90	25.60	1.78
axe	1400	PF 1	564.16	40.50	43.31	44.52	47.27	0.005044	8.82	63.99	25.61	1.78
axe	1300	PF 1	564.16	40.00	42.81	44.02	46.77	0.005035	8.81	64.04	25.62	1.78
axe	1200	PF 1	564.16	39.50	42.31	43.52	46.26	0.005027	8.81	64.07	25.62	1.78
axe	1100	PF 1	564.16	39.00	41.81	43.02	45.76	0.005027	8.81	64.07	25.62	1.78
axe	1000	PF 1	564.16	38.50	41.31	42.52	45.26	0.005027	8.81	64.07	25.62	1.78
axe	900	PF 1	564.16	38.00	40.81	42.02	44.76	0.005027	8.81	64.07	25.62	1.78
axe	800	PF 1	564.16	37.50	40.31	41.52	44.26	0.005027	8.81	64.07	25.62	1.78
axe	700	PF 1	564.16	37.00	39.81	41.02	43.76	0.005027	8.81	64.07	25.62	1.78
axe	600	PF 1	564.16	36.50	39.31	40.52	43.26	0.005027	8.81	64.07	25.62	1.78
axe	500	PF 1	564.16	36.00	38.81	40.02	42.76	0.005027	8.81	64.07	25.62	1.78
axe	400	PF 1	564.16	35.50	38.31	39.52	42.26	0.005027	8.81	64.07	25.62	1.78
axe	300	PF 1	564.16	35.00	37.81	39.02	41.76	0.005027	8.81	64.07	25.62	1.78
axe	200	PF 1	564.16	34.50	37.31	38.52	41.26	0.005027	8.81	64.07	25.62	1.78
axe	100	PF 1	564.16	34.00	36.81	38.02	40.76	0.005027	8.81	64.07	25.62	1.78
axe	0	PF 1	564.16	33.50	36.31	37.52	40.26	0.005027	8.81	64.07	25.62	1.78