

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE
SCIENTIFIQUE
ECOLE NATIONALE SUPERIEURE DE L'HYDRAULIQUE
ARBAOUI Abdellah

DEPARTEMENT/GENIE DE L'EAU

MEMOIRE DE FIN D'ETUDES

EN VUE DE L'OBTENTION DU DIPLOME
D'INGENIEUR D'ETAT EN HYDRAULIQUE

Option : Conception des Ouvrages Hydrotechniques

THEME

**Contribution à l'étude de calibrage et de protection
contre les crues de la vallée du M'Zab
(W. Ghardaïa)**

Présenté par :

M^{re} SABROU Farouk

Promoteur :

M^{re} M.K.MIHOUBI

Devant le jury composé de :

Président : M^r M. HASSANE

Examineurs: M^{me} A. ADDOU

M^r A. HADJ SADOK

M^r A. HEBBOUCHE

Octobre 2011

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE
SCIENTIFIQUE
ECOLE NATIONALE SUPERIEURE DE L'HYDRAULIQUE
ARBAOUI Abdellah

DEPARTEMENT/GENIE DE L'EAU

MEMOIRE DE FIN D'ETUDES

EN VUE DE L'OBTENTION DU DIPLOME
D'INGENIEUR D'ETAT EN HYDRAULIQUE

Option : Conception des Ouvrages Hydrotechniques

THEME

**Contribution à l'étude de calibrage et de protection
contre les crues de la vallée du M'Zab
(W. Ghardaïa)**

Présenté par :

M^{re} SABROU Farouk

Promoteur :

M^{re} M.K.MIHOUBI

Devant le jury composé de :

Président : M^r M. HASSANE

Examineurs: M^{me} A. ADDOU

M^r A. HADJ SADOK

M^r A. HEBBOUCHE

Octobre 2011

Dédicace

Je dédie mon travail à mes inestimables et mes chères parents qui ont tout sacrifié pour que je puisse réussir.

A mes très chère sœur Wafa, à mes chers frères Hakim, Abdou et Azz Eddin.

A mes amies Ali, Rida, Rachid, Abdenour, Housseem Eddine, Sidik, Omar, Abdou, Abdelkrim, Abderrahmane, Ismail, Nadir, Bachir, Mohamed, Zaki, Youcef, Yacine, Takfa, Lotfi, Fateh et Ibrahim.

A toutes mes amies Chahra, Imen, Manel....

A mes cousines et mes cousins et à ma grande famille.



A tous mes camarades de l'ENSH, de Ghardaïa et à qui je souhaite toute la réussite.

Et a toutes les personnes qui m'ont soutenue dans ce projet.




Farouk

Le 24 Septembre 2011

20^H 58



REMERCIEMENTS




*Au terme de ce modeste travail, je tiens à exprimer mon profond et mes vifs
remerciements:*





*Avant tout, je remercie DIEU pour m'avoir donné la force et la patience pour mener à terme
ce travail.*

A mes parents qui m'ont toujours encouragé et soutenu durant toutes mes études.





*Je m'adresse en premier lieu mes remerciements à mon promoteur
M^r M.K. MIHOUBI qui n'a pas hésité à m'encadrer et me suivre dans ce projet, et qui
m'accordé de son temps, de son savoir et de ces conseils.*





Aux membres du jury, pour avoir accepté de juger notre travail.





A tous les enseignants de l'ENSH



*Un grand remerciement également à M^r. DAHMANI pour m'avoir soutenue durant mon
P.F.E, pour m'avoir consacré beaucoup de temps et fait profité de son expérience.*



*Merci à toute personne qui a contribué de près ou de loin à l'élaboration de ce projet, que ce
soit par son amitié, ses conseils ou son soutien moral.*



ملخص

الهدف من العمل ينص على دراسة التهيئة بحماية و إعادة تعبير وادي ميزاب بتطبيق طريقة التجسيم الرقمي. على هذا الأساس قمنا بتطبيق رموز الحساب لجهاز التجسيم و فرز التدفق الذي يحوي الحساب بصيغتين أحادي البعد و ثنائي البعد اللتان تسمحان بمعاينة مدى تأثير وادي ميزاب و التجمعات السكانية المحاذية له بالفيضانات. بهذا المنطلق, النتائج المحصل عليها تسمح بعرض قياسات الحماية التي تنص على حلول عملية.

كلمات مفتاحية : تجسيم, إعادة تعبير , وادي ميزاب , أحادي البعد , ثنائي البعد , الفيضانات.

Résumé

Le but du travail consiste une l'étude d'aménagement par une protection et un recalibrage de la vallée du M'Zab par application de la méthode de modélisation numérique. Dans ce contexte, nous avons utilisé les codes de calcul du projiciel de modélisation et de routage des débits qui comprend le calcul en deux modes 1D et 2D permettent d'examiner l'état de vulnérabilité à l'inondation de l'oued M'Zab et des agglomérations environnantes. A ce titre, les résultats obtenus ont permis de proposer des mesures de protection qui consiste des solutions passives et actives.

Mots clés : Modélisation, recalibrage, oued M'Zab, 1D, 2D, inondation.

Abstract

The goal of this work consist an arrangement study by protection and recalibration of the valley of the M'Zab by application the method of modeling numeric. In this context, we have used the codes of calculation of the modeling and routing flows that include the calculation into two models 1D and 2D allowed the examination of the state of vulnerability in flooding of the valley of the M'Zab and the built-up area surrounding. At this title the result obtain allow the measurements of protection that consist solutions passives and actives.

Keywords: Modeling, Recalibration, Valley of M'Zab, 1D, 2D, Flooding.

SOMMAIRE**LISTE DES ABREVIATIONS****GLOSSAIRE****LISTE DES FIGURES****LISTE DES TABLEAUX**

INTRODUCTION GENERALE.....	1
----------------------------	---

CHAPITRE I : ETUDE TOPOGRAPHIQUE

Introduction.....	2
I.1.Présentation de la wilaya de Ghardaïa.....	2
I.1.1.Situation géographique.....	3
I.2.Vallée de M'ZAB.....	4
I.2.1.Description générale de l'oued M'Zab.....	4
I.2.2.Présentation de la situation actuelle.....	5
I.2.3.Problématique.....	5
I.2.4.Objectif.....	5
I.2.5.Outils.....	5
I.3.Sites des ouvrages de rétention.....	6
I.3.1.Accès.....	6
I.4.Travaux topographiques exécutés.....	7
I.5.Bassins versants.....	7
I.6.Cuvettes.....	7
I.7.Sites des axes.....	7
Conclusion.....	9

CHAPITRE II : ETUDE HYDROLOGIE

Introduction.....	10
II.1.Bassin versant.....	11
II.1.1.Définition.....	11
II.1.2.Présentation des bassins de la vallée du M'Zab.....	11
II.2.Caractéristiques physico-géographiques du bassin versant.....	12
II.2.1.Caractéristiques géographiques du bassin versant.....	12
II.2.2.Caractéristiques géométriques des bassins.....	13
II.3. Caractéristiques hydro-morphologiques.....	14
II.3.1.Indice de compacité de Gravelleuse K_G	14
II.3.2. Coefficient d'allongement.....	15
II.3.3. Rectangle équivalent.....	15
II.4. Caractéristiques Hydrographiques.....	16
II.4.1. Paramètres du relief.....	17
II.4.1.1. Courbe Hypsométrique.....	17
II.4.1.2. Indices.....	23
II.4.1.2.1.Indice de pente de Roche I_p	23
II.4.1.2.1. Indice de pente globale I_g : P. Dubreuil, (1974).....	23
II.4.1.2.2. Indice de pente moyenne du bassin versant I_m	24
II.5. Caractéristiques physiographiques.....	25
II.5.1. Densité de drainage D_d	25
II.5.2. Coefficient de torrentialité.....	25
II.6. Similitude et analogie entre les bassins versants	26
II.6.1. Similitude des caractéristiques physiques.....	26
II.6.2. Résultats de l'analogie.....	26

II.7. Temps caractéristiques.....	28
II.7.1. Temps de concentration du bassin versant t_c	28
II.7.2. Temps de base.....	29
II.8. Vitesse de ruissellement.....	30
II.9. Caractéristiques climatiques du bassin versant.....	30
II.9.1. Température de l'air (O.N.M)	31
II.9.2. Vent (O.N.M).....	32
II.9.3. Humidité de l'air (O.N.M).....	32
II.9.4. Evaporation (O.N.M)	32
II.9.5. Ensoleillement.....	34
II.10. Etude pluviométrique.....	35
II.10.1. Pluies moyennes annuelles (O.N.M)	36
II.10.2. Répartition de la pluie dans l'année.....	38
II.10.3. Estimation des pluies journalières maximales.....	39
II.10.3.1. Précipitations maximales journalières.....	39
II.10.3.2. Analyse des données pluviométriques.....	40
II.10.3.3. Choix de la loi d'ajustement.....	40
II.10.4. Pluies de courtes durées de différentes fréquences et leurs intensités.....	41
II.10.5. Intensités maximales de courte durée.....	43
II.10.6. Construction des courbes IDF.....	45
II.11. Etude des crues.....	45
II.11.1. Intérêts de la recherche historique.....	46
II.11.2. Connaissance historique des crues de l'oued M'Zab.....	47
II.11.3. Facteurs conditionnels de l'écoulement.....	47
II.11.3.1. Précipitations.....	47
II.11.3.2. Végétation.....	48
II.11.3.3. Perméabilité.....	48
II.11.3.4. Coefficient de ruissellement K_r	49
II.11.4. Méthode régionale d'évaluation des caractéristiques de crues.....	50
II.11.4.1. Fonction de production.....	50
II.11.4.2. Fonction de transfert.....	51
II.11.5. Hydrogramme de crue.....	53
II.11.6. Estimation de la crue de 2008.....	60
II.11.6.1. Relevé de laisses de crue	60
II.11.6.2. Conditions d'application de la formule de Manning – Strickler.....	60
II.11.6.3. Formule de Manning – Strickler.....	60
II.11.7. Estimation de la crue de projet.....	61
II.12. Transport solide.....	63
II.12.1. Evaluation par analogie.....	63
II.13. Courbe Capacité- Hauteur et Surface-Hauteur.....	65
II.13.1. Hypothèse de calcul.....	65
II.14. Régularisation du débit.....	70
II.15. Hauteurs caractéristiques.....	70
II.16. Laminage des crues.....	70
II.16.1. Site El Abiodh.....	71
II.16.2. Site El Haimeur.....	74
II.16.3. Site Boubrik	77
II.16.4. Simulation des crues en fonction de la longueur déversante.....	80
II.16.4.1. Site El Abiodh.....	80
II.16.4.2. Site EL Haimeur.....	81
II.16.4.3. Site Boubrik.....	81

II.17. Etude d'optimisation.....	82
II.17.1. Site El Abiodh.....	82
II.17.2. Site EL Haimeur.....	83
II.17.3. Boubrik.....	83
II.17.4. Résultats du laminage de la crue 1:1.000 avec le dimensionnement retenu.....	84
II.18. Détermination de la cote de crête.....	85
II.18.1. Principes.....	85
II.18.2. Vague de projet.....	85
II.18.2.1. Formule de Stevenson.....	85
II.18.2.2. Formule de Stevenson – Molitor	85
II.18.3. Calcul de la revanche	86
II.18.3.1. Formule de Davis.....	86
II.18.3.2. Formule de Mallet et Pacquant	86
II.19. Largeur en crête.....	87
II.19.1. Formule de KNAPEN.....	87
II.19.2. Formule de PREECE- F.....	88
Conclusion.....	88

CHAPITRE III : ETUDE HYDRODYNAMIQUE DES ECOULEMENT ET ROUTAGE DES DEBITS

Introduction.....	89
III.1. Contexte général de l'étude.....	90
III.1.1. Inondations.....	90
III.1.1.1. Définitions.....	91
III.1.1.2. Inondations dans le monde.....	91
III.1.1.3. Lutte contre les inondations.....	92
III.1.1.3.1. Ouvrages Hydrauliques.....	92
III.1.1.3.2. Prévision et Prévention.....	93
III.2. Modélisation Hydrodynamique.....	93
III.2.1. Problématique.....	93
III.2.2. Topographie de la rivière.....	94
III.2.2.1. En mode unidimensionnel (1D)	94
III.2.2.2. En mode bidimensionnel (2D).....	95
III.2.3. Modèles Hydrodynamiques.....	96
III.2.3.1. Modèles monodimensionnels.....	96
III.2.3.1.1. Equation de continuité.....	97
III.2.3.1.2. Equation de quantité de mouvement.....	97
III.2.3.1.3. Ecoulements en lit composé	98
III.2.3.1.4. Singularité.....	98
III.2.3.1.5. Ecoulements torrentiels et ressauts.....	99
III.2.4. Modèles bidimensionnels horizontaux.....	99
III.2.4.1. Equation de continuité.....	100
III.2.4.2. Equations de quantité de mouvement.....	100
III.3. Différents modèles hydrodynamiques de résolution.....	101
III.3.1. Modèles en mode unidimensionnel (1D).....	101
III.3.2. Modèles en mode bidimensionnel (2D).....	101
III.3.3. Modèles intermédiaires à CASIER (1.5D).....	101
III.3.4. Modèles 3D.....	102
III.4. Présentation de quelques logiciels.....	103
III.5. Présentation des codes de calculs.....	104
III.5.1. Logiciels Danish Hydraulic Institute (D.H.I)	104

Conclusion.....	104
CHAPITRE IV : DIMENSIONNEMENT ET CALCUL HYDRAULIQUE	
EN MODE 1D ET 2D	
Introduction.....	106
IV.1.Modélisation monodimensionnelle.....	106
IV.1.1.Secteurs modélisés.....	106
IV.1.2.Données d'entrée.....	107
IV.1.3.Etapes de simulation.....	116
IV.1.4 Calage et validation des modèles hydrauliques.....	116
IV.1.5.Menu Résultats.....	117
IV.1.5.1.Graphes.....	117
IV.1.5.2.Intensité de L'onde de submersion	127
IV.1.5.3.Tableaux.....	128
IV.2.Modélisation en mode bidimensionnel.....	129
IV.2.1.Construction d'un modèle en 2D.....	130
IV.2.1.1.Définition du maillage.....	130
IV.2.1.2. Importation des données brutes et échantillonnage.....	132
IV.2.1.3. Paramètres Hydrodynamiques.....	132
IV.2.1.4. Paramètres de simulation.....	137
IV.2.1.5. Calage et validation des modèles hydrauliques.....	137
IV.3.Résultats : surfaces inondées.....	137
IV.4.Commentaires des résultats.....	139
Conclusion.....	139
CHAPITRE V : INTERPRETATION ET DISCUSSIONS DES RESULTATS	
Introduction.....	141
V.1. Perspectives, applications et discussions	141
V.2. Modélisation de la vallée de M'Zab.....	142
V.3.Analyse comparative de simulations hydrodynamique 1D et 2D.....	143
V.3.1. Comparaison entre les résultats de calculs en mode 1D et 2D.....	143
V.4.Recommandations.....	143
V.4.1.Objectifs généraux.....	144
V.4.2.Nature des sections	146
V.4.2.1.Gabion Matelas Galfan : (section A et B).....	146
V.4.3. Calibrage et protection des berges.....	147
V.4.3.1. Ouvrages types.....	147
V.4.2. Calibrage des berges.....	150
V.4.2.1. Oued El Abiodh et oued El Haimeur.....	150
V.4.2.2. Oued M'Zab.....	150
Conclusion.....	152
CONCLUSION GENERALE	154
REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES	
ANNEXES	

LISTE DES ABREVIATIONS

DHW	Direction de l'hydraulique de la wilaya
1D	Une Dimension
2D	Deux Dimensions
ENHPC	Entreprise Nationale Hydro-Projet center
ONM	Office Nationale de la Météorologie
MNT	Modèle Numérique de Terrain
D.H.I	Danish Hydraulic Institute

GLOSSAIRE

Hydrogramme : Représentation de la variation du débit en fonction du temps.

Lit majeur : Zone de quelques mètres à plusieurs kilomètres située de part et d'autre du lit mineur. Le lit majeur est délimité par l'étendue des crues exceptionnelles.

Lit mineur : il s'agit du lit habituel du cours d'eau en période d'étiage et pour les crues très fréquentes (période de retour inférieure à un an).

Modélisation en mode 1D : Modélisation considérant uniquement des écoulements unidirectionnels.

Modélisation en mode 2D : Modélisation capable de simuler des écoulements multidirectionnels.

Période de retour : Inverse de la probabilité d'occurrence de la crue. Une crue de période de retour de 100 ans a une probabilité de 1/100 de se produire chaque année.

Régime permanent : Ecoulement dont le débit ne varie pas au cours du temps.

Régime transitoire : Ecoulement dont le débit varie au cours du temps.

Zone d'expansion de crue : Zone en eau lors de crue de la rivière.

LISTE DES FIGURES

CHAPITRE I

ETUDE

TOPOGRAPHIQUE

Figure I.1 : Schéma de localisation de la wilaya de Ghardaïa. [DHW. Ghardaïa.].....	4
Figure I.2 : Photo satellite de la vallée du M'Zab. [Google Earth].....	5
Figure I.3 : Carte de la Wilaya de Ghardaïa (Sites des ouvrages de rétention) [DHW Ghardaïa , modifiée].....	6
Figure I.4 : Plan de situation des bassins versants de la vallée du M'Zab.....	9

CHAPITRE II :

ETUDE HYDROLOGIE

Figure II.1 : Plan de situation des oueds de la vallée du M'Zab. [DHW. Ghardaïa. Modifiée].....	11
Figure II.2 : Plan de situation des bassins versants de la vallée du M'Zab. [DHW. Ghardaïa Modifiée].....	12
Figure II.3 : Réseau hydrographique du bassin versant du l'oued El Abiodh.....	16
Figure II.4 : Courbe Hypsométrique de l'oued El Abiodh.....	18
Figure II.5 : Courbe Hypsométrique de l'oued Laadhira.....	20
Figure II.6 : Courbe Hypsométrique de l'oued Boubrik.....	22
Figure II.7 : Répartition mensuelle de température.....	31
Figure II.8 : Répartition mensuelle de l'évaporation sur une période d'observation (1964/2010).....	33
Figure II.9 : Répartition mensuelle de l'évaporation sur une période d'observation (1964/2010).....	34
Figure II.10 : Ensoleillement moyen mensuel.....	35
Figure II.11 : Répartition des pluies annuelles de 1964 à 2010.....	38
Figure II.12 : Répartition des pluies mensuelles.....	39
Figure II.13 : Ajustement à la loi de GEV.....	41
Figure II.14 : Courbes IDF « Intensité – Durée – Fréquence ».....	45
Figure II.15 : Hydrogrammes de la crue centennale et millénale, site El Abiodh.....	54
Figure II.16 : Hydrogrammes de la crue centennale et millénale , site El Abiodh.....	54
Figure II.17 : Hydrogramme type de la crue décamillénale, site El Abiodh.....	55
Figure II.18 : Hydrogramme type de la crue décamillénale, site El Abiodh.....	55
Figure II.19 : Hydrogrammes des crues centennale et millénale , site El Haimeur.....	56
Figure II.20 : Hydrogrammes des crues centennale et millénale , site El Haimeur.....	57
Figure II.21 : Hydrogramme type de la crue décamillénale, site El Haimeur.....	57
Figure II.22 : Hydrogramme type de la crue décamillénale, site El Haimeur.....	58
Figure II.23 : Hydrogrammes des crues centennales et millénale, site Boubrik.....	59
Figure II.24 : Hydrogrammes type de la crue décamillénale, site Boubrik.....	59
Figure II.25 : Courbe « Capacité-Hauteur », site El Abiodh.....	66

Figure II.26 : Courbe « Hauteur-Surface », site El Abiodh.....	66
Figure II.27 : Courbe « Capacité-Hauteur », site El Haimeur.....	67
Figure II.28 : Courbe « Hauteur-Surface », site El Haimeur.....	68
Figure II.29 : Courbe « Capacité-Hauteur », site Boubrik.....	69
Figure II.30 : Courbe « Hauteur-Surface », site Boubrik.....	69
Figure II.31 : Laminage de la crue 1 :10.000 , site El Abiodh.....	73
Figure II.32 : Laminage de la crue 1 :1.000 , site El Abiodh.....	73
Figure II.33 : Laminage de la crue 1 :100 , site El Abiodh.....	74
Figure II.34 : Laminage de la crue 1 :10.000 , site El Haimeur.....	76
Figure II.35 : Laminage de la crue 1 :1.000 , site El Haimeur.....	76
Figure II.36 : Laminage de la crue 1 :100 , site El Haimeur.....	77
Figure II.37 : Laminage de la crue 1 :10.000 , site Boubrik.....	79
Figure II.38 : Laminage de la crue 1 :1.000 , site Boubrik.....	79
Figure II.39 : Laminage de la crue 1 :100 , site Boubrik.....	80
CHAPITRE III : ETUDE HYDRODYNAMIQUE DES ECOULEMENT ET ROUTAGE DES DEBITS	
Figure III.1 : Différents types de catastrophes naturelles survenues dans le monde de 1990 à 2007.	90
Figure III.2 : Répartition mondiale des inondations de 1985 à 2002.....	92
Figure III.3 : Répartition des profils en travers construits pour la modélisation 1D.....	95
Figure III.4 : Exemple de maillage triangulaire irrégulier.....	96
CHAPITRE IV : DIMENSIONNEMENT ET CALCUL HYDRAULIQUE EN MODE 1D ET 2D	
Figure IV.1 : Vue en plan de l'étude de modélisation.....	107
Figure IV.2 : Fenêtre destinée à la définition des conditions aux limites de <i>MIKE 11</i>	109
Figure IV.3 : Vue en plan de cours d'eau.....	110
Figure IV.4 : Fenêtre destinée à la définition du profil en travers de <i>MIKE 11</i>	111
Figure IV.5 : Edition d'une loi de tarage à la section.....	112
Figure IV.6 : Différentes zone de calcul du coefficient de rugosité équivalent.....	112
Figure IV.7 : Fenêtres des coefficients de rugosité pour chaque zone d'études.....	113
Figure IV.8 : Définition des paramètres hydrodynamiques dans le code <i>MIKE 11</i>	113
Figure IV.9 : Fenêtre de présentation et édition des passages submersibles (Culvert).....	115
Figure IV.10 : Présentation des sections de passages submersibles (Culvert).....	115
Figure IV.11 : Edition des ouvrages de franchissement : Ponts.....	116
Figure IV.12 : Représentation des résultats : élévations d'eau le long de l'oued par le code de calcul <i>MIKE 11</i>	117
Figure IV.13 : Représentation des résultats : débits d'eau le long de l'oued le long de l'oued par le code de calcul <i>MIKE 11</i>	118
Figure IV.14 : Représentation des résultats : élévation maximale d'eau dans un profil en travers, selon le code de calcul <i>MIKE 11</i>	118
Figure IV.15 Représentation des résultats : élévation maximale d'eau dans le profil en long, selon le code de calcul <i>MIKE 11</i>	119
Figure IV.16 : Présentation graphique du tirant d'eau le long du cours d'eau.....	120
Figure IV.17 : Profil de la ligne d'eau, tronçon de Mermed et El Hadj Messouad.....	120
Figure IV.18 : Représentation des résultats : élévations d'eau le long de l'oued par le code de calcul	

<i>MIKE 11</i>	121
Figure IV.19 : Représentation des résultats : débits d'eau le long de l'oued le long de l'oued par le code de calcul <i>MIKE 11</i>	121
Figure IV.20 : Représentation des résultats : élévation maximale d'eau dans un profil en travers, selon le code de calcul <i>MIKE 11</i>	122
Figure IV.21 Représentation des résultats : élévation maximale d'eau dans le profil en long, selon le code de calcul <i>MIKE 11</i>	122
Figure IV.22 Représentation des résultats : élévations d'eau le long de l'oued par le code de calcul <i>MIKE 11</i>	123
Figure IV.23 : Représentation des résultats : débits d'eau le long de l'oued le long de l'oued par le code de calcul <i>MIKE 11</i>	123
Figure IV.24 : Représentation des résultats : élévation maximale d'eau dans un profil en travers, selon le code de calcul <i>MIKE 11</i>	124
Figure IV.25 : Représentation des résultats : élévation maximale d'eau dans le profil en long, selon le code de calcul <i>MIKE 11</i>	124
Figure IV.26 : Carte des iso-valeurs des hauteurs d'eau selon le code de calcul <i>MIKE 11</i>	125
Figure IV.27 : Carte des iso-vitesses de l'onde de submersion selon le code de calcul <i>MIKE 11</i>	126
Figure IV.28 : Carte des iso-intensités de submersion en (m ² /s).....	128
Figure IV.29 : Localisation des secteurs étudiés en mode 2D.....	129
Figure IV.30 : Fenêtre de présentation du code de calcul <i>MIKE 21</i> pour la modélisation des cours d'eaux.....	130
Figure IV.31 : Maillage régulier produit par <i>MIKE 21</i> : Mermed et El Hadj Messoud.....	131
Figure IV.32 : Fenêtre destiné à la présentation de Bathymetry produit par <i>MIKE 21</i> : Mermed et El Hadj Messoud.....	131
Figure IV.33 : Fenêtre d'introduction des données de l'élévation initiale de la surface.....	133
Figure IV.34 : Définition des conditions aux limites en mode 2D.....	134
Figure IV.35 : Définition de la viscosité de l'eau.....	135
Figure IV.36 : Définition de la rugosité de lit de l'oued.....	136
Figure IV.37 : Définition des conditions de propagation du vent.....	136
Figure IV.38 : Carte d'inondation produite par <i>MIKE 21</i> à Mermed et El Hadj Messaoud	138
Figure IV.39 : Carte d'inondation produite par <i>MIKE 21</i> à Mermed et El Hadj Messaoud (Levé 3D)...	138
Figure IV.40 : Carte d'inondation produite par <i>MIKE 21</i> à Mermed et El hadj Messaoud.....	139
CHAPITRE V : INTERPRETATION ET DISCUSSIONS DES RESULTATS	

Figure V.1 : Section type A (creusement d'un lit peu profond .stabilisation latérale par épis en Gabion).....	145
Figure V.2 : Section Type B (chenal trapézoïdal de profondeur moyenne, berges stabilisées par Gabion Matelas Galfan).....	145
Figure V.3 : Section Type C (canal rectangulaire à fond non revêtu, bajoyers en maçonnerie ou béton armé).....	145
Figure V.4 : Composition de Gabion Matelas Galfan.....	146
Figure V.5 : Mise en place de Gabion Matelas Galfan.....	146
Figure V.6 : Coupe type d'un mur en maçonnerie.....	148
Figure V.7 : Confortement d'un mur existant.....	149
Figure V.8 : Coupe type d'un Gabion Matelas Galfan.....	150
Figure V.9 : Coupe type d'une digue.....	151

Figure V.10 : Correction de l'oued (type d'intervention).....	151
Figure V.10 :Correction de l'oued (récapitulation). [DHW. Ghardaïa.Modifiée].....	152

LISTE DES TABLEAUX

CHAPITRE I TOPOGRAPHIQUE

ETUDE

Tableau I.1 : Coordonnées des sites et les superficies des bassins versants.....	7
--	---

CHAPITRE II : HYDROLOGIE

ETUDE

Tableau II.1 : Coordonnées des sites correspondants aux bassins versants.....	13
Tableau II.2 : Surfaces des bassins versants.....	13
Tableau II.3 : Périmètres des bassins versants.....	13
Tableau II.4 : Longueurs des thalwegs principaux.....	14
Tableau II.5 : Indices de compacité de Graveleuse KG.....	14
Tableau II.6 : Coefficients d'allongement.....	15
Tableau II.7 : Longueurs et largeurs des rectangles équivalents.....	16
Tableau II.8 : Répartition des surfaces en fonction des côtes.....	17
Tableau II.9 : Détermination des altitudes.....	19
Tableau II.10 : Répartition des surfaces en fonction des côtes.....	19
Tableau II.11 : Détermination des altitudes.....	21
Tableau II.12 : Répartition des surfaces en fonction des côtes.....	21
Tableau II.13 : Détermination des altitudes.....	23
Tableau II.14 : Indice de pente de Roche.....	23
Tableau II.15 : Indice de pente globale.	24
Tableau II.16 : Indice de pente moyenne.....	24
Tableau II.17 : Densité de drainage.....	25
Tableau II.18 : Densité de drainage.....	25
Tableau II.19 : Coefficient de correction.....	27
Tableau II.20 : Indice de pente corrigée.....	27
Tableau II.21 : Classes de relief avec leurs descriptions.....	28
Tableau II.22 : Temps de montée des bassins versants pour chaque classe de relief.....	29
Tableau II.23 : Temps de base des bassins versants pour chaque classe de relief.....	29

Tableau II.24 : Rapport du temps de montée sur le temps de base.....	30
Tableau II.25 : Vitesse de ruissellement.....	30
Tableau II.26 : Températures moyennes mensuelle sur une période d'observation (1964/2010).....	31
Tableau II.27 : Vitesse moyennes mensuelle de vent sur une période d'observation [1964/2010].....	32
Tableau II.28 : Humidité moyennes mensuelle sur une période d'observation (1964/2010).....	32
Tableau II.29 : Evaporation moyenne mensuelle sur une période d'observation (1964/2010).....	34
Tableau II.30 : Caractéristiques de la station pluviométrique de Ghardaïa.....	36
Tableau II.31 : Pluies journalières maximales observées à Ghardaïa (1975-2008).....	37
Tableau II.32 : Résultat de l'ajustement par la loi de GEV.....	40
Tableau II.33 : Pluies de courtes durées pour différentes périodes de retour.....	42
Tableau II.34 : Intensités maximales de durée t (h) et de période de retour T (an).....	44
Tableau II.35 : Crues de 1921 à 1937 d'après les documents de l'Annexe de Ghardaïa.....	47
Tableau II.36 : Coefficients de ruissellement.....	50
Tableau II.37 : coefficients d'abattement.....	51
Tableau II.38 : Volumes de la crue centennale (1/100).....	51
Tableau II.39 : Volumes de la crue millénale (1/1.000).	51
Tableau II.40 : Volumes de la crue décennale (1/10.000)..	51
Tableau II.41 : Coefficient de pointe des bassins versants.....	52
Tableau II.42 : Récapitulation et calcul des débits pour un période de retour de 100 ans.....	52
Tableau II.43 : Récapitulation et calcul des débits pour un période de retour de 1.000 ans.....	52
Tableau II.44 : Récapitulation et calcul des débits pour un période de retour de 10.000 ans.....	53
Tableau II.45 : Hydrogrammes des crues, El Abiodh.....	53
Tableau II.46 : Hydrogrammes des crues, site El Haimeur.....	56
Tableau II.47 : Hydrogrammes des crues, site Boubrik.....	58
Tableau II.48 : Evaluation du débit de crue de l'année 2008.....	61
Tableau II.49 : Quelques critères de choix de la crue de projet.....	62
Tableau II.50 : Crue de projet pour chaque site d'ouvrage.....	63
Tableau II.51 : Valeurs adoptées pour le transport solide.....	64
Tableau II.52 : Calcul de la courbe Hauteur-Volume, site El Abiodh.....	65
Tableau II.53 : Calcul de la courbe Hauteur-Volume, site El Haimeur.....	67
Tableau II.54 : Calcul de la courbe Hauteur-Volume, site Boubrik.....	68
Tableau II.55 : Hauteurs caractéristiques.....	70
Tableau II.56 : Laminage de la crue 1:10.000, site El Abiodh pour $B_{dév} = 125\text{ m}$	72

Tableau II.57 : Laminage de la crue 1:10.000, site El Haimeur pour Bdév = 100 m.....	75
Tableau II.58 : Laminage de la crue 1:10.000, site Boubrik pour Bdév = 70 m.....	78
Tableau II.59 : Résultats du laminage de la crue 1:10.000, site El Abiodh.....	78
Tableau II.60 : Résultats du laminage de la crue 1:10.000, site El Haimeur.....	80
Tableau II.61 : Résultats du laminage de la crue 1:10.000, site Boubrik.....	81
Tableau II.62 : Surcote total de l'ouvrage, site El Abiodh.....	82
Tableau II.63 : Surcote total de l'ouvrage, site El Haimeur.....	83
Tableau II.64 : Surcote total de l'ouvrage, site Boubrik.....	84
Tableau II.65 : Choix définitif des longueurs déversantes.....	84
Tableau II.66 : Longueurs déversantes pour une crue millénaire	84
Tableau II.67 : Vague de projet.....	85
Tableau II.68 : Calcul de revanche.....	86
Tableau II.69 : récapitulation, site El Abiodh.....	87
Tableau II.70 : Récapitulation, site El Haimeur.	87
Tableau II.71 : Récapitulation, site Boubrik.....	87
Tableau II.72 : Calcul de la largeur en crête.....	88
CHAPITRE III : ETUDE HYDRODYNAMIQUE DES ECOULEMENT ET ROUTAGE DES DEBITS	
Tableau III.1 : Caractéristiques logiciels de modélisation hydrodynamique.	103
CHAPITRE IV : DIMENSIONNEMENT ET CALCUL HYDRAULIQUE EN MODE 1D ET 2D	
Tableau IV.1 : Calcul des intensités.....	127
Tableau IV.2 : Résultats de simulation de troisième scénario.....	128

INTRODUCTION GENERALE

Les crues des cours d'eau sont considérées des phénomènes naturels que l'Homme ne peut contrôler. Partout dans le monde, la montée des eaux au niveau des cours d'eau se produit et de façon récurrente avec une ampleur plus ou moins importante. Au cours des derniers siècles, l'homme a naturellement peuplé certains lits majeurs des oueds et des rivières pour pouvoir utiliser et même habité en exploitant toutes les richesses que recèlent celles-ci. Or, les crues peuvent engendrer des perturbations dans leurs régimes d'écoulement provoquant des inondations et des catastrophes naturelles, causent ainsi chaque année des dégâts matériels et humains considérables.

Le développement récent qu'a connu la ville de Ghardaïa, à laquelle se rattache la présente étude, dont la population doublée au cours des vingt dernières années en entraînant une intense urbanisation, la ville s'est trouvée heurté aux contraintes du relief, en particulier à contraction de la vallée. Conséquence d'une urbanisation incontrôlée de l'habitat dans la palmeraie de la vallée et dans le lit mineur de l'oued. Cette action anthropique a engendrée un déséquilibre écologique et une modification, considérable dans les conditions d'écoulement et de passage des crues. Une amplification des risques et du degré de vulnérabilité aux inondations dans la vallée du M'Zab sont devenus inéluctable.

A juste titre, un programme a été mis en place pour limiter les actions anthropiques anarchiques dans le lit majeur de l'oued afin de protéger la vallée contre les crues torrentielles. Sur la base d'une étude des solutions peuvent être préconisées par la combinaison des deux solutions à savoir :

- L'édification d'ouvrages de rétention à l'amont.
- Des travaux d'aménagement au niveau berges et du lit de l'oued.

Le présent mémoire ainsi traite les deux parties sur un tronçon d'environ 23km qui commence à partir des trois digues à l'amont et qui se termine au niveau de la digue d'El Atteuf. Deux simulations étant faites, unidimensionnelle (1D) ce qui n'est pas conforme à la réalité. Une modélisation en deux dimensions (2D) permettrait de prendre en compte les écoulements multidirectionnels et donc d'affiner les cartes de zones inondables obtenues en 2008 par une modélisation 1D.

L'étude qui va suivre a pour but d'établir à l'aide d'une modélisation numérique à l'aide d'un calcul unidimensionnelle et bidimensionnelle d'un progiciel de calcul numérique en mode 1D (MIKE 11) et en 2D (MIKE 21), permettant de dégager un état sur la vulnérabilité des crues de l'oued du M'Zab sur les agglomérations. Les résultats obtenus de cette étude, permettront de dégager les stratégies de lutte et d'aménagement pour la protection de la ville. De plus, l'utilisation de deux modes de calculs avec deux modes de modélisation permet de déterminer le logiciel le plus adapté pour une telle étude.

Le premier chapitre est consacré à l'étude topographique et à présentation de la zone d'étude, nous y avons également exposé la problématique, les objectifs du projet ainsi que les aménagements de protection susceptibles d'être mis en place.

Le deuxième chapitre présente la partie hydrologique du projet. Nous avons donc, dans ce volet de l'étude évaluer le débit de projet avec lequel nous avons procédé au recalibrage de certains tronçons de l'oued du M'Zab.

Dans le troisième chapitre nous avons présenté un aperçu sur les modèles hydrodynamiques que nous avons utilisés ainsi que la méthode de routage de débit dans un bassin versant.

Pour ce qui est du chapitre quatre, il s'intéresse à la modélisation hydrodynamique effectuée à l'aide des codes de calcul précités en illustrant le modèle mathématique et les conditions aux limites que renferment les logiciels.

Le cinquième chapitre est consacré à l'interprétation et aux discussions des résultats obtenus ainsi qu'une proposition de solutions d'aménagement a été réservé à ce titre.

Chapitre I

Etude Topographique

"Dans la vie, il n'y a
Pas de solution. Il
n'y a pas des forces
en marche : il faut
les créer et les
suivre."

Antoine de Saint-Exupéry

Savoir pour bien voir,

Bien voir pour comprendre

Et comprendre pour savoir.

CHAPITRE I :**ETUDE TOPOGRAPHIQUE****Introduction**

La wilaya de Ghardaïa jouit d'un patrimoine historique riche et des civilisations très variées. L'existence de peuplement dans la wilaya date de la préhistoire où particulièrement la vallée du M'Zab a jouée le rôle de centre de troc entre les peuples du Nord et les peuples du Sud.

Ces populations étaient composées des Béni Mzab, d'origine berbère Zénète, des Chaamba d'origine de la tribu des Béni Hamyang et d'autres tribus venues de diverses régions du Centre, du Nord et du Sud. Ces peuplades avaient des modes de vie différents et se complétaient en matière économique. Les habitants de la vallée étaient des agriculteurs et artisans ; par contre, les Chaambas étaient des éleveurs. Les populations de la vallée du M'Zab étaient sédentaires ; par contre, les Chaambas ne séjournaient à Metlili qu'en période estivale.

A l'arrivée des troupes coloniales françaises, en 1853, aux abords de Laghouat, un accord de non-occupation a été signé, et ce n'est qu'en 1882, à la suite de la guerre civile, qu'il a été fait appel aux troupes françaises pour assurer la sécurité et qui sont restés jusqu'à l'indépendance complète de l'Algérie.

I.1.Présentation de la wilaya de Ghardaïa

La wilaya de Ghardaïa , fondée au XIème siècle, est un véritable musée à ciel ouvert situé en plein désert et couvrant une superficie de 50 km². La particularité de cet héritage humain, est qu'il est de nos jours habité par sa population d'origine qui a mis au point un système ingénieux de structuration et d'aménagement de son territoire d'établissement, réputé par son aridité et son isolement. Cette maîtrise de l'occupation spatiale et la capacité de capitaliser les moindres ressources sont le fruit d'un savoir faire ancestral acquis depuis la fondation du premier état Algérien à Tihert au VIIème siècle.

Le secret de la réussite prouvée sur plusieurs plans de ce modèle de société, s'explique par l'esprit qui a animé ses bâtisseurs en étant parfaitement conforme à leurs idéaux sociologiques, politiques et religieuses. Ceci a donné naissance à une civilisation à part entière qui a permis l'épanouissement de l'individu avec son environnement et son milieu naturel depuis déjà mille ans.

Cette symbiose entre l'homme et son milieu naturel, connue particulièrement chez les berbères Zénètes du sud, a été aiguisé chez les Ibadites au M'Zab depuis leur premier établissement humain, compte tenu de l'inhospitalité des lieux et de la rareté de l'eau. Mais le génie Mozabite, modelé par ses principes socioreligieux, a su extraire de ce milieu naturel stérile une multitude de richesses.

Ainsi, il a instauré une économie du territoire pointue, basée sur l'exploitation rationnelle de l'espace au bénéfice d'une vie communautaire prospère. Ceci, s'est traduit par :

- La mise au point d'un système ingénieux de captage, de stockage et de distribution des rares ressources hydriques.
- De créations de vastes étendues de palmeraies avec une culture à trois étages.
- La construction d'un chapelet de ksour (cités fortifiées) d'une architecture avant-gardiste.
- La production d'un artisanat riche et varié couvrant les besoins de la vie quotidienne et développé au cours des siècles.

C'est dans le creux de l'oued M'Zab, sur des pitons rocheux, que s'est érigée la pentapole ou les cinq cités : Ghardaïa (Taghardayt en berbère), Mélika (At-Mlishet) Bounoura (At- Bunur), El-Atteuf (Tadjnint) et Béni-Isguen (At-Isdjen ou At.-Isguen). Chacune de ces cinq cités est entourée par des collines ravinées par l'érosion pluviale. Deux autres cités, Berriane (At-Ibergane) et Guerrara (Iguerraren) font partie aussi de la région, mais qui se situent en dehors de la vallée ; la première à 45 km au nord, la seconde à 110 km au nord-est.

L'exploitation de l'eau dans la vallée du M'Zab s'était opéré par le creusement progressif de quelques milliers de puits traditionnels atteignant la nappe phréatique et par un système ingénieux qui assure la retenue la canalisation et le partage des eaux de crues. Actuellement, l'alimentation en eau s'effectue par des forages, d'une profondeur variant de 350 à 500 mètres, puisant l'eau fossile de la nappe albiennaise (continental intercalaire), dont les réserves sont estimées à 1500 Milliards de m³ [1].

I.1.1.Situation géographique

La Wilaya de Ghardaïa, se situe dans la zone septentrionale du Sahara algérien, à 600 Km au sud de la capitale Alger avec une superficie de plus de 86105 km² [2] et est bordée :

- Au Nord par la wilaya de Laghouat et de Djelfa.
- A l'Est par la wilaya d'Ouargla.
- A l'Ouest par les wilayas d'Adrar et d'El Beyadh.
- Au Sud par la wilaya de Tamanrasset.

La figure I.1 vous présente la situation géographique de la wilaya de Ghardaïa.

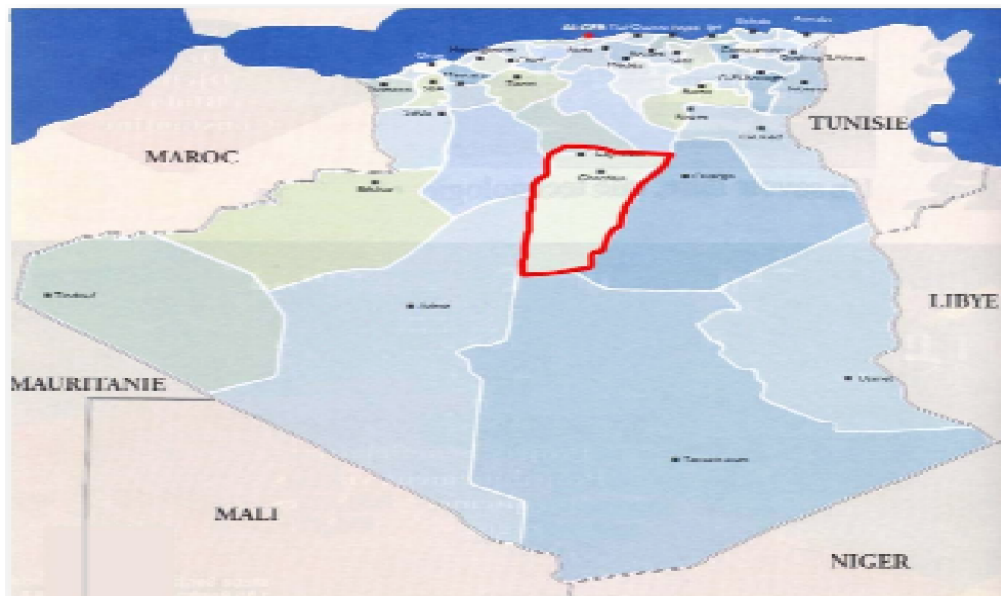


Figure I.1 : Schéma de localisation de la wilaya de Ghardaïa. [DHW. Ghardaïa.].

Echelle : 1/50.000

I.2.Vallée de M’ZAB

I.2.1.Description générale de l’oued M’Zab

L’oued de M’Zab s’étend sur une longueur de 320 km et coule de l’Ouest à Est, de la région de El- Botma Rouila à 745 mètres d’altitude où il est appelé oued El Abiodh; il se déverse dans son exutoire naturel qui est la sebkha Safiouna au Nord de la ville de Ouargla à une altitude de 107 mètres. [3].

Le principal affluent du oued M’Zab, appelé oued El Abiodh est situé en amont de Ghardaïa. Sur la rive gauche, l’oued Laadirah (El Haimeur) qui conflue à la Daya ben Dahoua ; sur la rive droite, l’oued Boubrik qui rejoint El Abiodh en amont de la point de confluence. [cf. Figure I.2].

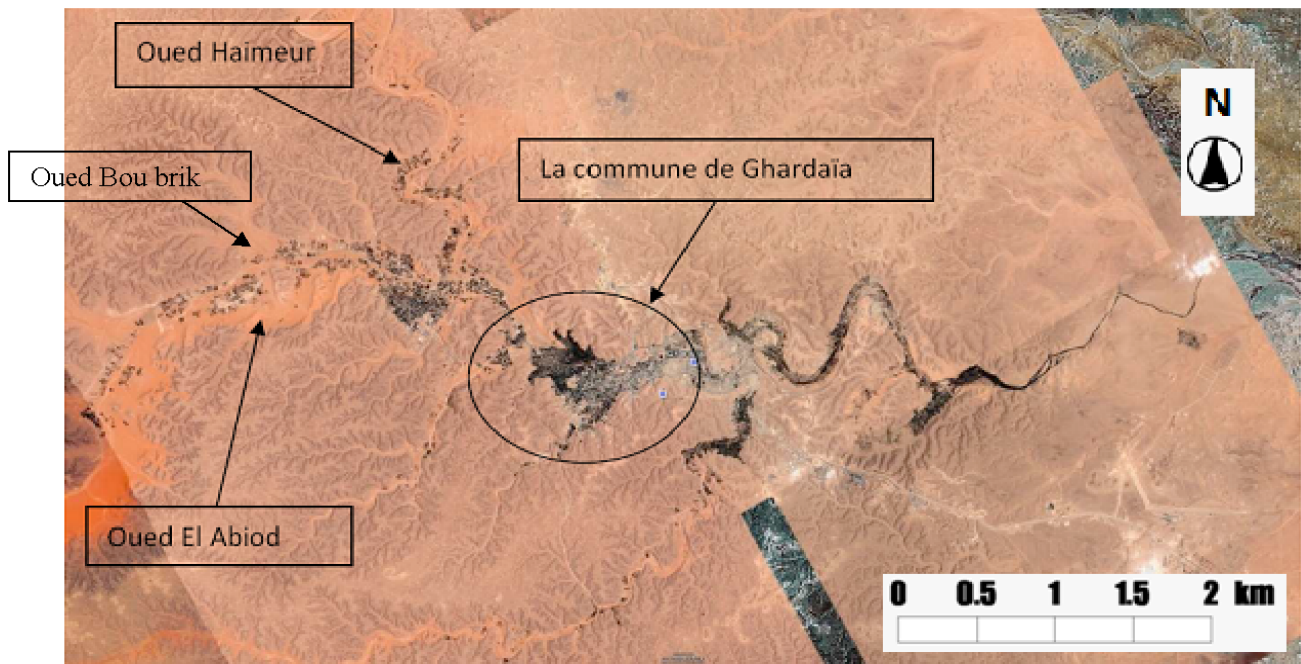


Figure I.2 : Photo satellite de la vallée du M'Zab. [Google Earth].

I.2.2.Présentation de la situation actuelle

Afin de présenter la situation actuelle de la région d'étude nous procédons comme suit :

I.2.3.Problématique

L'augmentation de la population incontrôlée a causé l'étroitesse de la vallée et aussi l'extension dans les zones inondables, ce qui a augmenté le risque d'inondations.

I.2.4.Objectif

La protection de la vallée contre les crues de l'Oued M'Zab.

I.2.5.Outils

La réalisation d'un tel objectif nécessite des mesures de protection et des dispositifs pratiques et complémentaires à mettre en œuvre, et cela de la partie amont de la vallée jusqu'à la partie aval.

Les travaux d'aménagements sur la partie amont c'est l'implantation des (03) trois digues (El Haimeur, Boubrik et El Abiodh) qui ont pour but de contrôler et de laminer le débit qui vient des bassins versant à l'amont. Donc le choix du type d'aménagement va tenir compte de l'existence de ces (03) trois digues. Pour ce qui est de la partie aval de la vallée, le recalibrage du cours d'eau représente une mesure complémentaire aux trois (03) digues qui vise à augmenter la capacité hydraulique du cours d'eau c'est à dire à permettre le passage d'un certain débit sans danger pour des conditions bien déterminées (pente, section, rugosité, etc.) ce qui augmente la sécurité en cas de crues.

I.3.Sites des ouvrages de rétention

I.3.1.Accès

Les sites d'ouvrages de rétention répondant le mieux aux critères définis ci-dessus (contrôle maximum des bassins versants compatible avec l'occupation des terrains et tenant compte des resserrlements topographiques) ont été déterminés à l'issue de visites de terrain en s'appuyant sur les éléments topographiques disponibles. C'est ainsi qu'ont été choisis les sites El Abiodh et El Haimeur (oued Laadhira) ; [cf. Figure I.3].

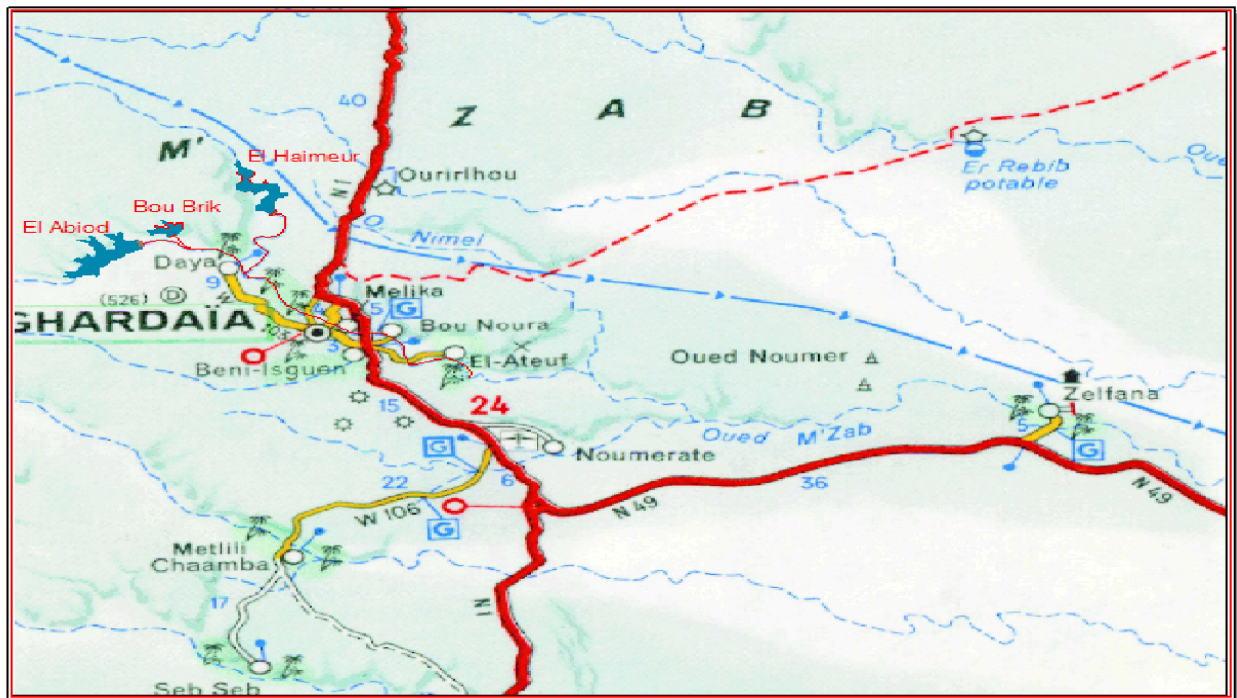


Figure I.3 : Carte de la Wilaya de Ghardaïa (sites des ouvrages de rétention).

[DHW Ghardaïa, modifiée]

Echelle 1/25.000.

L'accès aux sites de l'oued El Abiodh et Boubrik se fait depuis Ghardaïa en empruntant l'ex CW 103 via Benghanem, Touzouz, Daya Ben Dahoua et en remontant la vallée de l'oued El Abiodh, en rive gauche, le long d'une chaussée revêtue.

L'accès au site de l'oued El Haimeur se fait depuis Ghardaïa en suivant l'ex CW 103 jusqu'à l'entrée de Daya Ben Dahoua, à cet endroit, proche de la confluence El Abiodh –El Haimeur, on traverse l'oued El Abiodh puis on remonte la vallée de l'oued El Haimeur en suivant une piste de qualité médiocre. L'accès à ce site est également possible en suivant la RN 1 en direction d'Alger sur 9 à 10 km avant d'emprunter une piste sur la gauche qui conduit dans la vallée de l'oued El Haimeur.

Les sites de l'oued El Abiodh et El Haimeur ont ensuite fait l'objet de campagnes de travaux topographiques qui ont permis d'établir les courbes de capacités des retenues et d'établir les métrés des avant-projets sommaires des ouvrages.

I.4.Travaux topographiques exécutés

Lorsque les sites d'ouvrages sur les oueds El Abiodh et El Haimeur ont été identifiés au début des études préliminaires, des levés des zones des sites au 1:2.000, pour le choix de l'axe et l'implantation des ouvrages et des levés des cuvettes au 1:5.000, pour l'établissement des courbes de capacité des retenues on a utilisé un fonds topographique au 1:1.000 existant établi antérieurement par *Entreprise Nationale Hydro-Projets Centre [ENHPC].*[4].

I.5.Bassins versants

Les coordonnées des sites et les superficies des bassins versants correspondants sont portées dans le tableau ci-dessous.

Tableau I.1 : Coordonnées des sites et les superficies des bassins versants.

Site de l'ouvrage	X*	Y*	Z (m.) NGA	S (km ²)
EL Abiodh	549,533	3604,085	554,0	766
El Haimeur	561,138	3605,862	543,0	385
Boubrik	552,800	3604,600	547,5	35

* coordonnées UTM.

La superficie ainsi contrôlée par ces trois ouvrages est de 1185 km², représentant 91 % de la superficie du bassin à la confluence à Daya Ben Dahoua, et 75 % de la superficie totale du bassin du M'Zab au niveau d'El Atteuf. [5].

I.6.Cuvettes

Les cuvettes des sites potentiels sur les oueds El Abiodh, El Haimeur et Boubrik ont fait l'objet de relevés topographiques à l'échelle 1/5.000. Ces cuvettes ont été planimétrées et les courbes Hauteur-Surface et Hauteur-Volume sont reproduites dans l'étude hydrologique.

I.7.Sites des axes

Dans chaque zone de site, un axe a été retenu sur la base de considérations essentiellement topographiques, les conditions géotechniques étant très homogènes à cette échelle, pour implanter les ouvrages de rétention.

1. Sur la branche El Abiodh, l'axe de retenu se situe à l'aval immédiat de l'ouvrage existant. En effet, cette disposition permet d'intégrer l'ouvrage en maçonnerie existant avec le pied amont du futur ouvrage et de profiter d'un premier envasement à l'amont proche qui limitera les infiltrations sous la future digue. En fait l'implantation d'un ouvrage à l'amont ou à cheval sur le barrage existant est difficilement envisageable à cause de la présence des matériaux de très faible densité apportés par les crues à l'amont, et à cause du risque de devoir travailler dans l'eau, sans avantage en contrepartie.

Le site est très large : à la base, à la cote 554 m, il mesure environ 850 m. Le passage de l'oued est légèrement marqué au pied de la rive droite, à la cote 553 environ. Cette rive s'élève d'abord très doucement (pente de 1V/17H) jusque vers la cote 564 puis se redresse selon une pente régulière de 1V/4H environ. La rive gauche s'élève quant à elle régulièrement, dans la zone de l'axe, selon une pente de 1V/4H environ.

2. Sur la branche El Haimeur, l'axe envisagé au stade des études préliminaires a été légèrement déplacé vers l'amont pour profiter du resserrement en rive droite que les documents topographiques à disposition lors des études antérieures ne représentent pas fidèlement.

Le point bas de l'oued se situe au pied de la rive gauche, à la cote 543.5 m NGA. Le profil en travers reste assez plat jusqu'à la cote 545 m, où la largeur est de 300 m environ. Les rives s'élèvent ensuite d'abord de manière assez douce jusqu'à la cote 548 m NGA avec une pente de l'ordre de 1V/10H puis de manière plus abrupte jusqu'à la cote 560 m NGA avec une pente de l'ordre de 1V/3H en rive droite et 1V/2,5H en rive gauche.

3. Enfin, sur la branche Boubrik, l'axe retenu est le même que l'axe I de l'étude de faisabilité d'une digue de protection sur l'oued Boubrik réalisée par *Entreprise Nationale Hydro-Projets Centre [ENHPC]* pour le compte de la DHW de Ghardaïa. L'oued se situe légèrement en rive droite, à la cote 547,5 m NGA. Le profil en travers est assez plat, puisque sa largeur à la cote 549 est d'environ 680 mètres. La rive droite s'élève avec une pente moyenne de 1 V/6 H, tandis que la rive gauche reste subhorizontale jusqu'à la cote 551, avant de se redresser avec une pente de l'ordre de 1 V/4 H.

[6]

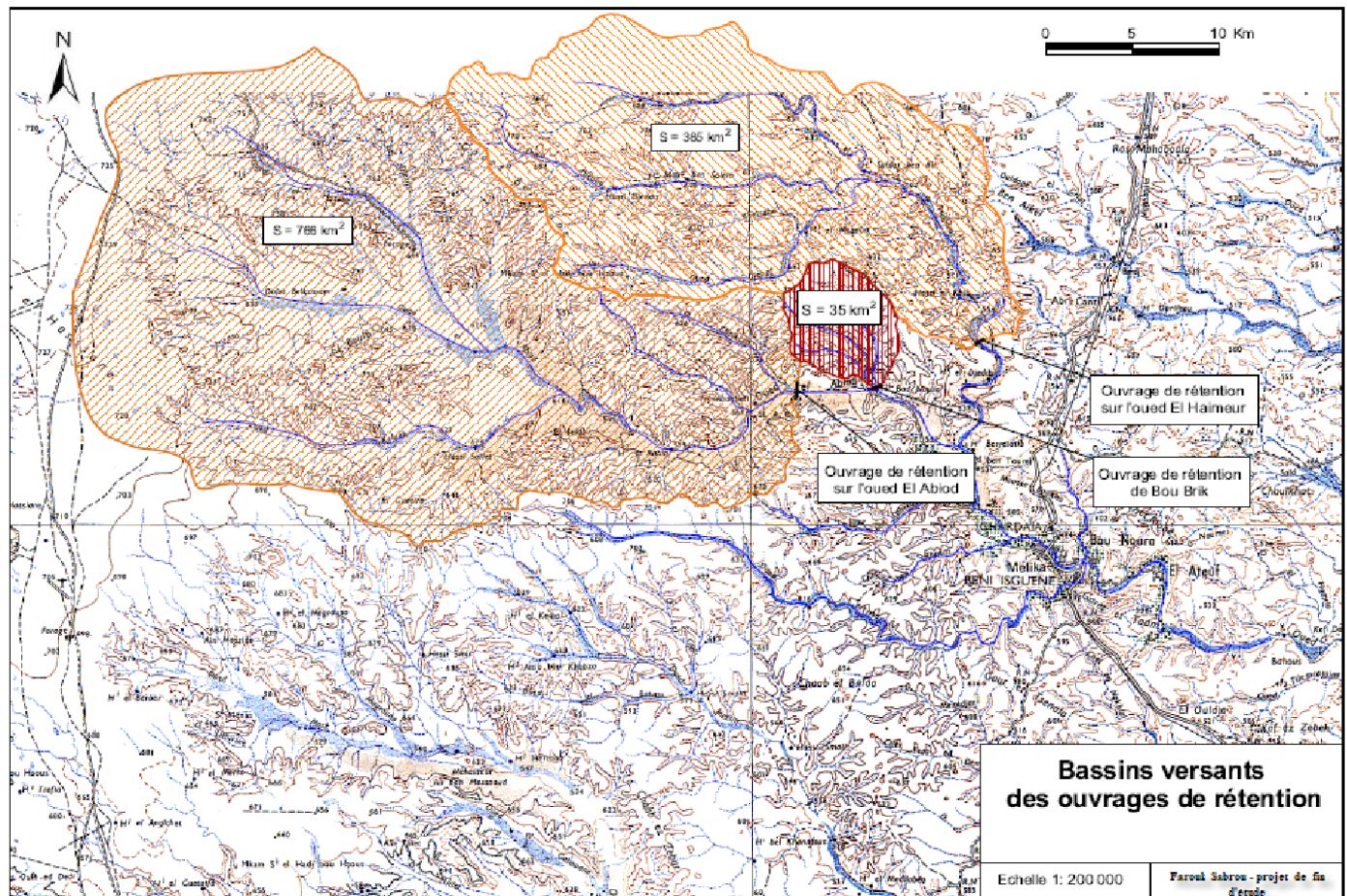


Figure I.4 : Plan de situation des bassins versants de la vallée du M'Zab.

Conclusion

Dans le cadre de protection de la vallée de M'Zab contre les crues, une combinaison de deux stratégies a été mise en œuvre, faisant appel à :

- Des mesures "passives" de recalibrage et d'endiguement de l'oued.
- Des mesures "actives" consistant à agir en amont sur les phénomènes hydrauliques, en limitant les débits de crue grâce à des ouvrages de rétention temporaire.

Chapitre II

Etude Hydrologique

"Nous ne
connaissons que
quelques lettres de
chaque mot, quelque
mots de chaque
phrase et quelques
phrases de chaque
page du livre de la
connaissance... "

Charles Darwin

CHAPITRE II :**ETUDE HYDROLOGIQUE****Introduction**

Actuellement , l'hydrologie est devenue une science importante de l'art de l'ingénieur intéressé à l'exploitation et au contrôle des eaux naturelles .Des études hydrologiques plus au moins poussées sont indispensables pour toute mise en œuvre de projet hydroélectrique ,de distribution d'eau ,de protection contre les crues ,d'assainissement ,de drainage ,d'irrigation ,de barrage et de navigation fluviale .

Le dimensionnement, la sécurité et la bonne exploitation des ouvrages hydrauliques sont toujours liés à une évaluation saine non seulement des débits disponibles en moyenne mais surtout des débits extrêmes des crues

Plus encore que les facteurs morphologiques, lithologiques et biogéographiques, les conditions climatiques du bassin versant jouent un rôle capital dans le comportement hydrologique des cours d'eau *Roche 1963*[7], *Cosandy 2001*[8]. Ce sont les précipitations qui constituent le facteur essentiel intervenant par :

- ❖ Leur hauteur totale annuelle qui détermine l'abondance fluviale.
- ❖ Leur répartition mensuelle et saisonnière qui influence directement les régimes hydrologiques.
- ❖ Leurs totaux journaliers et surtout les averses génératrices de crues.

Ces différents aspects des précipitations sont plus ou moins modifiés selon l'effet combiné des autres paramètres physiques et climatiques (températures et évapotranspiration). Mais, contrairement aux paramètres proprement physiques permettent une interprétation seulement qualitative du comportement hydrologique des bassins, les précipitations et les facteurs climatiques dans leur ensemble, variables aléatoires dans le temps et l'espace, permettent d'expliquer quantitativement les variations des composantes du régime hydrologique dans sa conception la plus large.

C'est pourquoi nous consacrerons, à travers ce chapitre, un développement particulier aux précipitations qui sont les plus importantes agissant directement dans l'alimentation pluviale de l'écoulement de Ghardaïa.

L'hydrologie saharienne est, à nos jours, mal connue des hydrologues du fait de l'absence de campagnes de mesures et d'études approfondie dans cette région, de l'aridité, et de la complexité des phénomènes qui s'y produisent. Dans cette analyse, nous allons aborder brièvement les différents caractéristiques hydrologiques du bassin versant du M'Zab, et certains paramètres qui peuvent influencer le cycle naturel de l'eau comme la géologie, mais nous nous attarderons sur l'étude des crues qui est notre point de départ dans l'étude des inondations dans la vallée du M'Zab.

II.1. Bassin versant

II.1.1. Définition

Surface d'alimentation d'un cours d'eau ou d'un lac. Le bassin se définit comme l'aire de collecte limitée par le contour à l'intérieur duquel se rassemblent les eaux précipitées qui s'écoulent en surface et en souterrain vers une sortie. Aussi dans un bassin versant, il y a une continuité longitudinale, de l'amont vers l'aval (dans l'ordre ruisseaux, rivières, fleuves), latérale, des crêtes vers le fond de la vallée – verticale, des eaux superficielles vers les eaux souterraines et vice versa. Les limites sont la ligne de partage des eaux superficielles.

II.1.2. Présentation des bassins de la vallée du M'Zab

L'écoulement dans la vallée du M'Zab provient essentiellement des (03) trois grands oueds El Abiodh, Laadhira et Boubrik de l'Ouest, se rejoignant dans l'endroit nommé « Amlaga » qui désigne en langue arabe « Moultaqa » à la commune de Daya Ben Dahoua pour donner naissance à oued M'Zab [cf. Figure II.1 et Figure II.2].

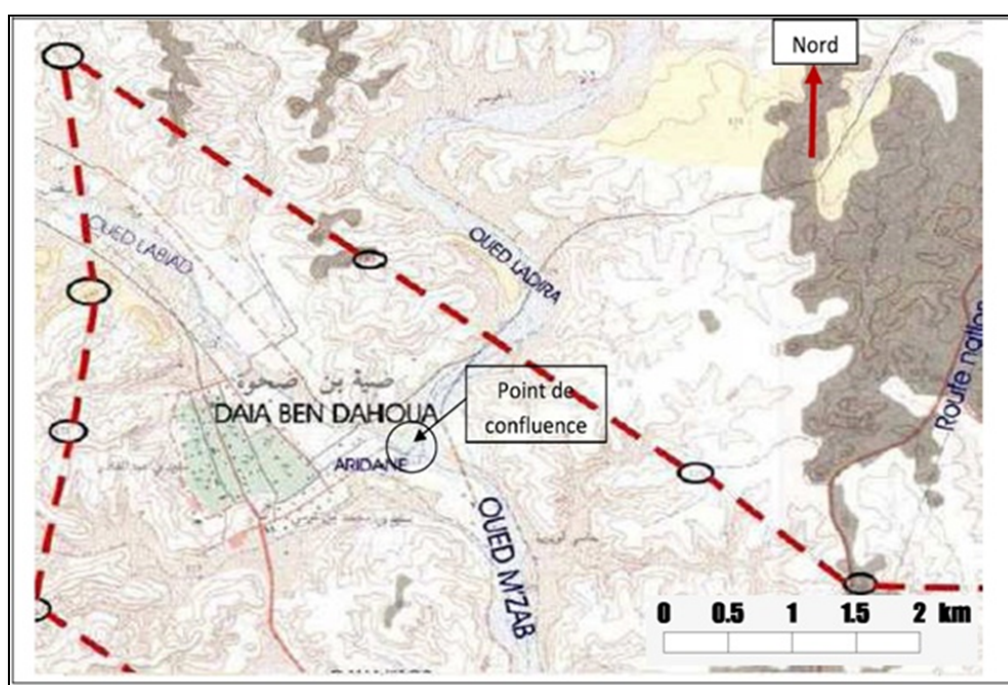


Figure II.1 : Plan de situation des oueds de la vallée du M'Zab.
[DHW. Ghardaïa. Modifiée].

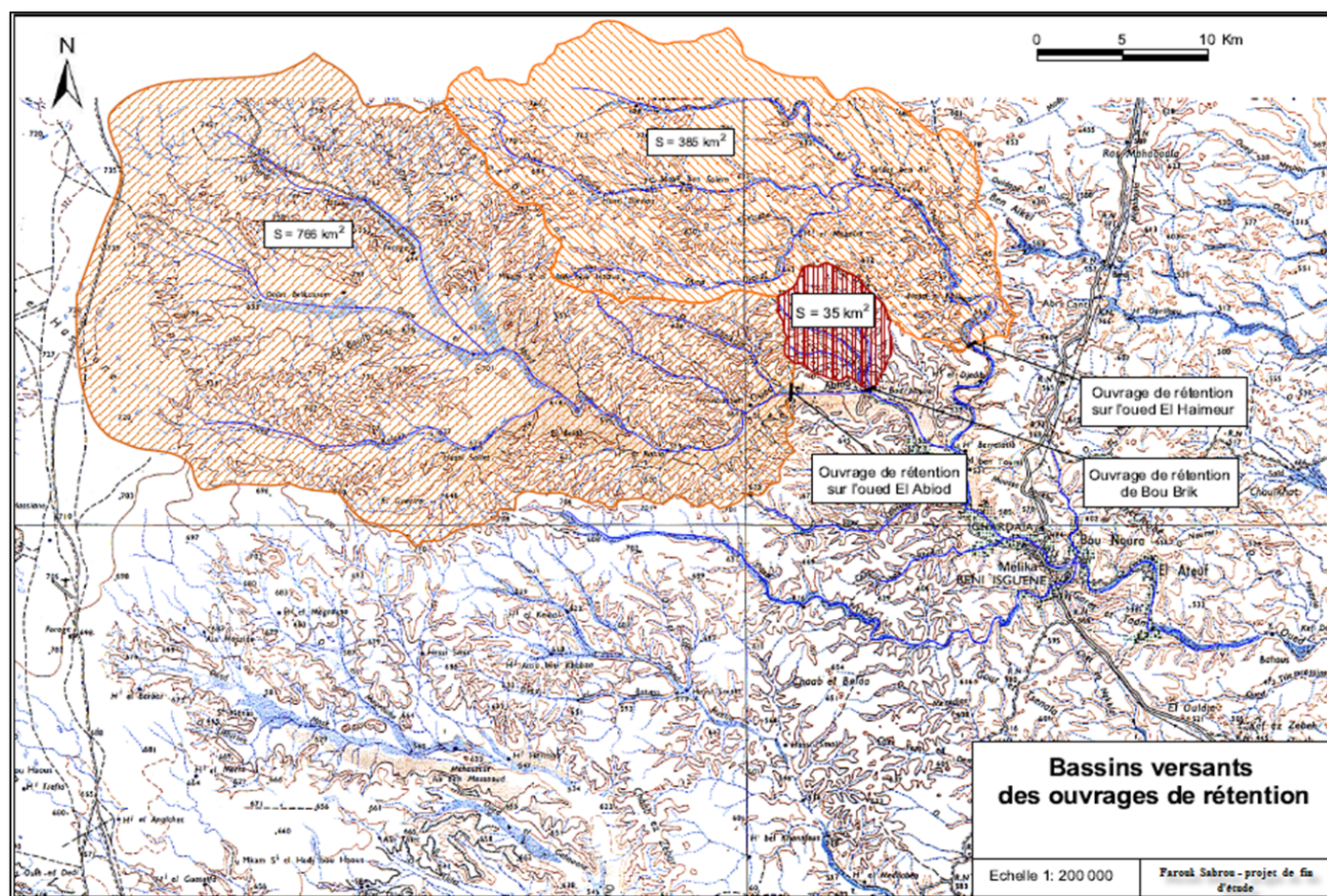


Figure II.2 : Plan de situation des bassins versants de la vallée du M'Zab.
[DHW. Ghardaïa. Modifiée].

II.2.Caractéristiques physico-géographiques du bassin versant

Les caractéristiques physico-géographiques (surface du bassin versant, la forme du bassin, la pente et le réseau de drainage) du bassin versant ont été déterminées sur la base de la carte d'Etat Major à l'échelle 1 : 200 000.

II.2.1.Caractéristiques géographiques du bassin versant

L'accès à ces sites est également possible en suivant la RN 1 en direction d'Alger sur 9 à 10 km avant d'emprunter une piste sur la gauche qui conduit dans la vallée de l'oued Laadhira, (El Haimeur) l'autre piste sur la gauche qui conduit dans les deux autres sites EL Abiodh (oued EL Abiodh) et Boubrik (Oued El Ghrazil).

Les bassins versants sont montrés sur le plan de situation [cf .Figure II.2].

Les coordonnées des sites des axes des digues correspondants aux bassins versants sont portées dans le tableau ci-dessous.

Tableau II.1 : Coordonnées des sites des axes des digues correspondants aux bassins versants.

Site d'ouvrage	X*	Y*	Z (m) NGA
EL Abiodh	549,533	3604,085	554
El Haimeur	561,138	3605,862	543
Boubrik	552,800	3604,600	547,5

* coordonnées UTM.

II.2.2. Caractéristiques géométriques des bassins

A. Superficie

Les surfaces des bassins versants sont déterminées avec l'emploi du planimètre, elles sont déterminées à partir de la surface obtenue de la projection horizontale du territoire délimité par la ligne de partage superficielle. Par planimétrie sur la carte d'état major à l'échelle 1 : 200 000. Les surfaces des bassins sont :

Tableau II.2 : Surfaces des bassins versants.

Bassin versant	Surface en Km ²
El Abiodh	766
El Haimeur	386
Boubrik	35

La superficie ainsi contrôlée par ces (03) trois bassins est de 1185 km², représentant 91 % de la superficie du bassin à la confluence à Daya Ben Dahoua, et 75 % de la superficie totale du bassin du M'Zab au niveau d'El Atteuf. [5].

Bien que son bassin versant soit de superficie modeste, l'ouvrage de Boubrik a une contribution significative sur le débit de crue résiduel à l'aval des ouvrages de rétention : en effet son influence permet de réduire, de manière dégressive, le débit centennal.

B. Périmètre

Les périmètres des bassins versants sont obtenus directement à l'aide d'un curvimètre sur la même carte et à la même échelle :

Tableau II.3 : Périmètres des bassins versants.

Bassin versant	Périmètre (Km)
El Abiodh	137
El Haimeur	98
Boubrik	24

C. Longueur du thalweg principal

La longueur est déduite à l'aide du curvimètre sur la même carte et à la même échelle :

Tableau II.4 : Longueurs des thalwegs principaux.

Bassin versant	L en (Km)
El Abiodh	64
El Haimeur	60
Boubrik	9

II.3. Caractéristiques hydro-morphologiques

II.3.1. Indice de compacité de Graveleuse K_G

C'est le rapport du périmètre du bassin sur la circonférence du cercle de rayon **R** ayant la même superficie **S** que le bassin, cet indice exprime la forme du bassin versant, il est en fonction de la surface du bassin et de son périmètre. son expression est comme suite :

$$K_G = \frac{P}{P_C} = \frac{P}{2\pi R} \dots\dots\dots (II.1)$$

$$R = \sqrt{\frac{S}{\pi}} \dots\dots\dots (II.2)$$

$$P_C = 2\pi R = 2\pi \sqrt{\frac{S}{\pi}} \dots\dots\dots (II.3)$$

$$K_G = \frac{P}{2\pi \sqrt{\frac{S}{\pi}}} = \frac{P}{2\sqrt{\pi S}} = 0.28 \frac{P}{\sqrt{S}} \dots\dots\dots (II.4)$$

- **P** : périmètre du bassin versant (Km).
- **S** : surface du bassin versant (Km²).

D'où :

Tableau II.5 : Indices de compacité de Graveleuse K_G .

Bassin versant	K_G
El Abiodh	1.38
El Haimeur	1.41
Boubrik	1.136

II.3.2. Coefficient d'allongement

Ce coefficient est obtenu par la relation :

$$Ca = \frac{L^2}{S} \dots\dots\dots (II.5)$$

- L : la longueur du talweg principal en Km.
- S : la superficie du bassin versant en Km².

D'où :

Tableau II.6 : Coefficients d'allongement.

Bassin versant	Ca
El Abiodh	5.35
El Haimeur	9.35
Boubrik	2.31

Conclusion : cela signifie que pour les bassins (El Abiodh et El Haimeur) ont une forme allongée. Mais pour le bassin Boubrik a une forme ramassée.

II.3.3. Rectangle équivalent

C'est une transformation purement géométrique en un rectangle de dimensions 'L' et 'l' ayant la même surface que le bassin versant. Il permet de comparer les bassins versants entre eux de points de vue de l'écoulement. Les courbes de niveau sont des droites parallèles aux petits cotés du rectangle et l'exutoire est l'un de ces petits cotés.

- Le périmètre et la surface du rectangle sont respectivement :

$$P = 2 * (L + l) \quad \text{et} \quad S = L * l \quad \rightarrow (1) \dots\dots\dots (II.6)$$

- La longueur L et la largeur l en Km sont données par la résolution de P et S :

$$K_C = 0.28 \frac{P}{\sqrt{S}} \quad \rightarrow (2) \dots\dots\dots (II.7)$$

De (1) et (2) on obtient une équation de 2^{ème} degré admet deux solutions L et l :

$$L = \frac{K_G \sqrt{S}}{1.128} \left(1 + \sqrt{1 - \left(\frac{1.128}{K_G} \right)^2} \right) \dots\dots\dots (II.8)$$

$$l = \frac{KG\sqrt{S}}{1,128} \left(1 - \sqrt{1 - \left(\frac{1,128}{K_G} \right)^2} \right) \dots\dots\dots (II.9)$$

Avec :

- **L** : Longueur du rectangle équivalent en (Km).
- **l** : Largeur du rectangle équivalent en (Km).

D'où :

Tableau II.7 : Longueurs et largeurs des rectangles équivalents.

Bassin versant	L	l
El Abiodh	53.36	14.35
El Haimeur	39.24	9.81
Boubrik	6.66	5.30

II.4. Caractéristiques hydrographiques

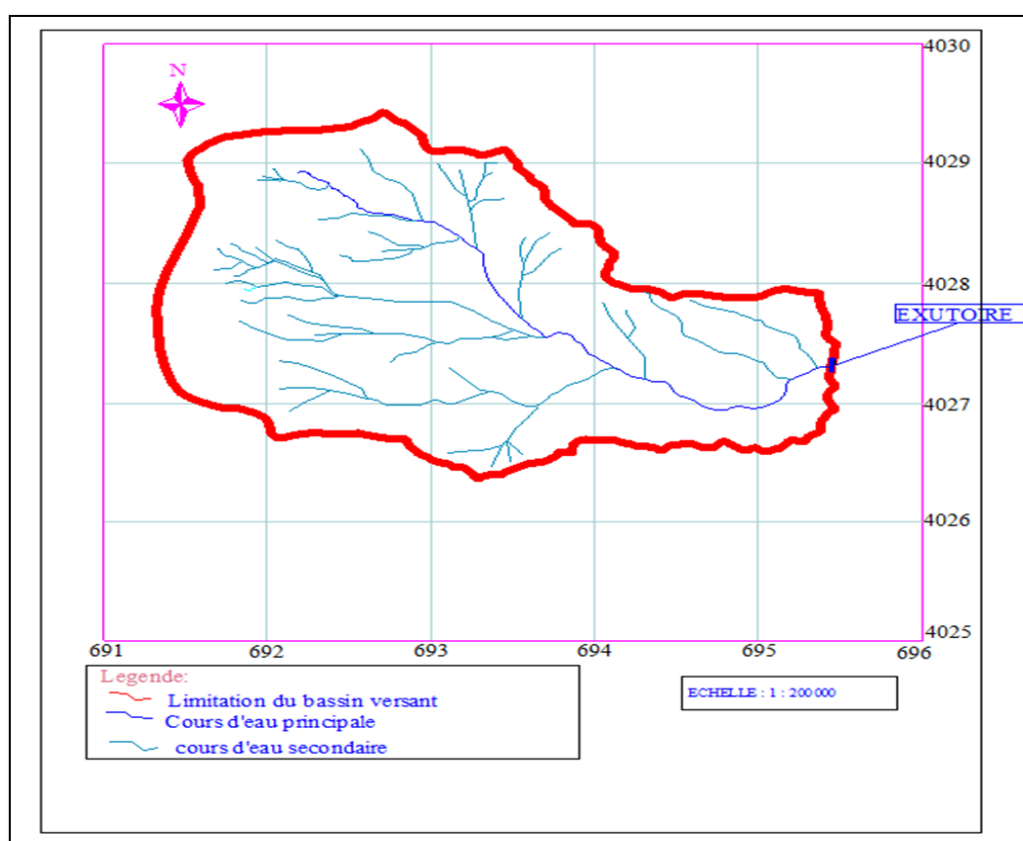


Figure II.3 : Réseau hydrographique du bassin versant du l'oued El Abiodh.

Note : Pour les autres réseaux hydrographiques (voir annexe 1).

II.4.1. Paramètres du relief

Le relief et les caractéristiques physiques d'un bassin versant ont une forte influence sur l'hydrogramme de crue. Car une forte pente occasionne un écoulement aussi rapide en un temps de concentration très court et donc montée plus rapide.

Le relief se détermine au moyen des indices ou des caractéristiques tels que :

- Courbe hypsométrique.
- Altitude moyenne.
- Indice de pente globale I_g .
- Indice de pente roche I_p .
- Indice de pente moyenne du bassin versant I_m .

II.4.1.1. Courbe Hypsométrique

Elle fournit une vue synthétique de la pente du bassin, donc du relief. Cette courbe représente la répartition de la surface du bassin versant en fonction de l'altitude.

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

A .Bassin versant El Abiodh

Tableau II.8 : Répartition des surfaces en fonction des côtes.

Tranche d'altitudes (m)	Surface partielle (Km ²)	Surface partielle (%)	% des surfaces cumulées
779-759	36.38	4.75	4.75
759-739	57.26	7.48	12.23
739-719	55.71	7.27	19.50
719-699	62.81	8.20	27.70
699-679	63.75	8.32	36.02
679-659	58.88	7.69	43.71
659-639	66.22	8.64	52.35
639-619	67.45	8.81	61.16
619-599	46.55	6.08	67.23
599-579	57.22	7.47	74.70
579-559	84.15	10.99	85.69
559-539	64.51	8.42	94.11
539-519	45.11	5.89	100.00
Total	766	100%	

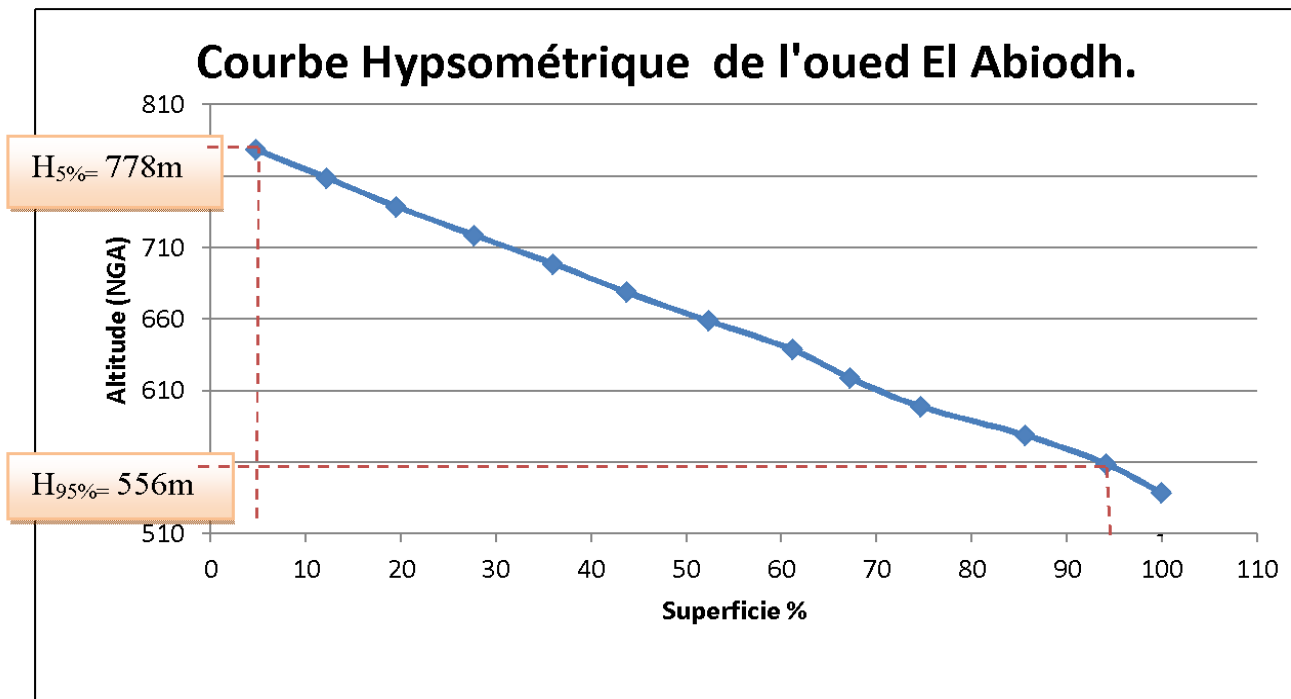


Figure II.4 : Courbe Hypsométrique de l'oued El Abiodh.

De la courbe hypsométrique on a :

a)

L'altitude $H_{5\%} = 778$ m.

L'altitude $H_{95\%} = 556$ m.

b) Altitude médiane :

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

$$H_{50\%} = 662,5\text{m.}$$

c) Altitude moyenne

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

$$H_{\text{moy}} = \frac{\sum S_i \cdot H_i}{S} \dots\dots\dots (\text{II.10})$$

Avec :

- H_{moy} : Altitude moyenne du bassin (m).
- S_i : Aire comprise entre deux courbes de niveau successifs (km^2).

- H_i : Altitude moyenne entre deux courbes de niveau (m).
- S : Superficie totale du bassin versant (km²).

L'altitude moyenne est peu représentative de la réalité. Toutefois, elle est parfois utilisée dans l'évaluation de certains paramètres hydrométéorologiques ou dans la mise en œuvre de modèles hydrologiques.

D'où : $H_{\text{moy}} = 664 \text{ m}$

Tableau II.9 : Détermination des altitudes.

Altitude	Valeur (m).NGA
H_{moyenne}	664
$H_{\text{médiane}}$	662.5
$H_{95\%}$	556
$H_{5\%}$	778
H_{max}	779
H_{min}	519

B. Bassin versant Laadhira :

Tableau II.10 : Répartition des surfaces en fonction des côtes.

Tranche d'altitudes (m)	Surface partielle (Km ²)	Surface partielle (%)	% des surfaces cumulées
773-753	18.61	4.83	4.83
753-733	26.41	6.86	11.69
733-713	35.2	9.14	20.83
713-693	44.79	11.63	32.47
693-673	34.22	8.89	41.35
673-653	33.62	8.73	50.09
653-633	25.07	6.51	56.60
633-613	32.53	8.45	65.05
613-593	32.11	8.34	73.39
593-573	34.71	9.02	82.40
573-553	21.28	5.53	87.93
553-533	27.85	7.23	95.17
533-519	18.6	4.83	100.00
Total	385	100.00	

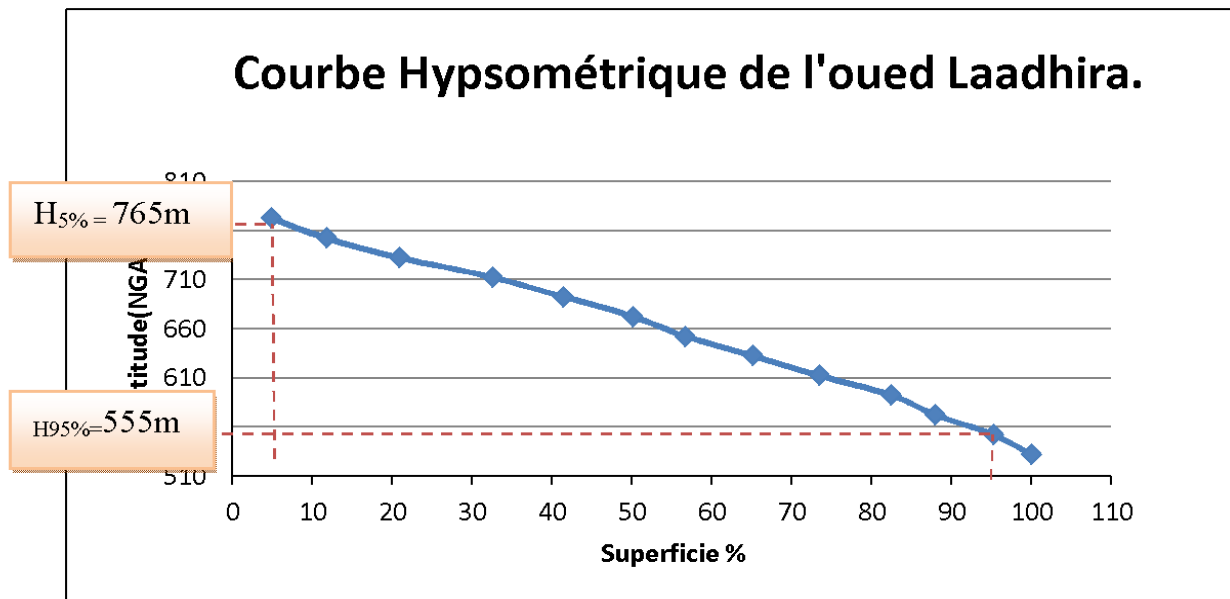


Figure II.5 : Courbe Hypsométrique de l'oued Laadhira.

De la courbe Hypsométrique :

a)

L' altitude $H_{5\%} = 765$ m.

L' altitude $H_{95\%} = 555$ m.

b) Altitude médiane

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

$H_{50\%} = 670$ m.

c) Altitude moyenne

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

$$H_{\text{moy}} = \frac{\sum S_i \cdot H_i}{S} \dots\dots\dots (\text{II.11})$$

Avec :

- H_{moy} : Altitude moyenne du bassin (m).
- S_i : Aire comprise entre deux courbes de niveau (km^2).
- H_i : Altitude moyenne entre deux courbes de niveau (m).
- S : Superficie totale du bassin versant (km^2).

D'où : $H_{\text{moy}} = 665$ m

Tableau II.11 : Détermination des altitudes.

Altitude	Valeur (m).NGA
H_{moyenne}	665
$H_{\text{médiane}}$	670
$H_{95\%}$	555
$H_{5\%}$	765
H_{max}	773
H_{min}	519

C. Bassin versant Boubrik

Tableau II.12 : Répartition des surfaces en fonction des côtes.

Tranche d'altitudes (m)	Surface partielle (Km²)	Surface partielle (%)	% des surfaces cumulées
702-682	1.63	4.66	4.66
682-662	3.24	9.26	13.92
662-642	4.36	12.46	26.37
642-622	3.24	9.26	35.63
622-602	5.91	16.89	52.52
602-582	3.2	9.14	61.66
582-562	4.78	13.66	75.32
562-542	3.45	9.86	85.17
542-522	4.28	12.23	97.40
522-519	0.91	2.60	100.00
Total	35	100%	

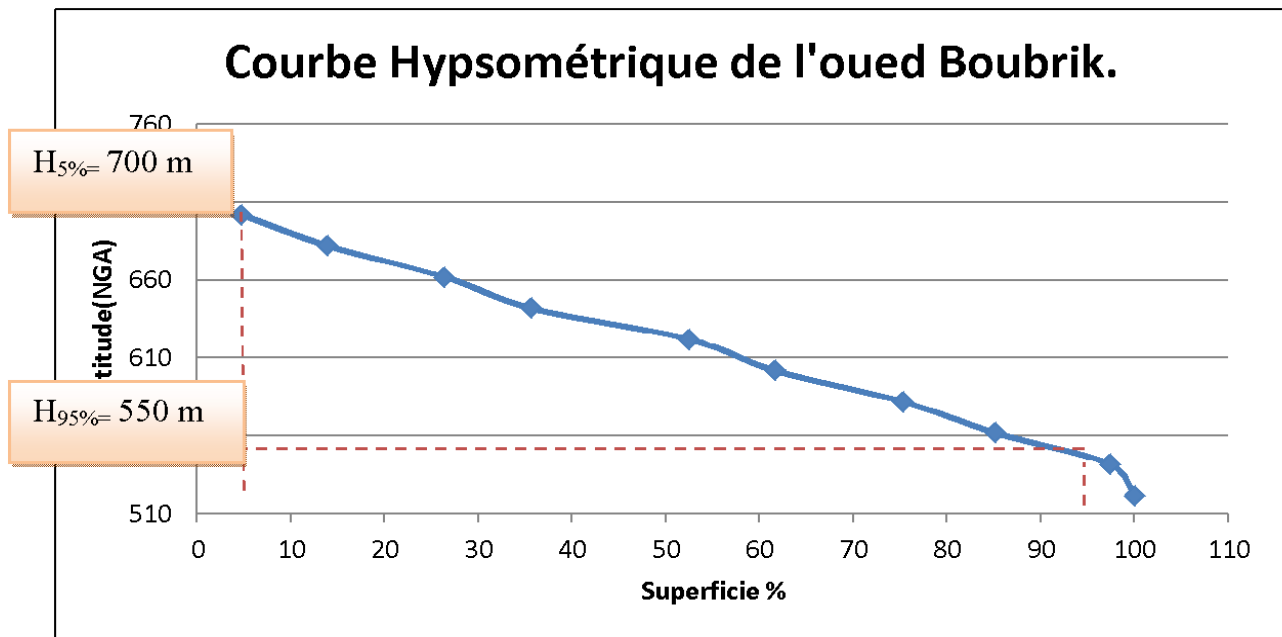


Figure II.6 : Courbe Hypsométrique de l'oued Boubrik.

De la courbe Hypsométrique

a)

L' altitude $H_{5\%} = 700$ m.

L' altitude $H_{95\%} = 550$ m.

b) Altitude médiane

$H_{50\%} = 615$ m.

c) Altitude moyenne

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

$$H_{\text{moy}} = \frac{\sum S_i \cdot H_i}{S} \dots\dots\dots (\text{II.12})$$

Avec :

- H_{moy} : Altitude moyenne du bassin (m).
- S_i : Aire comprise entre deux courbes de niveau (km^2).
- H_i : Altitude moyenne entre deux courbes de niveau (m).
- S : Superficie totale du bassin versant (km^2).

D'où : $H_{\text{moy}} = 620$ m

Tableau II.13 : Détermination des altitudes.

Altitude	Valeur (m).NGA
H _{moyenne}	620
H _{médiane}	615
H _{95%}	550
H _{5%}	700
H _{max}	702
H _{min}	519

II.4.1.2. Indices

Le but de ces indices est de caractériser les pentes d'un bassin versant et de permettre des comparaisons et des classifications. Les indices de pente se déterminent à partir de la connaissance de la répartition hypsométrique sur le bassin.

II.4.1.2.1. Indice de pente de Roche I_p

I_p est la moyenne de la racine carrée des pentes mesurées sur le rectangle équivalent, et pondérée par les surfaces comprises entre deux courbes de niveau H_i et H_{i-1}. Il est donné par la formule suivante :

$$I_p = \frac{1}{\sqrt{L}} \sum_i^n \sqrt{S_i} (H_i - H_{i-1}) \dots \dots \dots (II.13)$$

- L : Longueur de rectangle équivalent (m).
- S_i : Surface partielle correspondante (%).

Tableau II.14 : Indice de pente de Roche.

Bassin versant	I _p (m/Km)
El Abiodh	36.07
El Haimeur	27.67
Boubrik	15.67

II.4.1.2.1. Indice de pente globale I_g : P. Dubreuil, (1974) [9]

L'indice global de pente évalue le relief. De la courbe hypsométrique, on prend les points tels que la surface supérieure ou inférieure soit égale à 5% de la superficie du bassin. On déduit les altitudes H_{5%} et H_{95%} entre lesquelles s'inscrit 90% de l'aire du bassin. Il est égal à :

$$I_g = \frac{D}{L} \dots \dots \dots (II.14)$$

Où :

- **D** : Dénivelée entre $H_{5\%}$ et $H_{95\%}$ (m).
- **L** : la longueur du rectangle équivalent (km).

$$D = H_{5\%} - H_{95\%} \dots \dots \dots (II.15)$$

Tableau II.15 : Indice de pente globale.

Bassin versant	D (m)	Ig (m/km)
El Abiodh	222	4.16
El Haimeur	210	5.35
Boubrik	150	19.58

II.4.1.2.2. Indice de pente moyenne du bassin versant I_m

La pente moyenne est une caractéristique importante qui renseigne sur la topographie du bassin. Elle est considérée comme une variable indépendante. Elle donne une bonne indication sur le temps de parcours du ruissellement direct, donc sur le temps de concentration, et influence directement le débit de point lors d'une averse.

Il est donné par la formule suivante :

$$I_m = \frac{\Delta H \cdot (0,5l_1 + l_2 + l_3 + \dots + 0,5l_n)}{S} \dots \dots \dots (II.16)$$

Avec :

- ΔH : Dénivelé entre deux courbes de niveau (m).
- l_i : Longueur de la courbe de niveau d'ordre 1, 2, 3..., n.
- **S** : Surface du bassin versant (Km^2).

Tableau II.16 : Indice de pente moyenne.

Bassin versant	Im (m/Km)
El Abiodh	34
El Haimeur	30
Boubrik	16

Conclusion: Les bassins versants ont des pentes assez fortes. (Classe R4).

II.5. Caractéristiques physiographiques

II.5.1. Densité de drainage Dd

C'est le rapport entre la longueur total de tous les talwegs « L_i » du bassin versant, et la surface « S ». Elle reflète la dynamique du bassin, la stabilité du chevelu hydrographique et le type de ruissellement de surface. Elle est exprimée en Km/Km^2 .

$$D_d = \frac{\sum_{i=1}^n L_i}{S} \dots\dots\dots (II.17)$$

Avec :

- $\sum_{i=1}^n L_i$: Longueur totale de tous les cours d'eau. (Km).
- S : Superficie du bassin versant en km^2 .

Tableau II.17 : Densité de drainage.

Bassin versant	$\sum_{i=1}^n L_i$ (Km)	S (km)	Dr (Km/Km^2)
El Abiodh	487	766	0.633
El Haimeur	360	385	0.935
Boubrik	25	35	0.714

Il faut signaler que la reproduction du chevelu hydrographique est d'autant plus fidèle que l'échelle de la carte est grande.

II.5.2. Coefficient de torrentialité

Il est défini comme étant :

$$C_t = D_r * F_1 \dots\dots\dots (II.18)$$

$$F_1 = N_1 / S \dots\dots\dots (II.19)$$

Avec :

- D_r : Densité de drainage.
- N_1 : Nombre des talwegs d'ordre 1.
- S : Surface du bassin versant.

Tableau II.18 : Densité de drainage.

Bassin versant	S (km)	C_t (Km^{-3})
El Abiodh	766	0.132
El Haimeur	385	0.250
Boubrik	35	0.315

II.6. Similitude et analogie entre les bassins versants

En l'absence de données locales, nous procédons par analogies avec les résultats acquis dans d'autres régions du monde aussi semblables que possible à la région mozabite, et pour les appliquer il faut prendre en considération la similitude de la pluviométrie d'une part et les caractéristiques physiques (superficie, perméabilité, et relief) d'autre part. Les zones de similitudes sont : La marge méridionale du Sahara et du Sahel (zone sahélienne et subdésertique au sud du Sahara : Niger ; Burkina + Niger ; Tchad + Nord Cameroun), le Sud du Maroc et le Nordeste. Malgré l'identification de similitude, une approximation demeure toujours lorsqu'on applique à une région des résultats obtenus dans une autre région. Nous allons donc utiliser différentes méthodes, afin de pouvoir comparer les valeurs hydrologiques auxquelles nous aboutissons.

II.6.1. Similitude des caractéristiques physiques

Les observations hydrologiques disponibles caractérisent près de 130 bassins versants de 5 à 200 km² dont les caractéristiques physiques se rapprochent de celles du M'Zab sous des pluviométries de 100 à 700 mm par an dans des zones arides et semi-arides du Sahel en Afrique de l'Ouest.

Les hauteurs d'averses et leur nature sont à peu près les mêmes dans le Nordeste et le Sahel. Dans cette dernière région, les hauteurs décennales y varient entre 100 mm au sud et 50 mm au nord. Les valeurs de 70 et 100 mm y ont été généralement choisies pour évaluer les crues décennales. Dans le Nordeste, ces valeurs varient entre 60 et 110 mm. Une hauteur annuelle de 104 mm y a été choisie pour représenter la pluie journalière décennale dans toute la région. A Ghardaïa, une pluie journalière de 50 mm a une fréquence estimée trentennale à quarantennale. Une pluie de 70 mm y a une fréquence centennale, et une pluie de 100mm une fréquence quadri centennale. [10].

II.6.2. Résultats de l'analogie

Les bassins du M'Zab sont plus comparables aux bassins du Nord-est pour leurs pentes et à ceux du Sahel pour leurs perméabilités.

Rodier et Auvray (1965) [10] fixent la troncature des profils longitudinaux et transversaux à 20% des extrémités amont et aval. Ceci, dans le cas du M'Zab, change peu la valeur de l'indice.

Pour tenir compte de pentes transversales fortes, supérieures de 30m/km à Ig, un indice de pente corrigé (Igc) est parfois utilisé.

$$Igc = (I \text{ transversal} + Ig) / 2 \dots\dots\dots (II.20).$$

En région de montagne à pente longitudinale faible et transversale forte, c'est la pente transversale qui est prise en considération pour la catégorie R.

L'indice I_g diminue quand la superficie augmente. *Nouvelot (1993)* [11] propose une correction K_c de I_g en fonction de la superficie A . Un indice corrigé est ainsi établi à partir d'une division logarithmique de la valeur correspondant à un bassin d'environ 25 km^2 .

Tableau II.19 : Coefficient de correction.

$A (\text{km}^2)$	K_c
5	0.5
10	0.66
25	1
50	1.33
100	2
250	2.85
500	4

La valeur d' I_g peut être utilisée directement comme paramètre de certains abaques. Ou bien on en déduit des classes de relief :

- ❖ **R2** : pentes faibles, de 2 à 5 m/km. Ce sont les bassins de plaine. $I_{gc} \geq 3 \text{ m/km}$.
- ❖ **R3** : pentes modérées, comprises entre 5 et 10 m/km. Ce sont des terrains intermédiaires entre la plaine et la zone à ondulation de terrain. $I_{gc} \geq 7 \text{ m/km}$.
- ❖ **R4** : pentes assez fortes : pentes longitudinales comprises entre 10 et 20 m/km. pentes transversales supérieures à 20m/km. Ondulation de terrain. $I_{gc} \geq 15 \text{ m/km}$.
- ❖ **R5** : Pentes fortes longitudinales comprises entre 20 et 50 m/km ; pentes transversales entre 80 et 200 m/km. Régions de collines. $I_{gc} \geq 25$.
- ❖ **R6** : pentes très fortes, longitudinales supérieure à 50 m/km, pentes transversales supérieures à 200 m/km. Région de montagnes. $I_{gc} \geq 60 \text{ m/km}$.

Tableau II.20 : Indice de pente corrigée.

Bassin versant	$S (\text{Km}^2)$	$I_{gc} (\text{m/km})$
El Abiodh	766	16.64
El Haimeur	385	15.25
Boubrik	35	19.58

Les indices ont été calculés, sur la base de l'hypsométrie, pour de nombreux sous-bassins qui composent le grand bassin de l'oued M'Zab. Nous adoptons finalement l'indice R4 pour les bassins du M'Zab, compte tenu des indices calculés pour chaque bassin. Il semblerait que cet indice puisse être légèrement plus élevé mais il doit être cependant limité par la présence de glacis en bas des pentes.

Tableau II.21 : Classes de relief avec leurs descriptions.

Classes de relief	Descriptions	Pentes corrigée en (m/km)
R2	Pente faible	$3 \leq I_{gc}$
R3	Pente modérée	$7 \leq I_{gc}$
R4	Pente assez forte	$15 \leq I_{gc}$
R5	Pente très forte	$25 \leq I_{gc}$
R6	Région de montagnes	$60 \leq I_{gc}$

Conclusion : nos bassins versants ont des pentes assez fortes.

II.7. Temps caractéristiques

II.7.1. Temps de concentration du bassin versant T_c

Le temps de concentration T_c , des eaux sur un bassin versant se définit comme le maximum de durée nécessaire à une goutte d'eau pour parcourir le chemin hydrologique entre un point du bassin et l'exutoire de ce dernier. C'est le temps que met la particule d'eau la plus éloignée pour arriver à l'exutoire.

Les conditions hydrauliques ne sont pas les mêmes lorsque s'écoule un film d'eau relativement mince et lorsque déferle une lame d'eau importante. Il s'ensuit que la forme des hydrogrammes de crue n'est pas semblable pour les faibles et les fortes crues.

Dans le Sahel et la zone subdésertique au sud du Sahara, les temps de montée et de base ont été étudiés par *Rodier et Auvray (1965)* [10]. Par la suite, *Rodier et Ribstein (1989)* [12] ont repris ces études sur la base de nouvelles observations sur des bassins de superficie inférieures à 10 km². Ils n'ont pris en compte que des fortes crues du début de la saison des pluies, avec un sol très peu couvert de végétation. L'hydrogramme présentait généralement des pointes aigues. Les ruissellements qui n'intéressaient qu'une partie du bassin n'ont pas été retenus, sauf quand cette distribution était caractéristique du bassin ou de la région.

Le temps de montée est la durée entre le début de l'écoulement et le maximum de hauteur de la crue.

Rodier et Auvray (1965) ont établi des abaques donnant le temps de montée T_m de la crue type d'une averse décennale en fonction de la superficie A et de l'indice de relief R pour des bassins représentatifs sahéliens et subdésertiques au sud du Sahara. Nous exprimons ici ces résultats par des équations :

$$R5 \quad T_m = 0,158 * A^{0,500} \dots \dots \dots (II.21)$$

$$R4 \quad T_m = 0,395 * A^{0,409} \dots \dots \dots (II.22)$$

$$R3 \quad T_m = 0,591 * A^{0,526} \dots \dots \dots (II.23)$$

Les évaluations de temps de montée T_m (en h) de la crue décennale pour la région sahélienne et subdésertique méridionale, et considérée comme centennale pour différents sous-bassins de l'oued M'Zab. Bien que l'indice de relief R4 soit celui qui correspond au M'Zab, l'application a aussi été faite pour d'autres indices de relief de R2 à R5. Ceci permet une appréciation de la sensibilité hydrologique et d'éventuelles modulations dans le choix définitif des valeurs en fonction des spécificités de chaque bassin. On observa ensuite un « décrochage » existe dans les résultats à la jonction de méthode *Rodier et Auvray*.

Tableau II.22 : Temps de montée des bassins versants pour chaque classe de relief.

Barrage	R2	R3	R4	R5	R4, 5
El Abiodh	52.94	19.48	5.95	4.37	5.16
El Haimeur	34.59	13.56	4.49	3.10	3.80
Boubrik	7.85	3.84	1.36	0.93	1.31

II.7.2. Temps de base

Le temps de base T_b est la durée pendant laquelle la partie ruisselée de l'averse s'écoule à une station. La difficulté, ceci est classique, est de connaître le moment où l'eau qui passe à la station n'est plus du ruissellement pur mais correspond alors à l'écoulement « retardé » ou au drainage des nappes.

Nous avons retranscrit (Annexe 2), sous forme d'équations, les abaques de *Rodier et Auvray (1965)* et *Cadier (1993)* [13] donnant les temps de base de crues types engendrées par des averses de 60 mm à 100 mm en fonction de la superficie et des classes de relief. Pour les temps caractéristiques, l'influence de la perméabilité est peu importante. Elle n'est ainsi pas prise en compte dans ces évaluations.

Pour un indice de relief R4, correspondant à celui des bassins du M'Zab, le temps de base est donné par :

$$T_b = 2,146 A^{0,368} \dots\dots\dots (II.24)$$

Tableau II.23 : Temps de base des bassins versants pour chaque classe de relief.

Bassin versant	R2	R3	R4	R5
El Abiodh	80.40	26.00	24.75	16.03
El Haimeur	56.46	26.00	19.21	12.02
Boubrik	16.47	26.00	6.50	4.41

Dans le Nordeste, *Cadier (1993)* [13] évalue T_m entre $(0,36 * T_b)$ et $(0,17 * T_b)$ avec une moyenne de $(0,25 * T_b)$. Selon cette relation, le temps de montée du M'Zab serait le même que celui qui vient d'être évalué. Il s'agit là d'une valeur non corrigée, ne tenant pas compte des spécificités du bassin.

Le tableau II.24, indique également le rapport du temps de montée sur le temps de base. La valeur de T_m est ainsi comprise entre $(0,21 * T_b)$ et $(0,24 * T_b)$. Pour l'indice de relief conseillé, ces rapports (T_m / T_b) sont donc identiques à ceux qui sont observés dans le Nordeste.

Tableau II.24 : Rapport du temps de montée sur le temps de base.

Bassin versant	T_m	T_b	Rapport (T_m / T_b)
El Abiodh	5.95	24.75	0.24
El Haimeur	4.49	19.21	0.23
Boubrik	1.36	6.50	0.21

II.8. Vitesse de ruissellement

On entend par ruissellement, l'écoulement par gravité à la surface du sol, suivant la pente du terrain, et dans le micro-réseau hydrographique, des eaux météoriques qui ont échappé à l'infiltration, à l'évaporation et au stockage superficiel.

Cette vitesse est déterminée par la formule suivante :

$$V_r = \frac{L}{T_c} \dots\dots\dots (II.25)$$

- L : Longueur du thalweg principal.
- T_c : Temps de concentration de l'écoulement.

Tableau II.25 : Vitesse de ruissellement.

Bassin versant	L (km)	T_c (H)	V_r (Km/h)	V_r (m/s)
El Abiodh	64	5.95	10.76	2.99
El Haimeur	60	4.49	13.36	3.71
Boubrik	9	1.36	6.62	1.84

II.9. Caractéristiques climatiques des bassins versants

L'objectif de l'étude climatologique est de fournir des données concernant le climat, données nécessaires pour la conception du barrage et de ces ouvrages annexes.

Le climat de la région de Ghardaïa est typiquement Saharien, se caractérise par deux saisons : une saison chaude et sèche (d'avril à septembre) et une autre tempérée (d'octobre à mars) et une grande différence entre les températures de l'été et de l'hiver.

On enregistre une moyenne annuelle de 25°C, avec une évaporation de l'ordre de 3000mm par an et une faible hauteur de pluies avec une moyenne de précipitations de 70mm/an.

II.9.1. Température de l'air (O.N.M)

En Algérie, la présence du Sirocco, un vent chaud et sec qui vient de Sahara, est caractéristique. Les températures maximales ont pour origine ce phénomène particulier, qui est accompagné par une humidité qui s'en trouve réduite.

L'analyse d'une série d'observation statistique enregistrée au niveau de la wilaya de Ghardaïa, sur une période d'observation de 46 ans, a fait ressortir que la température moyenne mensuelle enregistrée, est de 22°C, comme il est indiqué dans le tableau ci-dessous :

Tableau II.26 : Températures moyennes mensuelle sur une période d'observation (1964/2010).

Mois	Jan	Fév	Mar	Avr	Mai	Jui	Juil	Aou	Sep	Oct	Nov	Déc
température moyenne mensuelle (°C)	10,9	13,2	16	19,8	24,9	30,2	33,2	32,9	28,2	22,1	15,6	11,7

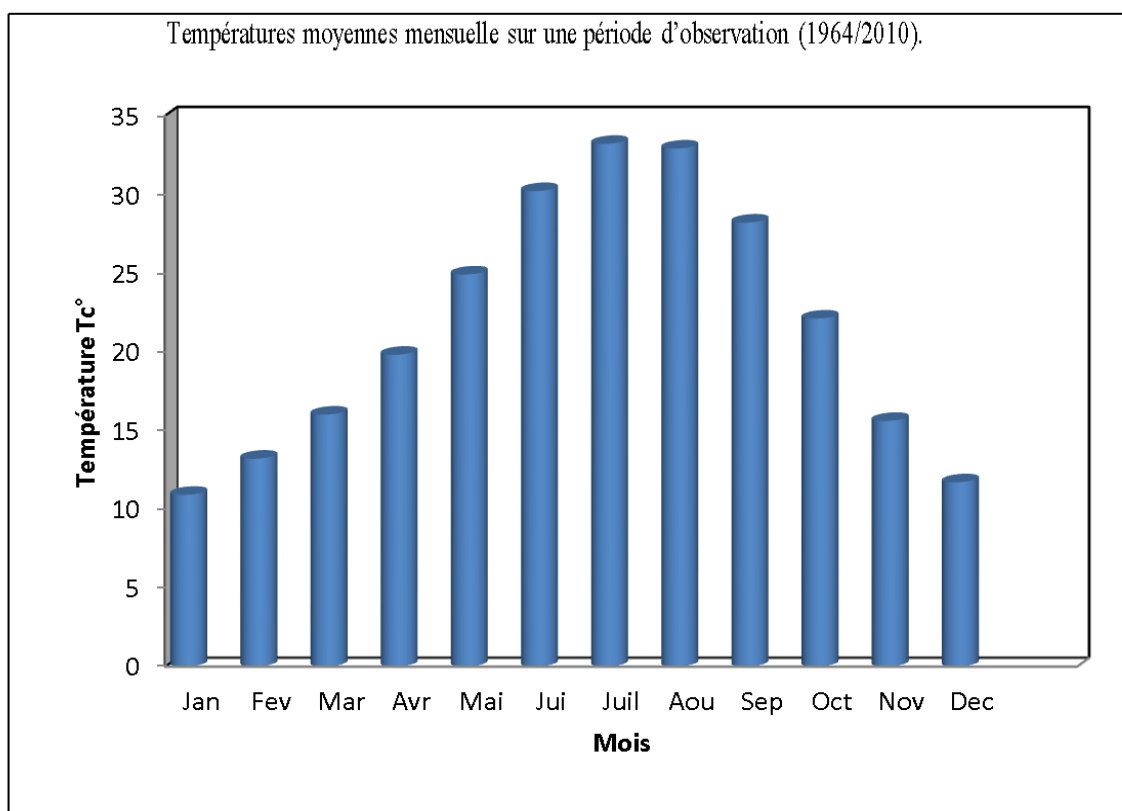


Figure II.7 : Répartition mensuelle de température.

II.9.2.Vent (O.N.M)

Les vents dominants d'été soufflent du Nord-est et sont forts et chauds tandis que ceux d'hiver soufflent du Nord-ouest et sont froids et humides. Les vents de sable sont très fréquents dans la région de Ghardaïa surtout pendant le printemps, ils soufflent du Sud-est ; environ 20 jours par an, en mois d'avril, mai et juin.

Pour ce qui est du Sirocco dans la zone de Ghardaïa, on note une moyenne annuelle de 11 jours/an pendant la période qui s'étend du mois de mai à septembre, comme le montre le tableau II.27.

Tableau II.27 : Vitesse moyennes mensuelle de vent sur une période d'observation (1964/2010).

Mois	Jan	Fév	Mar	Avr	Mai	Jui	Juil	Aou	Sep	Oct	Nov	Déc
Vitesse moyenne mensuelle de vent (m/s)	3,7	4	4,4	4,8	4,5	4,4	3,7	3,4	3,5	3,2	3,1	3,5

II.9.3.Humidité de l'air (O.N.M)

Les données de la station météorologique de Ghardaïa montrent qu'il y a une période de sécheresse de mois de juin au mois de juillet et il y a une période humide qui est en automne et en hivers. (Voir tableau II.28).

Tableau II.28 : Humidité moyennes mensuelle sur une période d'observation (1964/2010).

Mois	Jan	Fév.	Mar	Avr	Mai	Jui	Juil	Aou	Sep	Oct	Nov	Déc
Humidité moyenne mensuelle (%)	57	49	44	37	32	28	24	26	37	46	55	59

II.9.4.Evaporation (O.N.M)

Les valeurs moyennes mensuelles de l'évaporation mesurées au niveau de la station de mesure de Ghardaïa (données issues de l'atlas climatologique national pour la période d'observation sont les suivantes :

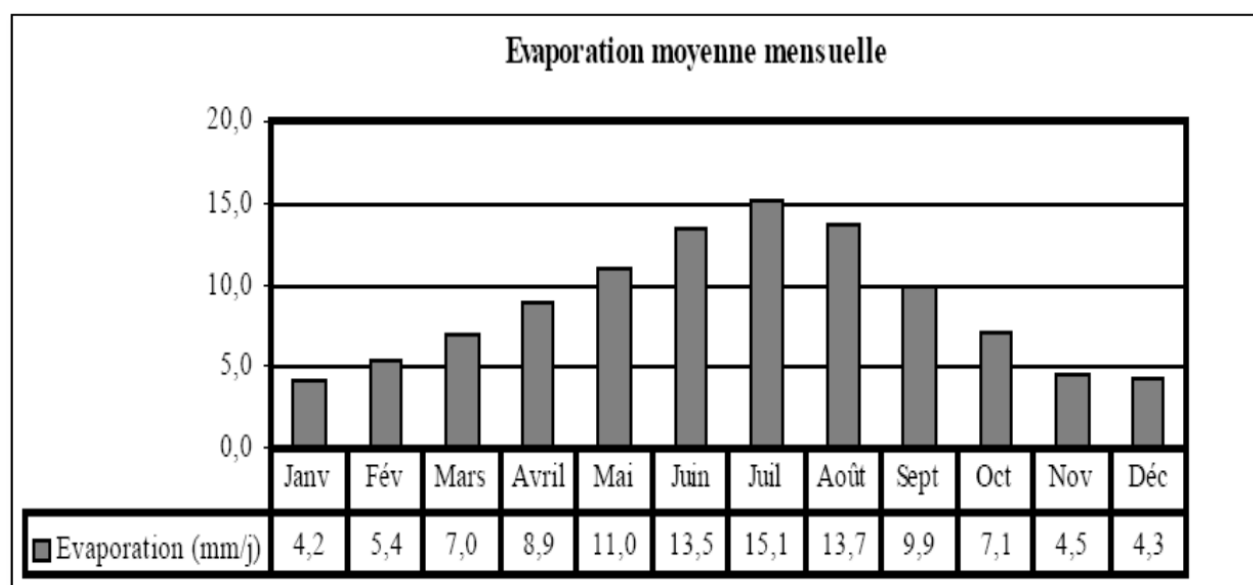


Figure II.8 : Répartition mensuelle de l'évaporation sur une période d'observation (1964/2010).

La quantité d'eau évaporée dans la région de Ghardaïa est influencée par le degré de température et les vents et les précipitations, elle augmente quand ceux-ci augmentent et vice versa (voir tableau II.29).

L'évaporation des plans d'eau à ciel ouvert (E) peut être déterminée par la formule de *BOUTOUAOU D. (1995)* [14], appropriée aux conditions climatiques du sud de l'Algérie (zones arides et semi-arides) et exprimée par la relation suivante :

$$E = 0.403 n D^{0.73} [1 + 0.39V] \dots \dots \dots (II.26)$$

- **E** : Evaporation des surfaces libres d'eau, mm.
- **n** : Nombre de jours (n = 30 pour les calculs mensuels et n = 1 pour les calculs journaliers de l'évapotranspiration E).
- **V** : Vitesse du vent, (moyenne mensuelle) m/s ;
- **D** : Déficit de saturation de l'air, mb (millibars), donné par la relation suivante

$$D = 0.0632 (H - 100) e^{0.0632 (t)} \dots \dots \dots (II.27)$$

- **H** : moyenne mensuelle d'humidité de l'air, %.
- **t** : moyenne mensuelle de la température de l'air °C.

Le résultat de calcul des valeurs de l'évaporation est donné dans le tableau II.29.

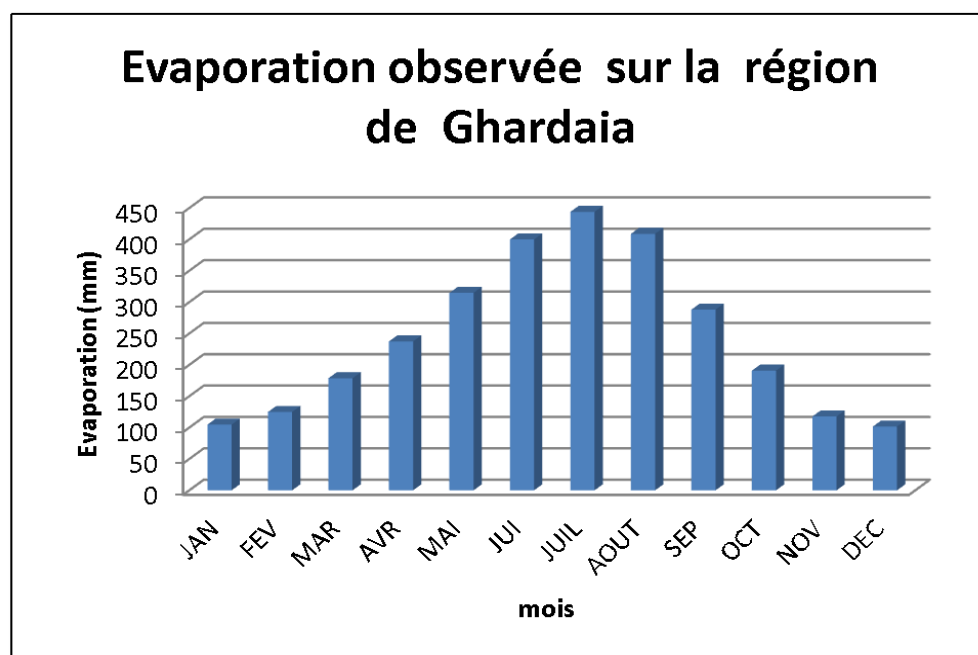
Tableau II.29 : Evaporation moyenne mensuelle sur une période d'observation (1964/2010).

Caractéristiq	Jan	fév	mar	avr	mai	jui	juil	aout	sep	oct	nov	déc	année
Nombre de Jours du mois	31	28	31	30	31	30	31	31	30	31	30	31	*
température, t, °C (t)	10,9	13,2	16	19,8	24,9	30,2	33,2	32,9	28,2	22,1	15,6	11,7	*
Humidité, H, %	57	49	44	37	32	28	24	26	37	46	55	59	*
Déficit de saturation, D, mb	5,4	7,4	9,7	13,9	20,7	30,7	39,2	37,4	23,7	13,8	7,6	5,4	*
Vitesse du vent, V, m/s	3,7	4	4,4	4,8	4,5	4,4	3,7	3,4	3,5	3,2	3,1	3,5	*
Evaporation, E, mm	104,7	124,8	178,8	237,3	314,7	399,8	443,9	408,8	288,0	190,7	117,6	101,6	2910

La valeur annuelle de l'évaporation est représentée par la somme des évaporations mensuelles :

$$E = 3000\text{mm} / \text{an}$$

La répartition mensuelle de l'évaporation est présentée dans la figure II.9.

**Figure II.9** : Répartition mensuelle de l'évaporation sur une période d'observation (1964/2010).

II.9.5. Ensoleillement

Les valeurs mensuelles moyennes de l'ensoleillement au niveau de la station de mesure de Ghardaïa (données issues de l'atlas climatologique national pour la période d'observation) sont les suivantes :

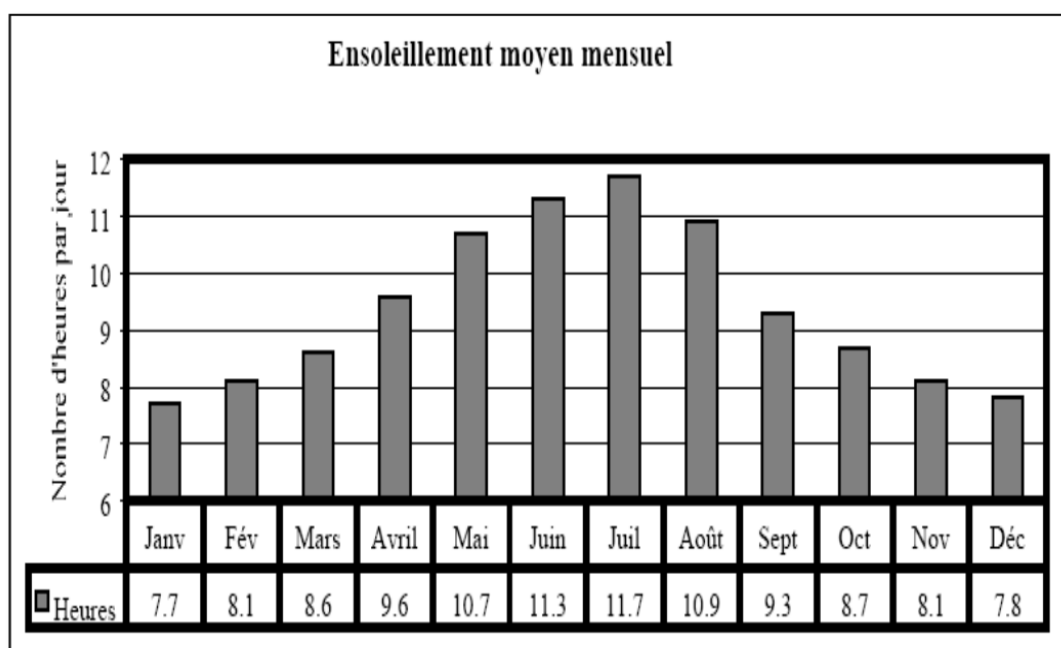


Figure II.10 : Ensoleillement moyen mensuel.

II.10. Etude pluviométrique

L'étude des averses revêt une importance capitale en hydrologie non seulement dans le dimensionnement des ouvrages en assainissement urbain et rural mais aussi dans l'étude des crues et la construction des hydro-grammes probables. La connaissance de la pluie maximale probable est indispensable voir obligatoire pour la détermination du ruissellement.

Mais le bassin versant de l'oued Laadhira ne dispose d'aucune station hydrométrique. A cet égard, les données pluviométriques utilisées sont celle de la station de Ghardaïa ; l'unique station de la région, qui a son actif 36 années d'observation pour les pluies maximales journaliers et 46 années d'observation pour les pluies annuelles.

La région connaît des précipitations aléatoires et orageuses provoquant la plupart du temps des crues très importantes.

Les séries mises à notre disposition sont homogènes et indépendantes d'après le test d'homogénéité et de l'indépendance.

II.10.1. Pluies moyennes annuelles (O.N.M)

Tableau II.30 : Caractéristiques de la station pluviométrique de Ghardaïa.

Nom		Ghardaïa
Organisme (source)		Office Nationale de la Météorologie (ONM)
Coordonnées	Latitude	32024 N
	Longitude	03048 E
Altitude (m)		468
Période d'observation		1975 — 2010
Nombre d'années observées		36
Observation		Station en fonctionnement

Tableau II.31 : Pluies journalières maximales observées à Ghardaïa (1975-2010).

Année	Pluie journalière maximale (mm)	Année	Pluie journalière maximale (mm)
1975	24,7	1993	11,9
1976	17,2	1994	54,8
1977	17,9	1995	30,0
1978	11,3	1996	12,0
1979	18,6	1997	23,0
1980	46,5	1998	3,5
1981	13,0	1999	26,0
1982	9,4	2000	18,0
1983	2,9	2001	18,0
1984	20,2	2002	24,0
1985	6,8	2003	33,0
1986	36,6	2004	46,0
1987	8,8	2005	7,0
1988	8,9	2006	16,2
1989	6,7	2007	10,0
1990	27,9	2008	23,0
1991	10,9	2009	13,1
1992	12,6	2010	8,6

- N : Taille de la série.= 36 ans.

II.10.2. Répartition de la pluie dans l'année

Afin de déterminer la répartition de la pluie dans l'année. Nous avons adopté la répartition de la pluie moyenne annuelle de Ghardaïa.

Par ailleurs, comme l'indique la figure II.12, la distribution mensuelle est légèrement différente. Nous pouvons conclure que la période de la station de Ghardaïa est convenable pour l'étude des précipitations pour les bassins d'étude.

Notons cependant, qu'il y a une grande variabilité, d'un mois à un autre, trait caractéristique de notre climat.

La pluviosité annuelle moyenne et sa répartition mensuelle pour la station Ghardaïa sont représentées dans les graphes suivants :

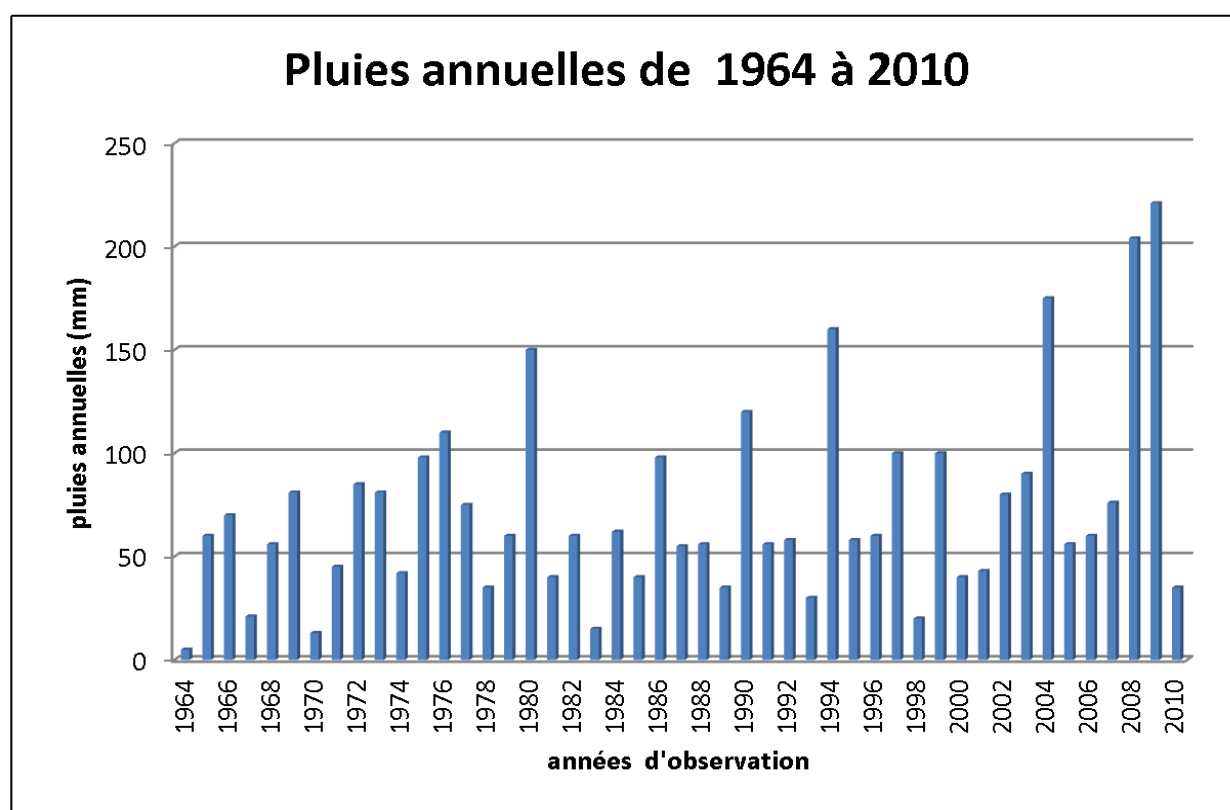


Figure II.11 : Répartition des pluies annuelles de 1964 à 2010.

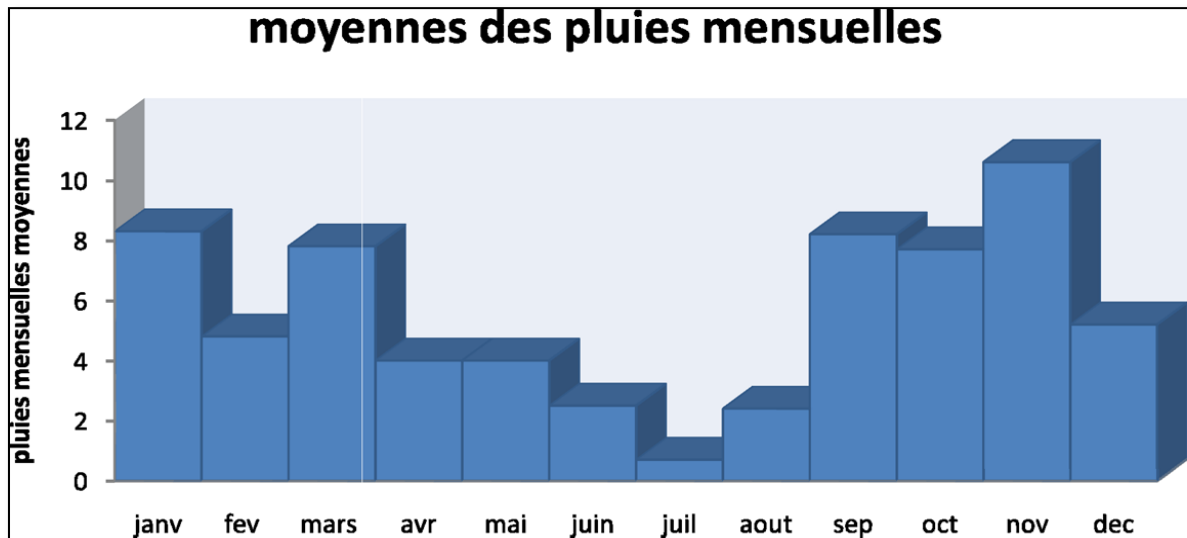


Figure II.12 : Répartition des pluies mensuelles.

II.10.3. Estimation des pluies journalières maximales

L'étude fréquentielle des pluies journalières maximales de la station de Ghardaïa, a pour but l'estimation des valeurs limites atteintes pendant une période de retour donnée. Ceci nous ramène à chercher la loi d'ajustement la mieux adaptée à la distribution des pluies.

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

II.10.3.1. Précipitations maximales journalières

L'étude consiste à faire un ajustement pour la série de données des précipitations maximales journalières par une loi théorique convenable avec notre région d'étude afin de déterminer une intensité de pluie de chaque période de retour.

Pour notre étude on passe par les étapes suivantes :

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

II.10.3.2. Analyse des données pluviométriques

Pour l'étude des précipitations, nous avons besoin d'une série pluviométrique qui comporte les précipitations maximales journalières pour la période la plus longue possible. Nous prenons comme base de calcul la série pluviométrique de la station expérimentale de Ghardaïa.

La série a une période de fonctionnement de 1975 à 2010 qui a été fournie par l'Office Nationale de la Météorologie (ONM). (Voir tableau II.31).

II.10.3.3. Choix de la loi d'ajustement

Comme il existe plusieurs méthodes d'ajustement des séries pluviométrique, l'efficacité d'une méthode d'estimation dépend de la loi de probabilité, de la taille de l'échantillon et de certaines caractéristiques de l'échantillon. Toutefois, de nombreuses études comparatives, autant empiriques que théoriques, ont été menées afin de déterminer dans quelles circonstances une méthode d'estimation est la plus efficace pour une loi donnée.

Dans notre étude on va utiliser la loi de *GEV*, parce qu'il est convenable pour des régions semi aride comme notre région d'étude ; on utilisant un programme d'ajustement « *Hyfran* ».

Tableau II.32 : Résultat de l'ajustement par la loi de *GEV*.

Période de retour (ans)	Probabilité (q)	XT	Ecart type	Intervalle de confiance (95%)
10000	0.9999	178	133	N/D
1000	0.999	120	57.6	N/D
200	0.995	79.5	28.4	N/D
100	0.99	69.9	20	N/D
50	0.98	56.3	13.7	29.5 - 83
20	0.95	43.3	7.75	28.1 – 58.5
10	0.9	34.5	4.9	24.9 – 44.1
5	0.8	26.3	3.15	20.1 – 32.4
3	0.6667	20.4	2.35	15.7 - 25
2	0.5	15.5	1.85	11.9 – 19.1

GEV (Méthode des moments pondérés).

Nombre d'observations : 36 ans.

Paramètre :

- Alpha 8.216752
- k -0.153083
- u 12.395833

Quantiles

- $q = F(X)$ (probabilité au non dépassement).
- $T = 1/(1-q)$.

Commentaire

D'après les schémas ; on trouve que la série des pluies maximales journalières suit la loi de *GEV* parce que tous les points sont à l'intérieur de l'intervalle de confiance. Saut au-delà de $T = 100$ ans, le programme ne peut nous donner les intervalles de confiance.

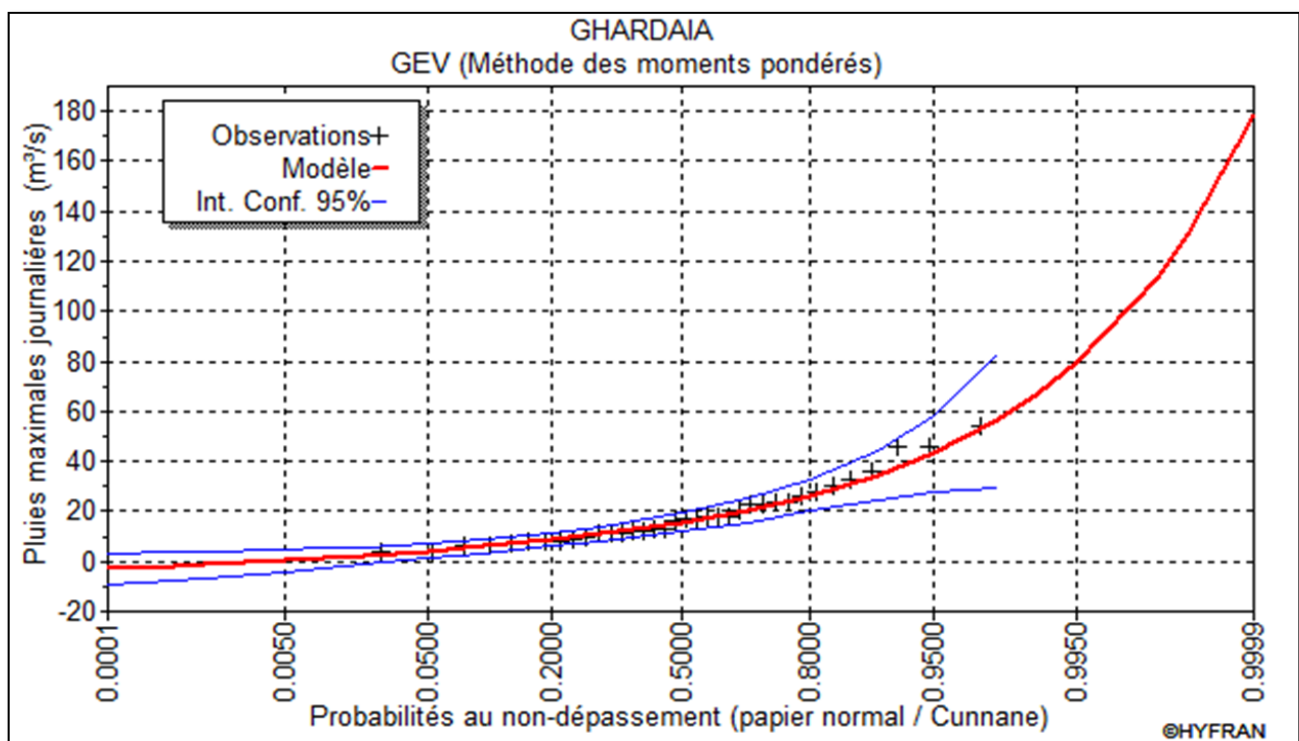


Figure II.13 : Ajustement à la loi de *GEV*.

Conclusion : La loi de *GEV* ajuste bien notre échantillon.

II.10.4. Pluies de courtes durées de différentes fréquences et leurs intensités

Pour une période donnée (24 h) et une fréquence donnée, on peut estimer les pluies de courtes durées par la loi de *BODY*.

$$P_{\%}(t) = P_{j\%} \cdot (T/24)^b \quad \text{..... (II.28)}$$

- $P_{\%}(t)$: Pluie fréquentielle de durée t .
- $P_{j\%}$: Pluie journalière fréquentielle.
- T : Durée de l'averse.
- b : Exposant climatique $\rightarrow b = 0,15$ pour la station de Ghardaïa.

Les calculs ont donné les résultats suivants :

Tableau II.33 : Pluies de courtes durées pour différentes périodes de retour.

Durée de l'averse (heure)	Période de retour (an)			
	2	5	10	20
0,25	8,72	14,32	18,05	21,63
0,50	9,68	15,89	20,03	24,00
0,75	10,29	16,89	21,29	25,51
1	10,74	17,63	22,23	26,63
2	11,92	19,56	24,66	29,55
4	13,22	21,71	27,36	32,79
6	14,05	23,07	29,08	34,85
12	15,59	25,60	32,26	38,66
24	17,30	28,40	35,80	42,90

Durée de l'averse (heure)	Période de retour (an)			
	50	100	1000	10000
0,25	26,22	29,70	41,06	52,50
0,50	29,09	32,96	45,56	58,26
0,75	30,92	35,02	48,42	61,91
1	32,28	36,57	50,55	64,64
2	35,82	40,57	56,09	71,72
4	39,74	45,02	62,24	79,58
6	42,24	47,84	66,14	84,57
12	46,87	53,08	73,39	93,84
24	52,00	58,90	81,43	104,12

II.10.5.Intensités maximales de courte durée

Une averse est définie comme un épisode pluvieux continu, pouvant avoir plusieurs pointes d'intensité. L'intensité moyenne d'une averse s'exprime par le rapport entre la hauteur de pluie observée et la durée t de l'averse :

$$I_{\text{moy}} = \frac{H}{t} \dots\dots\dots (II.29)$$

Ou,

- **Imoy** : est l'intensité moyenne de la pluie (mm/h)

Au cours d'une même averse, l'intensité des précipitations varie à chaque instant suivant les caractéristiques météorologiques de celle-ci. Plutôt que de considérer l'averse entière et son intensité moyenne, on peut s'intéresser aux intensités observées sur des intervalles de temps au cours desquels on aura enregistré la plus grande hauteur de Pluie. On parle alors d'intensité maximale.

$$I_{\text{max}} = \frac{H_{\text{max}}}{t} \dots\dots\dots (II.30)$$

Ou,

- **I_{max}** : est l'intensité maximale de la pluie (mm/h).

Cette notion d'averse est très importante en milieu urbain pour la détermination des débits des eaux pluviales et des petits bassins versants pour l'évaluation des débits de crues.

Le temps de retour est fonction du type d'ouvrage à dimensionner ou à protéger et la durée est fonction du type de problème étudié.

Les calculs ont donné les résultats présentés ci après (cf. Tableau II.34) pour les périodes de retour (2 ans, 5ans, 10 ans, 20 ans, 50 ans, 100 ans, 1000 ans et 10000 ans) et pour des durées d'averse de 15 min jusqu'à 1 jour.

Tableau II.34 : Intensités maximales de durée t (h) et de période de retour T (an).

Durée de l'averse (heure)	Période de retour (an)			
	2	5	10	20
0,25	34,90	57,28	72,21	86,53
0,50	19,36	31,78	40,06	48,01
0,75	13,72	22,52	28,38	34,01
1	10,74	17,63	22,23	26,63
2	5,96	9,78	12,33	14,78
4	3,31	5,43	6,84	8,20
6	2,34	3,84	4,85	5,81
12	1,30	2,13	2,69	3,22
24	0,72	1,18	1,49	1,79

Durée de l'averse (heure)	Période de retour (an)			
	50	100	1000	10000
0,25	104,89	118,80	164,25	210,02
0,50	58,19	65,91	91,12	116,51
0,75	41,23	46,70	64,56	82,55
1	32,28	36,57	50,55	64,64
2	17,91	20,29	28,05	35,86
4	9,94	11,25	15,56	19,90
6	7,04	7,97	11,02	14,10
12	3,91	4,42	6,12	7,82
24	2,17	2,45	3,39	4,34

II.10.6.Construction des courbes IDF

Les courbes Intensité – Durée - Fréquence IDF sont construites dans le but de permettre, de synthétiser l'information pluviométrique au droit de la station représentative de la zone d'étude et, d'autre part de calculer succinctement les débits de projet et d'estimer les débits de crue et des eaux pluviales tout en définissant la pluie de projet de type uniforme caractérisée par une intensité constante pour toute sa durée.

A partir des résultats obtenus au tableau précédent, il est alors possible de les représenter graphiquement dans le but de tracer les courbes IDF pour les temps de retour 2, 5, 10, 20, 50, 100, 1000, et 10000 ans (cf. Figure II.14).

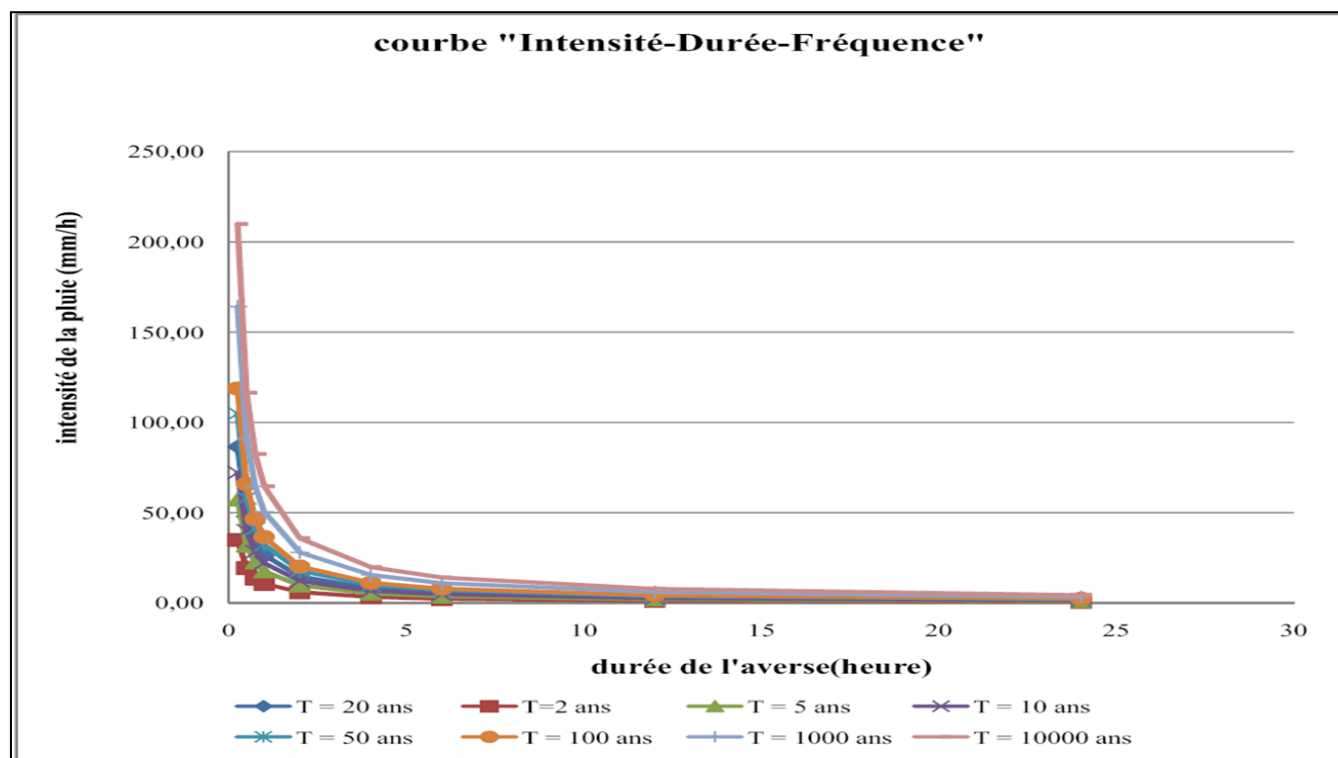


Figure II.14 : Courbes IDF « Intensité – Durée – Fréquence ».

II.11.Etude des crues

Les crues sont des écoulements variables dans lesquelles les débits atteignent des valeurs importantes. Mais leur étude en Algérie reste un domaine inconnu pour les régions arides et sahariennes, seules quelques indications très ponctuelles sont données dans les annuaires hydrologiques algériens. Les crues représentent un des traits fondamentaux du régime d'un cours d'eau, malheureusement nous ne possédons pas de séries de crues pour pouvoir tirer des conclusions globales.

La crue dépend essentiellement de l'abondance et de l'intensité de la pluie : son évolution obéit principalement à la puissance et l'intensité de l'averse. Sa vitesse est largement influencée par le

couvert végétal, la lithologie, par des paramètres morphométriques du bassin (indice de compacité, densité de drainage, rapports des confluences et des longueurs etc....), par la pente des thalwegs et la forme du lit.

De plus les diverses branches du chevelu hydrographique interviennent bien qu'à un degré moindre dans l'évolution ou la perturbation d'une crue. Dans la plus part des cas, ce sont les averses généralisées qui provoquent la plus grande crue.

L'estimation des crues révèle une grande importance pour la sécurité de l'ouvrage à implanter.

II.11.1. Intérêts de la recherche historique

Les crues sont un phénomène suffisamment important pour que l'on conserve le souvenir des principales catastrophes. Ce souvenir peut se traduire par des descriptions écrites, par des repères de niveau marqués par l'homme, par des déplacements de blocs de rochers. La période sur laquelle portent ces souvenirs est variable de quelques dizaines d'années à quelques centaines. Généralement, les crues sont caractérisées par un niveau d'eau (les débits ne sont guère mesurés que depuis le début du siècle).

Il nous faudra, pour dimensionner des ouvrages, passer des hauteurs aux débits. Ceci ne peut se faire que si une courbe de tarage, établie de nos jours, est valable pour les périodes anciennes. Une telle validité dans le temps n'est justifiée que si le site a été hydrauliquement stable. Cette stabilité est envisageable dans certains cas comme des passages de ponts anciens, des endiguements entre des quais.

De toute façon, le passage des hauteurs aux débits, lorsqu'il est possible, sera toujours entaché d'une forte incertitude. Il se peut très bien que les observations chiffrées disponibles sur une période restreinte ne permettent pas d'envisager l'ampleur de crues excessivement rares et provoquées par des phénomènes tout à fait exceptionnels et d'une autre nature que ceux observés habituellement.

Dans tous les cas, il est donc recommandé de procéder à une investigation "historique". Que ce soit dans des textes anciens ou tout au moins par interrogation des populations locales. Les résultats que l'on peut en espérer serviront essentiellement à vérifier que les estimations de débits de crues faites par d'autres méthodes permettent de rendre raisonnablement compte des différentes crues catastrophiques enregistrées. Donc la recherche historique apporte un ordre de grandeur du phénomène.

II.11.2. Connaissance historique des crues de l'oued M'Zab

A partir de 1921, on dispose de la liste ci-dessous recueillie par *Dubief (1953)* [15] :

Tableau II.35 : Crues de 1921 à 1937 d'après les documents de l'Annexe de Ghardaïa.

Date de la crue	Importance	Observations
1921 : 28 mai	Importante	la palmeraie est inondée
1923 : 23 mai	Importante	Inondation des oasis de Ghardaïa, Melika, Bou Noura, El Atteuf. Atteint Zelfana à 64 km en aval de Ghardaïa, à 150 km de la source.
1925 : 15-17 mars	Importante	Dépasse Bou Noura après avoir rempli tous les barrages situés en amont.
1929 : 7 Septembre	Importante	Remplit tous les barrages
1931 : 29 mai	Importante	Inondation partielle de l'oasis de Ghardaïa.
1932 : 8 novembre	Importante	Coule jusqu'au barrage ; oasis arrosée
1932 : début de décembre	Importante	Remplit les barrages de Ghardaïa et s'arrête à celui de Melika.
1933 : 3 novembre	Importante	les barrages de Ghardaïa, Melika, et Bou Noura. S'arrête à celui d'El Atteuf qui n'a pas été atteint depuis 1932.
1935 : 23 avril	Peu Importante	Inondation partielle de Ghardaïa

Note : Pour les Crues de 1938 à 1996 voir annexe 3.

II.11.3. Facteurs conditionnels de l'écoulement

II.11.3.1. Précipitations

Les précipitations annuelles ne sont bien sûr qu'un indice climatique assez flou pour ce qui concerne les crues individuelles de bassins versants de quelques km² à 1600 km². Les crues y sont provoquées en effet par des averses ou des épisodes pluvieux dont la durée varie de l'heure à quelques jours.

Les caractéristiques des averses (hauteur, durée, intensité) sur un bassin peuvent être transposées sur d'autres bassins à pluviométrie annuelle plus faible. La fréquence d'une pluie donnée aura généralement tendance à croître avec la pluviométrie annuelle, et cette fréquence n'est quant à elle bien entendu pas transposable.

II.11.3.2.Végétation

La végétation des bassins auxquels on se référera peut être plus fournie que sur les bassins du M'Zab étant données les pluviométries plus fortes qui y prévalent. Elle y reste cependant relativement clairsemée surtout dans les zones d'affleurement rocheux de fortes pentes ou sur les regs.

Le couvert végétal, à cause de sa faible densité ou de son absence éventuelle, ne semble pas constituer un facteur prédominant susceptible d'entraîner de grandes différences hydrologiques en regard de l'incertitude induite par d'autres facteurs sur les coefficients de ruissellement. Ainsi dans le Sahel, sans l'ignorer, on n'attache pas une très grande importance à la végétation pour les évaluations hydrologiques et on ne la prend pas en compte comme facteur conditionnel.

II.11.3.3.Perméabilité

La perméabilité des terrains joue un rôle important. Dans le Sahel, les faibles pentes font que les parties aval sont souvent couvertes de matériaux très fins donc imperméables, alors que dans le M'Zab comme dans le Nordeste, on trouve le plus souvent des alluvions perméables dans le bas des talwegs et dans les lits majeurs. Cependant, la dégradation hydrologique y est moins importante dans ces deux dernières régions que dans le Sahel, en raison des reliefs qui ne s'affaiblissent pas vers l'aval.

Dans le Sahel, la plupart des sols se couvrent d'une pellicule imperméable dès le début de la saison des pluies. Malgré la présence de sables éoliens perméables, on peut dire alors que les sols sont assez peu perméables. Ceci tend à imposer, comme base de départ pour la fonction de production, les propriétés des états de surface, et non des sols sur une grande épaisseur. Dans le Nordeste par contre, les sols ne sont pas très imperméables.

Les perméabilités sont classées en plusieurs types, selon la méthode de *Rodier et Auvray (1965)* :

- ❖ **P1** : Bassins particulièrement imperméables sur plus de 90% de la surface. Ce sont des bassins entièrement rocheux ou argileux, sans forte rugosité.
- ❖ **P2** ou **i** : Bassins imperméables avec quelques zones perméables de moins de 75% de la surface, ou bassins homogènes presque imperméables. Ces bassins sont parfois indicés aussi en « Imp ». Ils sont recouverts de reg et de glakis, de colluvions argileuses et d'argile dans les bas-fonds, même avec fentes de retrait. Dans une certaine mesure, des sols sablo-argileux ou argilo-sableux et même parfois sableux, s'ils sont recouverts d'une pellicule superficielle imperméable, peuvent entrer dans cette catégorie.
- ❖ **P3** ou **Ri** : Bassins assez imperméables comportant des zones perméables d'étendue notable ou bassins homogènes assez peu perméables. Ils portent aussi parfois l'indice « Rimp ». Un

bassin relativement imperméable « Rimp » comprend en général un mélange en proportion à peu près égale de sol imperméable et de sol assez perméable.

- ❖ **P4** ou **P** : Bassins perméables, pouvant contenir 5 à 10% de sols peu perméables. L'indice « Perm » leur est aussi attribué. Un bassin perméable comprend des sols perméables tels que des éboulis rocheux avec produits de décomposition assez perméables, des cuirasses complètement disloquées, des roches très diaclases, certains sols sableux sans pellicule imperméable, des sables grossiers.
- ❖ **P5** ou **TP** : Bassins très perméables.

Dans le M'Zab, comme en témoignent les photos aériennes obliques et verticales, le bassin est bien homogène. Les terrains dominants, sans couverture pédologique, permettent de classer les bassins en perméabilité P2 (i).

II.11.3.4. Coefficient de ruissellement Kr

Le coefficient de ruissellement Kr est le rapport entre la lame d'eau moyenne ayant ruisselé sur la surface du bassin et la lame d'eau moyenne apportée par la pluie. Le volume des précipitations pris en compte correspond à la totalité de l'averse. Par contre, le calcul du volume de ruissellement généré prend ensuite en compte un coefficient de réduction spatiale de la hauteur moyenne de pluie sur le bassin (coefficient d'abattement Ka) par rapport à celle de la station pluviométrique de référence.

Le coefficient de ruissellement dépend de la perméabilité P du bassin. Ce facteur P est très complexe. Il fait intervenir la perméabilité des sols ou des terrains, les pertes dans le chevelu hydrographique, l'interception et la rétention par la couverture végétale lorsqu'elle existe, les aménagements de toutes sortes, hydrauliques ou agricoles notamment. Il y a aussi les pertes par évaporation qui, bien que réduites les jours de pluie, peuvent cependant contribuer à la diminution du volume ruisselé. Ces pertes sont fortes quand en été l'averse commence par arroser un sol très chaud.

Pour les bassins sahéliens et subdésertiques au sud du Sahara, *Rodier et Auvray (1965)* ont établi des relations entre des coefficients de ruissellement Kr, la superficie A, en tenant compte des indices de relief et de perméabilité.

Les diagrammes ont été traduits ici en équations pour différentes combinaisons d'indices de relief et de perméabilité. On retiendra :

$$R4 P2 \quad Kr = 109.68 * A^{-0.1856} (\%) \dots\dots\dots (II.31)$$

Par ailleurs, pour les petits bassins de la zone tropicale sèche, de superficies comprises entre 1 et 10 km², *Rodier et Ribstein (1989)* ont remis à jour les abaques de Rodier et Auvray (1965). Ils ont proposé de nouvelles valeurs de coefficients de ruissellement Kr70 et Kr100 applicables à des pluies journalières de 70 mm et 100 mm respectivement. Ces coefficients sont généralement plus bas que

les premiers qui avaient été évalués. En contre partie, les temps de base utilisés pour l'évaluation du débit de pointe sont plus courts. On retiendra :

$$R4 P2 \quad Kr = -8.3936 * \ln(A) + 71.475 \quad (\%) \dots\dots\dots (II.32)$$

Pour les bassins versants de superficie comprise entre 10 et 100 km², nous avons procédé à une interpolation des résultats donnés par ces deux méthodes.

Tableau II.36 : Coefficients de ruissellement.

Site d'ouvrage	A	R4 P1	R4 P2	R5P3	R4P3	R4,5 P3
El Abiodh	766	41.2	32.0	26.8	18.9	22.8
El Haimeur	385	46.3	36.3	28.9	21.0	24.9
Boubrik	35	69.5	50.7	37.6	30.1	33.9

II.11.4.Méthode régionale d'évaluation des caractéristiques de crues

II.11.4.1.Fonction de production

La fonction de production, permet d'évaluer le volume de la crue à partir de la pluie ponctuelle mesurée à une station de référence. L'évaluation est faite avec des abaques, transformés ici en équations, donnant les coefficients de ruissellement Kr en fonction de la superficie A du bassin, et des indices de relief et de perméabilité. Deux valeurs de coefficient de ruissellement Kr70 et Kr100 sont évaluées pour des pluies journalières standard de 70 mm et 100 mm. Pour une averse standard donnée, chaque courbe ou équation correspond d'une part, à un indice de perméabilité globale P qui se rattache aux états de surface (imperméable, peu imperméable par exemple), et d'autre part, à une valeur de pente Ig ou à un indice de relief R.

Ainsi le volume de la crue, qui correspond à l'intégrale des débits instantanés durant le temps de base, est obtenu en calculant le produit de la superficie A du bassin par la pluie. La pluie ponctuelle P est affectée en outre d'un coefficient de réduction Ka (coefficient d'abattement) pour tenir compte de la diminution de la hauteur moyenne sur le bassin lorsque la superficie augmente.

$$V (10^6 \text{ m}^3) = P_{j_{\max}} (\text{mm}) * Ka * Kr * A (\text{km}^2) / 1000 \dots\dots\dots (II.33)$$

Ka : Coefficient d'abattement qui traduit la diminution spatiale moyenne de la pluie par rapport à la pluie ponctuelle à la station de référence, quand la superficie du bassin versant s'accroît. Nous avons utilisé l'équation :

$$Ka = 1,1943 - (0,0604 * \ln(A)) \dots\dots\dots (II.34)$$

Le coefficient d'abattement correspondant est indiqué pour chaque bassin versant sur le tableau II.37 Selon l'équation ci-dessus.

Tableau II.37 : coefficients d'abattement.

Site d'ouvrage	A (km ²)	Ka
El Abiodh	766	0.79
EL Haimeur	385	0.83
Boubrik	35	0.98

Ainsi les volumes correspondant aux chaque bassin versant et à chaque période de retour sont calculés et présentés dans le tableau ci-dessous :

Tableau II.38 : Volumes de la crue centennale (1/100).

Site d'ouvrage	A (km ²)	Pmax (mm)	Kr	Ka	V (10 ⁶ m ³)
El Abiodh	766	70	32.0	0.79	13.60
El Haimeur	385	70	36.3	0.83	8.17
Boubrik	35	70	50.7	0.98	1.22

Tableau II.39 : Volumes de la crue millénale (1/1.000).

Site d'ouvrage	A (km ²)	Pj (mm)	Kr	Ka	V (10 ⁶ m ³)
El Abiodh	766	120	32.0	0.79	23.31
El Haimeur	385	120	36.3	0.83	14.01
Boubrik	35	120	50.7	0.98	2.09

Tableau II.40 : Volumes de la crue décennale (1/10.000).

Site d'ouvrage	A (km ²)	Pj (mm)	Kr	Ka	V (10 ⁶ m ³)
El Abiodh	766	178	32.0	0.79	34.58
El Haimeur	385	178	36.3	0.83	20.78
Boubrik	35	178	50.7	0.98	3.10

II.11.4.2.Fonction de transfert

La fonction de transfert traduit l'amortissement de la crue vers l'aval. Un modèle global, basé sur l'application de la méthode de l'hydrogramme unitaire, permet le calcul des caractéristiques de forme de la crue. On applique au volume de ruissellement le diagramme de distribution moyen du bassin pour obtenir l'hydrogramme de ruissellement résultant de l'averse considérée.

Le temps de montée T_m et le temps de base T_b sont déterminés précédemment en fonction de la superficie et selon des indices de perméabilité et de pente. Sur le même principe que l'évaluation du coefficient de ruissellement (Rodier, (1992) [16]).

Le coefficient de pointe est le rapport du débit maximum ruisselé et du débit moyen ruisselé. Ce dernier est égal au volume divisé par le temps de base :

$$\alpha = Q_{\max} / Q_{\text{moy}} \dots \dots \dots \text{(II.35)}$$

$$Q_{\text{moy}} = V / T_b \dots\dots\dots (II.36)$$

D'où

$$Q_{\text{max}} = \alpha * V / T_b \dots\dots\dots (II.37)$$

Le coefficient de pointe α est généralement compris entre 2 et 4. Il s'accroît avec la superficie du bassin versant est calculé par :

$$\alpha = 0,24 \ln (A) + 2 \dots\dots\dots (II.38)$$

Tableau II.41 : Coefficient de pointe des bassins versants.

Site d'ouvrage	A (km ²)	α
El Abiodh	766	3.6
El Haimeur	385	3.4
Boubrik	35	2.9

Ainsi les débits moyens et maximaux sont calculés dans le tableau ci-dessous :

Tableau II.42 : Récapitulation et calcul des débits pour un période de retour de 100 ans.

Site d'ouvrage	A (km ²)	T _m (h.)	T _b (h.)	P _{MAX} (mm)	K _r	K _a	V (10 ⁶ m ³)	Q _{moy} (m ³ /s)	α	Q _{max} (m ³ /s)
El Abiodh	766	5.95	24.75	70	32.0	0.79	13.60	152.6	3.6	549
El Haimeur	385	4.49	19.21	70	36.3	0.83	8.17	118.2	3.4	405
Boubrik	35	1.69	7.95	70	50.7	0.98	1.22	42.6	2.9	121

Tableau II.43 : Récapitulation et calcul des débits pour un période de retour de 1.000 ans.

Site d'ouvrage	A (km ²)	T _m (h.)	T _b (h.)	P _{MAX} (mm)	K _r	K _a	V (10 ⁶ m ³)	Q _{moy} (m ³ /s)	α	Q _{max} (m ³ /s)
El Abiodh	766	5.95	24.75	70	32.0	0.79	23.31	261.6	3.6	940
El Haimeur	385	4.49	19.21	70	36.3	0.83	14.01	202.6	3.4	695
Boubrik	35	1.69	7.95	70	50.7	0.98	2.09	73.0	2.9	208

Tableau II.44 : Récapitulation et calcul des débits pour un période de retour de 10.000 ans.

Site d'ouvrage	A (km ²)	Tm (h.)	Tb (h.)	P _{MAX} (mm)	Kr	Ka	V (10 ⁶ m ³)	Qmoy (m ³ /s)	α	Qmax (m ³ /s)
El Abiodh	766	5.95	24.75	70	32.0	0.79	34.58	388.1	3.6	1395
El Haimeur	385	4.49	19.21	70	36.3	0.83	20.78	300.5	3.4	1030
Boubrik	35	1.69	7.95	70	50.7	0.98	3.10	108.3	2.9	309

II.11.5. Hydrogramme de crue

L'hydrogramme de crue est une identité de la crue, il nous donne les caractéristiques principales de la crues tel que

- Forme de la crue.
- Volume de la crue.
- Durée de la crue.
- Débit maximum de la crue (débit de pointe).

Tableau II.45 : Hydrogrammes des crues, El Abiodh.

Temps h	Crue centennal Q = 549 m ³ /s			Crue millennial Q = 940 m ³ /s			Crue décamillennial Q = 1395 m ³ /s		
	Débit m ³ /s	Volume 10 ⁶ m ³	V cumul 10 ⁶ m ³	Débit m ³ /s	Volume 10 ⁶ m ³	V cumul 10 ⁶ m ³	Débit m ³ /s	Volume 10 ⁶ m ³	V cumul 10 ⁶ m ³
0.00	-	1.18	0.00	-	2.03	0.00	-	3.00	0.00
2.98	221	4.12	1.18	378	7.06	2.03	561	10.48	3.00
5.95	549	5.46	5.30	940	9.36	9.09	1395	13.89	13.48
10.21	165	1.62	10.76	282	2.77	18.45	418	4.11	27.37
14.03	70	0.84	12.38	120	1.45	21.22	179	2.15	31.48
18.56	33	0.37	13.23	57	0.64	22.67	85	0.95	33.63
24.75	-	1.18	13.60	-		23.31	-	-	34.58

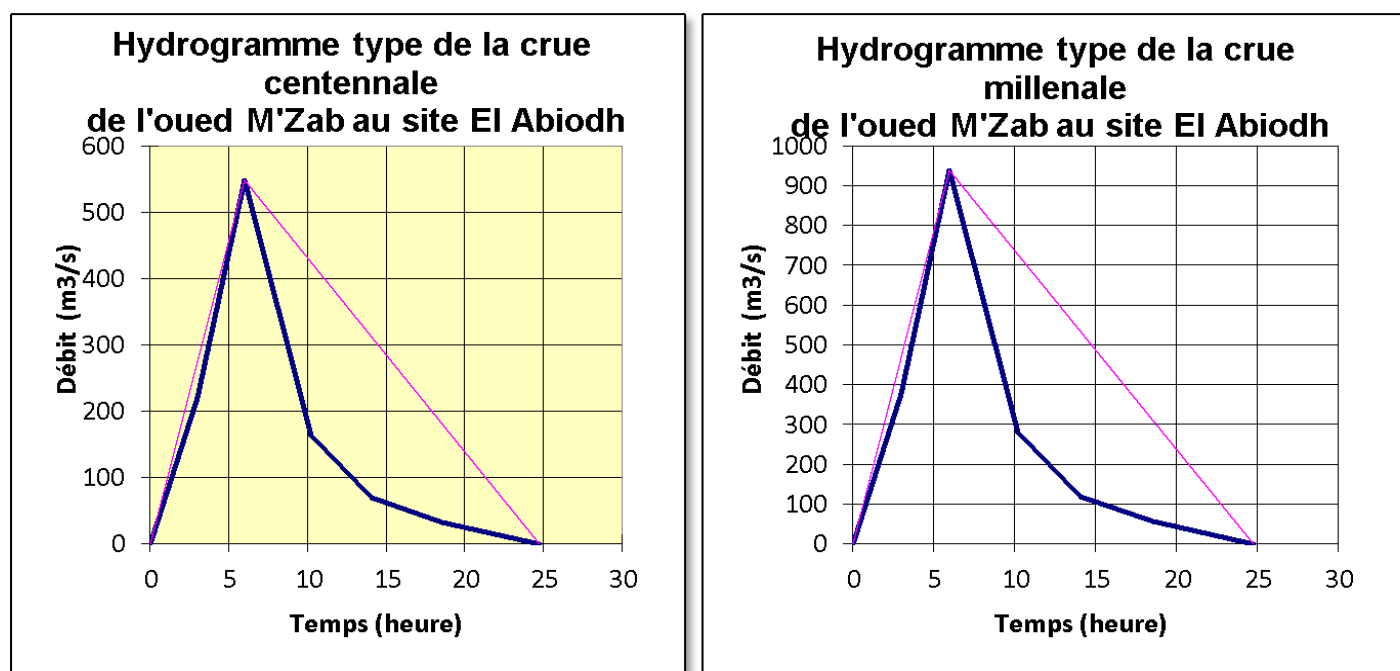


Figure II.15 : Hydrogrammes de la crue centennale et millennale, site El Abiodh.

Après lissage des courbes on obtient :

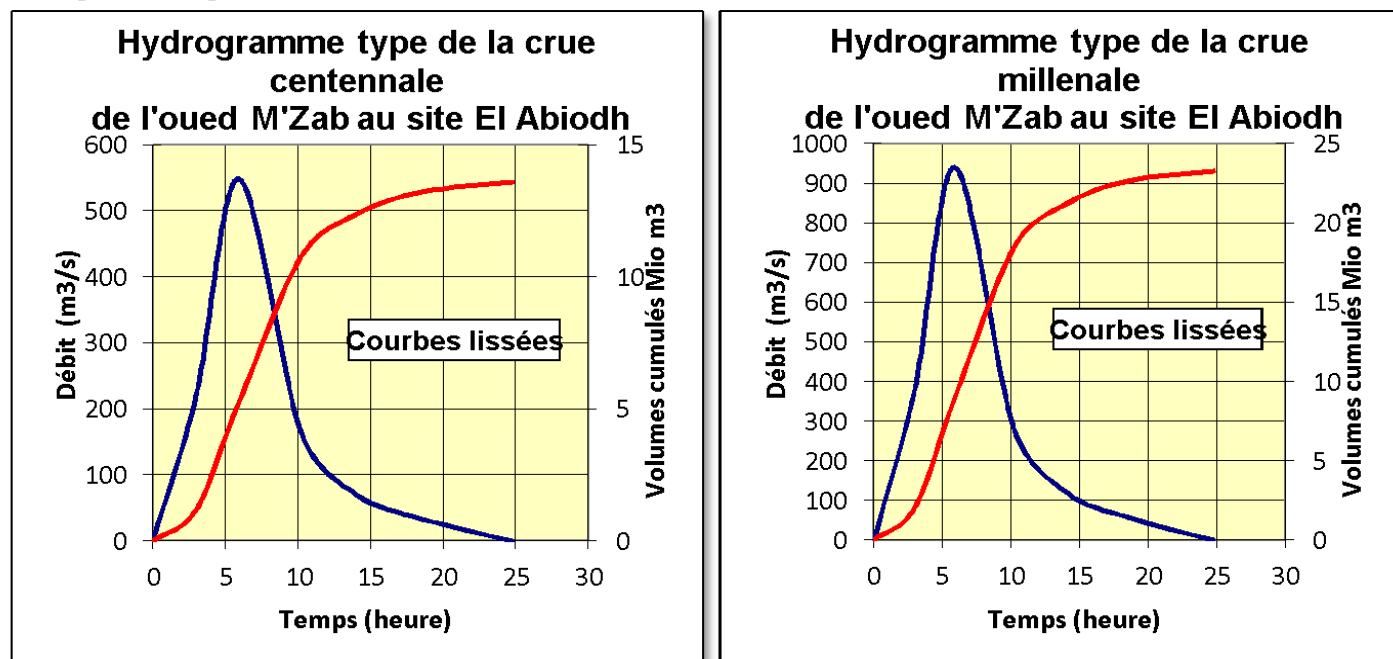


Figure II.16 : Hydrogrammes de la crue centennale et millennale, site El Abiodh.

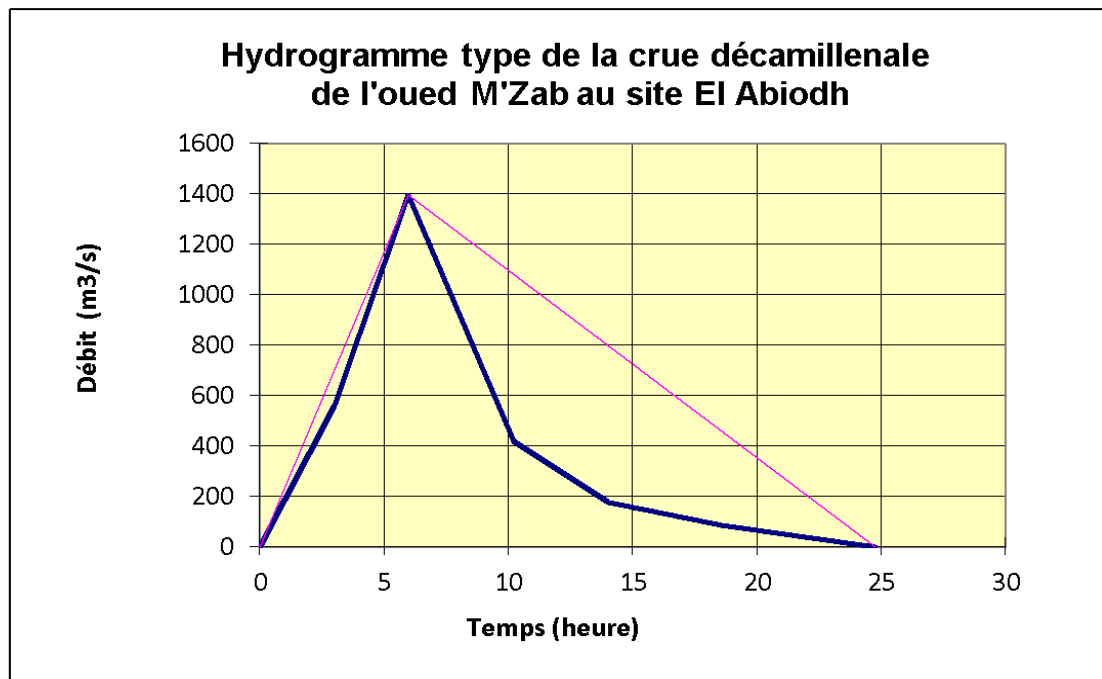


Figure II.17 : Hydrogramme type de la crue décamillénale, site El Abiodh.

Après lissage des courbes on obtient :

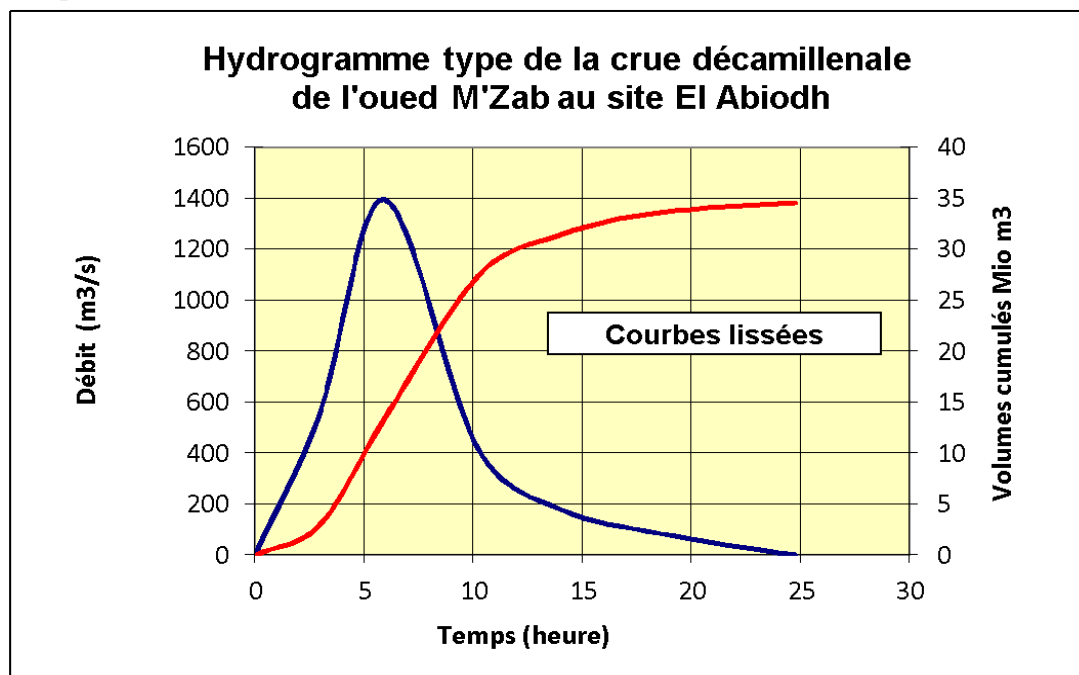


Figure II.18 : Hydrogramme type de la crue décamillénale, site El Abiodh.

Tableau II.46 : Hydrogrammes des crues, site El Haimeur.

Temps h	Crue centennial $Q = 405 \text{ m}^3/\text{s}$			Crue millennial $Q = 695 \text{ m}^3/\text{s}$			Crue décamillennial $Q = 1030 \text{ m}^3/\text{s}$		
	Débit m^3/s	Volume 10^6 m^3	V cumul 10^6 m^3	Débit m^3/s	Volume 10^6 m^3	V cumul 10^6 m^3	Débit m^3/s	Volume 10^6 m^3	V cumul 10^6 m^3
0.00	-	0.66	0.00	-	1.13	0.00	-	1.68	0.00
2.25	163	2.30	0.66	279	3.94	1.13	414	5.84	1.68
4.49	405	3.40	2.96	695	5.83	5.07	1 030	8.65	7.52
7.93	146	1.08	6.36	250	1.86	10.90	371	2.75	16.17
10.89	57	0.52	7.44	97	0.89	12.76	144	1.31	18.92
14.41	25	0.22	7.96	43	0.37	13.64	63	0.55	20.24
19.21	-		8.17	-		14.01	-		20.78

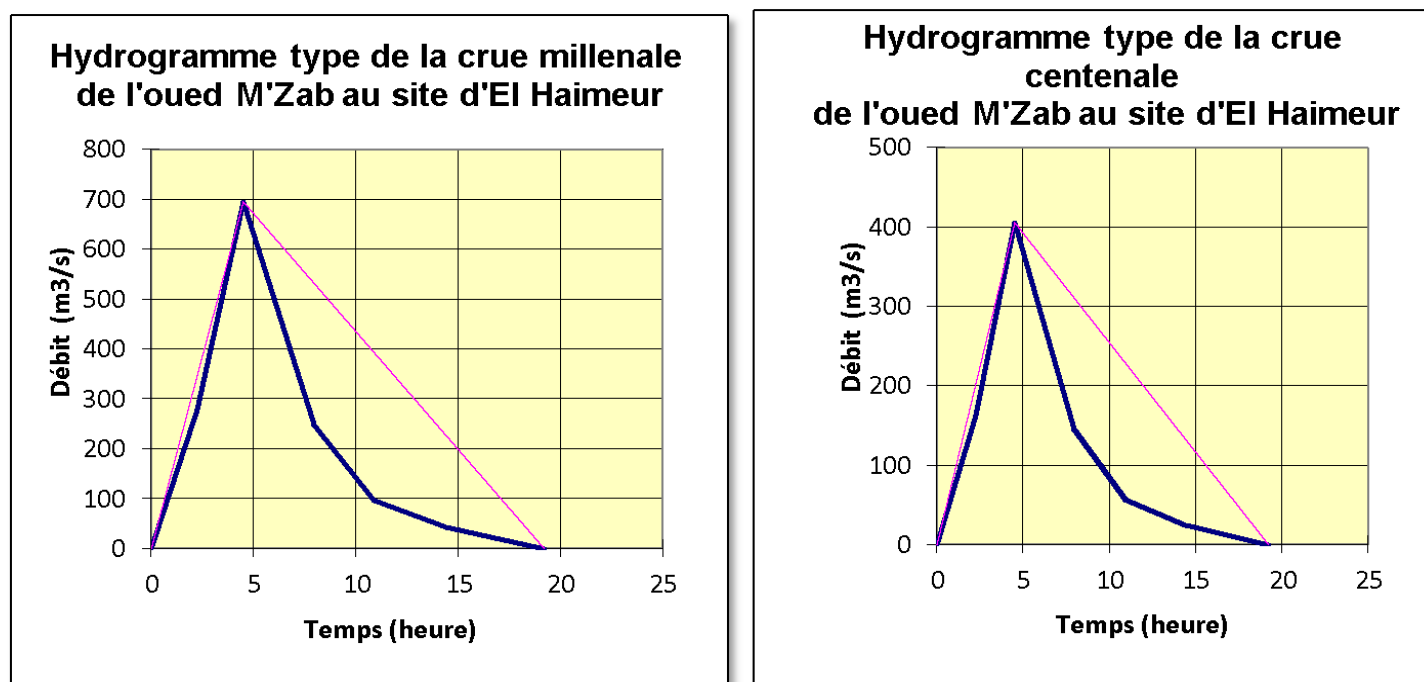


Figure II.19 : Hydrogrammes de la crue centennale et millennale, site El Haimeur.

Après lissage des courbes on obtient :

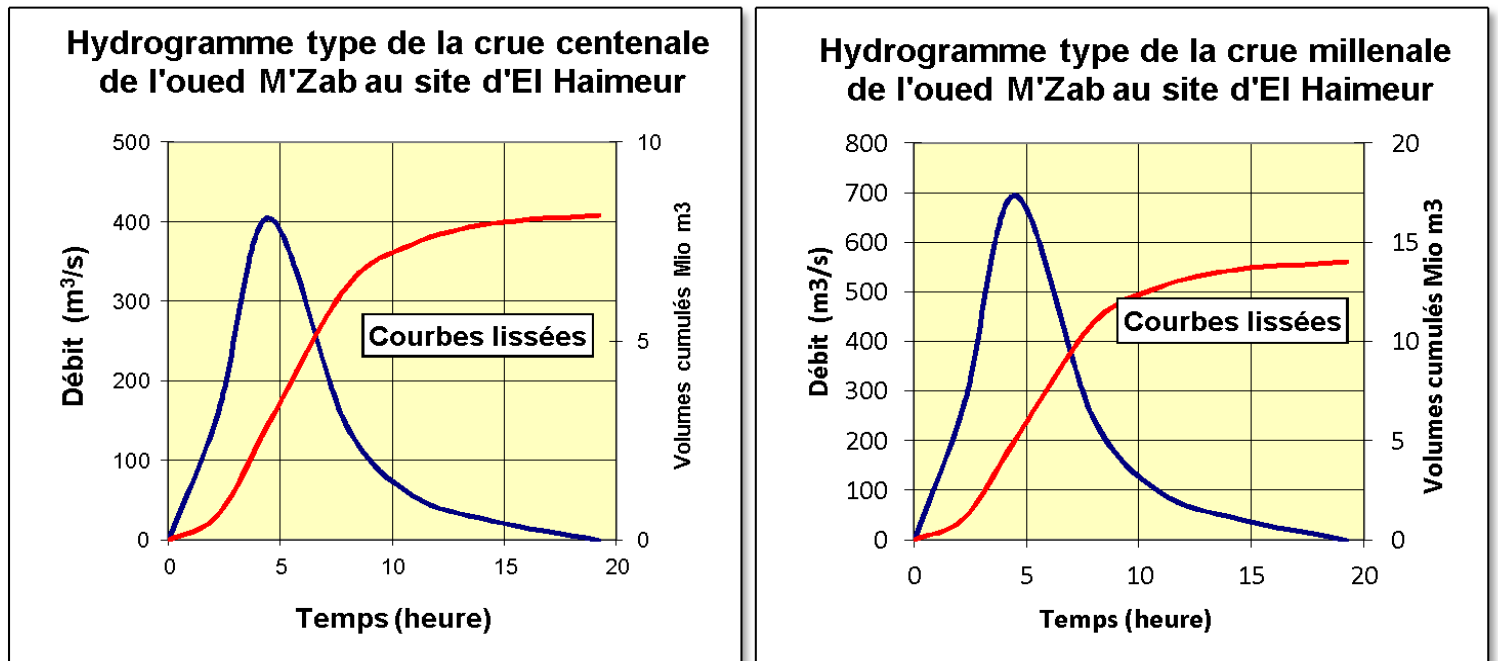


Figure II.20 : Hydrogrammes des crues centennale et millénale , site El Haimeur.

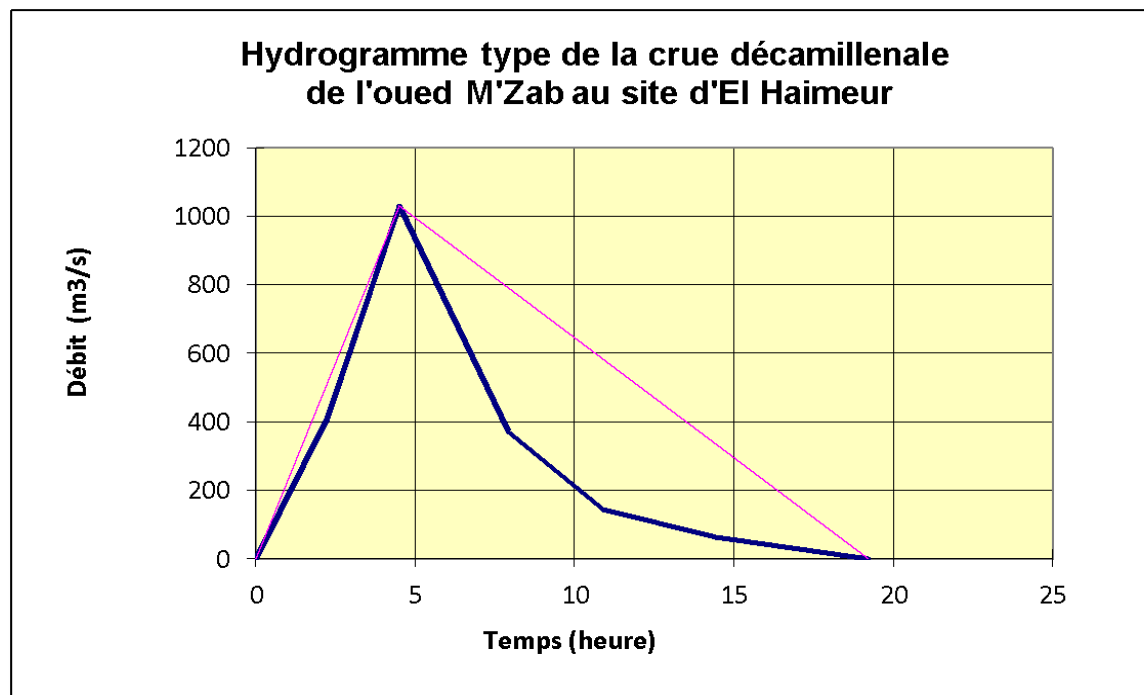


Figure II.21 : Hydrogramme type de la crue décennale, site El Haimeur.

Après lissage des courbes on obtient :

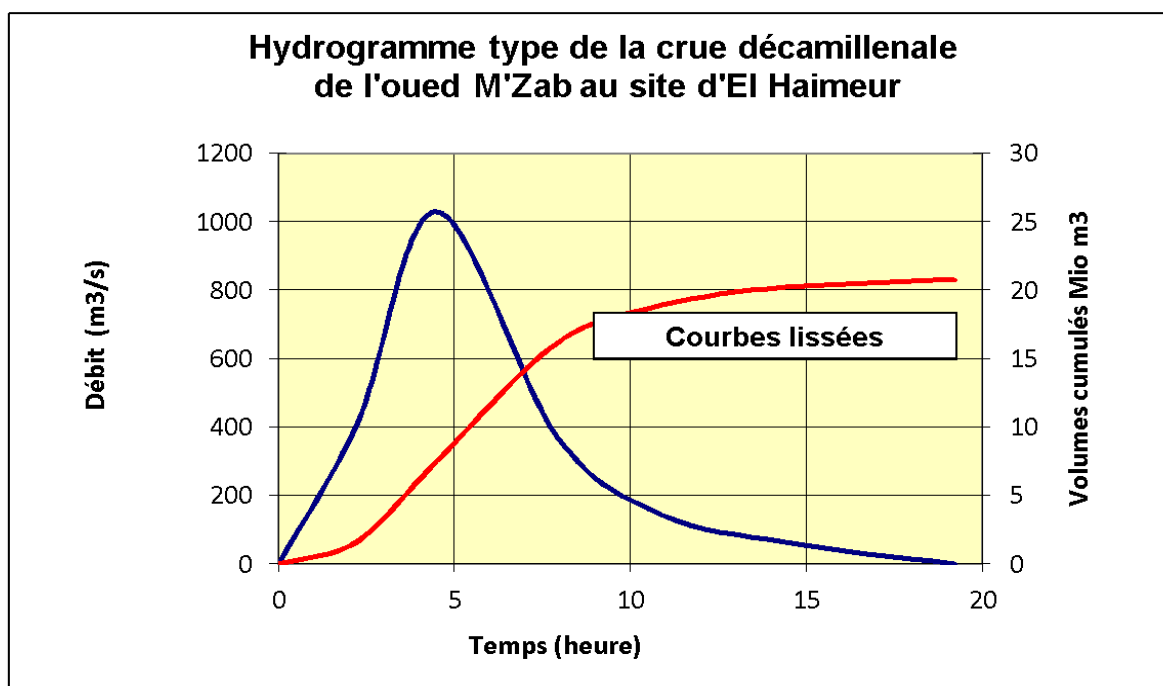


Figure II.22 : Hydrogramme type de la crue décennale, site El Haimeur.

Tableau II.47 : Hydrogrammes des crues, site Boubrik.

Temps h	Crue centennal Q = 195 m ³ /s	Crue millennial Q = 335 m ³ /s	Crue décennale Q = 497 m ³ /s
-	Débit (m ³ /s)	Débit (m ³ /s)	Débit (m ³ /s)
0.00	0	0	0
0.50	61	105	156
1.00	170	293	434
1.36	195	335	497
2.00	149	256	380
3.00	53	91	135
4.00	13	22	33
6.50	0	0	0

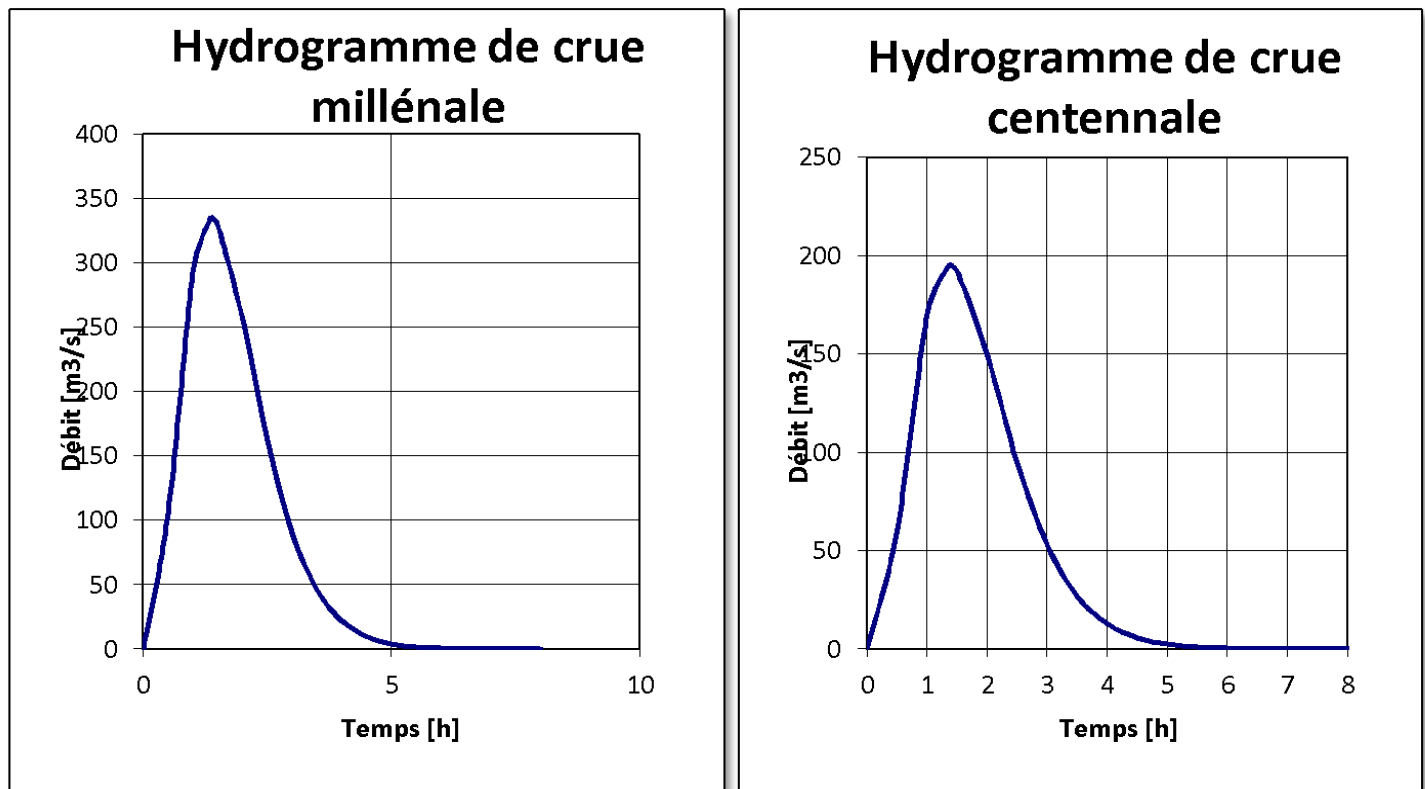


Figure II.23 : Hydrogrammes de la crue centennale et millénale, site Boubrik.

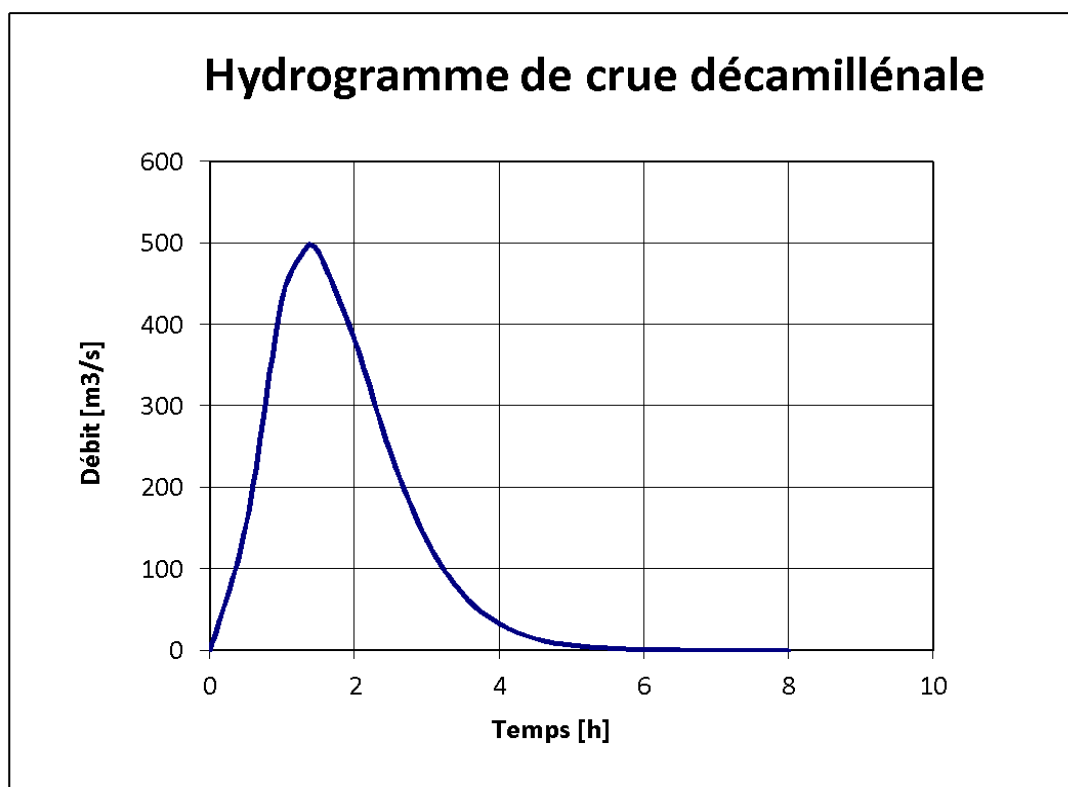


Figure II.24 : Hydrogrammes type de la crue décennale, site Boubrik.

II.11.6. Estimation de la crue de 2008

Pour la détermination du débit de crue de l'année 2008, nous avons procédé au relevé de laisses de cette crue qui s'est déclenchée principalement de notre oued.

II.11.6.1. Relevé de laisses de crue

Le relevé de laisses de crue consiste à identifier sur le terrain les traces physiques laissées par les eaux après la crue. Les levés servent par la suite à délimiter les zones inondées.

Cette évaluation est bien sûr peu précise mais permet d'obtenir rapidement un ordre de grandeur. Dans la mesure du possible, il est relevé un repère de crue sur chaque rive de manière à recouper l'information.

Sur terrain, nous avons effectué le relevé de trois sections transversales pour pouvoir comparer les résultats obtenus à partir de chaque section.

II.11.6.2. Conditions d'application de la formule de Manning – Strickler

L'utilisation de la formule du type *Manning – Strickler* nécessite :

- Section transversale régulière.
- Alignements droits.
- Zones où le lit du cours d'eau est unique.
- Absence d'un confluent.

II.11.6.3. Formule de Manning – Strickler

$$Q = \frac{1}{n} R_h^{2/3} I^{1/2} S \dots\dots\dots (II.39)$$

Avec

- $\frac{1}{n}$: Coefficient de *Manning – Strickler* qui dépend de la nature du lit du cours d'eau.

Puisque on est dans le cas d'une rivière de plaine, large, à végétation peu dense, ce coefficient est égal à 30.

- R_h : Rayon hydraulique en mètre.

$$R_h = \frac{s}{p} \dots\dots\dots (II.40)$$

- S : Surface mouillée en mètre carré.

- **P** : Périmètre mouillé en mètre.
- **I** : Pente du fond du lit.

Les résultats sont donnés dans le tableau suivant :

Tableau II.48 : Evaluation du débit de crue de l'année 2008.

Sections	Section I	Section II	Section III
S	1400	1400	1450
P	500		
R _h	2.8	2.8	2.8
I	0.0009		
Q _{max} (m ³ /s)	2500	2500	2650

Donc le débit transitant est : $Q_{\max} = 2600 \text{ m}^3/\text{s}$

Observation

On remarque que les hypothèses de la formule de *Manning – Strickler* sont grossièrement et difficilement vérifiées sur le terrain et que réellement l'écoulement hydraulique dans un oued est considéré comme un écoulement bidimensionnel d'un côté et de l'autre côté que les traces de l'eau laissées sur les rives par le passage des crues sont difficilement identifiables avec précisions, ce qui nous poussent à se retrouver dans une situation peu enviable où les résultats calculés nous semblent risqués et moins sécurisant.

II.11.7. Estimation de la crue de projet

La crue de projet est la crue de plus faible fréquence entrant dans la retenue. Elle est prise en compte pour déterminer le niveau des plus hautes eaux (PHE). Donc la hauteur du barrage, et pour le dimensionnement de l'évacuateur de crues, en intégrant les possibilités du laminage.

Souvent la crue de projet considérée est la crue du débit de pointe maximal, mais il n'est pas toujours certain que cette crue soit la plus défavorable pour le calcul de l'évacuateur de crues ; une crue moins pointue, mais plus étalée pourrait être plus défavorable. La période de retour minimale préconisée pour cette crue est comprise entre (100 et 10.000) ans.

Le choix de la période de retour dépend du risque induit par la rupture du barrage. Cependant le risque global est lié aussi à la vulnérabilité de la vallée en aval (occupation de la zone susceptible d'être inondée en cas de rupture). Lorsque le barrage intéresse la sécurité publique la période de retour ne devra en aucun cas être inférieure à 10.000 ans pour les barrages d'accumulation et de transfert et 100 ans pour les retenues collinaires et les petits barrages.

Plusieurs comités et écoles ont données des recommandations pour le choix de la crue de projet, on site :

- Le comité national australien des grands barrages (CNAGB).
- Le CEMAGREF (ex : C.T.G.R.E.F).

Il existe plusieurs méthodes pour la détermination de la crue de projet tel que :

1-/ Méthode du gradient des valeurs extrêmes.

2-/ Méthode PMP-PMF (pluie maximum probable –débits maximum probable).

Pour la détermination de la crue de projet on doit tenir compte des caractéristiques géologiques et hydrologiques du bassin versant (précipitations, superficie, perméabilité...etc.).

On doit calculer l'indice global "Ig" qui est lié à tous ces paramètres tel que :

$$I_g = I_a \times I_d \times I_r \dots\dots\dots (II.41)$$

- **Ia** : représente la somme des indices mineurs (intensité des crues et les difficultés topographiques).
- **Id** : représente la somme des indices des difficultés géologiques et géotechniques.
- **Ir** : représente les risques.

Si :

1/ Le risque est faible ($I_g = 1$), on dimensionne l'évacuateur de crues pour une crue centennale.

2/ Si Le risque est moyen ($I_g = 2$), on dimensionne pour la crue centennale avec vérification avec la crue cinq centennale et parfois même millénaire.

3/ Si Le risque est élevé, la plus petite crue de dimensionnement ne doit en aucun cas être inférieure à la crue millénaire.

Tableau II.49 : Quelques critères de choix de la crue de projet.

Catégories des dommages	Crue de projet recommandée (probabilité au dépassement)
Elevés : <ul style="list-style-type: none"> • perte de vie • dommages considérables 	1/10 000 ** 1/100 000
Importants : <ul style="list-style-type: none"> • Pas de perte de vie • Dommages importants 	1/1000 ** 1/10 000
Faibles : <ul style="list-style-type: none"> • Pas de perte de vie • Dommages faibles 	1/100 ** 1/1000

Dans notre étude, Les ouvrages de rétention-laminage projetés d'une crue de fréquence 1:100
Les crues de projet pour chaque site d'ouvrage sont représentées dans le tableau suivant :

Tableau II.50 : Crue de projet pour chaque site d'ouvrage.

Site d'ouvrage	Crue de projet (m ³ /s)
El Abiodh	549
El Haimeur	405
Boubrik	121

II.12.Transport solide

Le transport solide dépend de l'étendue, du relief du bassin versant, de la nature géologique des sols et de leur résistances à l'érosion, liée elle même à la couverture végétale, au régime des pluies et des températures

Le transport solide et le charriage du fond permettent la détermination du volume mort en fonction de la durée de vie de la retenue.

Le volume mort est un volume qui ne participe pas à la régularisation des débits, il doit répondre à certaines conditions

- Accumulation des matériaux solides dans la retenue.
- Garantir le fonctionnement normal des pompes.

Observation

L'emploi des formules empiriques est inadéquat en raison de la particularité de leurs domaines d'applications.

En conséquence, le volume mort sera important voir controuvé. A cet égard, nous procédons à l'analogie de d'autres bassins arides ou semi arides.

II.12.1.Evaluation par analogie

L'évaluation du transport solide s'est élaborée à partir de mesures faites sur d'autres bassins versants arides ou semi arides dans d'autres régions en appréciant les différences possibles avec Ghardaïa au niveau de l'érodabilité du bassin. Cette étude a proposé une concentration moyenne de 5 g/l de matières en suspension et à un charriage de fond équivalent en poids au transport en suspension.

L'évaluation des apports liquides a été faite en ne considérant que les pluies dont l'intensité est suffisante pour provoquer un écoulement et en leurs appliquant un coefficient de ruissellement inférieur à 1.

Selon des observations faites sur les précipitations, seules les pluies journalières supérieures à 5 mm, qui représentent 50 % des précipitations totales (70 mm/an), soit environ 35 mm/an, déclenchent un écoulement ; au niveau des intensités, ce sont les pluies d'intensité moyenne supérieure à 2 mm/h, et de hauteur supérieure à 5 mm, soit environ 30 mm/an, qui sont susceptibles de déclencher un écoulement. Le coefficient de ruissellement pour une pluie centennale et une superficie de 100 km² est de 50 % environ. Ce coefficient diminue pour des événements pluvieux plus fréquents et pour des superficies de bassin versant plus grandes. [Bonnard & Gardel Bureau d'étude Suisse]

Pour un calcul prudent de ces apports solides, on a finalement retenu une hauteur de précipitation annuelle conduisant à un écoulement de 35 mm et un coefficient de ruissellement de 50 %. Ces valeurs définissent un apport de matières en suspension pendant une durée de 50 années de :

$$\text{MES}_{50} \text{ en T} = S (\text{Km}^2) \times 50 \% \times 35 \text{ mm} \times 5 \text{ g/l} \times 50 \text{ années} \dots (\text{II.42})$$

$$\text{Vmort} = \text{Tas} / \gamma_s (10^6 \text{ m}^3) \dots \dots \dots (\text{II.43})$$

Avec,

- $\gamma_s = 1,62. (\text{kg/m}^3)$.

L'application aux bassins des sites sur l'oued El Abiodh, l'oued EL Haimeur et l'oued Boubrik est présentée dans le tableau ci-dessous, les valeurs calculées ont ensuite été quasiment doublées pour tenir compte des incertitudes liées à ce type d'évaluation, une seule crue "historique" étant susceptible d'entraîner à elle seule un volume de matériaux équivalent à 10 ou 20 années moyennes.

Tableau II.51 : Valeurs adoptées pour le transport solide.

Site de l'ouvrage	Superficie km ²	Apports liquides annuels Mio m ³	Transport solide annuel		Transport solide total 50 ans		Valeur adoptée
			Suspension tonne	Avec Charriage tonne	Poids tonne	Volume Mio m ³	volume Mio m ³
El Abiodh	766	13.6	67 025	80 430	4 021 500	2.48	5
El Haimeur	385	8.17	33 688	40 425.6	2 021 280	1.25	2.5
Boubrik	35	1.22	3 063	3 675.6	183 780	0.11	0.22

Note : En Algérie le charriage est estimé à (0 – 35%) de transport solide, nous avons pris 20%

II.13.Courbe Capacité - Hauteur et Surface – Hauteur

L'étude hydrologique du site proposer porte sur l'évaluation de la capacité de ce dernier à savoir : Les caractéristiques principales du bassin versant du site en question.

- Volume de la retenue.
- Taille de la digue.

Les caractéristiques bathymétriques (morpho métriques) de la retenue sont la variation du volume et de la surface avec la hauteur. Les surfaces correspondantes à chaque altitude sont déterminées par le planimétrie des surfaces élémentaires correspondantes à chaque inter - courbe.

Pour bien estimer la capacité de stockage de chaque retenue nous nous sommes basés sur le planimétrie de la cuvette qui est de notre point de vue les paramètres caractéristiques nécessaires de la retenue.

II.13.1.Hypothèse de calcul :

Le volume d'une "tranche" horizontale est celui du tronc de la pyramide correspondante :

$$V = 1/3 * H * (S_1 + S_2 + \sqrt{S_1 * S_2}) \dots\dots\dots (II.44)$$

- **V** : volume de la "tranche".
- **H** : hauteur (épaisseur) de la "tranche".
- **S₁** : surface à la base de la "tranche".
- **S₂** : surface au haut de la "tranche".

Tableau II.52 : Calcul de la courbe Hauteur-Volume, site El Abiodh.

Altitude (m)	Surface (m ²)	Volume (m ³)	volume sans envasement (10 ⁶ m ³)	Volume avec envasement (10 ⁶ m ³)
554	0	0	0.0	0.0
556	395 800	263 800	0.3	0.0
558	913 600	1 537 600	1.5	0.0
560	1 706 700	4 116 900	4.1	0.0
562	2 814 100	8 591 700	8.6	2.2
564	3 746 300	15 129 900	15.1	7.1
566	4 875 100	23 726 500	23.7	15.7
568	6 215 500	34 790 000	34.8	26.8
570	7 453 800	48 440 500	48.4	40.4

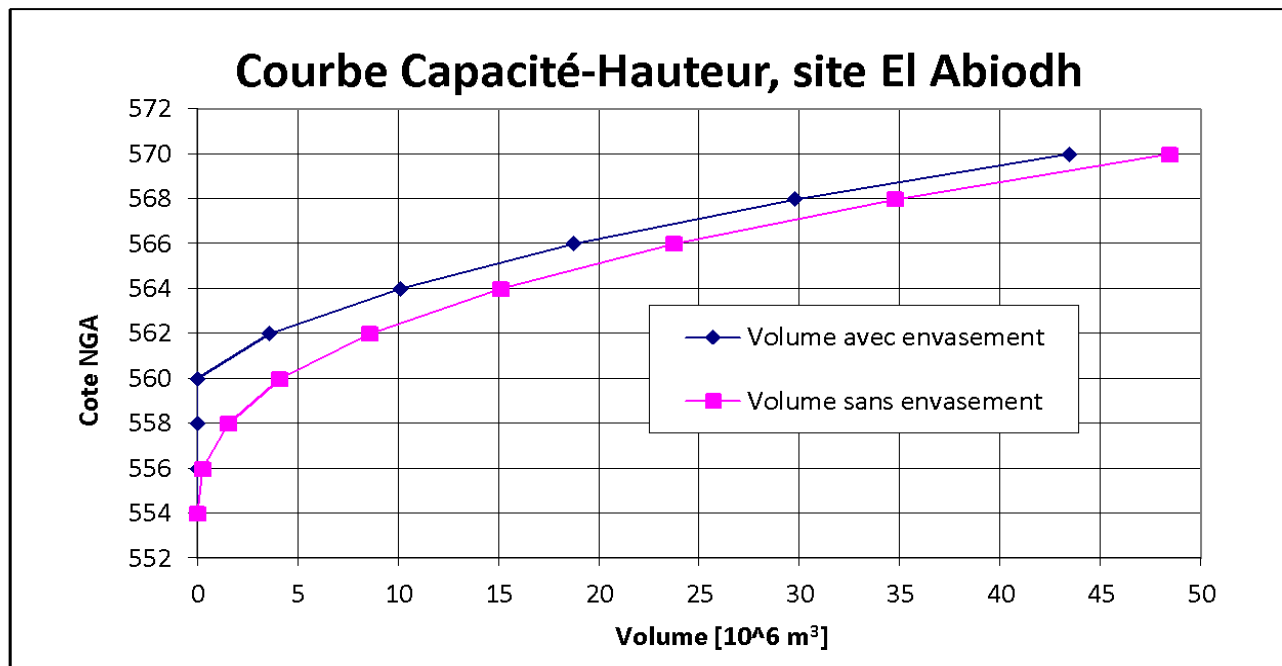


Figure II.25 : Courbe « Capacité-Hauteur », site El Abiodh.

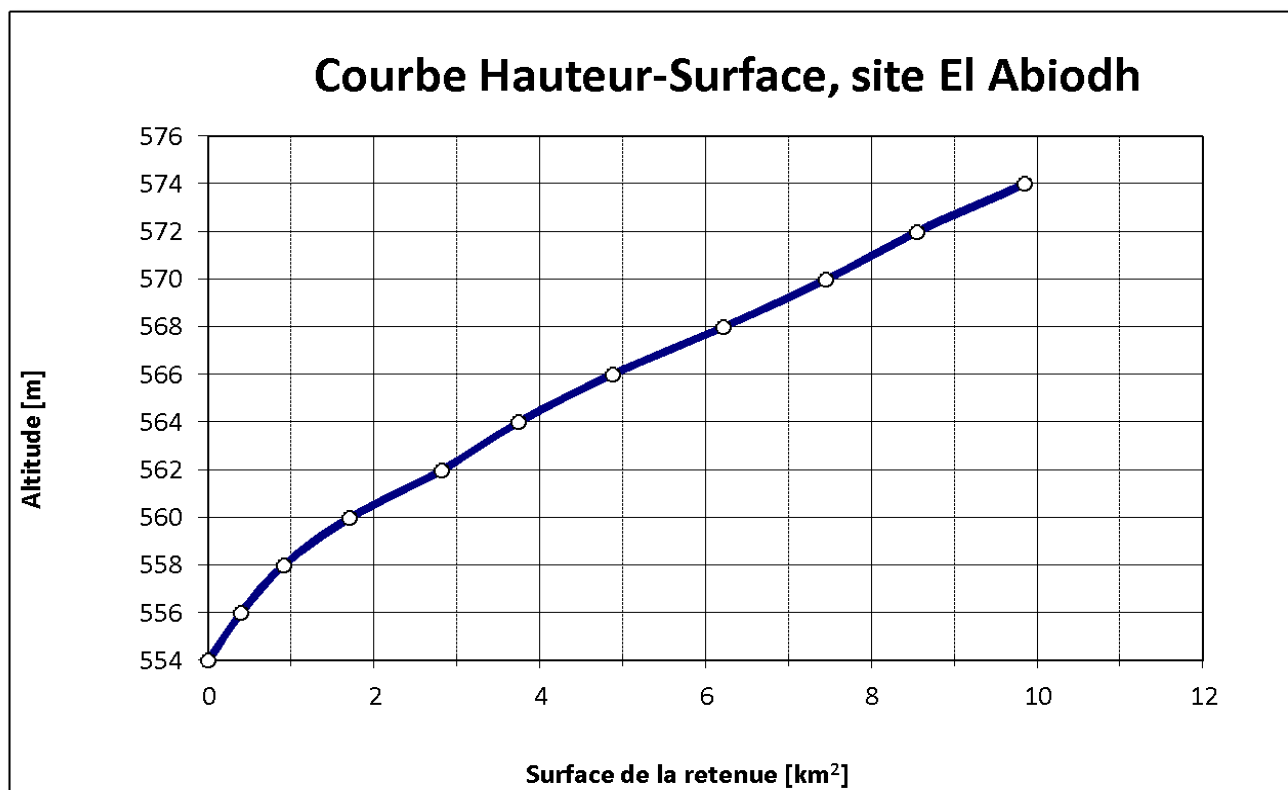
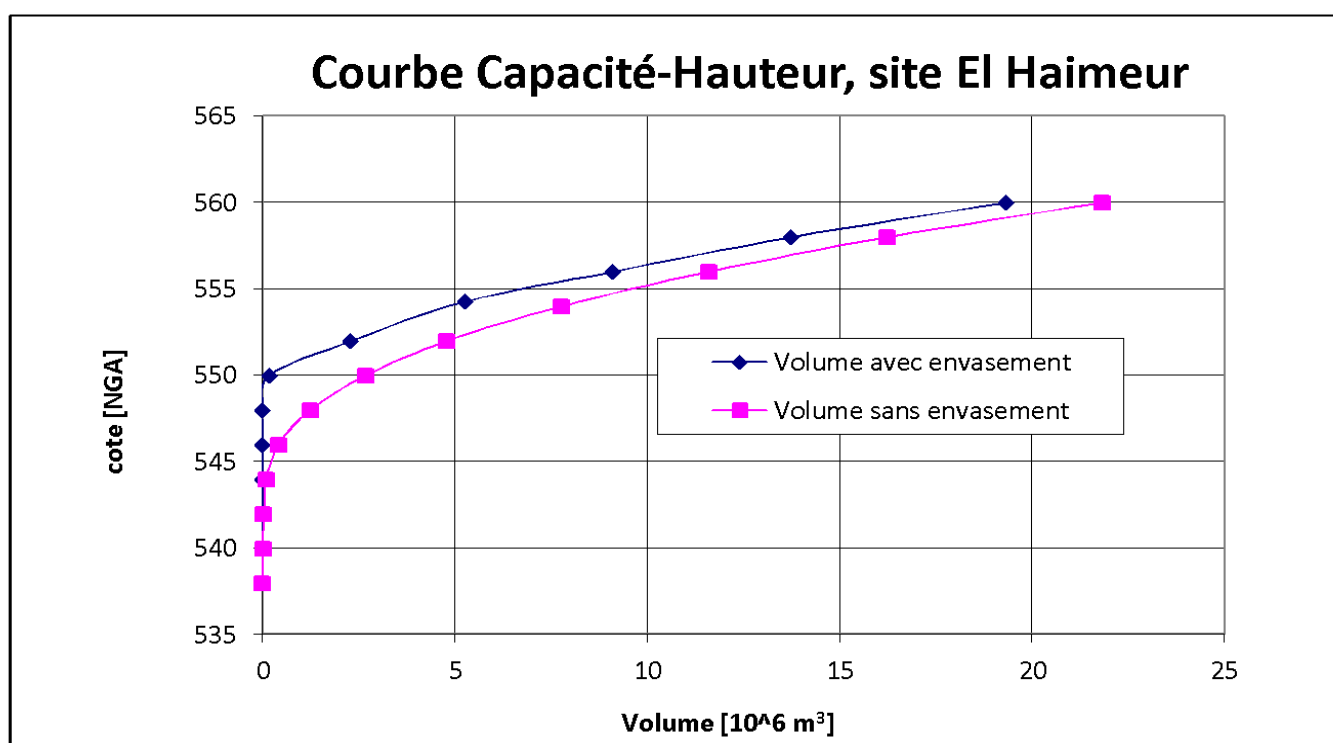


Figure II.26 : Courbe « Hauteur-Surface », site El Abiodh.

Tableau II.53 : Calcul de la courbe Hauteur-Volume, site El Haimeur.

Altitude (m)	Surface (m ²)	volume (m ³)	volume sans envasement (10 ⁶ m ³)	Volume avec envasement (10 ⁶ m ³)
546	63 200	96 000	0.1	0
548	266 700	402 400	0.4	0
550	595 300	1 242 700	1.2	0.33915
552	847 800	2 678 300	2.7	1.19
553.2	1 279 000	4 790 300	4.8	2.25
554	1 713 700	7 772 400	7.8	3.7724
556	2 114 600	11 593 600	11.6	7.5936
558	2 528 700	16 230 700	16.2	12.2307
560	3 065 200	21 816 000	21.8	17.816

**Figure II.27** : Courbe « Capacité -Hauteur », site El Haimeur.

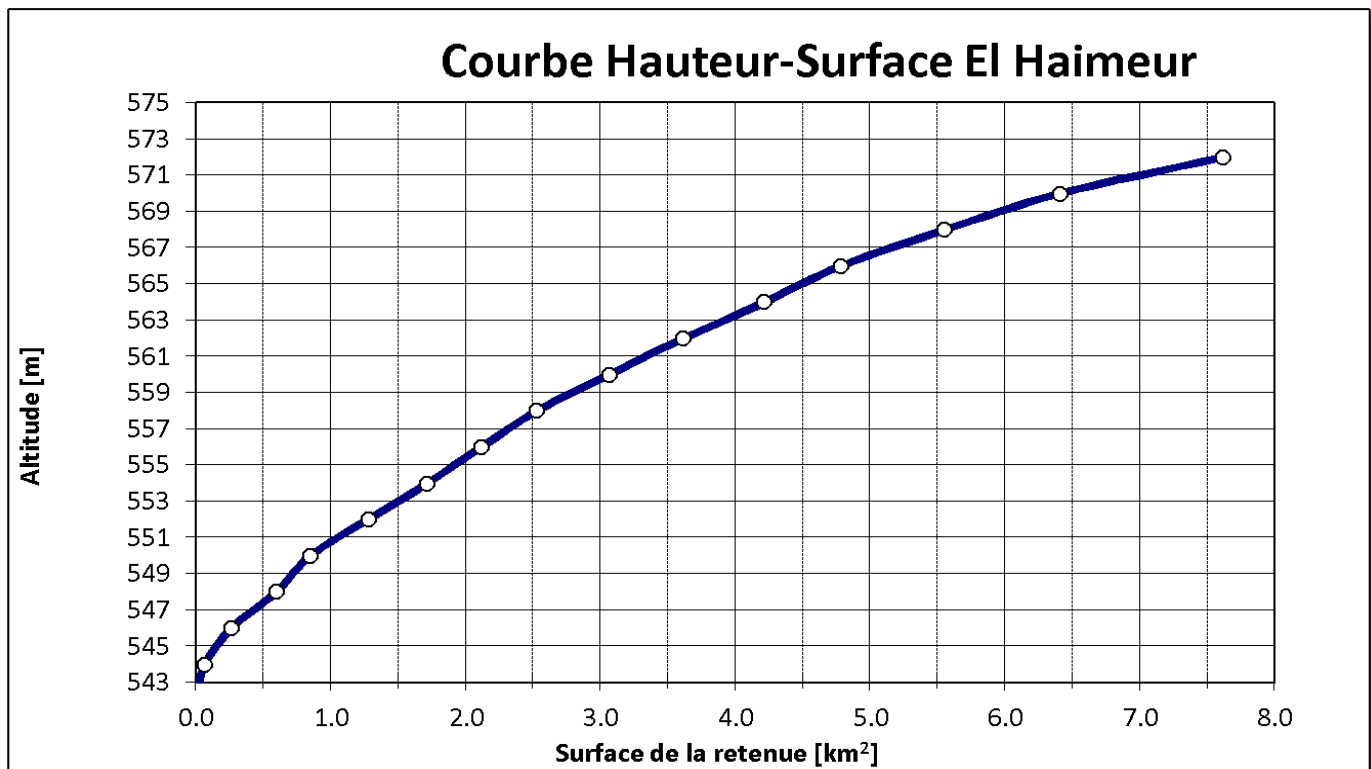


Figure II.28 : Courbe « Hauteur-Surface », site El Haimeur.

Tableau II.54 : Calcul de la courbe Hauteur-Volume, site Boubrik.

Altitude (m)	Surface (m ²)	volume (m ³)	volume sans envasement (Moi m ³)	Volume avec envasement (Moi m ³)
547.5	0	0	0.00	0.0
548	20 850	3 500	0.00	0.0
549	91 300	55 400	0.06	0.0
550	240 000	215 200	0.22	0.0
551.2	282 000	491 300	0.49	0.2
552	362 600	813 600	0.81	0.4
555	875 430	2 615 000	2.62	2.2
556	1 141 300	3 476 000	3.48	3.1

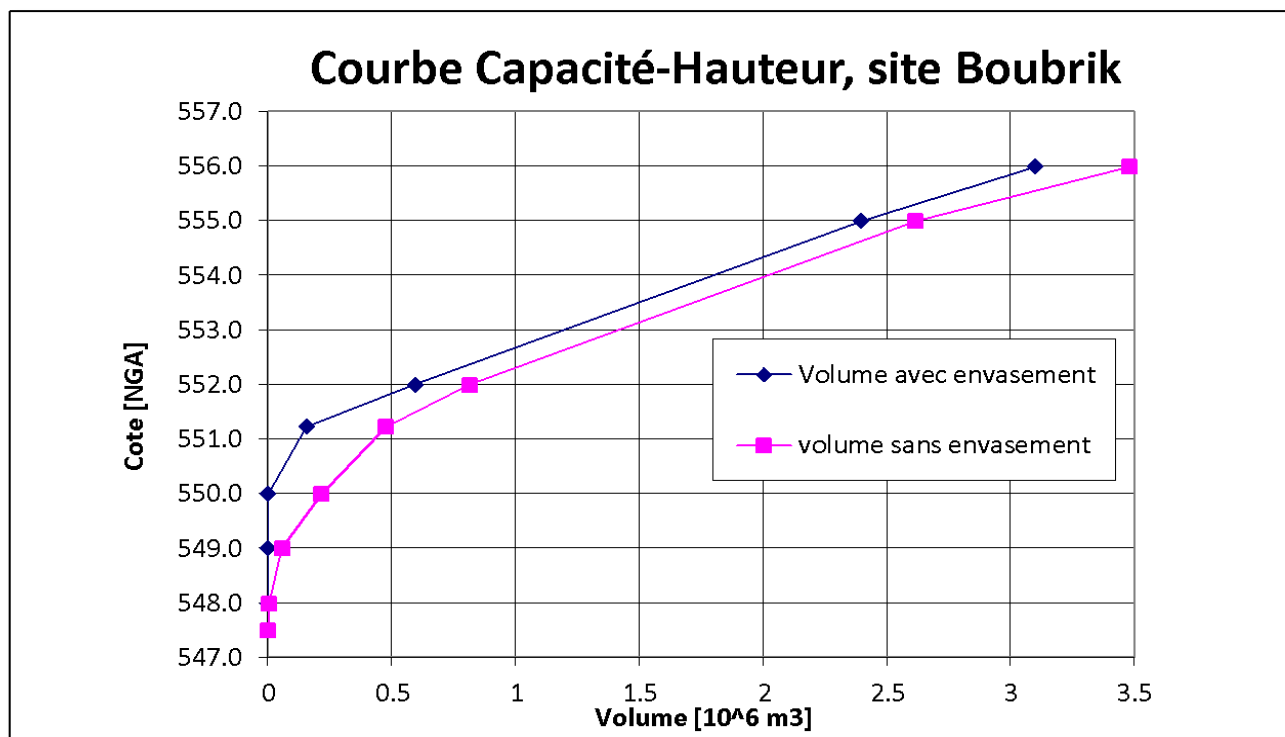


Figure II.29 : Courbe « Capacité - Hauteur », site Boubrik.

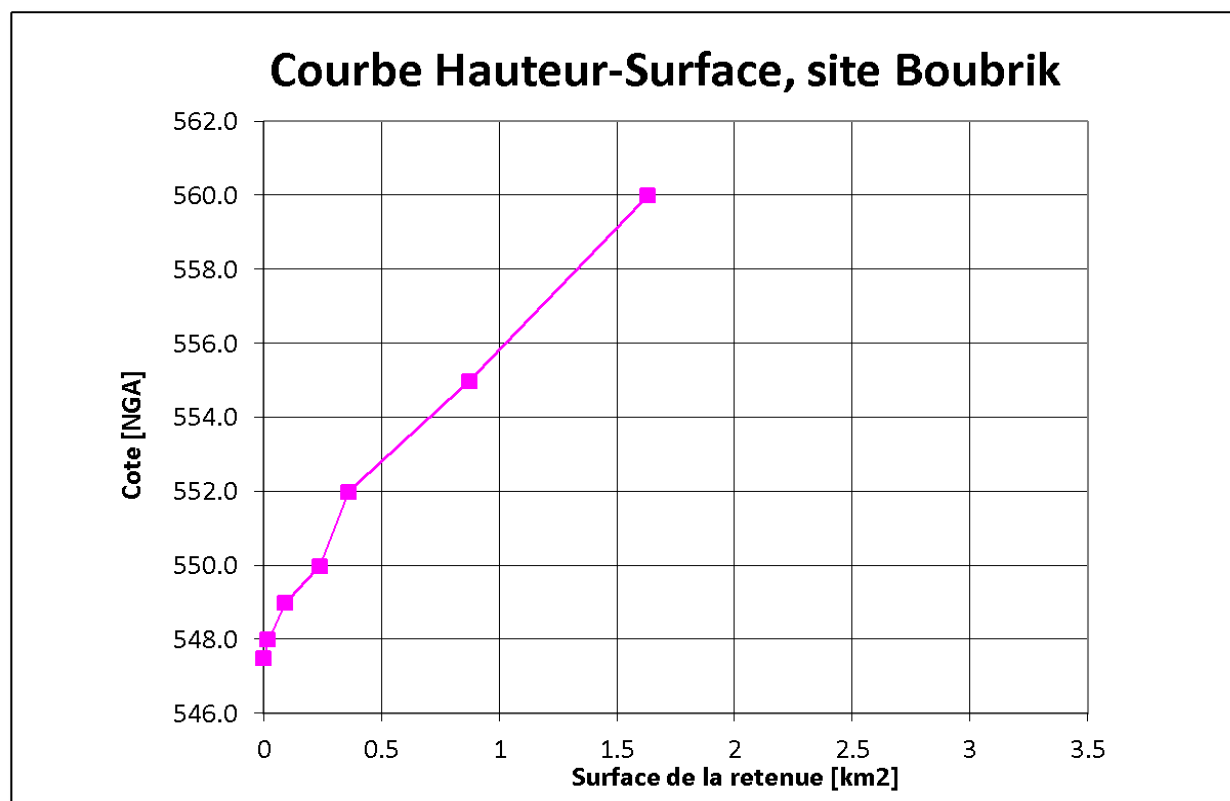


Figure II.30 : Courbe « Hauteur-Surface », site Boubrik.

II.14. Régularisation du débit

La régularisation des débits permet de déterminer la meilleure façon de restitution des eaux stockées et la détermination du volume utile de la retenue.

Dans notre étude on a l'objectif c'est la protection de la ville contre les inondations, donc notre retenue n'est pas destinée à l'AEP ni à l'irrigation ; alors il y a aucun sens pour faire la régularisation.

II.15. Hauteurs caractéristiques

Des courbes caractéristiques précédentes (Capacité – Hauteur) on peut tirer les niveaux de volume mort et les NNR correspondants à chaque site d'ouvrage pour un débit centennal.

Tableau II.55 : Hauteurs caractéristiques.

Site d'ouvrage	Cote de fond (m).NGA	Volume mort (Miom ³)	H _{vm} (m)	N _{vm} (m).NGA	Volume utile (Miom ³)	H _{NNR} (m)	N _{NNR} (m).NGA
El Abiodh	554	5	6	560	13.6	5.15	565.15
EL Haimeur	544	2.5	5.5	549.5	8.17	6.25	555.76
Boubrik	548	0.22	2	550	1.22	3.5	553.50

II.16. Laminage des crues

Le calcul du laminage de crues permet de réduire les dimensions et le coût de l'ouvrage d'évacuation sans affecter la sécurité globale de l'aménagement, Ce type de calcul optimise la capacité de stockage momentanée de la retenue et le débit progressif des déversements en fonction de l'apport entrant de la crue, Cette relation peut être formulée comme suit :

$$Q \cdot dt = q \cdot dt + S \cdot dh + q_2 \cdot dt \dots\dots\dots (II.45)$$

Où :

- **Q** : Débit entrant de la crue.
- **q** : Débit déverse par l'évacuateur de crue (débit laminé)
- **S** : Surface du plan d'eau de la cuvette.
- **q₂** : Débit déverse par l'évacuateur de crue (débit laminé)

Le débit cumule à l' instant **t** est :

$$Q - q - q_2 = S \cdot \frac{dh}{dt} \dots\dots\dots (II.46)$$

Où :

- $\frac{dh}{dt}$: Vitesse de remplissage ou de montée de la retenue.

Le phénomène de submersion représente le plus grand danger surtout pour les barrages en matériaux locaux .La submersion cause la rupture rapide du barrage. Celle-ci est due aux crues qui dépassent la capacité d'évacuation de l'évacuateur de crues.

Le débit d'évacuation est calculé d'après la formule :

$$Q_{dév} = C_d \cdot b \cdot (2g)^{1/2} \cdot H^{3/2} \dots\dots\dots (II.47)$$

$$Q_{vf} = S_{orif} \cdot (2gH)^{1/2} \dots\dots\dots (II.48)$$

- **Cd** : Coefficient de débit dépend de la forme du déversoir.
- **b** : Largeur du déversoir en m .
- **H** : Charge d'eau sur le déversoir dépend de la vitesse d'approche d'eau.

Observation :

Le déversoir pratique est d'emploi fréquent vu les avantages qu'il présente, ce qui mène à prendre la valeur de m égale à 0,42.

Les ouvrages de rétention-laminage projetés doivent être capables de supporter sans dommage une crue exceptionnelle de fréquence 1:10.000. Pour des événements de période de retour de 100 ans, le débit relâché à l'aval n'est plus soumis aux limites fixées plus haut de 20 et 5 m³/s.

- Aussi un évacuateur de crues à surface libre est il aménagé à la cote maximale atteinte par la crue 1:100 de "dimensionnement". La longueur du seuil déversant de cet évacuateur est en principe déterminée par un optimum économique : un seuil déversant plus étroit, donc plus économique, conduit à une cote des plus hautes eaux, et par conséquent de la crête, plus haute, donc un volume de digue plus important.

Cependant d'autres critères doivent être également être pris en considération :

- une longueur déversante plus importante conduit à un débit unitaire plus faible ce qui autorise une qualité de réalisation moins poussée du coursier et simplifie les conditions de restitution
- inversement une longueur déversante moins importante conduit à un laminage plus efficace donc à un débit restitué moins élevé, avec moins d'impacts potentiels sur l'aval en cas d'événement exceptionnel.

II.16.1. Site El Abiodh

Le des débits laminées à travers l'évacuateur de crue ainsi de vidange de fond pour une crue décamilénale avec une largeur de 125 m est représenté dans le tableau suivant

Tableau II.56 : Laminage de la crue 1:10.000, site El Abiodh pour Bdév = 125 m.

T	Qe	Qs	Cote	VF	EC
heures	(m³/s)	(m³/s)	(m) NGA	(m³/s)	(m³/s)
0	0	0	554	0	0
0.5	102.85	13.36	560.07	13.36	0
1	196.35	13.71	560.29	13.71	0
1.5	289.85	14.29	560.66	14.29	0
2	383.35	15.07	561.17	15.071	0
6	1383.37	52.59	565.47	20.39	32.20
6	1267.06	154.99	565.99	20.94	134.06
7	1150.75	243.21	566.32	21.28	221.93
7.5	1034.44	323.42	566.58	21.55	301.87
8	918.13	390.33	566.78	21.76	368.58
8.5	801.82	441.05	566.93	21.90	419.15
9.	685.51	474.79	567.02	21.99	452.80
9.5	569.20	492.06	567.07	22.04	470.02
10	452.89	494.12	567.07	22.04	473.07
10.5	395.99	485.03	567.05	22.02	463.01
11	364.54	473.09	567.01	21.99	451.10
11.5	333.09	459.06	566.98	21.95	437.11
12	301.65	443.24	566.93	21.91	421.34
12.5	270.20	425.92	566.88	21.86	404.07
13	238.75	407.32	566.83	21.80	385.52
13.5	207.30	387.65	566.77	21.75	365.90
14	177.97	367.13	566.71	21.69	345.44
14.5	167.66	347.16	566.65	21.63	325.53
15	157.36	328.57	566.60	21.57	307.00
15.5	147.05	311.15	566.54	21.51	289.64
16	136.74	294.74	566.49	21.46	273.28
16.5	126.43	279.24	566.44	21.41	257.83
38	0.00	23.03	565.22	20.11	2.92
38.5	0.00	22.41	565.21	20.10	2.31
39	0.00	21.86	565.20	20.09	1.77
39.5	0.00	21.36	565.19	20.08	1.28
40	0.00	20.93	565.18	20.07	0.86

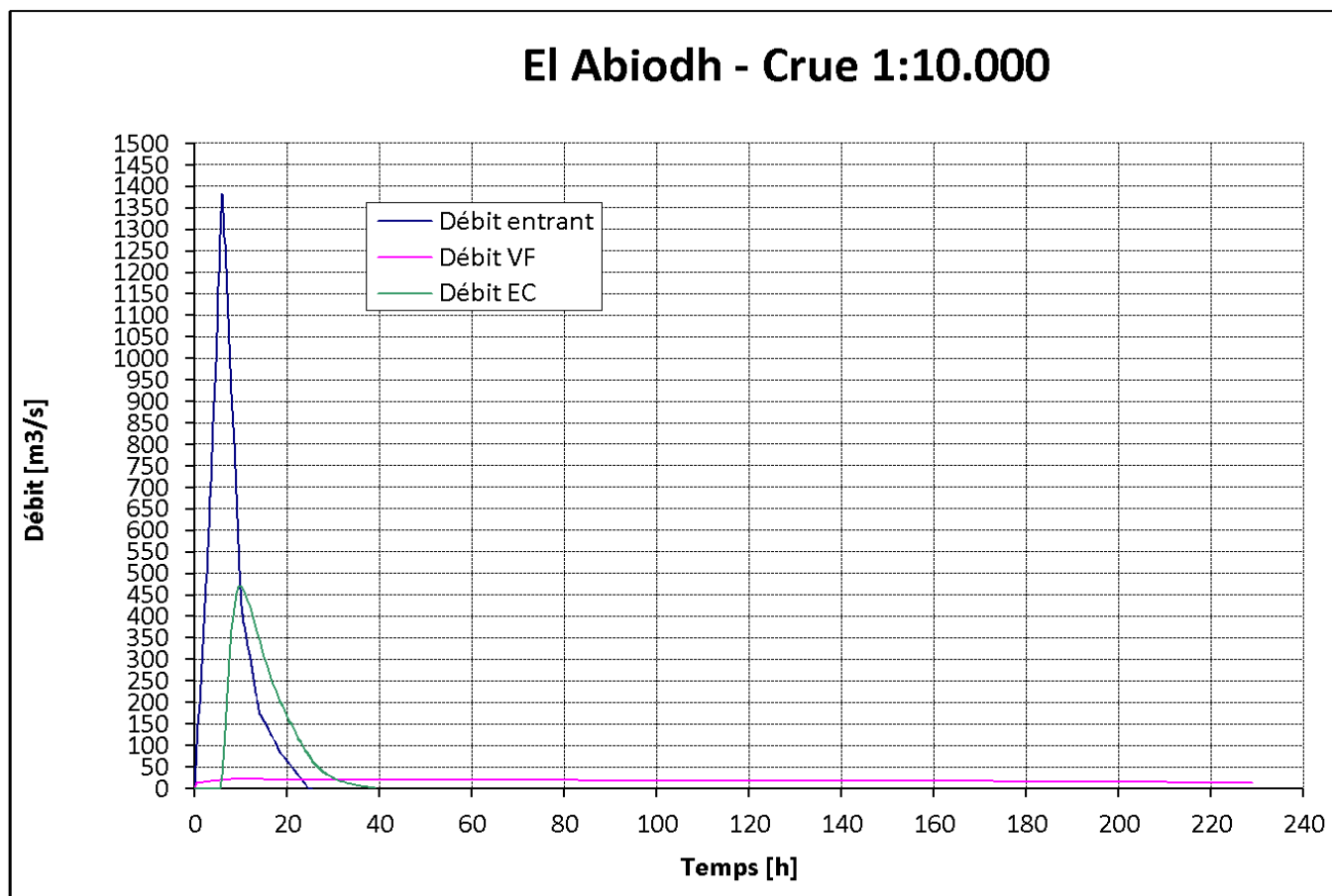


Figure II.31 : Laminage de la crue 1 :10.000 , site El Abiodh.

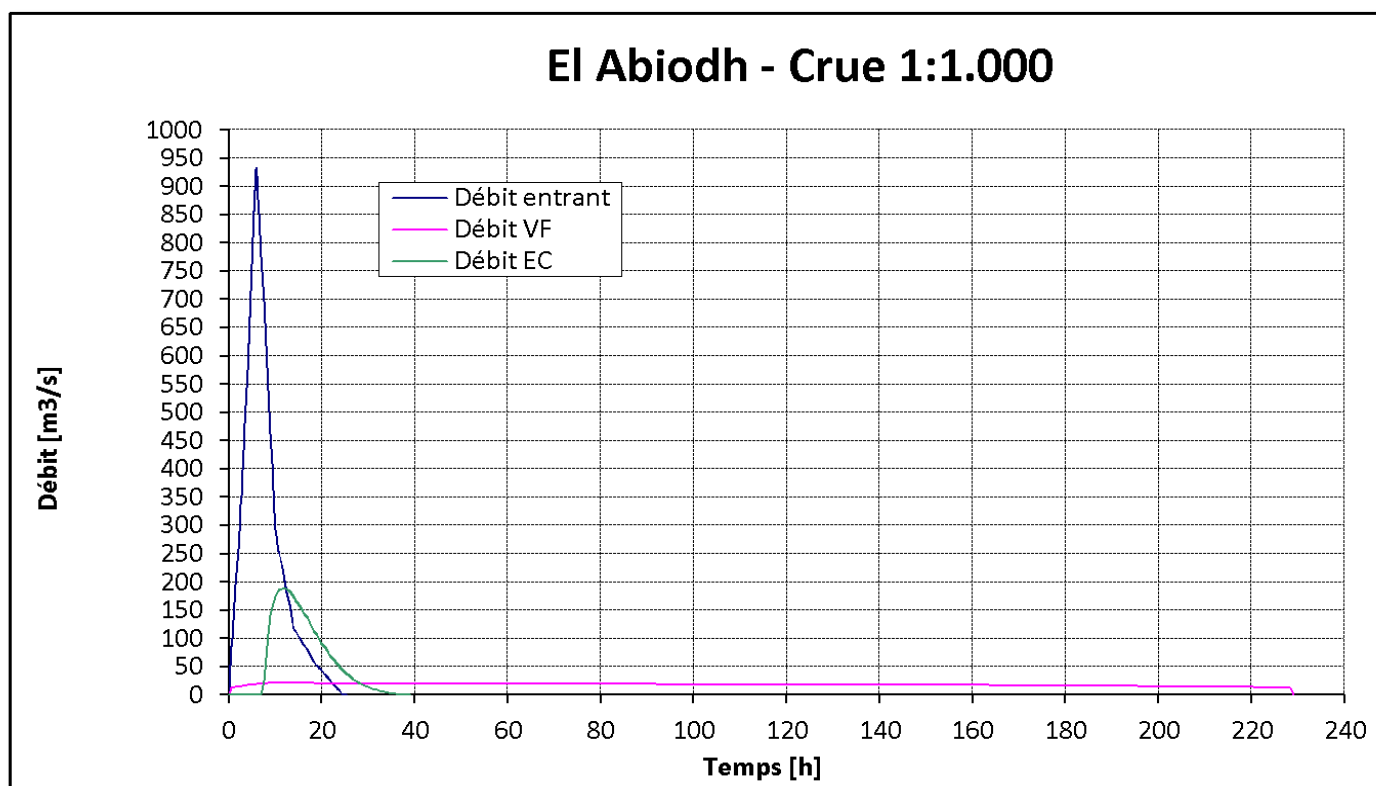


Figure II.32 : Laminage de la crue 1 :1.000 , site El Abiodh.

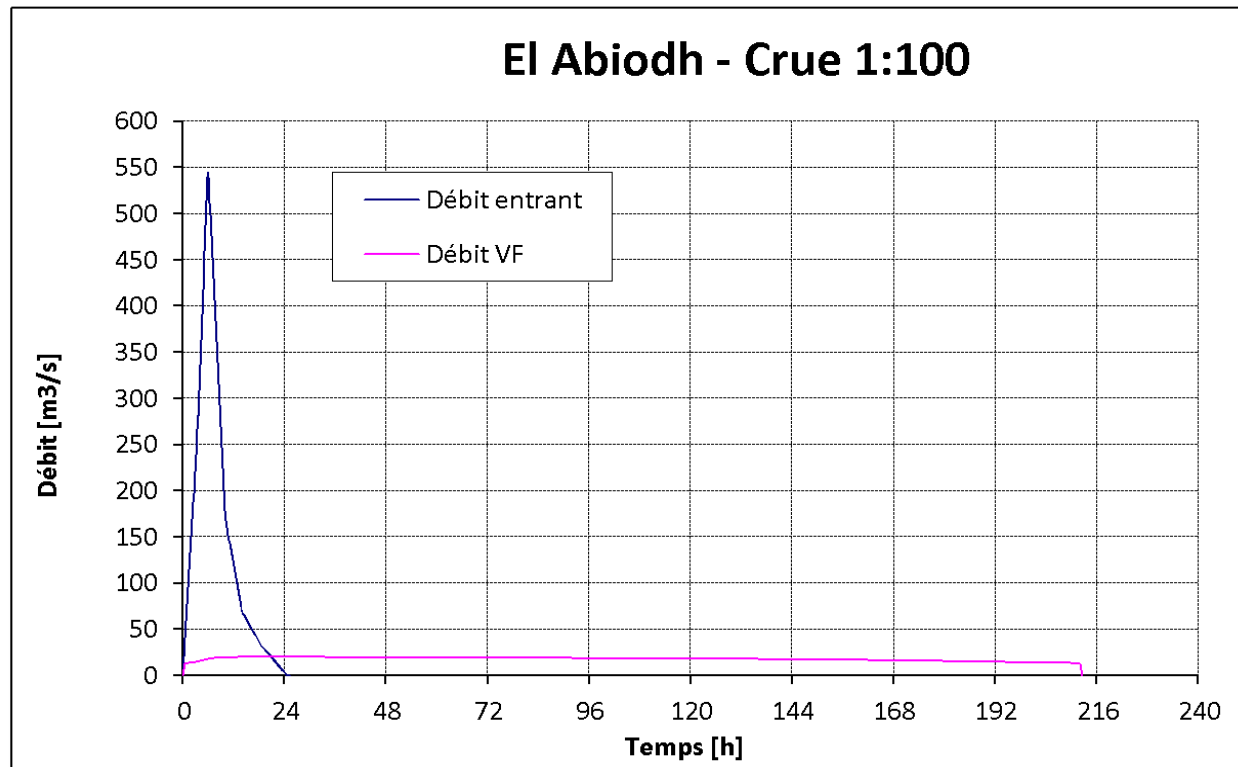


Figure II.33 : Laminage de la crue 1 :100 , site El Abiodh.

Note : le calcul de laminage de la crue millénale et centennale est représenté dans dossier annexe (cf.annexe 4).

II.16.2. Site El Haimeur

Le des débits laminées à travers l'évacuateur de crue ainsi de vidange de fond pour une crue décamilénale avec une largeur de 100 m est représenté dans le tableau II.57.

Tableau II.57 : Laminage de la crue 1:10.000, site El Haimeur pour B_{dév} = 100 m.

T	Q_e	Q_s	Cote	VF	EC
heures	(m³/s)	(m³/s)	(m) NGA	(m³/s)	(m³/s)
0.00	0.00	0.00	538.00	0.00	0.00
0.50	101.20	12.15	549.58	12.15	0.00
1.00	193.20	12.80	549.97	12.80	0.00
1.50	285.20	13.98	550.73	13.98	0.00
2.00	377.20	15.49	551.81	15.49	0.00
6.00	738.16	354.14	557.54	21.82	332.32
6.50	644.02	422.55	557.77	22.04	400.51
7.00	549.87	459.23	557.89	22.15	437.08
7.50	455.73	468.22	557.92	22.18	446.05
8.00	367.22	455.05	557.87	22.14	432.91
8.50	329.39	432.16	557.80	22.07	410.09
9.00	291.55	406.57	557.72	21.99	384.58
9.50	253.72	379.00	557.62	21.90	357.10
10.00	215.89	350.06	557.52	21.81	328.25
10.50	178.05	320.18	557.41	21.70	298.47
11.00	142.84	289.75	557.30	21.60	268.16
11.50	131.27	261.89	557.19	21.49	240.39
12.00	119.70	237.82	557.10	21.40	216.42
12.50	108.13	216.64	557.01	21.32	195.32
13.00	96.56	197.70	556.93	21.24	176.46
13.50	84.99	180.55	556.85	21.16	159.38
14.00	73.41	164.78	556.78	21.09	143.69
14.50	62.33	150.16	556.71	21.02	129.14
15.00	55.63	136.91	556.64	20.96	115.95
15.50	48.93	125.01	556.58	20.90	104.11
16.00	42.22	114.21	556.53	20.84	93.37
16.50	35.52	104.31	556.47	20.79	83.52
25.00	0.00	23.00	555.84	20.15	2.85
25.50	0.00	21.86	555.81	20.13	1.74
26.00	0.00	20.97	555.79	20.11	0.86
26.50	0.00	20.32	555.77	20.09	0.24
27.00	0.00	20.07	555.76	20.07	0.00

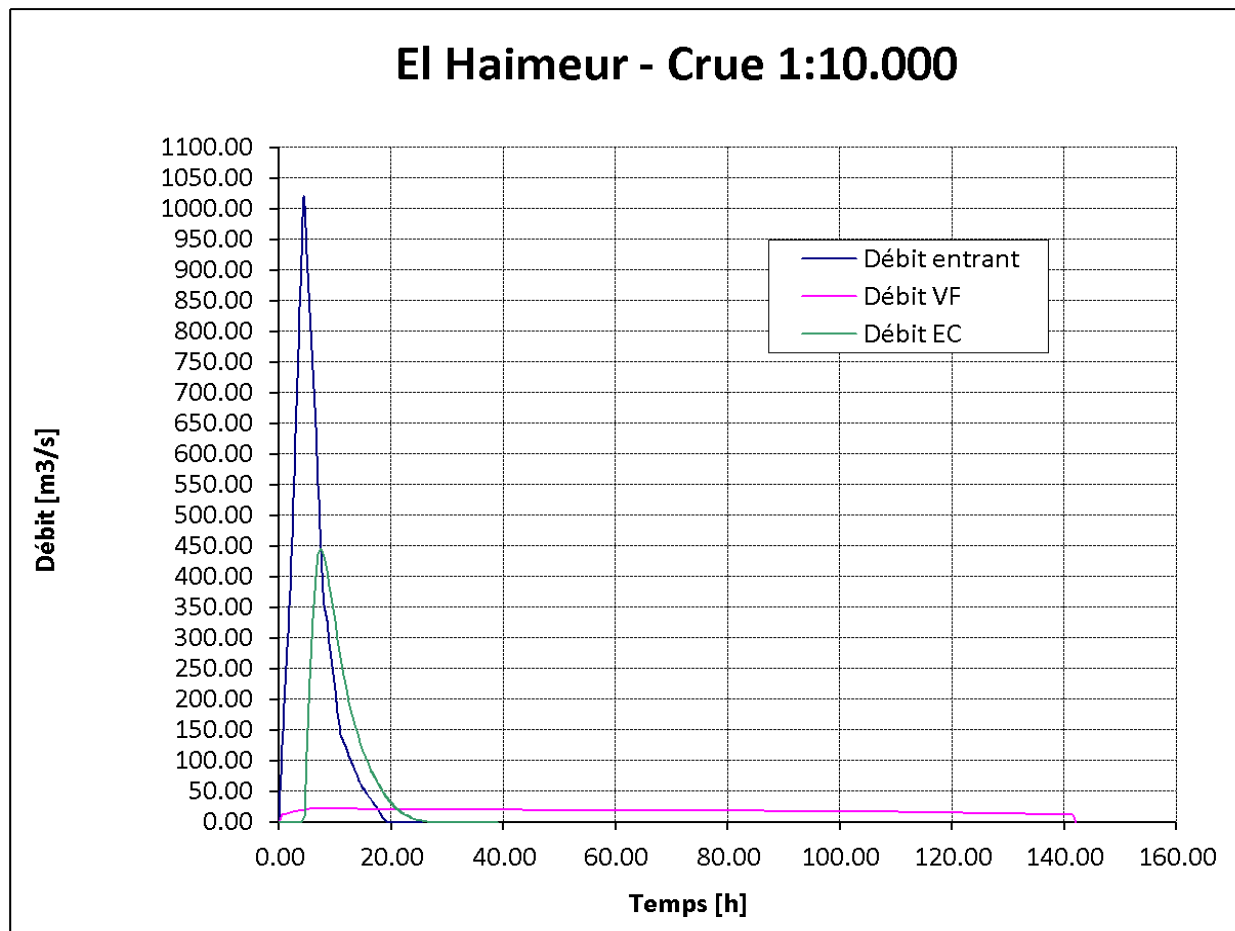


Figure II.34 : Laminage de la crue 1 :10.000 , site El Haimeur.

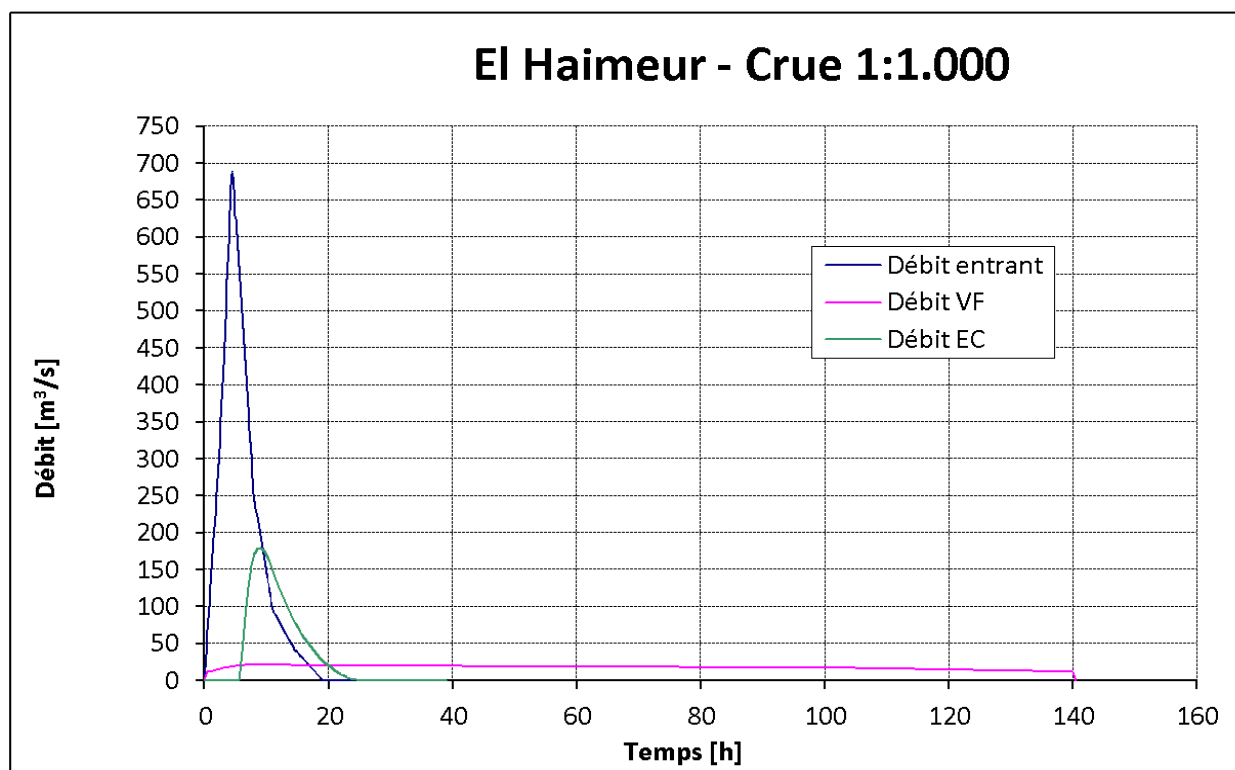


Figure II.35 : Laminage de la crue 1 :1.000 , site El Haimeur.

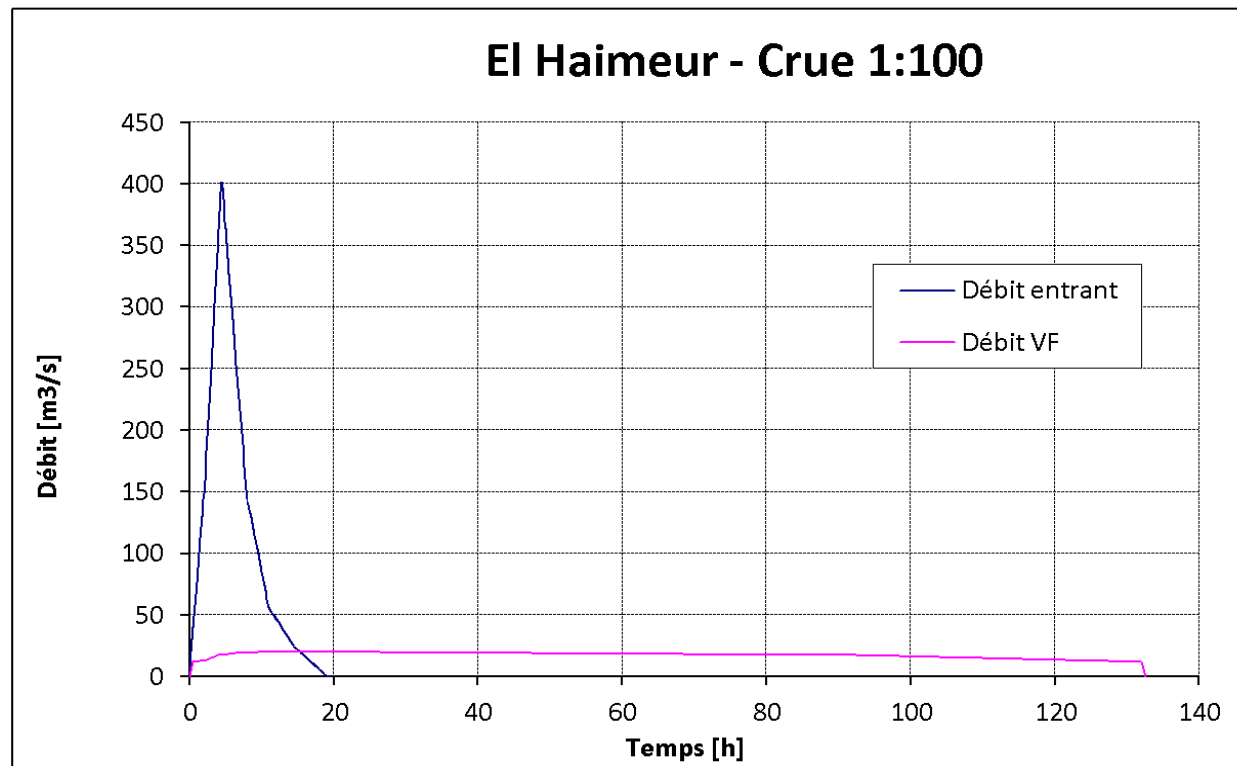


Figure II.36 : Laminage de la crue 1 :100 , site El Haimeur.

Note : le calcul de laminage de la crue millénale et centennale est représenté dans dossier annexe (cf.annexe 4).

II.16.3. Site Boubrik

Le des débits laminées à travers l'évacuateur de crue ainsi de vidange de fond pour une crue décamilénale avec une largeur de 70 m est représenté dans le tableau suivant :

Tableau II.58 : Laminage de la crue 1:10.000, site Boubrik pour B_{dév} = 70 m.

T	Qe	Qs	Cote	VF	EC
heures	(m³/s)	(m³/s)	(m) NGA	(m³/s)	(m³/s)
0.00	0.00	0.00	547.50	0.00	0.00
0.50	183.80	3.91	551.27	3.91	0.00
1.00	441.88	4.58	552.49	4.58	0.00
1.50	467.75	27.34	553.89	5.24	22.10
2.00	367.75	160.76	554.86	5.66	155.10
2.50	245.25	205.26	555.10	5.76	200.51
3.00	129.90	199.43	555.07	5.74	193.69
3.50	78.90	167.28	554.90	5.67	161.61
4.00	32.34	121.24	554.63	5.56	115.68
4.50	25.74	87.72	554.40	5.47	82.25
5.00	19.14	66.01	554.24	5.40	60.61
5.50	12.54	50.67	554.12	5.34	45.33
6.00	5.94	39.02	554.01	5.30	33.73
6.50	0.00	29.67	553.92	5.25	24.42
7.00	0.00	22.77	553.84	5.22	17.55
7.50	0.00	17.96	553.78	5.19	12.77
8.00	0.00	14.50	553.73	5.17	9.33
8.50	0.00	11.97	553.69	5.15	6.81
9.00	0.00	10.07	553.66	5.14	4.93
9.50	0.00	8.63	553.63	5.13	3.50
10.00	0.00	7.52	553.60	5.11	2.40
10.50	0.00	6.67	553.58	5.11	1.56
11.00	0.00	6.01	553.56	5.10	0.92
11.50	0.00	5.53	553.55	5.09	0.44
12.00	0.00	5.20	553.53	5.08	0.12
12.50	0.00	5.07	553.52	5.07	0.00
13.00	0.00	5.07	553.50	5.07	0.00
13.50	0.00	5.06	553.49	5.06	0.00
14.00	0.00	5.05	553.47	5.05	0.00
14.50	0.00	5.05	553.46	5.05	0.00
15.00	0.00	5.04	553.44	5.04	0.00
15.50	0.00	5.03	553.43	5.03	0.00
16.00	0.00	5.03	553.41	5.03	0.00

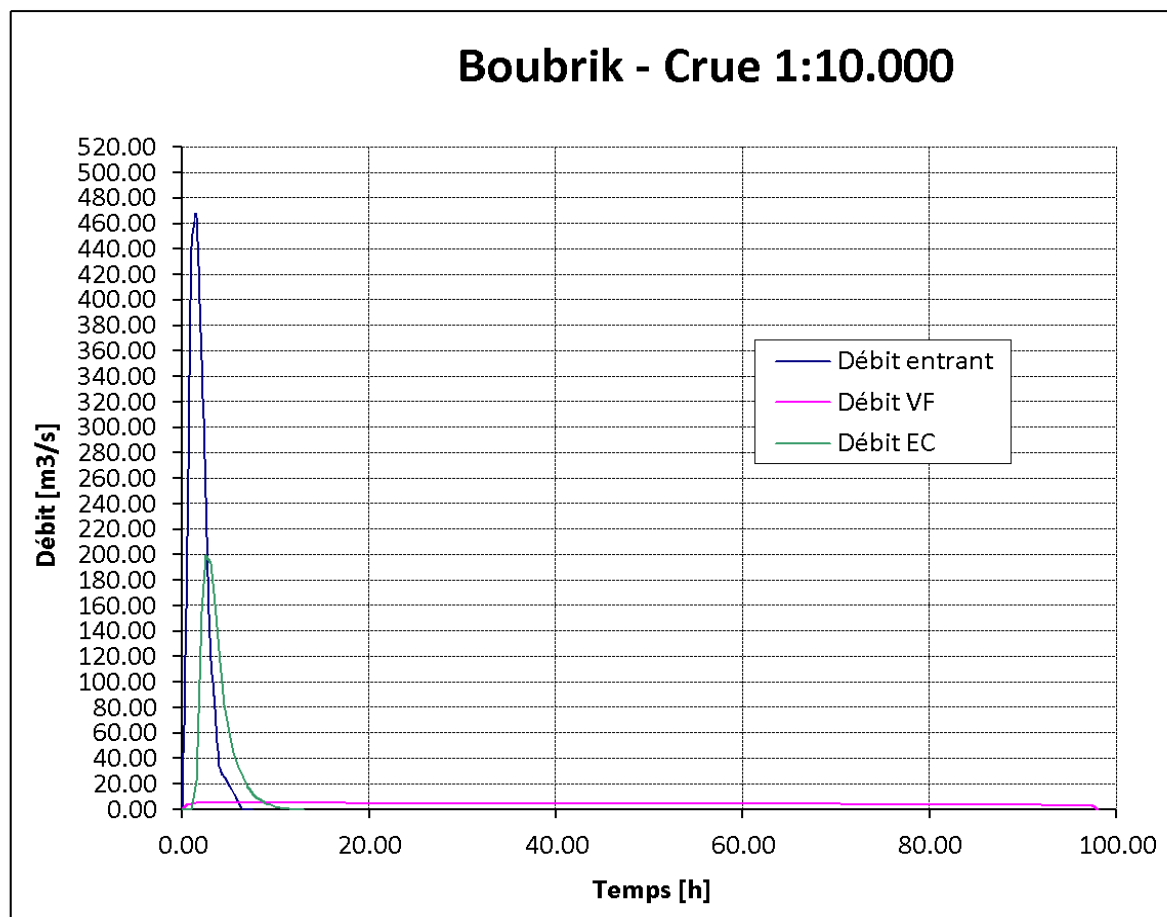


Figure II.37 : Laminage de la crue 1 :10.000 , site Boubrik.

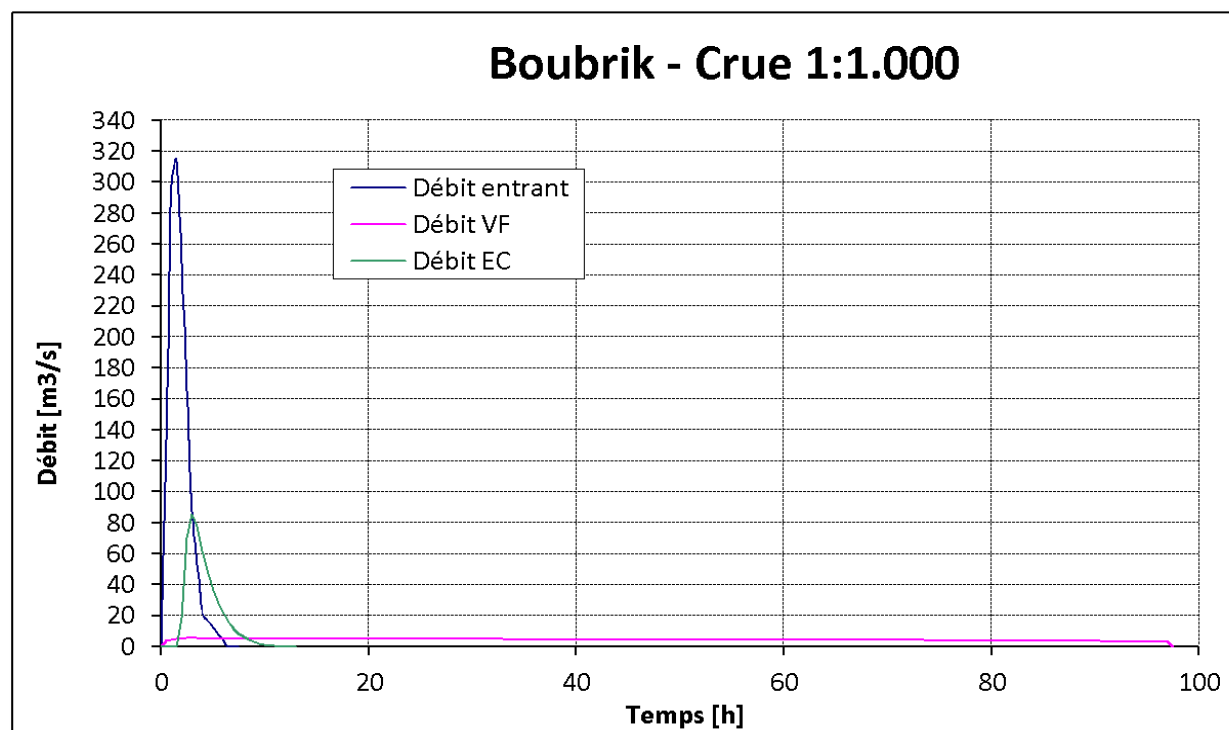


Figure II.38 : Laminage de la crue 1 :1.000 , site Boubrik.

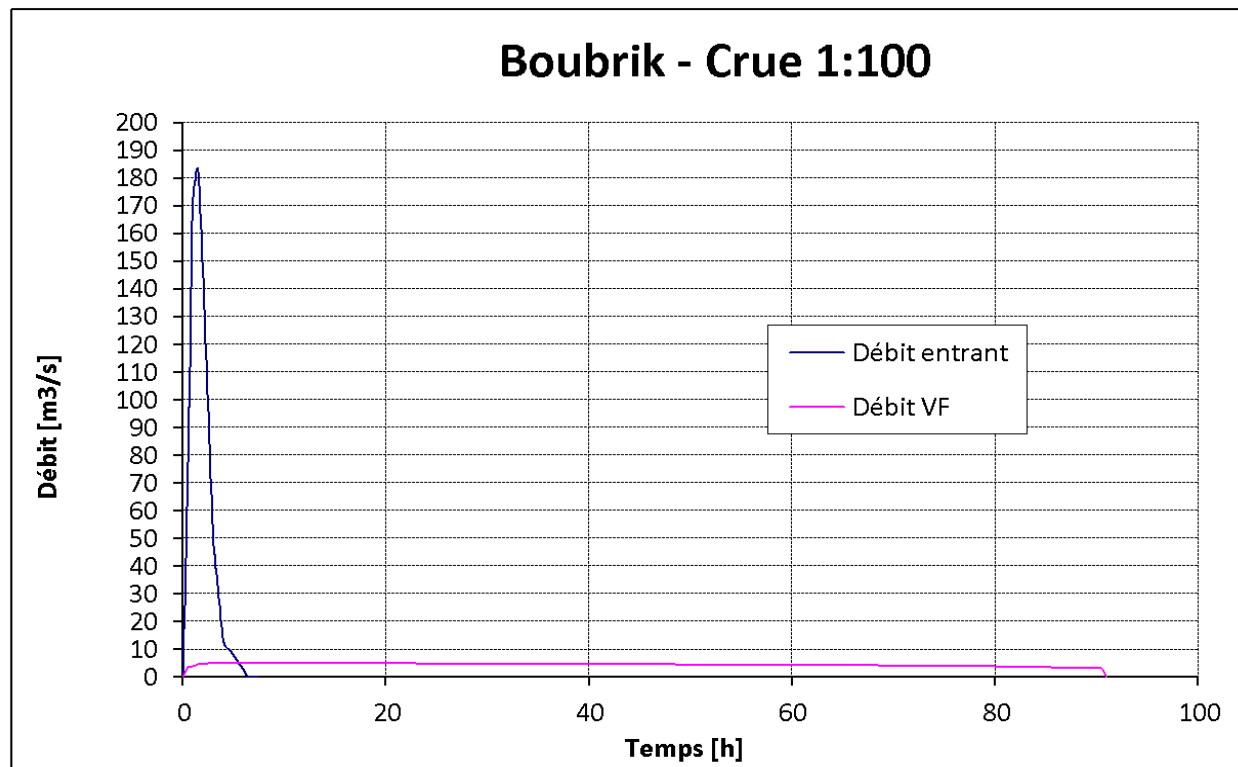


Figure II.39 : Laminage de la crue 1 :100 , site Boubrik.

II.16.4.Simulation des crues en fonction de la longueur déversante

II.16.4.1. Site El Abiodh

Les cotes maximales du plan d'eau atteintes pour la crue décennale avec diverses largeurs du seuil déversant sont portées dans le tableau qui suit.

Tableau II.58 : Résultats du laminage de la crue 1:10.000, site El Abiodh.

L déversoir (m)	Qmax (m ³ /s)	Charge de déversement (m)	Laminage (%)	qmax unitaire (m ³ /s/ml)
50	275	2.5	20	5.5
75	352	2.2	25	4.7
100	417	2.1	30	4.2
125	473	1.9	34	3.8
150	520	1.8	37	3.5
175	561	1.7	40	3.2
200	597	1.6	43	3.0
225	628	1.6	45	2.8
250	657	1.5	47	2.6

II.16.4.2. Site EL Haimeur

Les cotes maximales du plan d'eau atteintes pour la crue décennale avec diverses largeurs du seuil déversant sont portées dans le tableau qui suit.

Tableau II.59 : Résultats du laminage de la crue 1:10.000, site El Haimeur.

L déversoir	Qmax	Charge de déversement	Laminage	qmax unitaire
(m)	(m³/s)	(m)	(%)	(m³/s/ml)
50	310	2.7	30	6.2
60	344	2.5	33	5.7
80	401	2.3	39	5.0
100	446	2.2	43	4.5
120	480	2.0	47	4.0
140	508	1.9	49	3.6
160	532	1.8	52	3.3
180	552	1.7	54	3.1
200	571	1.6	55	2.9

II.16.4.3. Site Boubrik

Les cotes maximales du plan d'eau atteintes pour la crue décennale avec diverses largeurs du seuil déversant sont portées dans le tableau qui suit.

Tableau II.61 : Résultats du laminage de la crue 1:10.000, site Boubrik.

L déversoir	Qmax	Charge de déversement	Laminage	qmax unitaire
(m)	(m³/s)	(m)	(%)	(m³/s/ml)
25	99	2.0	20	3.9
40	139	1.8	28	3.5
50	162	1.7	33	3.2
60	182	1.6	37	3.0
70	201	1.6	41	2.9
80	219	1.5	44	2.7
100	249	1.5	50	2.5
120	266	1.3	53	2.2
140	279	1.3	56	2.0

II.17.Etude d'optimisation

Le but de l'étude d'optimisation est de déterminer la largeur optimale de l'évacuateur de crue correspondante à la hauteur optimale de la digue, afin d'obtenir le devis le plus économique de l'aménagement.

Le calcul consiste à évaluer le coût approximatif de l'ouvrage pour les différentes largeurs déversantes correspondantes aux différentes hauteurs de la digue.

Le surcoût de remblais ont été évalués sur la base d'un prix de 1.500 DA/m³ et le surcoût du déversoir sur la base d'un prix de 25.000 DA/m³ de béton.

II.17.1.Site El Abiodh

Des métrés de la digue El Abiodh pour différentes hauteurs, il ressort que la variation du volume de remblai par centimètre de hauteur au voisinage de la cote prévisionnelle de crête est de 770 m³ / cm. Pour l'évacuateur de crues, la longueur développée d'amont en aval, en intégrant soit un bassin d'amortissement, soit une cuillère de rejet, est de l'ordre de 50 mètres avec une épaisseur moyenne de 0,50 m : le volume de béton correspondant à un mètre de largeur supplémentaire de déversoir est par conséquent de l'ordre de 25 m³.

Tableau II.62 : Surcout total de l'ouvrage, site El Abiodh.

L déversoir (m)	Cote max (m) NGA	Surcout deversoir (10⁶DA)	Surcout remblai (10⁶DA)	Surcout total (10⁶DA)
50	567.6	0	110	110
75	567.4	16	81	96
100	567.2	31	62	94
125	567.1	47	47	94
150	567.0	63	36	98
175	566.9	78	24	102
200	566.8	94	15	109
225	566.7	109	7	116
250	566.7	125	0	125

Observation

On constate que pour des longueurs comprises entre 75 et 150 mètres, on reste proche de l'optimum économique. Les choix définitif de la longueur déversante sera donc guidé par les considérations relatives au débit unitaire et à l'effet de laminage de la crue exceptionnelle, dont le débit de pointe naturel est de 1395 m³/s, ces caractéristiques sont présentées dans le tableau II.56.

II.17.2. Site EL Haimeur :

Des métrés de la digue d'El Haimeur pour différentes hauteurs, il ressort que la variation du volume de remblai par centimètre de hauteur au voisinage de la cote prévisionnelle de crête est de 360 m³ / cm. Pour l'évacuateur de crues, la longueur développée d'amont en aval, en intégrant soit un bassin d'amortissement, soit une cuillère de rejet, est comme pour El Abiodh de l'ordre de 50 mètres avec une épaisseur moyenne de 0,50 m : le volume de béton correspondant à un mètre de largeur supplémentaire de déversoir est par conséquent de l'ordre de 25 m³.

Tableau II.63 : Surcout total de l'ouvrage, site El Haimeur.

L déversoir (m)	Cote max (m) NGA	Surcout deversoir (10 ⁶ DA)	Surcout remblai (10 ⁶ DA)	Surcout total (10 ⁶ DA)
50	558.4	0	58	58
60	558.3	6	51	57
80	558.1	19	39	58
100	557.9	31	30	61
120	557.8	44	22	66
140	557.6	56	15	71
160	557.6	69	12	81
180	557.4	81	4	86
200	557.4	94	0	94

Observation

On constate que pour des longueurs comprises entre 50 et 100 mètres, et même jusqu'à 120 mètres, on reste proche de l'optimum économique. Les choix définitif de la longueur déversante sera donc guidé par les considérations relatives au débit unitaire et à l'effet de laminage de la crue exceptionnelle, dont le débit de pointe naturel est de 1030 m³/s : ces caractéristiques sont présentées dans le tableau II.57

II.17.3. Boubrik

Des métrés de la digue de Bou Brik pour différentes hauteurs, il ressort que la variation du volume de remblai par centimètre de hauteur au voisinage de la cote prévisionnelle de crête est de 320 m³ / cm. Pour l'évacuateur de crues, la longueur développée d'amont en aval, en intégrant soit un bassin d'amortissement, soit une cuillère de rejet, est de l'ordre de 30 mètres avec une épaisseur moyenne de 0,50 m : le volume de béton correspondant à un mètre de largeur supplémentaire de déversoir est par conséquent de l'ordre de 15 m³.

Tableau II.64 : Surcout total de l'ouvrage, site Boubrik.

L déversoir (m)	Cote max (m) NGA	Surcout deversoir (10 ⁶ DA)	Surcout remblai (10 ⁶ DA)	Surcout total (10 ⁶ DA)
25	555.5	0	40	40
40	555.3	6	31	37
50	555.2	9	27	36
60	555.2	13	23	36
70	555.1	17	19	36
80	555.1	21	17	37
100	555.0	28	11	40
120	554.9	36	5	41
140	554.8	43	0	43

Observation

On constate que pour une gamme importante de longueurs, on reste proche de l'optimum économique. Les choix définitif de la longueur déversante sera donc guidé par les considérations relatives au débit unitaire et à l'effet de laminage de la crue exceptionnelle, dont le débit de pointe naturel est de 497 m³/s : ces caractéristiques sont présentées dans le tableau II.58.

Note : Sur la base des éléments rappelés dans les tableaux précédents, il est proposé de retenir des Longueurs de seuil déversant qui constitue un bon compromis vis-à-vis de l'optimum économique et de l'efficacité du laminage et vise à limiter le débit unitaire.

Tableau II.65 : Choix définitif des longueurs déversantes.

Site d'ouvrage	L (m)	H dév (m)
El Abiodh	125	1.9
EL Haimeur	100	2.2
Boubrik	70	1.6

II.17.4. Résultats du laminage de la crue 1:1.000 avec le dimensionnement retenu :

Avec les longueurs déversantes déterminées ci-avant, le passage de la crue de fréquence millénale aux trois sites correspond aux conditions présentées dans le tableau ci-dessous :

Tableau II.66 : Longueurs déversantes pour une crue millénale .

Site d'ouvrage	Qmax (m ³ /s)	Charge de déversement (m)	Laminage (%)	q max unitaire (m ³ /s/ml)	Z max (m) NGA
El Abiodh	189	1.1	20	1.5	566.25
El Haimeur	179	1.2	26	1.8	556.96
Boubrik	86	0.9	26	1.2	554.40

II.18. Détermination de la cote de crête

II.18.1.Principes

La cote de crête est déterminée en considérant le niveau des plus hautes eaux PHE (crue millénale) et le niveau des plus hautes eaux extrêmes PHEE (crue décennale) déterminés dans le cadre des études de laminage plus avant et la hauteur de vague de projet déterminée ci-après.

II.18.2. Vague de projet

La hauteur de vague significative est fonction de la vitesse du vent de projet et de la longueur du fetch effectif. Le fetch est la surface d'eau sur laquelle le vent souffle suivant une direction sensiblement constante, générant ainsi les trains de vagues.

II.18.2.1. Formule de Stevenson

Cas général de fetch :

$$H_v = 0.76 + 0.032 \sqrt{UF} - 0.26 \sqrt[4]{F} \dots\dots\dots (II.49)$$

II.18.2.2. Formule de Stevenson – Molitor :

$$\text{Pour } F \leq 30 \text{ Km : } H_v = 0.75 + 0.032 \sqrt{UF} - 0.27 \sqrt[4]{F} \dots\dots\dots (II.50)$$

$$\text{Pour } F \geq 30 \text{ Km : } H_v = 0.032 \sqrt{UF} \dots\dots\dots (II.51)$$

- F : fetch en km.
- U : vitesse de vent en km/h.

Le tableau ci-dessous donne pour chacun des trois sites et pour deux vitesses de vent de projet, la hauteur de vague maximale selon la formule de *Stevenson*, la formule de *Stevenson* corrigé par *Molitor*, et la vague de projet obtenue c'est de la formule de *Stevenson-Molitor* :

Tableau II.66 : Vague de projet.

Site d'ouvrage	Formule	Vitesse du vent de projet	
		120 (km/h)	150 (km/h)
El Abiodh L Fetch = 4 km	H vague maximale Stevenson	1.09	1.18
	H vague maximale Stevenson-Molitor	1.07	1.15
	H vague projet	1.07	1.15
EL Haimeur L Fetch = 2.5 km	H vague maximale Stevenson	0.99	1.05
	H vague maximale Stevenson-Molitor	0.96	1.03
	H vague projet	0.96	1.03
Boubrik L Fetch = 1 km	H vague maximale Stevenson	0.85	0.89
	H vague maximale Stevenson-Molitor	0.83	0.87
	H vague projet	0.83	0.87

II.18.3. Calcul de la revanche

Plusieurs formules sont utilisées pour le calcul de la revanche :

II.18.3.1. Formule de Davis

$$R = 0.75 \cdot H_v + \frac{v^2}{2g} \dots\dots\dots (II.52)$$

$$V = 1.5 + 2 H \text{ (m/s)} \dots\dots\dots (II.53)$$

- **H_v** : Hauteur des vagues (m), calculé précédemment.
- **V** : Vitesse de propagation des vagues (m/s). (formule de *Gaillard*).
- **F** : Largeur du plan d'eau suivant laquelle le vent souffle fréquemment et direction du barrage appelée Fetch

II.18.3.2. Formule de Mallet et Pacquant

$$R = H_v + \frac{v^2}{2g} \dots\dots\dots (II.54)$$

$$H_v = 0.5 + 0.33\sqrt{F} \dots\dots\dots (II.55)$$

Tableau II.67 : Calcul de revanche.

Site d'ouvrage	Formule	H _v (m)	V (m/s)	R (m)	R définitive (m)
El Abidh L Fetch = 4 km	Davis	1.15	3.80	1.60	1.90
	Mallet et Pacquant	1.16	3.82	1.90	
EL Haimeur L Fetch = 2.5 km	Davis	1.03	3.56	1.42	1.66
	Mallet et Pacquant	1.02	3.54	1.66	
Boubrik L Fetch = 1 km	Davis	0.87	3.24	1.19	1.34
	Mallet et Pacquant	0.83	3.16	1.34	

$$H_b = C_{nnr} - C_f + h_{\text{dév}} + R + t \dots\dots\dots (II.56)$$

- **H_b** : Hauteur du barrage (m) N G A.

On admet une valeur de (t = 0.1 m) pour le tassement des trois digues.

Tableau II.68 : Récapitulation, site El Abiodh.

Dénomination	Unités	Valeurs
Cote NVM	m	560
Cote NNR	m	565.15
Cote NPHE	m	566.25
Cote NPHEE	m	567.05
Cote de crête	m	569.05
Cote du fond	m	554
Volume utile	Miom ³	13.6
Volume mort	Miom ³	5

Tableau II.69 : Récapitulation, site El Haimeur.

Dénomination	Unités	Valeurs
Cote NVM	m	549.50
Cote NNR	m	555.76
Cote NPHE	m	556.96
Cote NPHEE	m	557.96
Cote de crête	m	559.72
Cote du fond	m	544
Volume utile	Miom ³	8.17
Volume mort	Miom ³	2.5

Tableau II.70 : Récapitulation, site Boubrik.

Dénomination	Unités	Valeurs
Cote NVM	m	550
Cote NNR	m	553.50
Cote NPHE	m	554.40
Cote NPHEE	m	555.10
Cote de crête	m	556.54
Cote du fond	m	548
Volume utile	Miom ³	1.22
Volume mort	Miom ³	0.22

II.19. Largeur en crête

Différentes formules sont utilisées pour le calcul de la largeur en crête :

II.19.1. Formule de *KNAPEN*

$$b_{cr} = 1.65 * \sqrt{H_b} \dots\dots\dots (II.57)$$

II.19.2. Formule de PREECE-F

$$b_{cr} = (1,1 * \sqrt{H_b}) + 1 \dots\dots\dots (II.58)$$

Tableau II.71 : Calcul de la largeur en crete.

Site de l'ouvrage	C _{NNR} (m)	Cf (m)	H dév (m)	R (m)	Hb (m)	Formule	Bcr (m)	Bcr définitive (m)
El Abidh	565.15	554	1.9	1.9	15.05	KNAPEN	6.4	6
						PREECE	5.27	
EL Haimeur	555.76	544	2.2	1.66	15.72	KNAPEN	6.54	6
						PREECE	5.36	
Boubrik	553.5	548	1.6	1.34	8.54	KNAPEN	4.82	5
						PREECE	4.21	

Conclusion :

L'objectif principal est de gérer et d'approvisionner les crues, de telle sorte à éviter toutes éventuelles inondations susceptibles de mettre en péril l'aval de la retenue.

La réalisation des retenues aux sites El Abiodh, El Haimeur et Boubrik va amortir d'une manière substantielle la gestion des crues fréquentielles. Néanmoins, pour la vigilance et la sécurité, l'évacuation nous impose à bien gérer le volume exceptionnel.

Pour cela, l'évacuation du volume exceptionnel se fera de deux manières différentes, mais simultanément à savoir une partie du volume de la crue serait évacué par un écoulement à surface libre par l'intermédiaire d'un évacuateur de crue. Et l'autre partie, par la vidange de fond qui devrait évacuer un débit substantiel.

Le fonctionnement en parallèle de ces deux ouvrages nous permet de fixer la hauteur. Le calcul de laminage de crue se fait en fonction de l'évacuation du volume exceptionnel à partir de ses deux ouvrages simultanément.

Chapitre III

Etude Hydrodynamique Des Ecoulements Et Routage Des Débits

"La valeur d'une
chose réside parfois
non dans ce qu'on
gagne en l'obtenant,
mais dans ce qu'on
paye pour l'acquérir,
dans ce qu'elle
coûte..."

Friedrich Wilhelm Nietzsche

CHAPITRE III :

ETUDE HYDRODYNAMIQUE DES ECOULEMENTS ET ROUTAGE DES DEBITS

Introduction

Un modèle mathématique est une schématisation de la réalité permettant le calcul des grandeurs intéressant l'ingénieur (pression, ligne d'eau,...etc.). Les divers éléments constitutifs d'un modèle mathématique sont les suivants :

1. Un domaine de l'espace où l'on va calculer les caractéristiques des écoulements et une représentation de la topographie des fonds.
2. Un système d'équations à résoudre dans ce domaine, accompagné de conditions aux limites qui représentent l'interaction entre domaine modélisé et extérieur de ce domaine (amont, aval).
3. Pour un écoulement transitoire, il faut préciser l'intervalle de temps du calcul et ajouter des conditions initiales, c'est-à-dire la valeur des inconnues au début de l'intervalle de temps.
4. Une discrétisation et une méthode de résolution.

Par définition le terme discrétisation consiste d'abord à diviser le domaine en mailles. En modèle 1D, les mailles sont des segments, en modèle 2D, des triangles ou quadrilatères pouvant être disposés ou non régulièrement, en modèle 3D, des prismes, tétraèdres ou parallélépipèdes.

Les extrémités des segments et sommets des polygones ou polyèdres sont les nœuds du maillage. De même, le temps est divisé, pour les calculs transitoires, en pas de temps de quelques secondes à quelques heures selon le type de calcul. Le nombre des mailles et des nœuds conditionne directement, d'une part, le temps et l'espace mémoire requis pour le calcul sur ordinateur mais, d'autre part, la précision des résultats. Ce nombre peut aller de quelques dizaines à plusieurs milliers. [17].

De même, les équations aux dérivées partielles sont discrétisées, c'est-à-dire approchées par des équations algébriques ayant pour inconnues les valeurs des fonctions à calculer aux nœuds du maillage. Plusieurs méthodes de discrétisation existent (différences finies, volumes finis, éléments finis).

Enfin, un algorithme de calcul, programmée sur ordinateur, résout ces équations algébriques, fournissant ainsi les résultats escomptés.

III.1. Contexte général de l'étude

Cette première partie a pour but d'introduire et de présenter le contexte général de l'étude. Tout d'abord, nous aborderons les problèmes d'inondations dans le monde pour mettre en évidence l'importance de la maîtrise de ces phénomènes. Ensuite, nous présenterons la zone d'étude ainsi que les données disponibles avant de terminer sur la problématique de l'étude ainsi que la méthodologie utilisée.

III.1.1. Inondations

Le risque naturel est défini par le produit d'un aléa et d'une vulnérabilité *GAUQUELIN, (2008)* [18]. L'aléa est la manifestation d'un phénomène naturel (inondation, séisme, avalanche...etc.) et la vulnérabilité caractérise la capacité d'un enjeu à résister à un aléa donné. Ainsi la vulnérabilité traduit un niveau de conséquence prévisible d'un phénomène dangereux sur l'enjeu considéré.

Partout dans le monde, les inondations causent chaque année des dégâts très importants, autant d'un point de vue matériel qu'humain. Elles représentent le type de catastrophes naturelles le plus fréquemment rencontré dans le monde : en effet, selon le site Internet *notreplanete-info*, [I] 34% des catastrophes naturelles survenues sur la planète depuis 1990 sont des inondations [cf. Figure III.1].

Le risque d'inondation est donc un risque majeur à l'échelle du globe. L'homme se doit donc de tenter de réduire ce risque en essayant de maîtriser les écoulements.

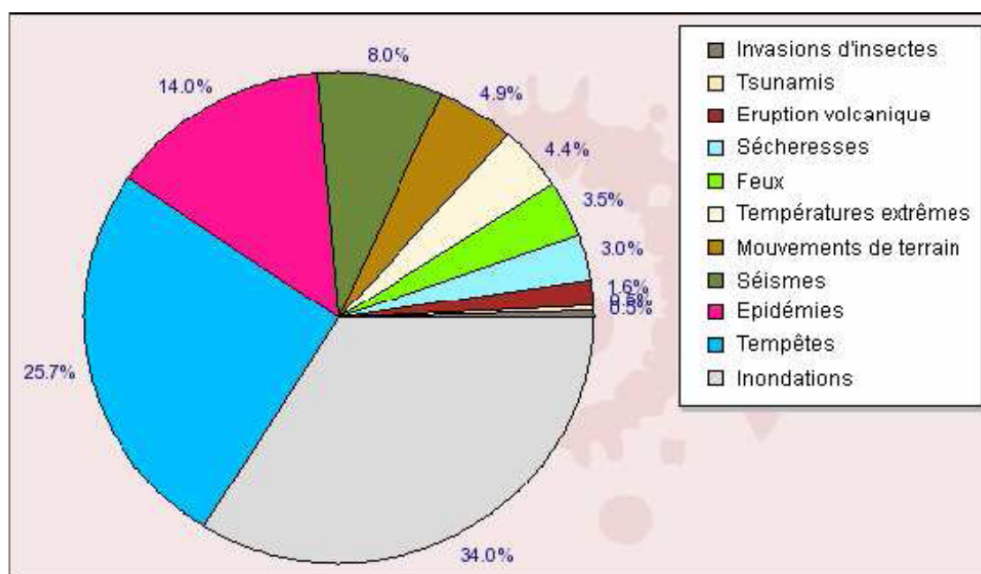


Figure III.1 : Différents types de catastrophes naturelles survenues dans le monde de 1990 à 2007 [I].

III.1.1.1. Définitions

Une inondation est une submersion temporaire d'une zone habituellement hors d'eau. Ces inondations peuvent avoir différentes origines comme par exemple de fortes précipitations ou la fonte des neiges et sont naturelles dans la plupart des cas. Elles deviennent problématiques lorsque les inondations touchent des zones anthropisées.

Il existe trois types d'inondation :

A) Inondations lentes

Elles se produisent plutôt en plaine, lorsque la rivière sort lentement de son lit pour inonder son lit majeur pendant une période relativement longue. Ce type d'inondation peut également être causé par des remontées du niveau d'eau dans la nappe phréatique après plusieurs années humides.

B) Crues torrentielles

Après un épisode pluvieux intense, les eaux ruissellent rapidement vers les cours d'eau ce qui engendre des crues très violentes et brutales. Ce type de crue se rencontre surtout à l'amont des rivières lorsque les pentes des cours d'eau sont encore importantes.

C) Ruissellement pluvial

Ce type d'inondation résulte des aménagements réalisés par l'homme. L'imperméabilisation des sols (voirie, toiture...etc.) et les pratiques culturales limitent l'infiltration de l'eau dans le sol et favorisent le ruissellement en surface. En période de fortes pluies, les réseaux d'assainissement peuvent subir une saturation ce qui peut engendrer des débordements et des écoulements plus ou moins importants dans les rues.

III.1.1.2. Inondations dans le monde

La majorité des pays du monde sont concernés par le risque d'inondation. La carte ci-dessous vous présente les inondations importantes que le monde a subies depuis 1985 [cf. figure III.2]. La carte montre bien que les cinq continents sont touchés régulièrement par des inondations qui peuvent causer des dégâts matériels et humains très importants. Les inondations touchent près de 20000 victimes par an en moyenne et causent des milliards d'euros de dégâts chaque année.

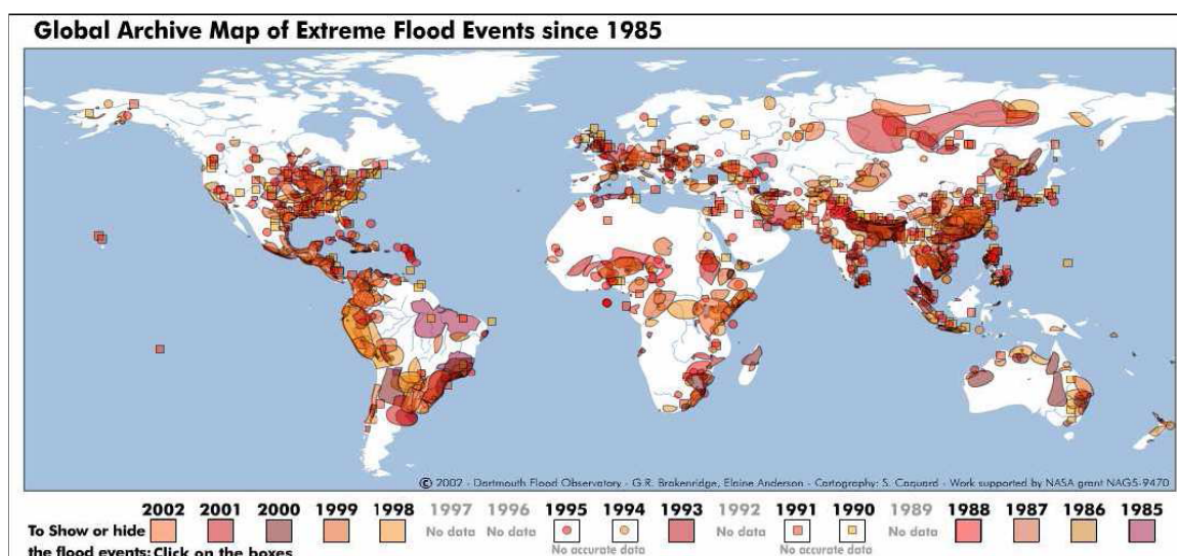


Figure III.2 : Répartition mondiale des inondations de 1985 à 2002 [II].

Il faut tout de même signaler que les inondations restent un phénomène naturel qui participe au bon fonctionnement des cours d'eau. Elles permettent par exemple de fertiliser les terres du lit majeur et participent également au bon fonctionnement de nombreux écosystèmes et zones humides. Les inondations ne sont pas forcément des catastrophes naturelles, mais la présence de plus en plus importante d'activités humaines dans les lits majeurs des cours d'eau est incompatible avec la puissance dévastatrice de l'eau en période de crue.

III.1.1.3.Lutte contre les inondations

Pour lutter contre les inondations et réduire les dégâts causés par celles-ci, l'homme dispose de différents outils plus ou moins efficaces pour protéger les zones urbanisées. Le premier choix à faire est de limiter les constructions nouvelles dans les zones fortement exposées aux inondations ce qui permettra de conserver les zones d'expansion des crues des rivières.

L'homme peut également construire des ouvrages hydrauliques dans les lits majeurs de la rivière pour contrôler les écoulements.

De plus, les connaissances actuelles de la météorologie et de l'hydrologie permettent de prévoir la montée des eaux et de prévenir les riverains préalablement avertis des risques et des actions à entreprendre au moment de la crue.

III.1.1.3.1. Ouvrages Hydrauliques

Depuis longtemps, l'homme protège ses villes, ses habitations et ses zones industrielles par des digues plus ou moins hautes ce qui permet de bloquer l'eau en période de crue. Les avancées scientifiques dans le domaine l'hydraulique ainsi que l'arrivée des outils informatique de modélisation ont permis de mieux connaître le comportement des rivières en période de crue et ainsi créer des ouvrages plus efficaces contre la montée des eaux.

La lutte contre les inondations se doit aujourd'hui d'être plus raisonnée que par le passé. La dynamique de la rivière doit être respectée en limitant l'endiguement et en favorisant l'inondation des plaines d'inondation et les ouvrages qui permettent l'écêtement des crues. Ce type d'ouvrages est capable de stocker l'eau au moment de la pointe de crue ce qui permet de réduire les débits maximaux transitant dans les villages aval. Ces ouvrages qui ralentissent l'écoulement peuvent être des barrages, ou des casiers de rétention (ensemble de digues qui stockent l'eau).

III.1.1.3.2. Prévision et Prévention

Actuellement, et grâce aux avancées indéniables des sciences et technologies d'ingénierie, il existe des outils permettant de prévoir une inondation quelques heures voire quelques jours à l'avance. En effet, la précision des prévisions météorologiques et les avancées dans le domaine de l'hydrologie permettent aujourd'hui de créer des logiciels de prévision des crues.

La prévention est aussi une composante très importante pour éviter une catastrophe naturelle. Les inondations les plus importantes étant très rares, les riverains en oublient les dangers et les actions à entreprendre lorsque le niveau de l'eau monte. Les collectivités publiques doivent informer les riverains des risques qui les concernent ainsi que les comportements et les actions à effectuer en période de crue.

III.2. Modélisation Hydrodynamique

III.2.1. Problématique

La modélisation hydraulique consiste à simuler les écoulements d'un cours d'eau. Il existe principalement deux types de modélisation hydraulique : la modélisation en mode 1D et 2D.

La modélisation en mode 1D, comme son nom l'indique considère des écoulements ayant une seule direction (unidirectionnels). Les modélisations en mode 1D sont couramment utilisées et sont adaptées pour les cours d'eau ayant un sens d'écoulement privilégié. Dans le cas où le cours d'eau dispose d'écoulements latéraux secondaires, il est possible de modéliser ce type d'écoulement en maillant le modèle 1D.

Un modèle 1D maillé permet donc de simuler des écoulements multiples certes mais toujours unidirectionnels.

La modélisation en deux dimensions est capable de considérer des écoulements multidirectionnels. Ce type d'écoulement est plutôt observé dans les rivières de plaine lorsque la pente des cours d'eau est faible. Les rivières sont alors caractérisées par un lit majeur très large et un réseau hydrographique complexe ce qui entraîne des écoulements multidirectionnels en période de hautes eaux.

La vallée du M'Zab est justement un tronçon qui présente ce type de caractéristiques. L'emploi de la modélisation en mode 2D pour construire un modèle de ce secteur est donc parfaitement cohérent et justifié, sans pour autant que l'on puisse préjuger du gain de la qualité que permettrait un tel modèle par rapport à un modèle 1D maillé.

Il existe des codes de calculs permettant de construire un troisième type de modèle qui couple des modèles 1D avec des modèles 2D. Dans ce type de modèle, le lit mineur des rivières est défini par un modèle 1D et le lit majeur est modélisé par un modèle 2D.

Le couplage est très intéressant dans le cadre de notre étude puisqu'il permet de cumuler les avantages de la modélisation en mode 1D avec ceux de la modélisation en mode 2D.

Néanmoins, il est évident de signaler que la modélisation en mode 2D demande plus de temps et de technicité autant d'un point de vue de la construction du modèle que de la simulation hydraulique.

Il est donc naturel de se demander si une modélisation en mode 1D ne suffit pas pour établir des cartes d'inondation même dans des zones où la modélisation en mode 2D serait plus apte à simuler les phénomènes.

Autrement dit, la modélisation en mode 2D est-elle rentable d'un point de vue de la précision des résultats par rapport au temps et à l'argent dépensé pour modéliser un tronçon.

En parallèle, les différentes comparaisons permettront également de déterminer quel est le modèle hydraulique le plus adapté pour modéliser le secteur de la vallée du M'Zab.

III.2.2. Topographie de la rivière

Dans les modèles hydrauliques, la topographie de l'oued est décrite différemment selon le type de logiciel utilisé. Dans les modèles 1D, ce sont des profils en travers qui définissent la topographie de l'oued alors que les logiciels de modélisation en mode 2D utilisent des maillages.

III.2.2.1. En mode unidimensionnel (1D)

Dans un modèle 1D, la topographie de l'oued est définie par des profils en travers qui, dans le cadre d'une modélisation hydraulique doivent respecter six règles simples.

- Etre perpendiculaires aux écoulements.
- Ne jamais se croiser.
- Considérer toute la largeur du lit majeur.
- Décrire le profil en long.
- Permettre la modélisation des ouvrages hydrauliques.
- Prendre en compte les contractions et les élargissements des écoulements

La construction d'un modèle 1D demande à l'utilisateur une bonne connaissance du terrain et des écoulements. L'image ci-dessous [cf. figure III.3] vous présente les profils en travers construits pour établir la topographie de l'oued dans le modèle 1D.



Figure III.3 : Répartition des profils en travers construits pour la modélisation 1D. [19].

Les données topographiques nécessaires à la construction des profils en travers peuvent être obtenues par des levés sur le terrain ou à partir d'un MNT. Une extension disponible sous Xns11 (*MIKE 11*) permet de tracer des profils en travers directement dans le *Cross Section* pour ensuite les importer dans la simulation.

Une fois les profils en travers entrés dans le logiciel de modélisation, des retouches éventuelles peuvent être établies par l'utilisateur pour améliorer la précision des profils en travers.

La précision de la topographie dans un modèle 1D dépend donc du nombre de profils en travers, de la distance séparant chaque point sur la largeur des profils en travers mais également de la distance séparant les profils.

D'une manière générale, les profils en travers permettent de définir le lit mineur des cours d'eau de façon très précise. Mais en ce qui concerne le lit majeur, la définition de la topographie est beaucoup moins efficace puisque le positionnement des profils en travers ainsi que les interpolations entre les profils ne permettent pas de prendre en compte toutes les aspérités du relief.

III.2.2.2. En mode bidimensionnel (2D)

Dans un modèle 2D, la topographie de la rivière est définie par un réseau de mailles. A partir des données topographiques initiales et de calculs statistiques, une altitude est associée à chaque maille (ou nœud). Finalement, les mailles, accolées les unes aux autres, forment ainsi un maillage [cf. Figure III.4] qui présente une altitude en tout point de la zone étudiée. Ces maillages peuvent ainsi représenter la topographie des cours d'eau.

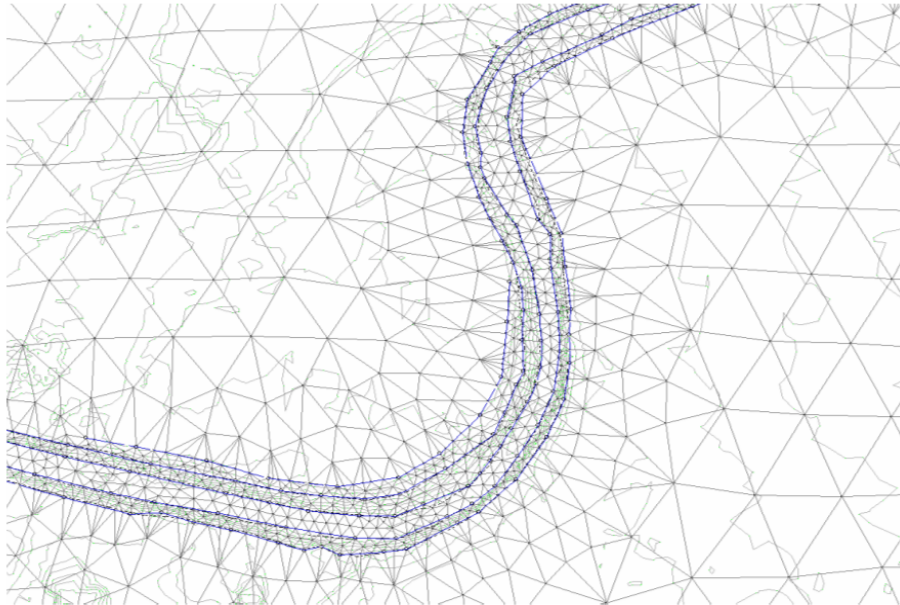


Figure III.4 : Exemple de maillage triangulaire irrégulier [20].

III.2.3. Modèles Hydrodynamiques

Le modèle le plus complexe s'appuie sur les équations de *Navier-Stokes* à trois dimensions (les trois coordonnées spatiales), où les inconnues sont la pression, les trois composantes de la vitesse et la cote de la surface libre. Dans l'ordre de complexité décroissante viennent les modèles bidimensionnels, où l'on s'affranchit des variations des grandeurs selon la coordonnée verticale (modèles dits bidimensionnels horizontaux), et monodimensionnels qui supposent, de plus, ces grandeurs peu variables dans chaque section perpendiculaire à l'axe de l'écoulement.

III.2.3.1. Modèles monodimensionnels

Dans le cas filaire, on suppose un écoulement bien « canalisé », c'est-à-dire organisé par rapport à une direction préférentielle que l'on nomme « axe de l'écoulement ». L'homogénéité des grandeurs dans une section normale à l'écoulement suppose :

- une faible variation de la vitesse dans la section.
- une surface libre horizontale.

Ces conditions ne sont réunies qu'en l'absence de singularités, pour une géométrie graduellement variée, où les filets fluides ont une faible courbure.

Alors, on peut admettre que la pression est hydrostatique et la quantité p est constante dans la section, donc égale à sa valeur à la surface libre

$$p^* = p + p.g.z \dots\dots\dots (III.1)$$

On peut établir, à l'aide de ces hypothèses, les équations de *Saint-Venant* en 1D :

III.2.3.1.1. Equation de continuité

$$\beta \cdot \partial x \cdot \partial y + \partial x \cdot \partial y = ql \dots\dots\dots (III.2)$$

III.2.3.1.2. Equation de quantité de mouvement

$$\frac{\partial Q}{\partial t} + \frac{\partial}{\partial x} (\beta Q U) + g S \left(\frac{\partial Z}{\partial x} + J \right) = \varphi_l \dots\dots\dots (III.3)$$

- **Q** : débit liquide (m³/s).
- **ql** : débit liquide latéral par unité de longueur de rivière (m³/s/m).

Le coefficient **β**, encore appelé coefficient de *BOUSSINESQ*, a pour expression exacte :

$$\beta = \frac{\int U^2 \cdot dS}{U^2 S} \dots\dots\dots (III.4)$$

Il prend en compte l'inhomogénéité (faible) de la vitesse dans la section et l'on constate expérimentalement qu'il est peu différent de 1 pour une section de forme simple dans un lit unique.

- **φ_l** : Terme d'apport latéral de quantité de mouvement par unité de longueur de rivière.

Les termes **ql** et **φ_l** doivent être pris en compte dans le cas d'un débordement par-dessus la berge par exemple. Quant au coefficient de perte de charge **J**, on le relie aux grandeurs moyennes par la loi expérimentale de *Strickler* :

$$J = \frac{Q^2}{K^2 S^2 R_h^{4/3}} = \frac{Q^2}{D^2} \dots\dots\dots (III.5)$$

Avec :

$$D = K^2 S^2 R_h^{2/3} \dots\dots\dots (III.6)$$

- **D** : Débitance.
- **R_h** : Rayon hydraulique, défini par le rapport de la surface mouillée au périmètre mouillé qui, dans le cas d'un écoulement filaire, peut être approximé par **h**.
- **S** : Section mouillée.

III.2.3.1.3. Ecoulements en lit composé

La section transversale du lit d'une rivière en crue peut comporter des parties de caractéristiques différentes (tirant d'eau, rugosité). Le lit mineur correspond à la partie de la vallée la plus fréquemment mouillée et donc la plus lisse ; sa rugosité est en général homogène sur de longs biefs. Par contre, le lit majeur, occupé quelques jours seulement par an, est plus hétérogène. Sa rugosité est plus importante, car il est encombré de végétation et de constructions.

On distingue donc les débits du lit mineur Q_m et du lit majeur Q_M et, plus généralement, pour une section composite, les débits des écoulements élémentaires Q_i (avec $i = 1, 2, \dots, n$), le coefficient β devient :

$$\beta = \frac{\sum_i \beta_i \frac{Q_i^2}{S_i}}{\frac{Q^2}{S}} \dots\dots\dots (III.7)$$

Et le terme de perte de charge :

$$J = \frac{Q^2}{D_e^2} \dots\dots\dots (III.8)$$

Avec

$$D_e^2 = \frac{Q^2 S}{\sum_i \frac{Q_i^2 S_i}{D_i^2}} \dots\dots\dots (III.9)$$

- D_e : Débitance équivalente du lit composé.

Le système n'est fermé que si la répartition des débits Q_i est connue.

III.2.3.1.4. Singularité

On peut rarement considérer le cours d'une rivière comme justiciable de la modélisation de Saint-Venant sur de longs biefs : de nombreuses singularités se présentent, soit à cause de variations naturelles brusques de géométrie, soit à cause de la présence d'ouvrages implantés dans le lit. On trouve ainsi des seuils, des élargissements brusques, des confluent avec d'autres cours d'eau, des ponts, des barrages, des canaux de dérivation, etc.

La modélisation de ces singularités renonce à la description fine de l'écoulement au voisinage de la zone singulière et consiste à écrire des relations de transfert entre l'amont et l'aval de la zone : une relation de continuité et une relation dynamique qui lient les inconnues amont Q_1, Z_1 et aval Q_2, Z_2 .

En général, on néglige les effets non permanents, ce qui est justifié si la zone singulière est de faible longueur vis-à-vis de la longueur totale du domaine de calcul, le temps de propagation entre les limites de la zone pouvant, dans ce cas, être considéré comme nul. L'équation de continuité se réduit donc, s'il n'y a pas apport de débit, à l'égalité : $Q_1 = Q_2$. Quant à l'équation dynamique, elle est empirique et fait intervenir des coefficients calés sur l'expérience. On évite ainsi le calcul fin de l'écoulement, en général à caractère tridimensionnel très marqué, et notamment le calcul explicite d'éventuels ressauts hydrauliques.

Ces relations dépendent du type de singularité considérée : l'effet dynamique d'un élargissement brusque, d'un obstacle dans le lit, ou d'un confluent, est traduit par une perte de charge singulière, celui d'un seuil par une loi de débit dépendante de la cote aval si le seuil est noyé, et indépendante sinon.

Le modèle monodimensionnel peut aussi traiter le passage en charge qui se produit, par exemple, dans le cas de l'écoulement sous un pont, à fort débit, lorsque la cote de la surface libre atteint le niveau du tablier.

III.2.3.1.5. Ecoulements torrentiels et ressauts

Lorsque le nombre de Froude est supérieur à 1 ($Fr \geq 1$), le courant (U) est plus rapide que les ondes (de célérité gS/B). Celles-ci sont emportées vers l'aval et une perturbation ne peut donc pas se propager en amont de l'endroit où elle a été créée. L'écoulement est alors dit torrentiel.

La transition de l'écoulement torrentiel rapide à l'écoulement fluvial plus lent se fait par un ressaut hydraulique avec une élévation du tirant d'eau. Cette zone est agitée et il s'y produit une intense dissipation d'énergie.

Le modèle de *Saint-Venant* traduit ce phénomène de façon approchée par une discontinuité brutale du tirant d'eau. Les écoulements torrentiels et particulièrement les ressauts sont, de ce fait, difficiles à calculer par des schémas numériques ordinaires. Les méthodes les plus anciennes consistent à traiter la zone du ressaut par une procédure particulière incluant la détection, le suivi et la disparition de la discontinuité.

III.2.4. Modèles bidimensionnels horizontaux

Les hypothèses essentielles conditionnant l'emploi de ces modèles sont :

- L'homogénéité des vitesses selon la verticale.
- La répartition hydrostatique de la pression découlant de la faiblesse de l'accélération verticale vis-à-vis de la gravité.

Dans ces conditions, la pression p en un point de cote z et la cote Z de la surface libre sur une même verticale sont liées par : $p = \rho g (Z-z)$. On peut alors établir, soit directement, soit par intégration des équations de *Navier-Stokes* entre le fond et la surface libre, les équations de *Saint-Venant* en deux dimensions :

III.2.4.1. Equation de continuité

$$\frac{\partial Z}{\partial t} + \text{div}.uh = 0 \dots\dots\dots (III.10)$$

III.2.4.2. Equations de quantité de mouvement

$$\frac{\partial uh}{\partial t} + \text{div}.u.uh + gh \frac{\partial Z}{\partial x} = T_x + D_x \dots\dots\dots (III.11)$$

$$\frac{\partial vh}{\partial t} + \text{div}.u.vh + gh \frac{\partial Z}{\partial y} = T_y + D_y \dots\dots\dots (III.12)$$

- \mathbf{U} : Vecteur vitesse en bidimensionnel.
- u, v : Coordonnées de la vectrice vitesse \mathbf{U} selon les coordonnées x et y en bidimensionnel.
- h : Tirant d'eau.
- \mathbf{T} : De composantes T_x et T_y représente une source (ou puits) de quantité de mouvement et englobe essentiellement la contrainte exercée sur le fluide à la surface libre (entraînement dû au vent) et au fond. On donne souvent à ce terme de frottement au fond une expression résultant de la loi de *Strickler* :

$$T = - \frac{gu \cdot \|u\|}{K^2 h^{1/3}} \dots\dots\dots (III.13)$$

- K : Coefficient de rugosité de *Strickler*.
- $\|u\|$: Module de la vitesse en modèle 2D.
- \mathbf{D} : Représente la diffusion de quantité de mouvement due à la turbulence. Ce terme est souvent négligé, ce qui est justifié lorsqu'on traite des problèmes de grande emprise, mais il peut avoir une grande importance, par exemple quand on s'intéresse à la propagation d'un effluent où le phénomène de diffusion doit être pris en compte. L'expression employée est alors de la forme :

$$D_x = \text{div}.(h v_T \cdot \text{grad}.u) \dots\dots\dots (III.14)$$

$$D_y = \text{div}.(h v_T \cdot \text{grad}.v) \dots\dots\dots (III.15)$$

- V_T : Coefficient de viscosité turbulente (m^2/s).

La valeur de ce dernier est obtenue, dans les modèles les plus élaborés, par résolution de deux équations supplémentaires ayant pour inconnues l'énergie turbulente k et son taux de dissipation ϵ (*modèles $k - \epsilon$*) [20].

III.3. Différents modèles hydrodynamiques de résolution

III.3.1. Modèles en mode unidimensionnel (1D)

Les modèles classiquement utilisés sont unidimensionnels (aussi appelés modèles 1D ou filaires). L'écoulement est supposé suffisamment rectiligne pour que chaque section soit sensiblement perpendiculaire à un axe dit axe de l'écoulement et soit définie par la connaissance de son abscisse. Dans un modèle 1D, le lit mineur et le lit majeur actif coulent en même temps mais il est possible de différencier les coefficients de rugosité des deux lits. Parmi ces modèles, on distingue :

- Modèles à bief unique.
- Modèles ramifiés qui permettent de considérer des affluents.
- Modèles maillés qui autorisent la prise en compte de bras multiples.

A titre d'exemple, nous citons : *MIKE11*, *HEC RAS* ... Ces modèles simulent alors bien les propagations de crue sur de longues distances mais les impacts locaux ne peuvent pas être étudiés [20]

III.3.2. Modèles en mode bidimensionnel (2D)

Les modèles bidimensionnels sont libérés de l'hypothèse d'écoulement axial. Ils permettent de simuler en plan les écoulements et de tenir compte finement des obstacles dans le lit majeur (sans avoir à faire une distinction entre un lit majeur actif et un lit majeur stockant). A titre d'exemple de modèles bidimensionnels nous citons : *DECAMETRE*, *FESWMS*, *TELEMAC-2D*, *MIKE 21*, *River 2D*, *HYDROSIM*, ... etc. [20].

III.3.3. Modèles intermédiaires à CASIER (1.5D)

Ces modèles sont intermédiaires. Ils permettent de prendre en compte des zones du lit majeur, appelées casiers, dont les contours s'appuient sur la topographie (coteaux, digues). Ils supposent que la cote de l'eau est uniforme dans tout le casier et sont architecturés comme des modèles 1D. Moins coûteux en temps de calcul que les modèles 2D, ils autorisent la prise en compte du rôle d'écèlement du lit majeur, ils sont avantageux par rapport aux modèles filaires pour étudier des impacts locaux dans le lit majeur, en particulier ceux des obstacles transversaux à la vallée (digues longeant le lit mineur), mais ces modèles ne doivent pas être utilisés sur de longues distances.

III.3.4. Modèles 3D

Pour rendre compte de la réelle complexité des phénomènes naturels, le recours aux modèles 3D s'avère inévitable. Dans ce cas, les équations de Navier Stokes sont résolues sans tenir compte de l'hypothèse de pression hydrostatique.

Les modélisations tridimensionnelles sont beaucoup moins répandues que les précédentes à cause des capacités des moyens informatiques qui ont été longtemps insuffisants pour résoudre les équations en 3D. Actuellement, les développements technologiques de l'informatique et les efforts consentis pour palier à ce problème permettent d'aller au-delà de cette restriction même si les temps de calcul restent toujours importants. A titre d'exemple de modèles tridimensionnels : *TELEMAC 3D*.

III.4. Présentation de quelques logiciels

Ci-dessous sont présentés quelques logiciels de modélisation hydrodynamique :

Tableau III.1 : Caractéristiques logiciels de modélisation hydrodynamique. [20].

modélisation	Description	Equation	Nom du logiciel	Atouts	Limites
Modélisations 1D dites filaires	Onde cinématique	Barré Saint-Venant simplifié (BSV 1D)	LISFLOOD-FP (Bates et De Roo 2000)	Permet d'utiliser des données topographiques précises	Equations simplifiées
	SCM (Single Channel Method)	Barré Saint-Venant (BSV 1D)	Thalweg-Fluvia (CEMAGREF)		
	Modélisation 1D à casiers (pseudo 2D)	BSV 1D	LIDO (CETMEF)	Conçu pour les grandes plaines inondables	
	DCM (Divided Channel Method)	BSV 1D	HEC-RAS (USACE), Mike 11 (DHI)	Robustesse et fiabilité	Peu adapté aux reliefs complexes
	DCM + échange turbulent	BSV 1D	Mascaret (EDF), Mage5 (CEMAGREF)	Tient compte des échanges turbulents entre lits	
	EDM (Exchange Discharge Method)	BSV 1D	Axeriv (Université Louvain)	Tient compte des échanges turbulents et des transferts de masse entre lits	Peu diffusé, reste du domaine de la recherche
Modélisations 2D		BSV 2D	DECAMETRE Telemac 2D (LNH-EDF), Mike 21 (DHI), RUBAR (CEMAGREF)	Adapté aux reliefs et aux champs de vitesse complexes	Temps de calculs longs
Modélisations 3D		Navier-Stokes	Mike 3 (DHI)	Equations complètes	Temps de calculs très longs

III.5. Présentation des codes de calculs

III.5.1. Logiciels *Danish Hydraulic Institute (D.H.I)*

DHI est un bureau d'étude indépendant spécialisé dans les domaines de l'eau, de l'environnement, et de la santé ayant développé un progiciel composé de plusieurs codes de calculs. Dans les domaines de l'eau tels que : *MIKE URBAN*, *MIKE FLOOD*, *MIKE 21*, *MIKE 11*. Le pack *MIKE ZERO* regroupe les logiciels permettant la modélisation de rivière.

A) MIKE 21

Le code de calcul *MIKE 21* est le logiciel de modélisation en mode 2D développé par *DHI*. Ce logiciel très complet, permet de réaliser des simulations hydrauliques en régime permanent ainsi qu'en régime transitoire. Il permet aussi d'intégrer des ouvrages hydrauliques dans les modèles ce qui est très intéressant dans le cadre de notre étude.

B) MIKE 11

Le code de calcul *MIKE 11* est le logiciel de modélisation en mode 1D développé par *DHI*. Ce logiciel est simple et complet. Il fonctionne avec différentes applications dans lesquelles sont définies les différentes données nécessaires à la modélisation (profil en travers, tracé du cours d'eau, paramètres de simulation, conditions aux limites).

C) MIKE FLOOD

Cet outil très intéressant permet de coupler un modèle 2D issu de *MIKE 21* avec un modèle 1D créé par *MIKE 11*. Le modèle 1D simule l'écoulement de la rivière dans le lit mineur alors que le modèle 2D simule les écoulements dans le lit majeur. Ce couplage permet d'avoir une précision plus importante au niveau des résultats mais demande plus de temps pour construire les modèles ainsi que pour les simulations.

Conclusion

Le risque d'inondation représente un risque majeur pour l'homme et ses biens. Malgré les outils techniques disponibles, la lutte contre les inondations est toujours très complexe du fait de la rareté, de la rapidité, et l'ampleur des phénomènes.

La méthode Modèle 1D est particulièrement bien adaptée le long de tronçon de l'oued dans lesquels l'écoulement progresse selon une direction déterminée, apporte des réponses face au risque de d'inondation en cas de crue. Mais elle nécessite des développements et fait encore l'objet de recherche.

La méthode Modèle 1D, Méthode simple de calcul permet de manière aisée une détermination facile de l'extension de la submersion en des points caractéristiques du l'oued.

Les résultats des calculs de l'onde de submersion permettent d'établir une carte indiquant les limites du champ d'inondation.

Des études hydrologiques et hydrauliques ont déjà permis d'obtenir des cartes de l'aléa inondation sur les communes concernées par l'inondation. Mais la zone d'étude mériterait une étude plus poussée par une modélisation en mode 2D.

Chapitre IV

Dimensionnement Et Calcul Hydraulique En Mode 1D Et 2D

"La connaissance
s'acquiert par
l'expérience, tout
le reste n'est que
de l'information..."

Albert Einstein

CHAPITRE IV :

DIMENSIONNEMENT ET CALCUL HYDRAULIQUE EN MODE 1D ET 2D.

Introduction

Dans ce chapitre, nous nous intéressons aux codes de calculs des modules : *MIKE 11* et *MIKE 21* du produit *DHI*. Ce sont des codes destinés au calcul en mode 1D et 2D respectivement, en régime permanent ou non-permanent de calcul de ligne d'eau en graduellement varié. Il résout « l'équation de l'énergie en mode mono et bidimensionnel », les pertes étant évaluées par la formule de frottement au fond de *Manning-Strickler* et par des formules de contraction/expansion de l'écoulement.

Pour les cas de régimes rapidement variés tels que les ressauts hydrauliques, les écoulements à proximité des ponts, et les confluences d'une rivière, l'équation de l'énergie est remplacée par l'équation de quantité de mouvement. Pour les écoulements débordants, la section totale est divisée en sous sections homogènes en terme de forme et de rugosité, et chaque débit partiel Q_i est calculé selon la *Divided Channel Method* à l'aide de la formule de *Manning-Strickler*.

IV.1.Modélisation monodimensionnelle

Dans cette partie d'étude, on utilise le code de calcul *MIKE 11*.

IV.1.1.Secteurs modélisés

Il s'agit de modéliser la totalité de la vallée du M'Zab, tenant compte des contractions et ouvrages c'est-à-dire les trois digues en amont jusqu'au cité El Atteuf en aval [cf. Figure IV.1].

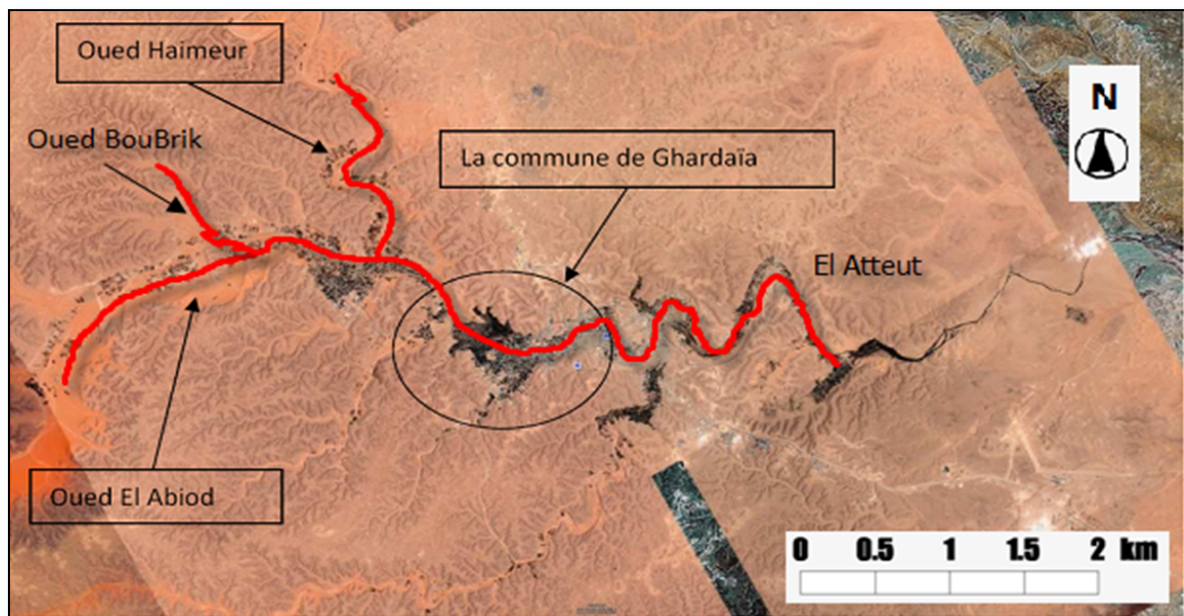


Figure IV.1 : Vue en plan de l'étude de modélisation.

IV.1.2.Données d'entrée

Les données nécessaires pour réaliser la simulation sont :

- Les conditions aux limites (Q et H).
- La forme du cours d'eau
- Les sections en travers
- Les longueurs entre les sections en travers
- Définition d'une loi du tarage.
- Les coefficients de rugosité
- Les paramètres hydrodynamiques.
- La modélisation des ouvrages hydrauliques (Pont, passage submersible,....etc.).

A. Conditions aux limites (Q et H)

La définition des conditions aux limites est différente selon le type de logiciel utilisé, mais l'approche générale reste la même. Dans tous les cas, l'utilisateur doit spécifier une condition à la limite amont et une condition à la limite aval. Les conditions aux limites peuvent être définies par une hauteur d'eau ou par un débit constant ou variable au cours du temps (exemple : Un hydrogramme).

Une courbe de tarage peut également être utilisée comme condition à la limite aval pour mieux prendre en compte la relation débit hauteur d'eau.

En règle générale, lors des simulations effectuées lors de ce stage, la condition à la limite amont était un débit fixe et la condition limite à l'aval était une hauteur d'eau.

Le logiciel testé a montré une sensibilité très importante en ce qui concerne les conditions aux limites. En effet, lors des simulations d'un modèle, le logiciel demande une grande cohérence entre le débit définissant la condition à la limite à l'amont et la hauteur spécifiant la condition à la limite aval. Lorsque cette cohérence n'est pas respectée, des problèmes d'instabilité peuvent apparaître, dans ce cas la simulation ne parvient pas à s'initialiser. [cf. Figure IV.2].

1. Première scenario

Comme nous avons pris en considération la présence de (03) trois digues (El Abiodh, El Haimeur et Boubrik) à l'amont de notre tronçon, le débit laminé de dimensionnement est estimé à 45 m³/s. On fixe le tirant d'eau à l'aval (El Atteuf) à H = 1,2 m.

$$Q_d = Q_{\text{laminé Boubrik}} + Q_{\text{laminé El Abiodh}} + Q_{\text{laminé El Haimeur}} \dots (IV.1)$$

2. Deuxième scenario

Dans cette variation on a pris les deux digues (El Abiodh et El Haimeur) seulement, le débit de dimensionnement sera donc :

$$Q_d = Q_{\text{Crue Boubrik}} + Q_{\text{laminé El Abiodh}} + Q_{\text{laminé El Haimeur}} \dots (IV.2)$$

Alors :

$$Q_d = 121 + 20 + 20 = 161 \text{ m}^3/\text{s} \dots (IV.3)$$

3. Troisième scenario

Dans cette variation on a pris une seule digue (El Abiodh), le débit de dimensionnement sera donc :

$$Q_d = Q_{\text{Crue Boubrik}} + Q_{\text{laminé El Abiodh}} + Q_{\text{Crue El Haimeur}} \dots (IV.4)$$

Alors :

$$Q_d = 121 + 20 + 405 = 546 \text{ m}^3/\text{s} \dots (IV.5)$$

Dans la pratique, la définition des conditions aux limites dans les logiciels 1D (*MIKE 11*) est très simple. Il suffit simplement de renseigner le premier profil en travers de l'oued par une condition limite amont et le dernier profil par la condition limite aval.

La principale contrainte des logiciels 1D est l'homogénéité du paramètre hydraulique considéré pour définir les conditions aux limites. En effet, le paramètre hydraulique utilisé pour définir la condition limite sera considéré comme constant sur toute la largeur du profil en travers.

Ceci peut poser problème par exemple, lors de simulation de crues qui présentent des écoulements séparés entre le lit mineur et le lit majeur avec des cotes différentes.

Dans les modèles 1D, la définition des conditions aux limites est donc certes très simple pour l'utilisateur. Mais, ce type de logiciel ne permet pas d'être très précis sur toute la largeur des limites hydrauliques.

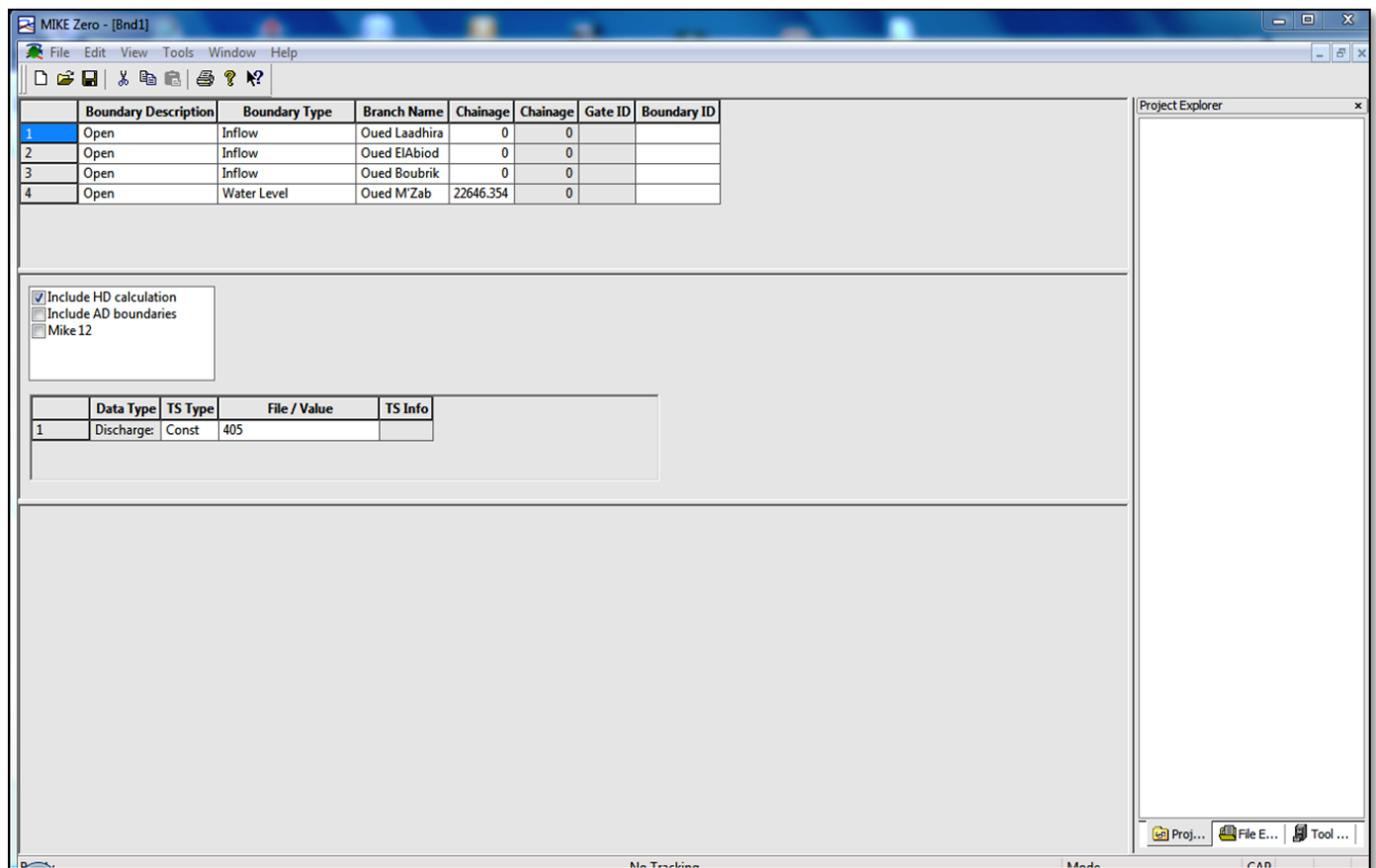


Figure IV.2 : Fenêtre destinée à la définition des conditions aux limites de *MIKE 11*.

B. Morphologie du cours d'eau

Nous avons d'abord tracé le cours d'eau à l'aide d'une image placée en arrière plan, qui a été importée à partir du logiciel *CIVIL 3D*. [cf. Figure IV.3].

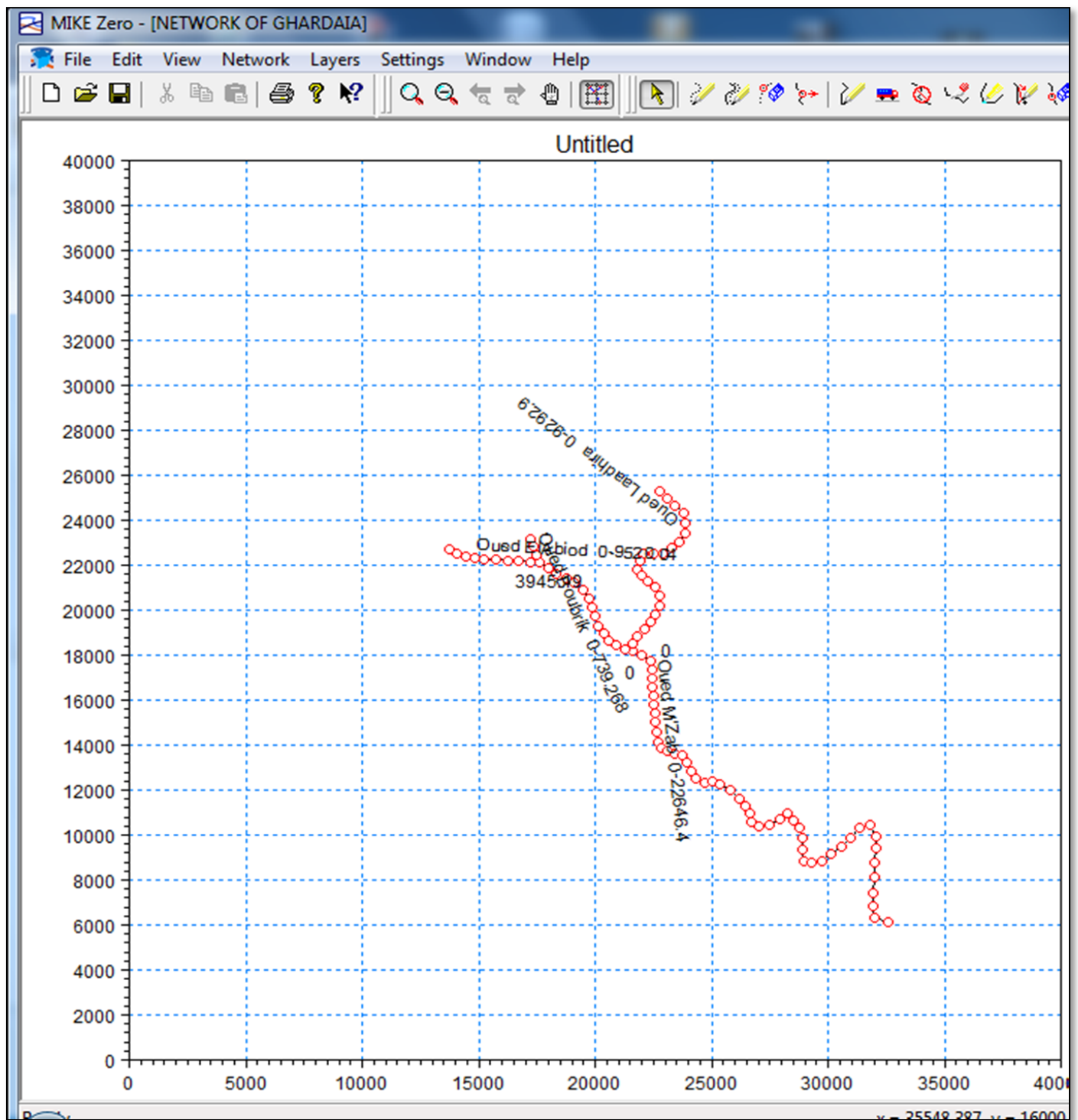


Figure IV.3 : Vue en plan de cours d'eau.

C.Sections en travers

Le modèle de calcul utilisé, nécessite les coordonnées (Y, Z) des différents points délimitant la section considérée (X). [cf. Figure IV.4].

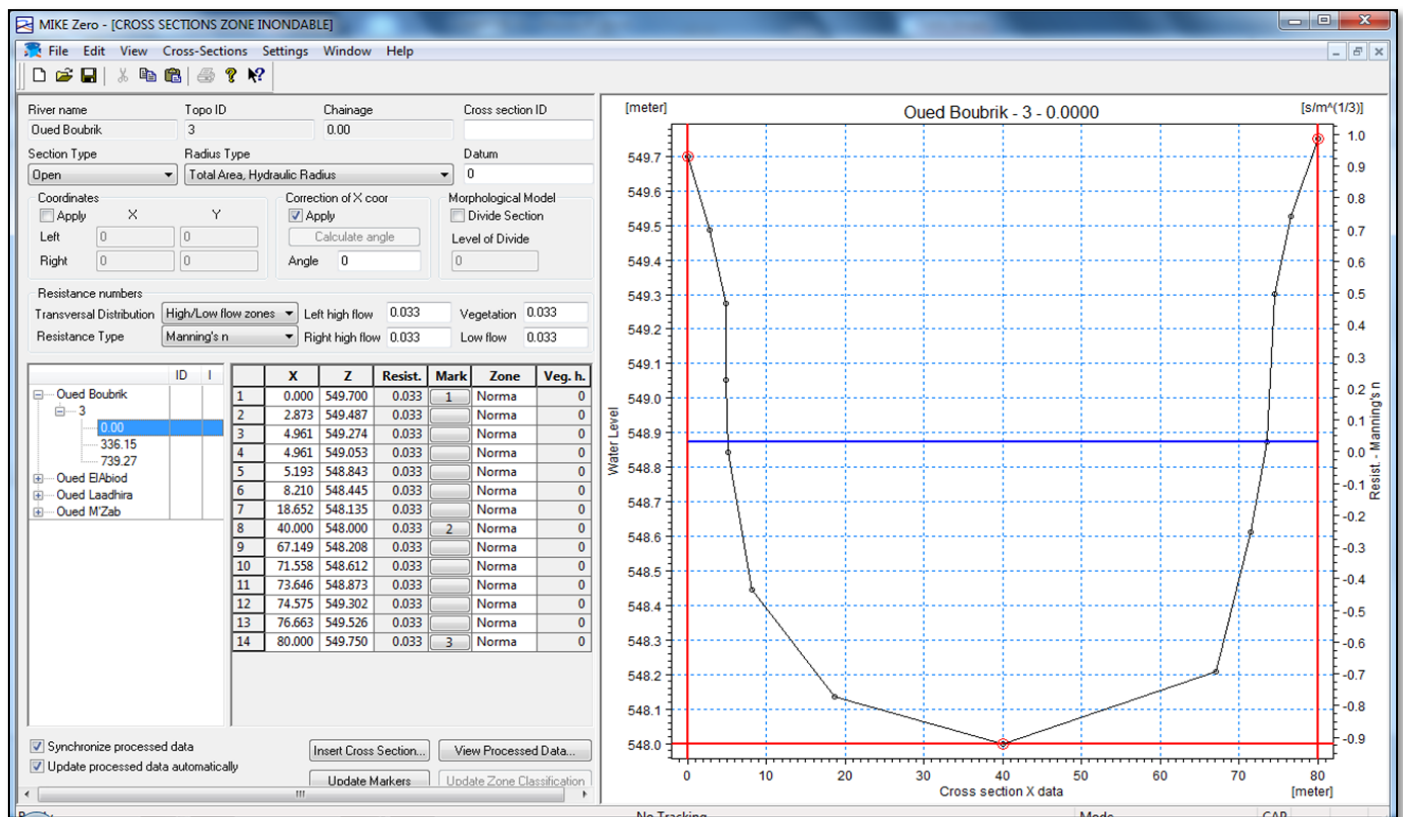


Figure IV.4 : Fenêtre destinée à la définition du profil en travers de *MIKE 11*.

D. Longueur entre les sections en travers

Nous avons également mesuré à l'aide du logiciel utilisé les longueurs entre les centres des sections ainsi qu'entre leurs extrémités afin de les injecter au module de calcul *MIKE 11*.

E. Définition d'une loi de tarage

A gauche se trouve une liste des différents objets déjà créés ainsi que des boutons permettant de la gérer. A droite, se trouve une figure qui montre la loi de tarage qui permet d'entrer des couples débit-cote en remplissant un tableau et de visualiser le résultat sur un graphique.

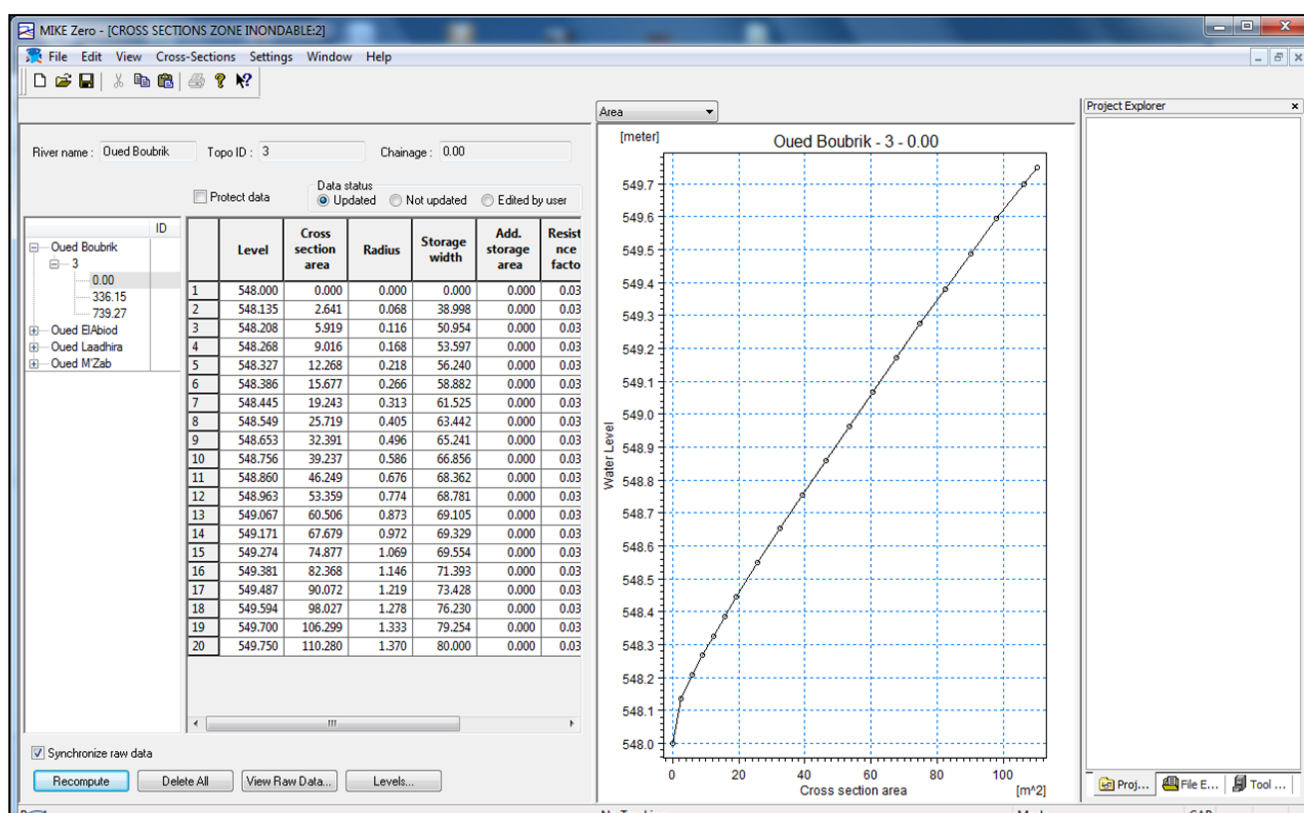


Figure IV.5 : Edition d'une loi de tarage à la section.

F. Coefficients de rugosité

Selon la nature des matériaux qui constituent le lit des oueds, la rugosité du lit mineur est différente. Par exemple, les cours d'eaux caractérisées par la présence de roches ou de végétations dans le lit mineur ont une rugosité plus importante que les cours d'eaux composés de graviers ou de sables. La rugosité est couramment définie par le coefficient de *Manning* (n) ou le coefficient de *Strickler* (K). Pour le lit mineur des cours d'eau.

Dans ce tranche d'étude on a considéré que le lit de l'oued a trois zones ont des différents coefficients de rugosité [cf. Figure IV.6].

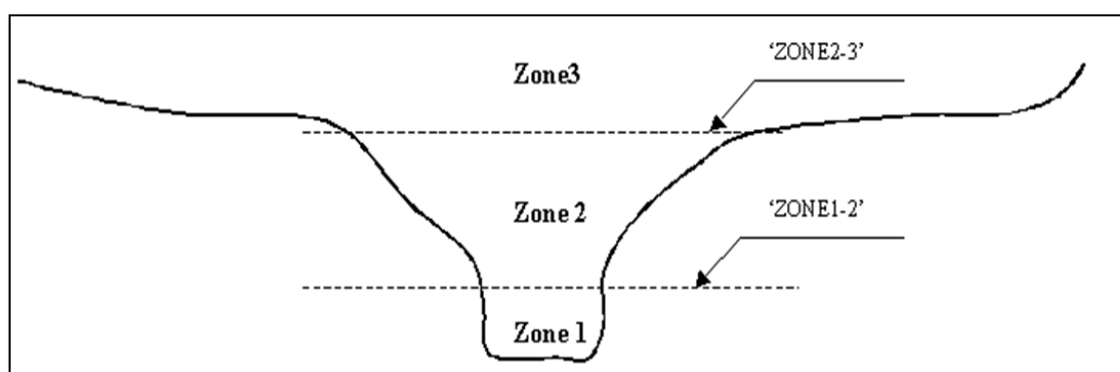


Figure IV.6 : Différentes zone de calcul du coefficient de rugosité équivalent.

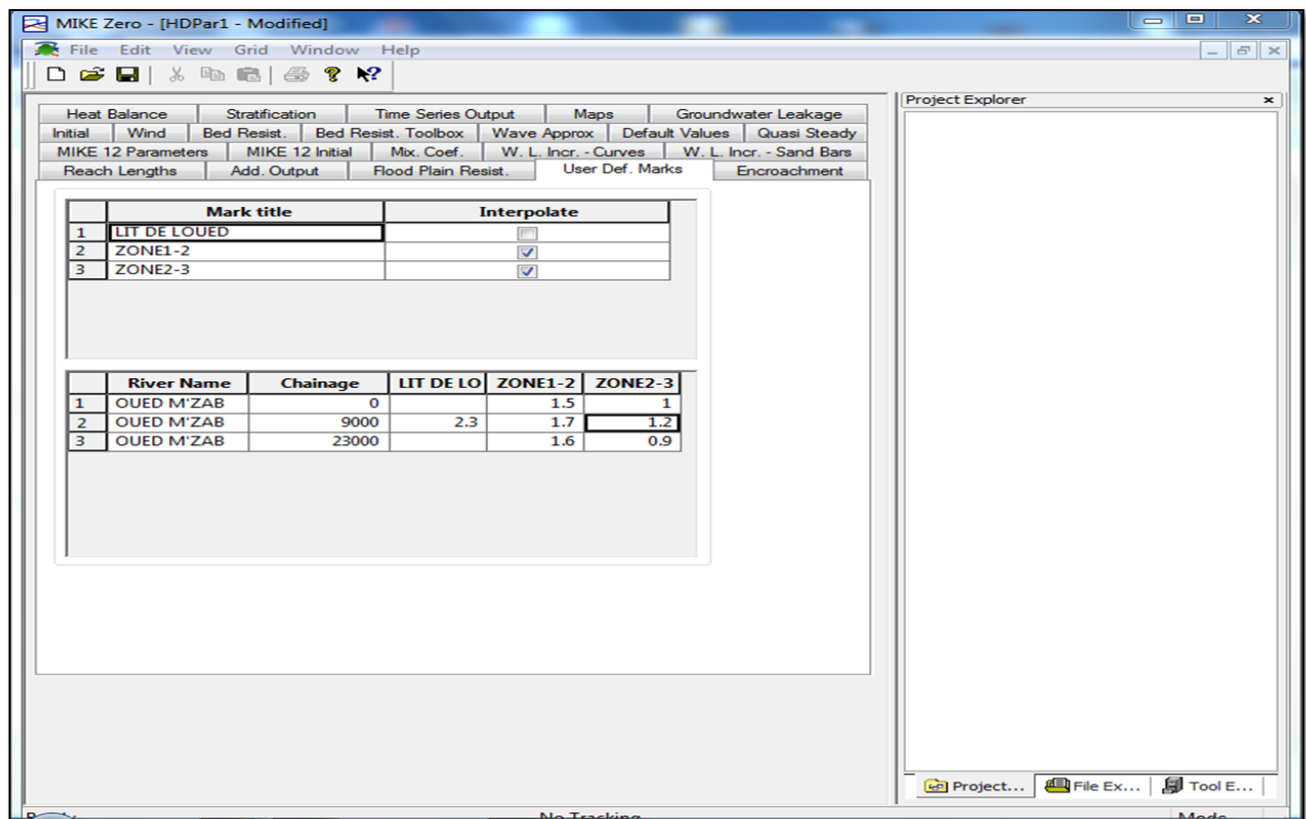


Figure IV.7 : Fenêtres des coefficients de rugosité pour chaque zone d'études.

G. Paramètres Hydrodynamiques

Cela joindre tous les paramètres hydrodynamiques de notre cours d'eau [cf. Figure IV.8].

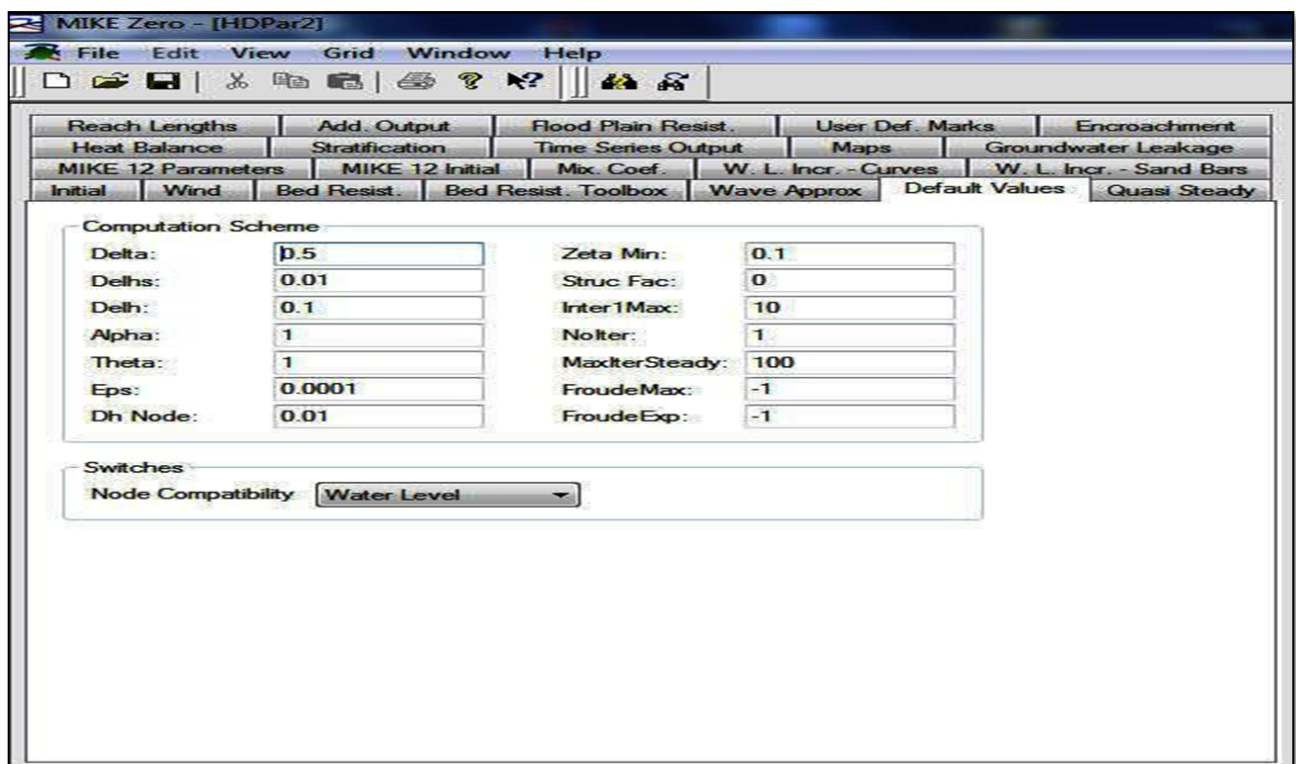


Figure IV.8 : Définition des paramètres hydrodynamiques dans le code MIKE 11.

H. Modélisation des ouvrages Hydrauliques

Après avoir défini la topographie de l'oued le modèle doit être complété par la modélisation des ouvrages hydrauliques tels que les ponts, les seuils, les buses...etc.

La prise en compte des ouvrages est fondamentale dans une modélisation de l'oued puisqu'ils peuvent aussi avoir un impact conséquent sur les lignes d'eau observées dans l'oued.

La modélisation des ouvrages hydrauliques permet de simuler les écoulements et surtout les pertes de charge à travers ces structures ce qui permet d'affiner la simulation des phénomènes observés sur le terrain.

D'une manière générale, l'impact des ouvrages sur les écoulements est plutôt local. Mais ces ouvrages étant localisés la plupart du temps au niveau des villages, il est très important de les intégrer dans le modèle pour étudier précisément les débordements dans les zones occupées par l'homme.

Les digues, les déversoirs, les seuils ainsi que les ponts ont tous une influence plus ou moins importante sur l'écoulement selon leurs dimensions. Chaque type d'ouvrage agit différemment sur l'écoulement et doit donc être intégré dans les calculs de simulation hydraulique par des équations spécifiques à chaque ouvrage. Ces équations permettent de déterminer de façon précise les caractéristiques des écoulements en fonction des dimensions de l'ouvrage.

Dans la pratique, la modélisation des ouvrages hydrauliques consiste simplement à définir la géométrie, les cotes et les dimensions des ouvrages ainsi que leur localisation.

La connaissance précise de chaque ouvrage est bien sûr très importante pour que les écoulements soient simulés correctement. Les données concernant tous les ouvrages étaient déjà disponibles au bureau d'étude *Bonard & Gardel* (BG). Je n'ai donc pas eu besoins d'effectuer une campagne de mesure pour déterminer les dimensions ainsi que les altitudes et la géométrie de tous les ouvrages à modéliser.

En ce qui concerne la localisation des ouvrages dans les modèles, les méthodes sont différentes entre les modèles 1D et 2D. Pour les modèles 1D, il faut construire deux profils en travers (un profil directement à l'amont, et l'autre profil directement à l'aval) pour « encadrer » et localiser l'ouvrage.

Le code de calcul *MIKE 11* est très complet en matière de modélisation d'ouvrage. Tous les types d'ouvrages peuvent être intégrés dans le modèle (ponts, buses, pompes...) avec différentes équations possibles pour chaque ouvrage. Ce logiciel permet également de visualiser les ouvrages hydrauliques modélisés ce qui est très appréciable pour vérifier la géométrie et les dimensions des ouvrages.

1. Edition des passages submersibles (*Culvert*)

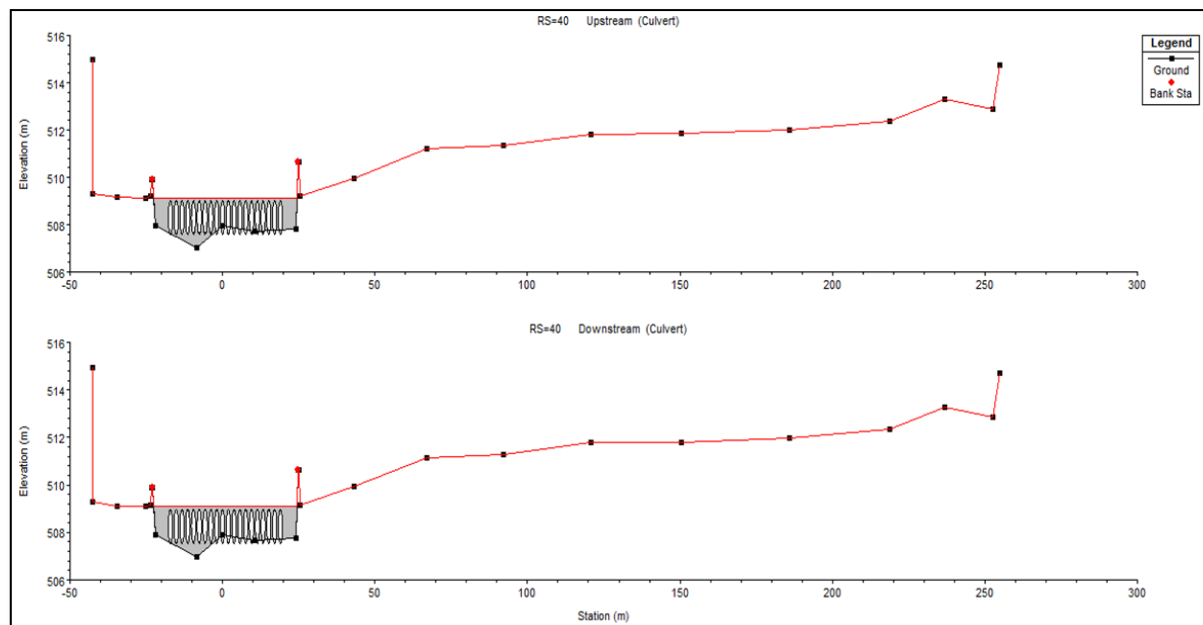


Figure IV.9 : Fenêtre de présentation et édition des passages submersibles (*Culvert*).

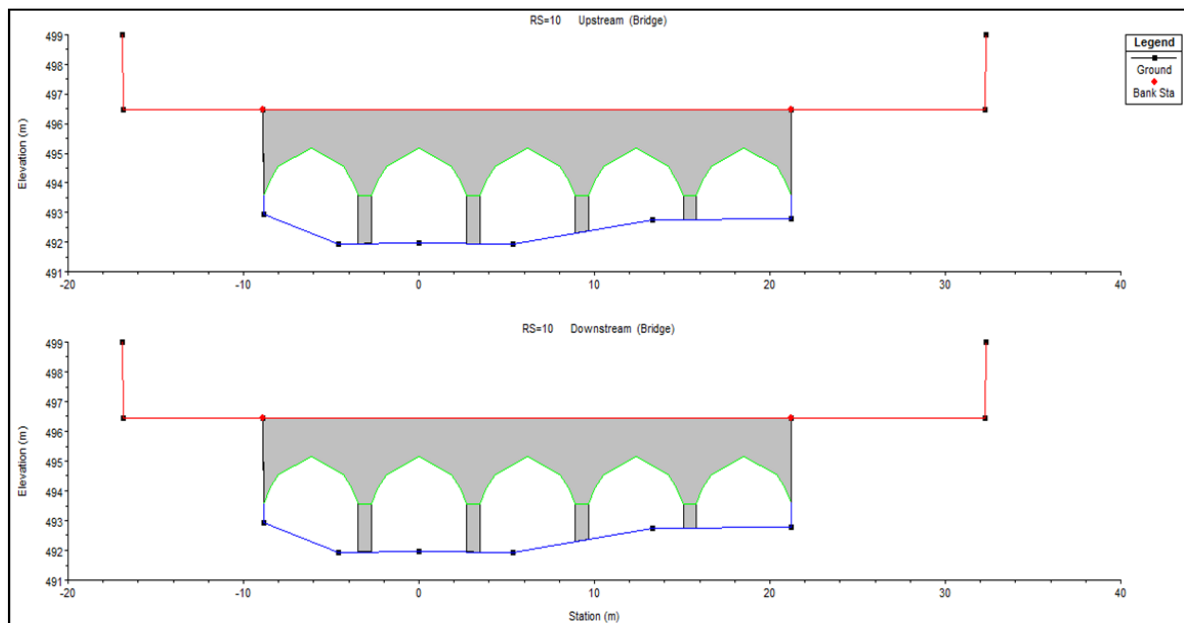


Figure IV.10 : Présentation des sections de passages submersibles (*Culvert*).

2. Edition Des ponts

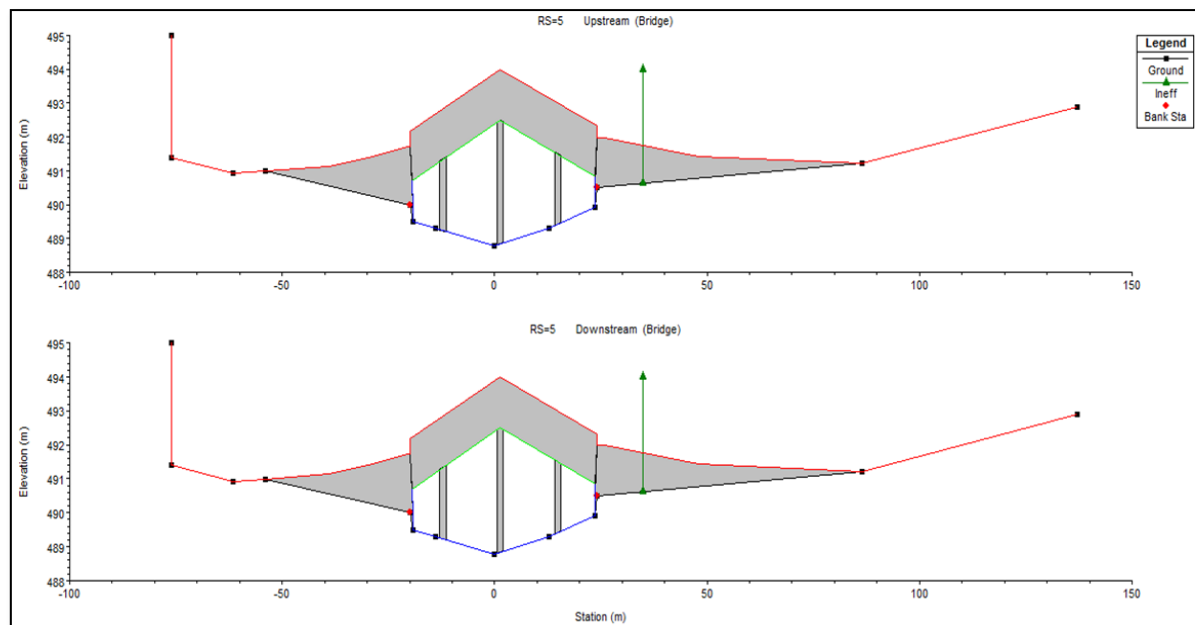


Figure IV.11 : Edition des ouvrages de franchissement : Ponts

IV.1.3. Etapes de simulation

Nous avons d'abord tenu compte, lors du choix des sections en travers, du méandre, des élargissements, des rétrécissements.

Nous avons commencé la simulation en injectant dans le logiciel les sections en travers du cours d'eau dans son état naturel. Après avoir constaté qu'avec le débit laminé, il déborde sur la quasi-totalité, et pour nous mettre le plus dans la sécurité, nous avons choisi de recalibrer tout le tronçon.

Pour les sections où la hauteur d'eau dépasse 2,50m, on opte pour des murs puis on refait la simulation pour déterminer à nouveau les hauteurs d'eau.

Pour des raisons économiques, nous proposons pour certaines sections recalibrées par des murs et où la hauteur d'eau ne dépasse pas de beaucoup 2,50m, de réaliser un mixage c'est-à-dire un mur sur l'une des rives et une digue sur l'autre, puis nous relançons à nouveau la simulation afin de pouvoir nous assurer qu'il n'y a pas débordement.

IV.1.4 Calage et validation des modèles Hydrauliques

Après les premières simulations effectuées avec un modèle hydraulique, celui-ci doit être calé. La phase de calage d'un modèle hydraulique consiste à régler des paramètres hydrauliques pour que les résultats de la simulation soient en accord avec les phénomènes observés dans la réalité.

Pour cela, il est nécessaire d'avoir des informations précises sur les événements historiques produits dans la vallée en temps de crues. Les photographies, les laisses de crue, les

témoignages...permettent d'obtenir des données très importantes pour établir des relations entre les hauteurs d'eau observées et les débits mesurés.

Le calage du modèle consiste régler des paramètres hydrauliques pour pouvoir obtenir aux endroits voulus des hauteurs d'eau proches de celles observées sur le terrain et ceci pour un débit connu.

Lorsque le modèle est calé, il faut ensuite le valider. Il suffit de changer le débit injecté dans le modèle et de vérifier que les hauteurs d'eau obtenues en différents points du modèle sont en accord avec la réalité. Si ce n'est pas le cas, il faut reprendre la phase de calage.

IV.1.5.Menu Résultats

IV.1.5.1.Graphes

Permet de visualiser les variations des différentes grandeurs en fonction de la distance au l'oued. On peut comparer les résultats des différents scénarios.

1. Première scenario

La figure suivante montre les élévations d'eau le long de la vallée du M'Zab [cf. Figure IV.11].

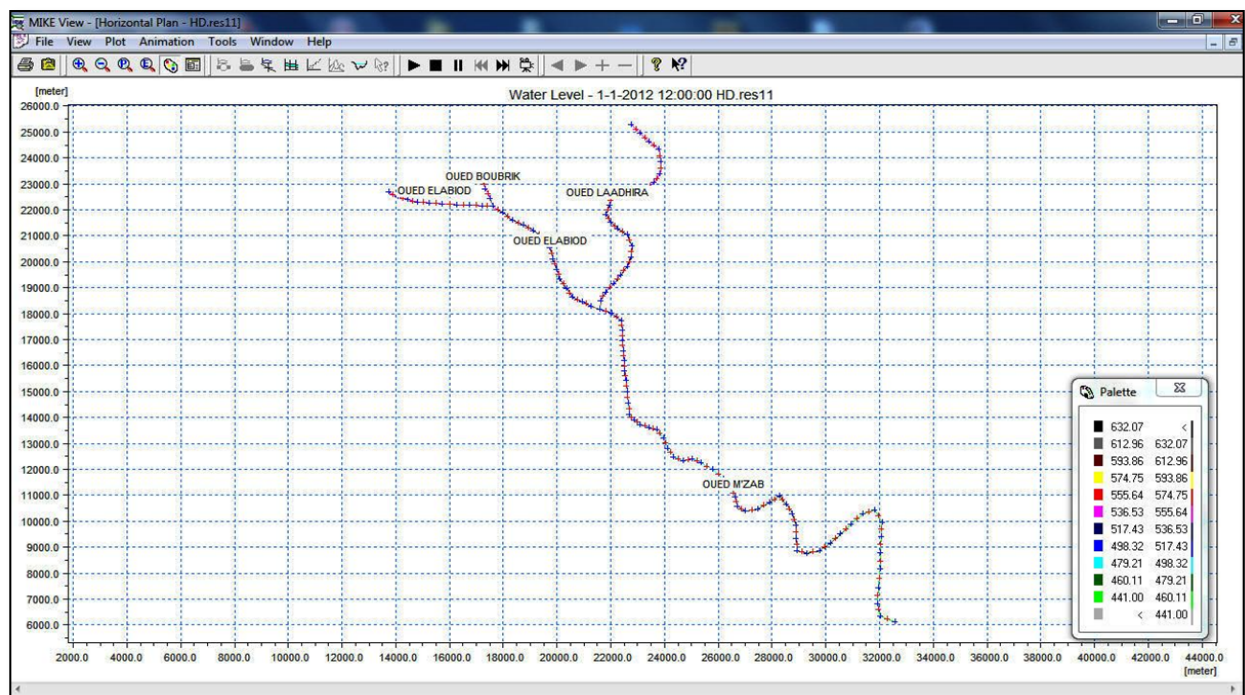


Figure IV.12 : Représentation des résultats : élévations d'eau le long de l'oued par le code de calcul
MIKE 11

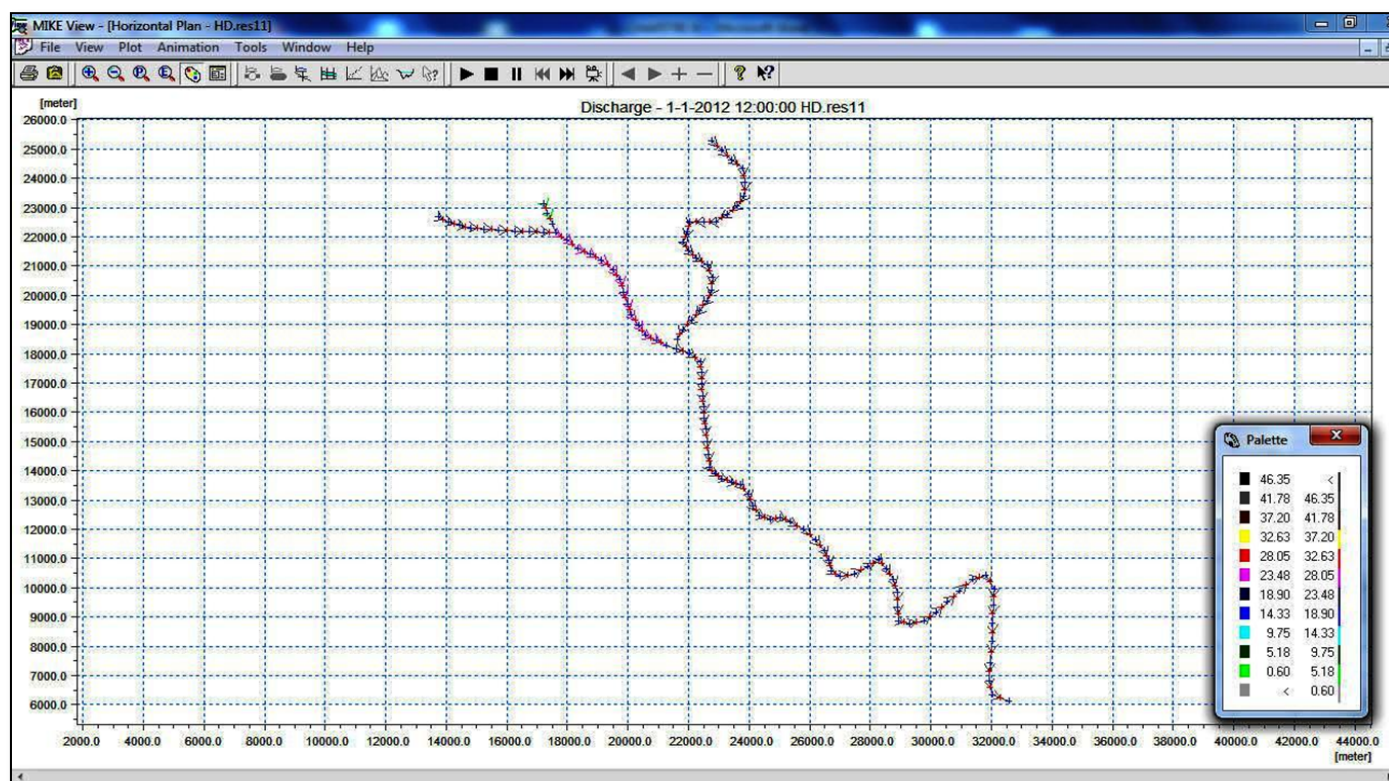


Figure IV.13 : Représentation des résultats : débits d'eau le long de l'oued le long de l'oued par le code de calcul *MIKE 11*.

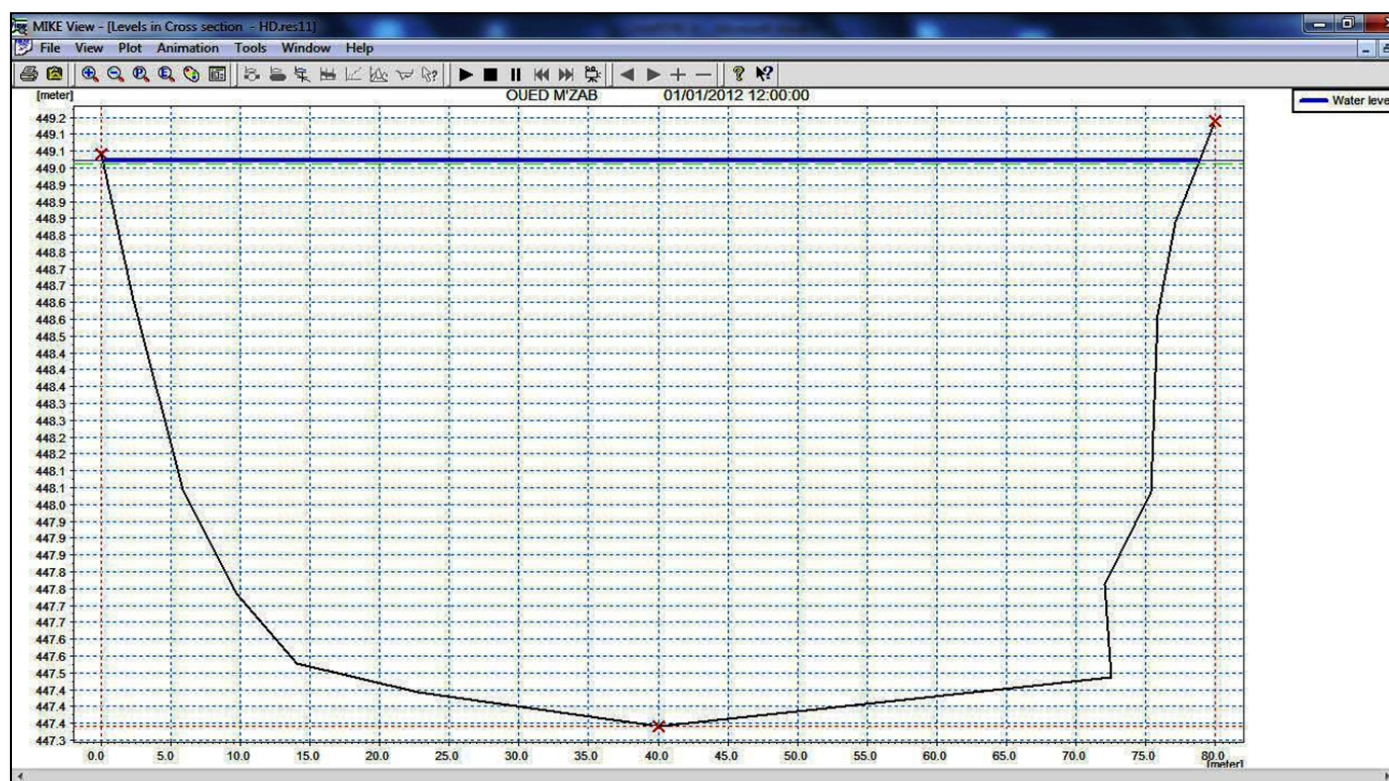


Figure IV.14 : Représentation des résultats : élévation maximale d'eau dans un profil en travers, selon le code de calcul *MIKE 11*

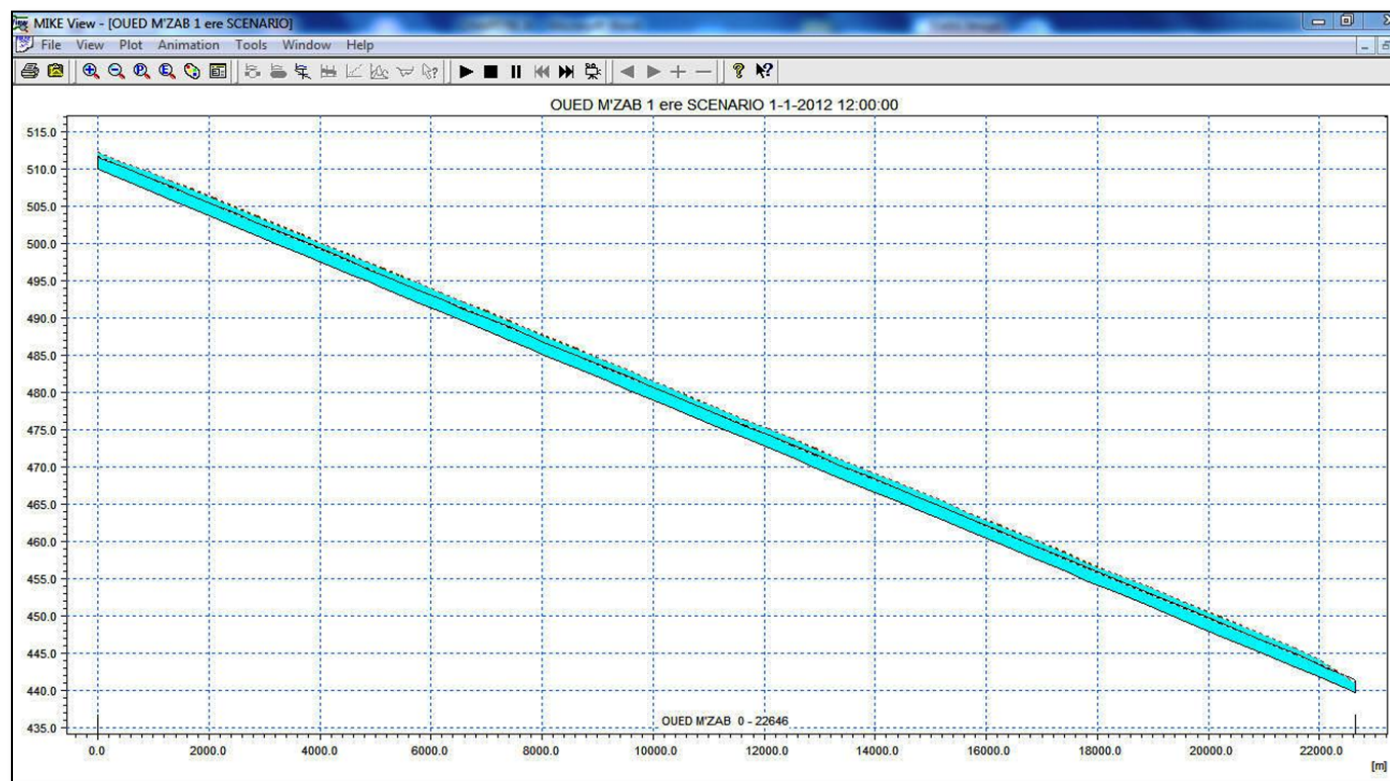


Figure IV.15 : Représentation des résultats : élévation maximale d'eau dans le profil en long, selon le code de calcul *MIKE 11*

Commentaire des résultats

De l'amont à l'aval, on passe d'une largeur moyenne de 128 à 33 m, avec un changement de pente négligeable, cette contraction diminue la largeur d'écoulement, ce qui a augmenté la ligne d'eau.

On constate aussi que la ligne d'eau continue à augmenter jusqu'à la section 33 qui représente la fin du méandre ce qui est dû encore à la diminution de la largeur du lit mineur et aussi à l'effet du méandre qui représente un obstacle pour l'écoulement.

De la sortie du profil numéro 35 jusqu'à la section suivante, on remarque une augmentation de la ligne d'eau, qui est due à la diminution importante de la pente. On remarque qu'après cela, la ligne d'eau diminue jusqu'à l'entrée du profil numéro 38.

Après cela, l'augmentation de la section provoque la diminution de la ligne d'eau jusqu'à la section 44. De la section 44 jusqu'à la fin du tronçon, on remarque une augmentation de la ligne d'eau limitée à l'aval par la condition à la limite imposée par la digue d'El Atteuf, qui est due au rétrécissement de la largeur d'écoulement d'une part et à la faible pente d'autre part.

En générale, dans cette tranche d'étude (première scénario) le tirant d'eau maximale ne dépasse pas 2,5m .On peut accepter ce niveau d'eau à condition de suggérer des solutions pour diminuer le tirant d'eau dans l'oued.

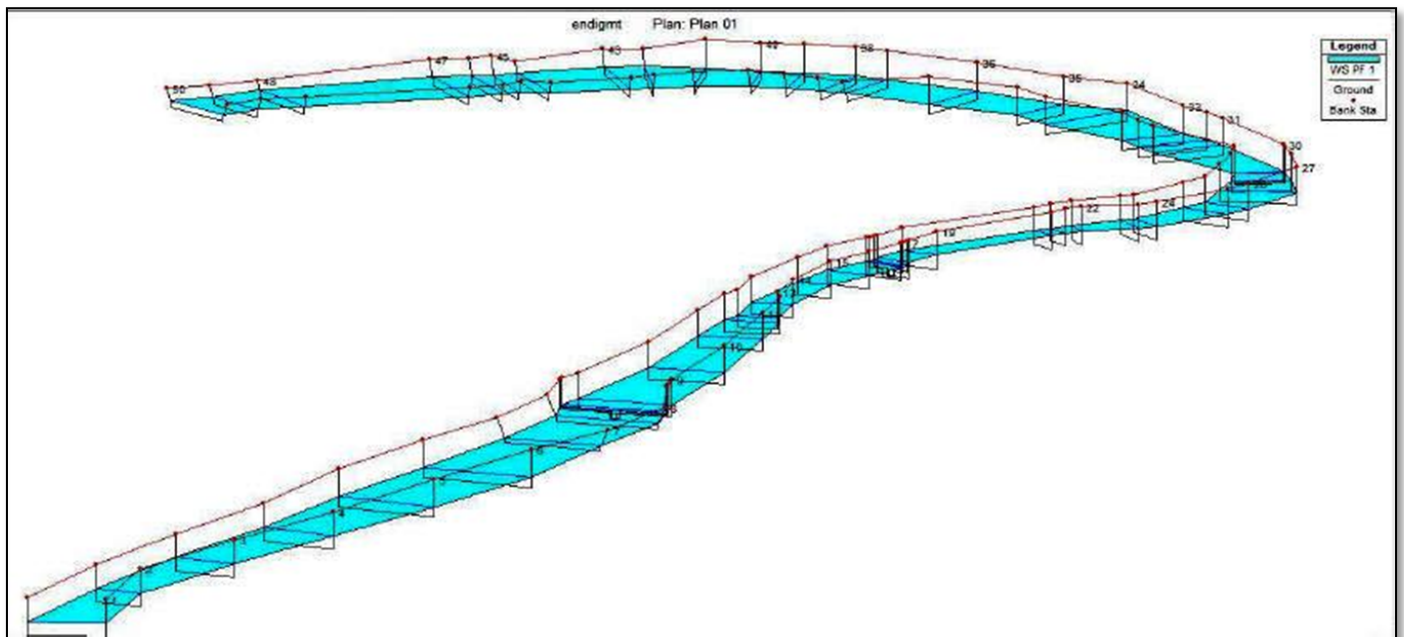


Figure IV.16 : Présentation graphique du tirant d'eau le long du cours d'eau

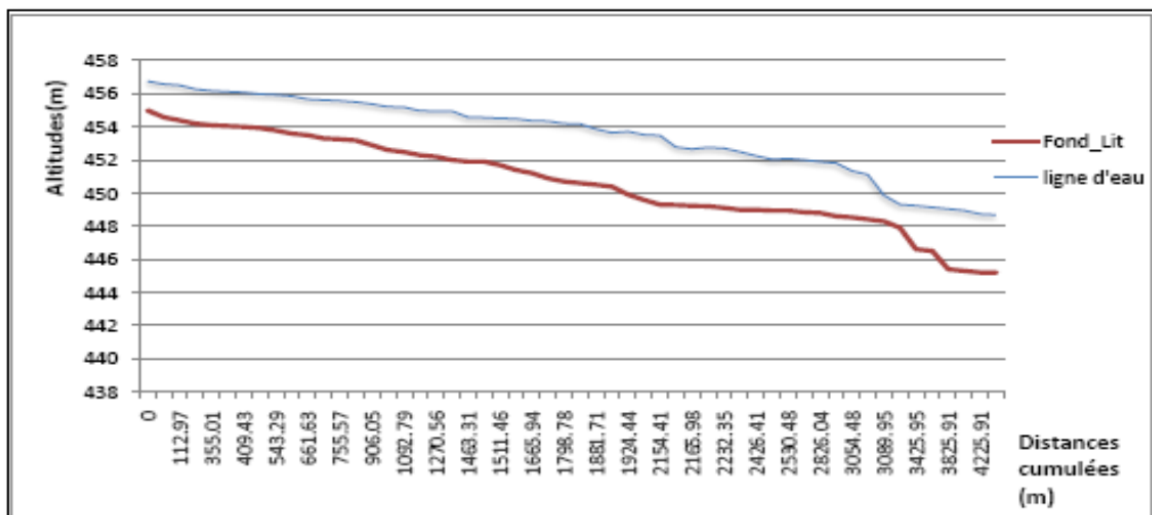


Figure IV.17 : Profil de la ligne d'eau, tronçon de Mermed et El Hadj Messouad.

2. Deuxième scenario

Suivant la figure suivante montre les élévations d'eau le long de la vallée du M'Zab [cf. Figure IV.18].

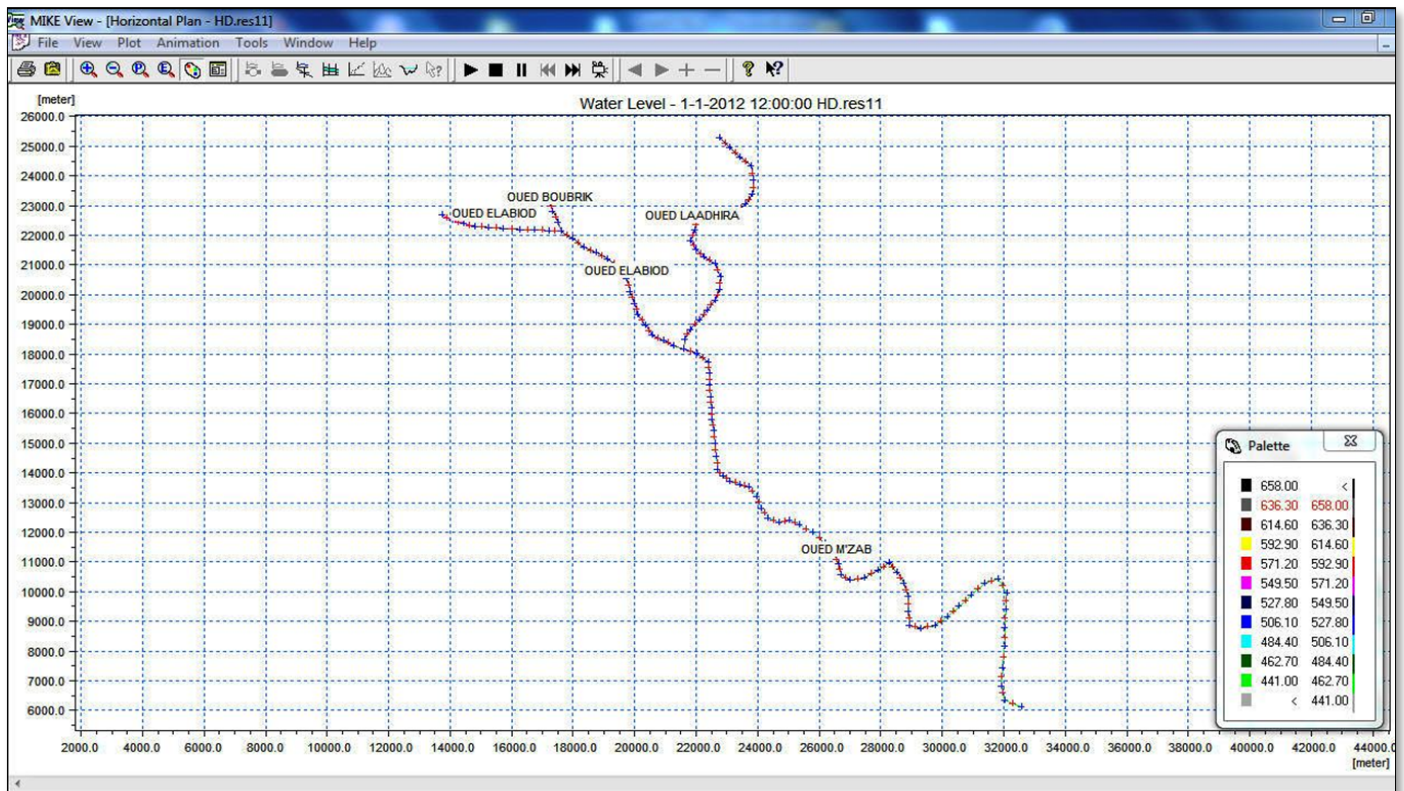


Figure IV.18 : Représentation des résultats : élévations d'eau le long de l'oued par le code de calcul
MIKE 11

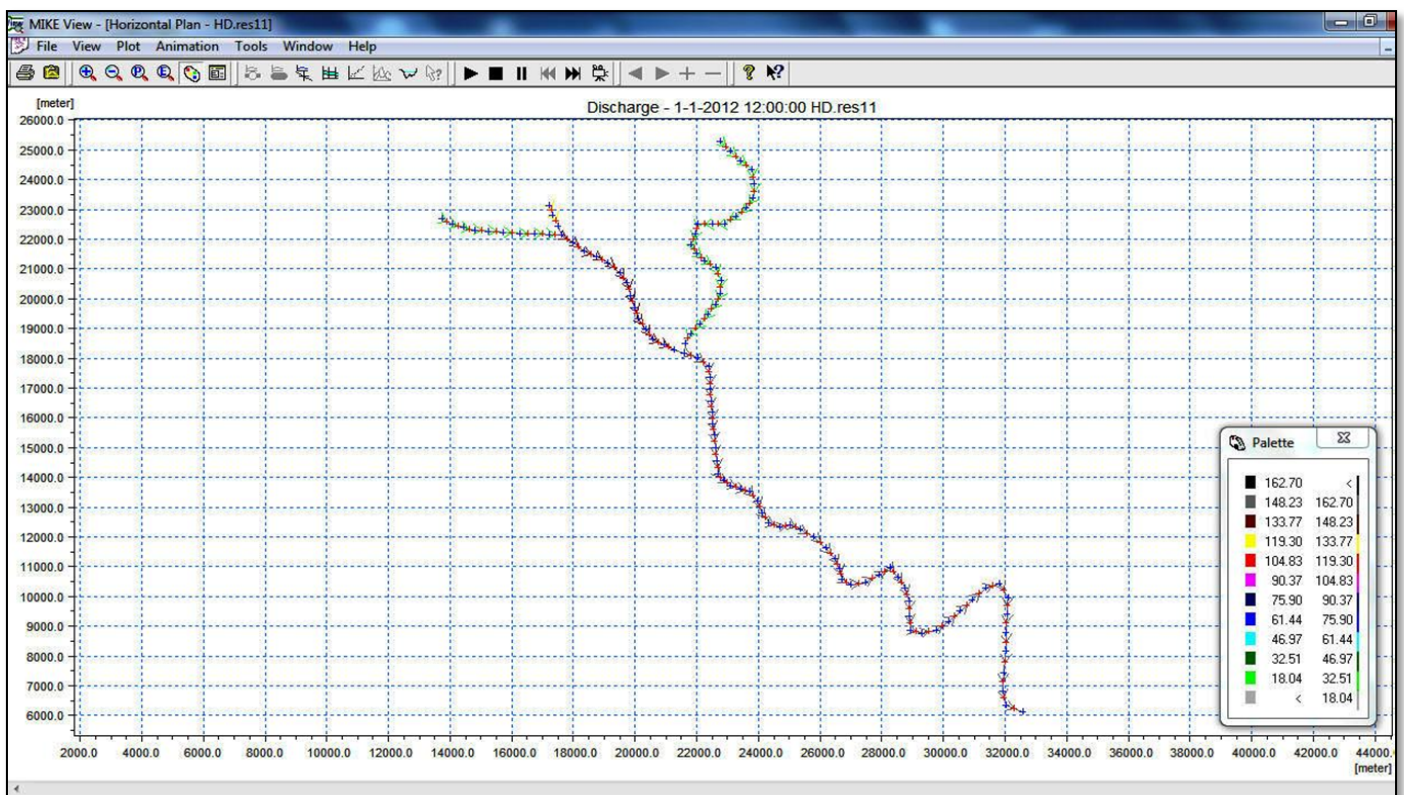


Figure IV.19 : Représentation des résultats : débits d'eau le long de l'oued le long de l'oued par le
code de calcul *MIKE 11*.

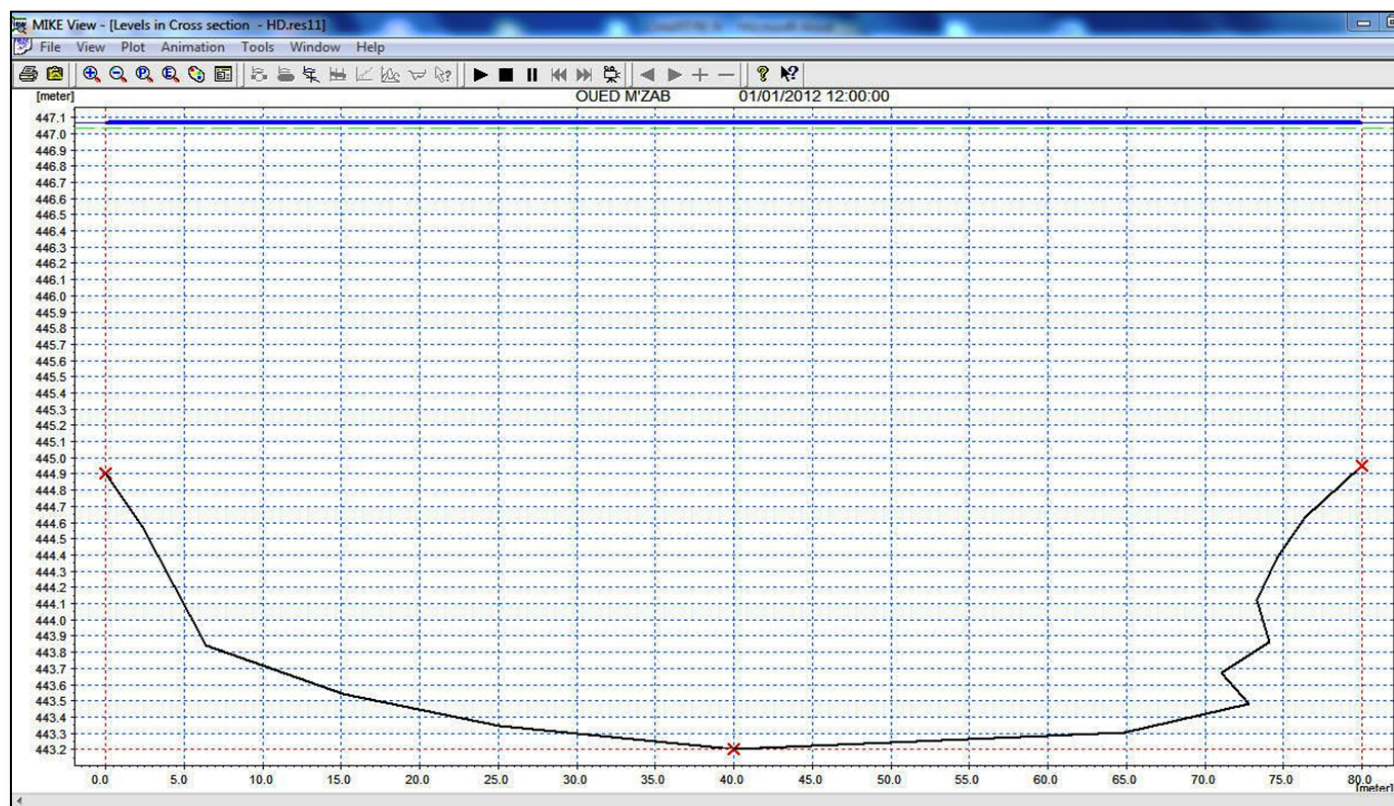


Figure IV.20 : Représentation des résultats : élévation maximale d'eau dans un profil en travers, selon le code de calcul *MIKE 11*.

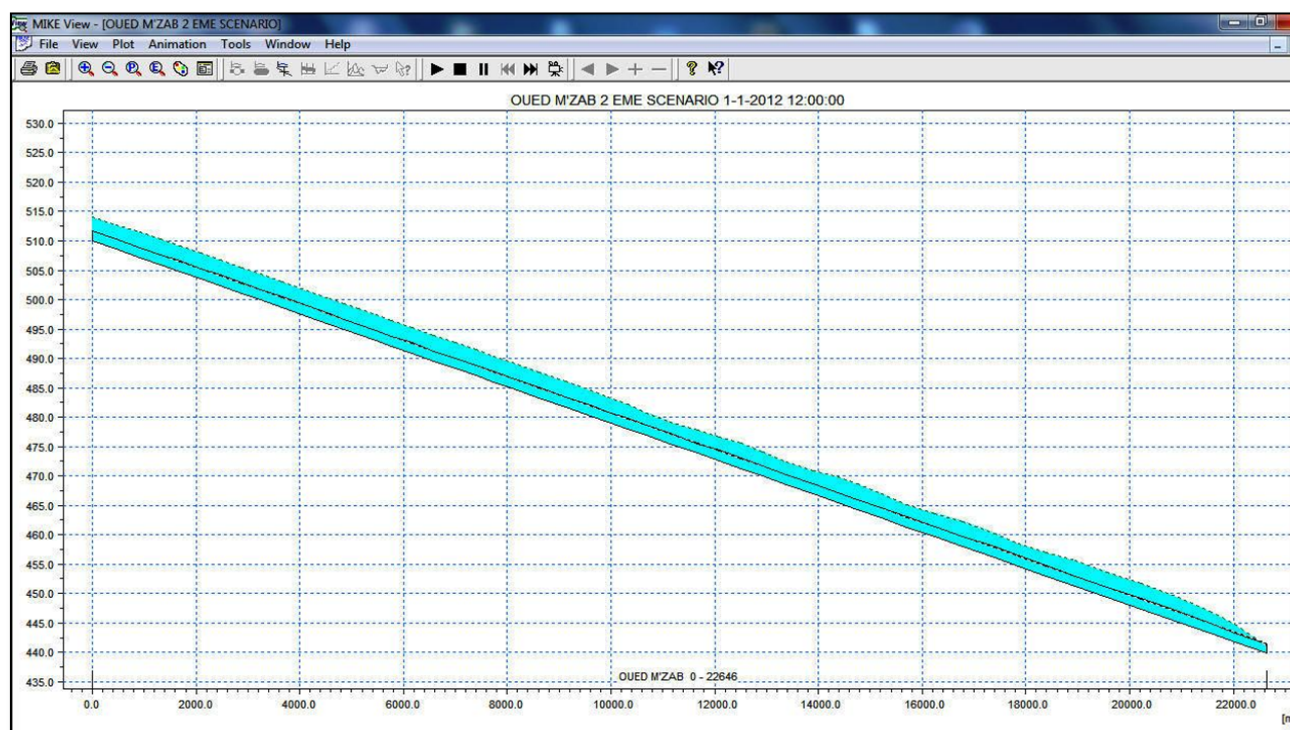


Figure IV.21 : Représentation des résultats : élévation maximale d'eau dans le profil en long, selon le code de calcul *MIKE 11*.

Dans cette tranche d'étude (deuxième scenario) le tirant d'eau maximale dépasse pas 3,2m .Dans ce cas on ne peut pas accepter ce niveau d'eau dans le lit de l'oued car se sera une inondation.

3. Troisième scenario

La figure suivante montre les élévations d'eau le long de la vallée du M'Zab [cf. Figure IV.22].

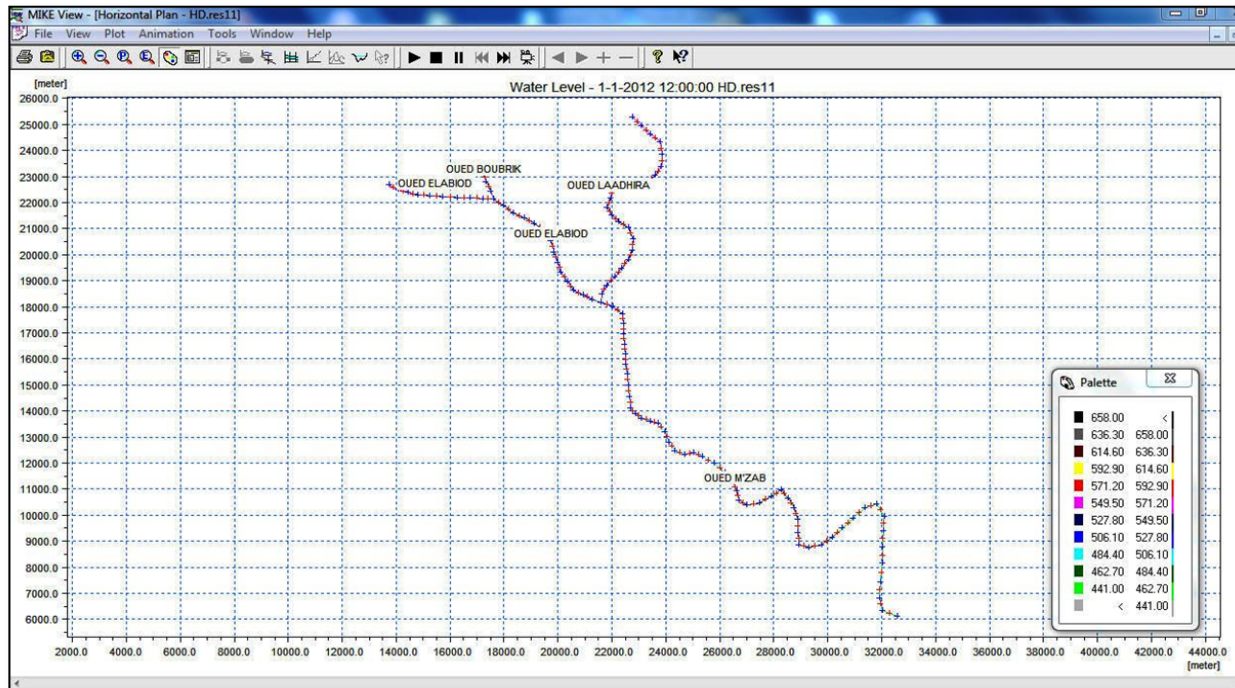


Figure IV.22 : Représentation des résultats : élévations d'eau le long de l'oued par le code de calcul *MIKE 11*

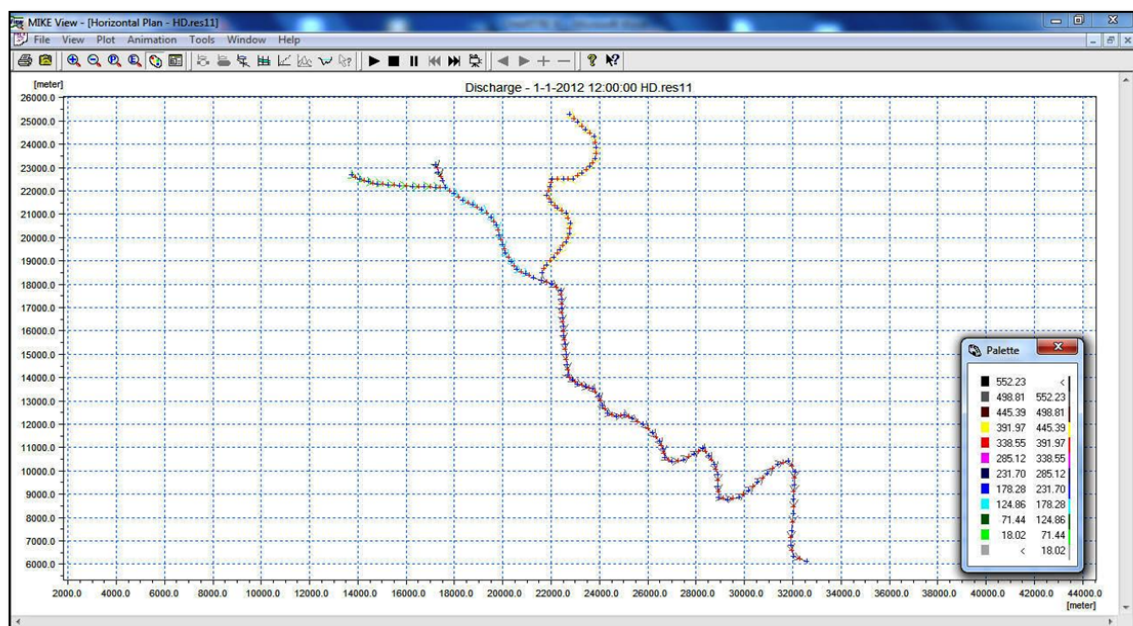


Figure IV.23 : Représentation des résultats : débits d'eau le long de l'oued le long de l'oued par le code de calcul *MIKE 11*.

La figure ci-après montre l'élévation maximale d'eau dans le profil en travers [cf. Figure IV.24].

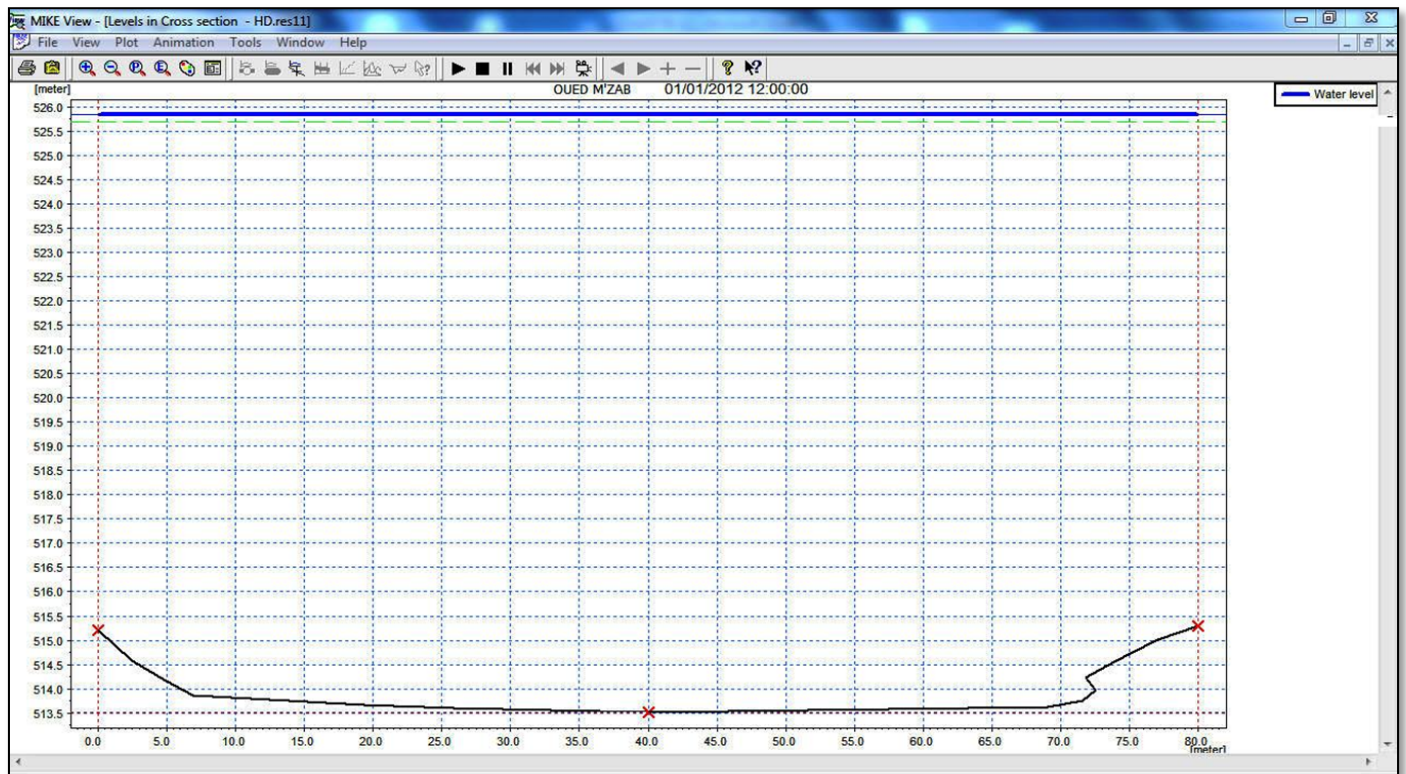


Figure IV.24 : Représentation des résultats : élévation maximale d'eau dans un profil en travers, selon le code de calcul *MIKE 11*.

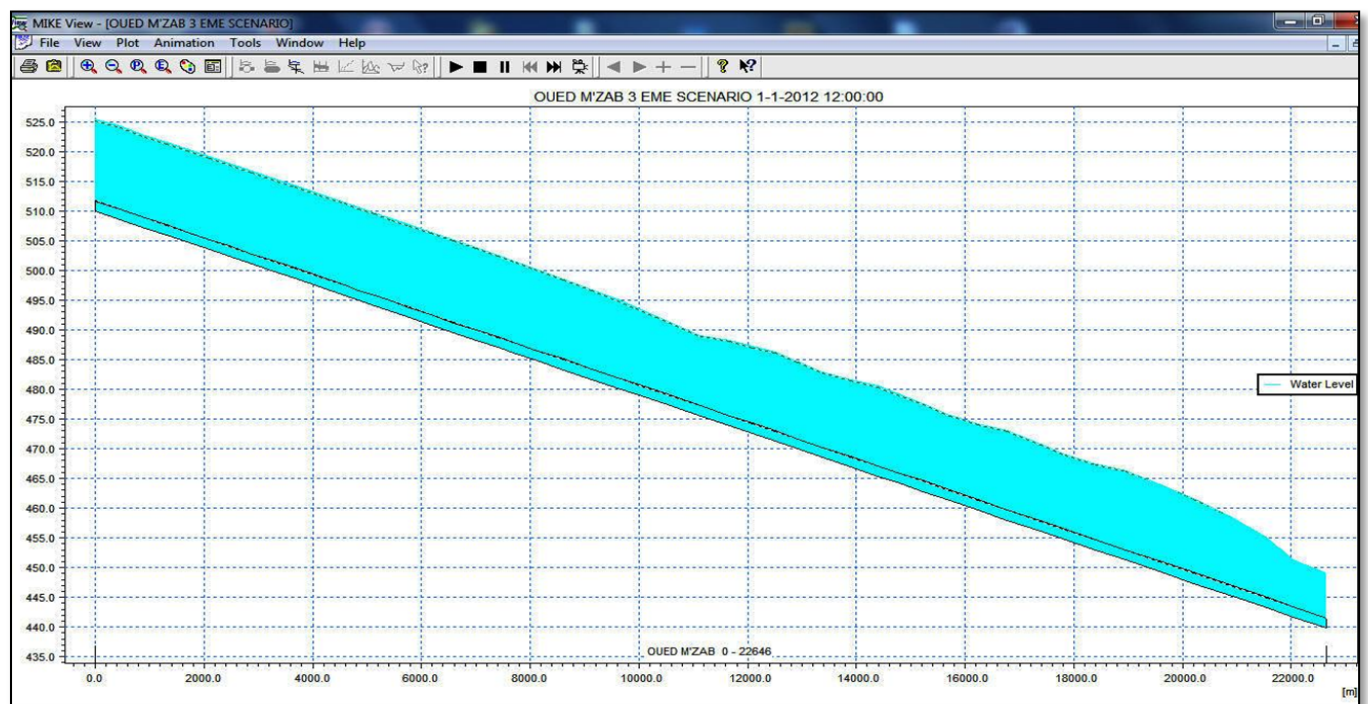


Figure IV.25 : Représentation des résultats : élévation maximale d'eau dans le profil en long, selon le code de calcul *MIKE 11*.

Dans cette tranche d'étude (troisième scenario) l'élévation maximale d'eau dépasse 10,5m .dans ce cas on ne peut pas accepter ce niveau d'eau dans le lit de l'oued car se sera une inondation.

La figure ci-après [cf. Figure IV.26] nous montre la zone inondée et les niveaux d'eau pour ce scenario.

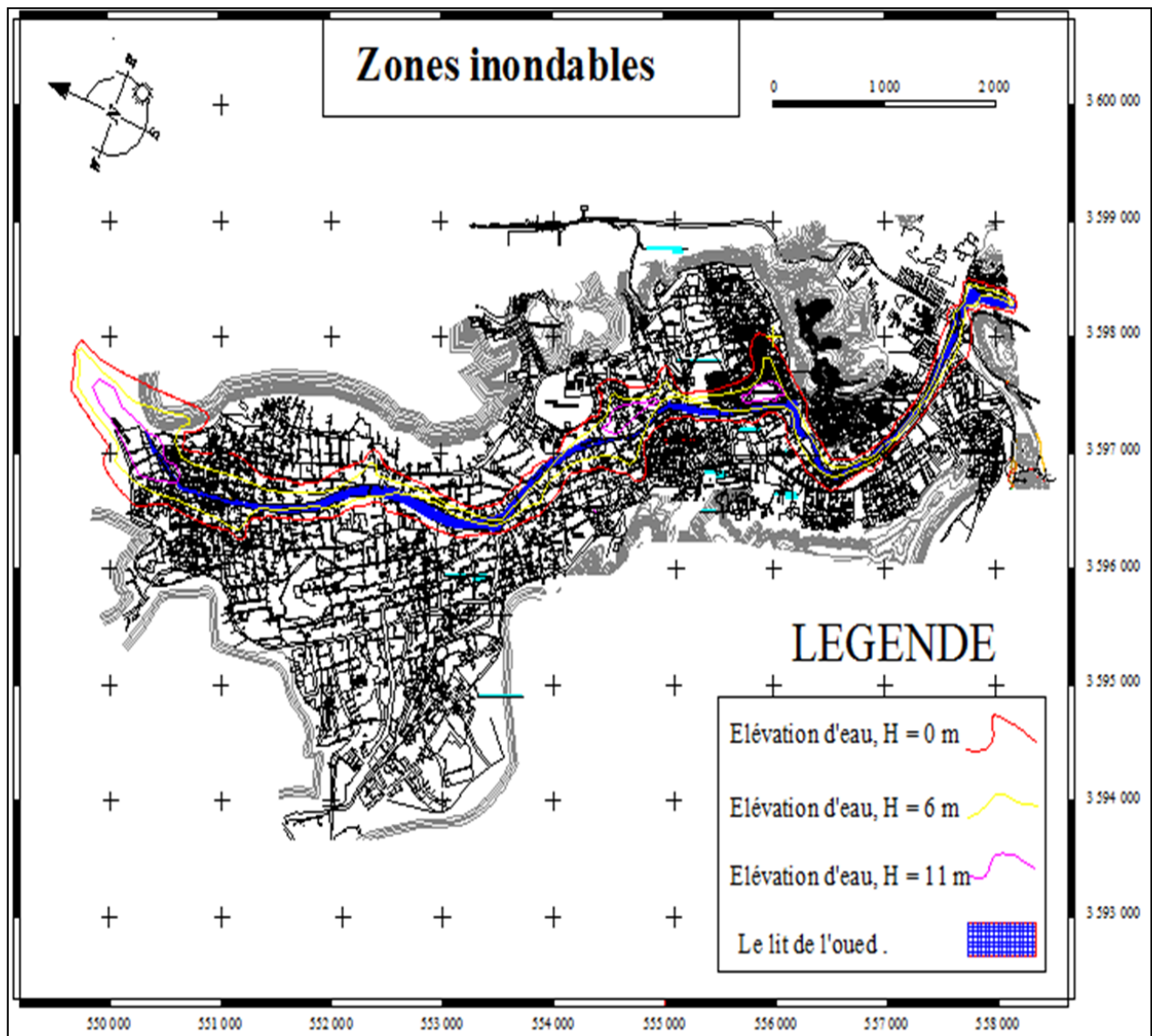


Figure IV.26 : Carte des iso-valeurs des hauteurs d'eau selon le code de calcul *MIKE 11*.

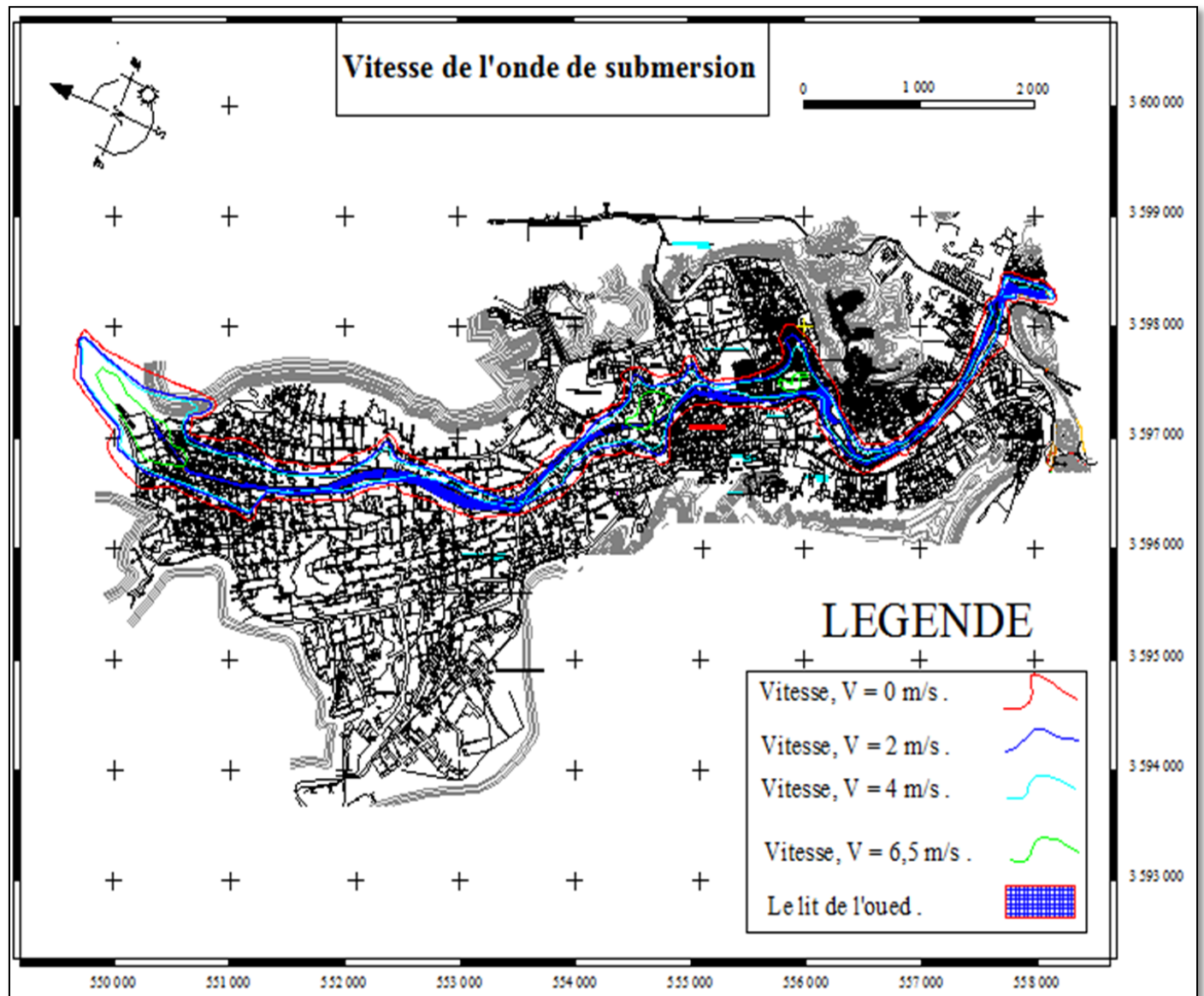


Figure IV.27 : Carte des iso-vitesses de l'onde de submersion selon le code de calcul *MIKE 11*.

IV.1.5.2.Intensité de L'onde de submersion

Obtenue par l'intermédiaire des deux résultats présentés avant (les élévations et les vitesses).

$$I \text{ (m}^2\text{/s)} = H \text{ (m)} * V \text{ (m/s)}. \dots\dots\dots \text{ (IV.6)}$$

Tableau IV.1 : Calcul des intensités.

Distance [m]	Hauteur [m]	Vitesse [m/s]	Intensité [m²/s]
0	6.74	6.25	42.13
500	7.56	5.93	44.83
1000	11.09	5.32	59.00
1500	11.13	5.53	61.55
2000	11.68	5.55	64.82
2500	9.54	6.50	62.01
3000	10.57	6.30	66.59
3500	8.46	6.56	55.50
4000	10.53	5.67	59.71
4500	11.32	6.48	73.35
5000	11.36	6.53	74.18
5500	11.45	5.96	68.24
6000	11.63	6.09	70.83
6500	11.79	6.48	76.40
7000	11.53	6.52	75.18
7500	9.48	6.12	58.02
8000	9.02	6.24	56.28
8500	8.45	6.23	52.64
9000	8.43	6.29	53.02
9500	7.56	5.31	40.14
10000	7.89	5.42	42.76
10500	7.91	4.46	35.28
11000	8.43	4.36	36.75
11500	8.95	4.72	42.24
12000	6.31	5.49	34.64
12500	5.36	6.03	32.32
13000	6.73	5.21	35.06
13500	7.13	5.97	42.57
14000	6.87	6.42	44.11
14500	7.18	5.43	38.99
15000	8.13	5.96	48.45
15500	8.25	4.11	33.91
16000	8.47	4.32	36.59
16500	8.74	4.53	39.59
17000	8.93	5.63	50.28
17500	9.01	5.66	51.00

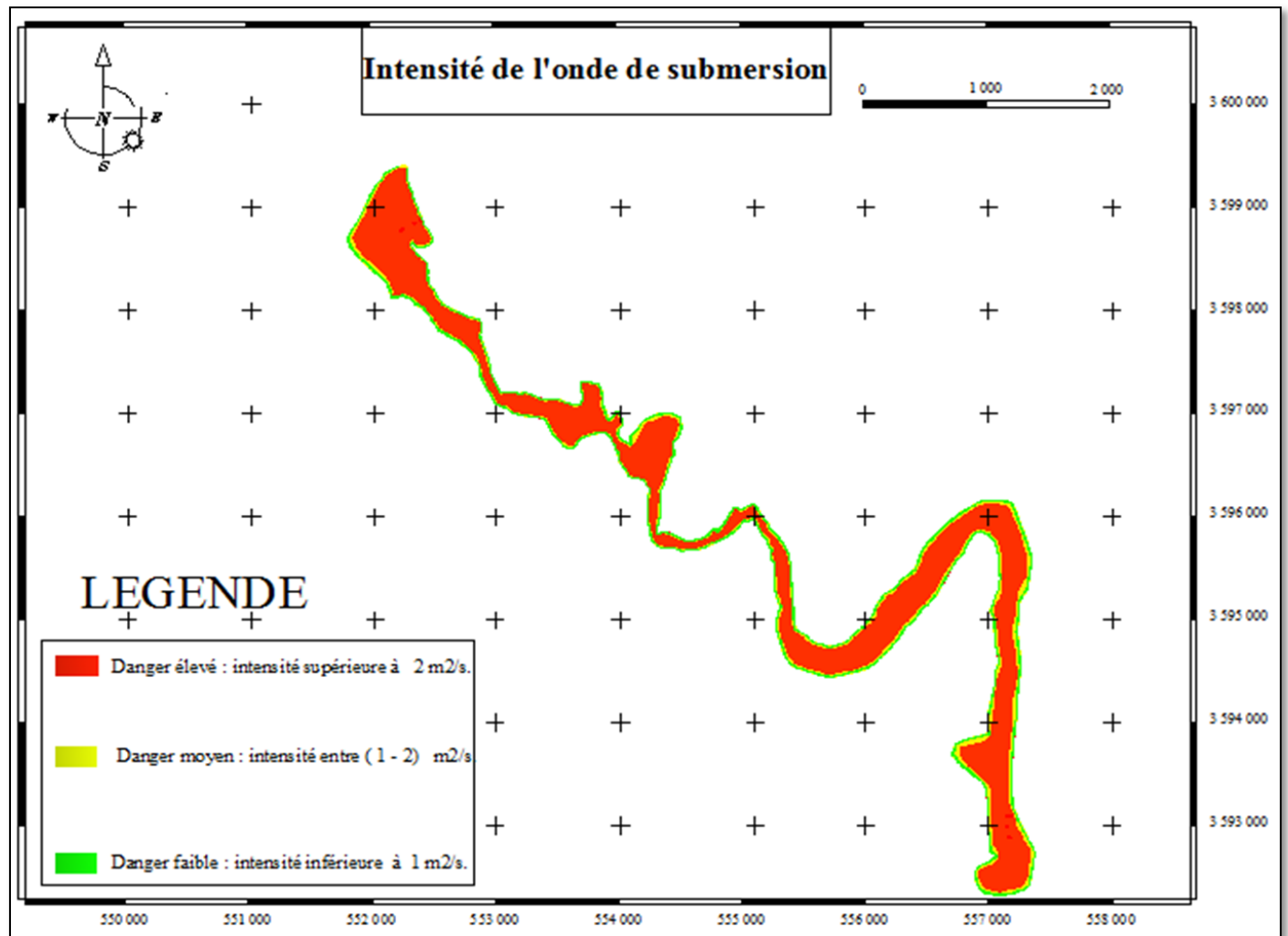


Figure IV.28 : Carte des iso-intensités de submersion en (m^2/s).

IV.1.5.2. Tableaux

Permet de visualiser les résultats du calcul dans un tableau récapitulatif par scénario.

Tableau IV.2 : Résultats de simulation de troisième scénario.

Distance [m]	Hauteur max [m]	Vitesse [m/s]	Débit max [m^3/s]	Froude	Cote max [m]
0	6.74	6.25	544.236	0.769	510.683
2500	9.54	6.50	537.467	0.672	503.118
5000	11.36	6.53	529.589	0.619	494.830
7500	9.48	6.12	522.753	0.635	487.806
10000	7.89	5.42	513.425	0.616	479.859
12500	5.36	6.03	505.598	0.832	471.940
15000	8.13	5.96	494.764	0.667	463.514
17500	9.01	5.66	487.635	0.602	456.793

IV.2.Modélisation en mode bidimensionnel

La modélisation en mode 2D de la vallée du M'Zab semblait trop lourde au premier abord pour pouvoir répondre aux problématiques présentées précédemment. Par soucis de temps de construction des modèles et de temps de simulation, les études qui suivent ont donc été réalisées dans un premier temps sur des tronçons beaucoup plus restreints ayant un tracé de l'ordre de quelques kilomètres de long.

Un secteur a été choisi pour réaliser les études sur la modélisation en mode 2D. Le secteur est situé sur la commune de Ghardaïa, localisée dans la vallée du M'Zab (Cité Mermed et d'El Hadj Messaoud [cf. Figure IV. 29].

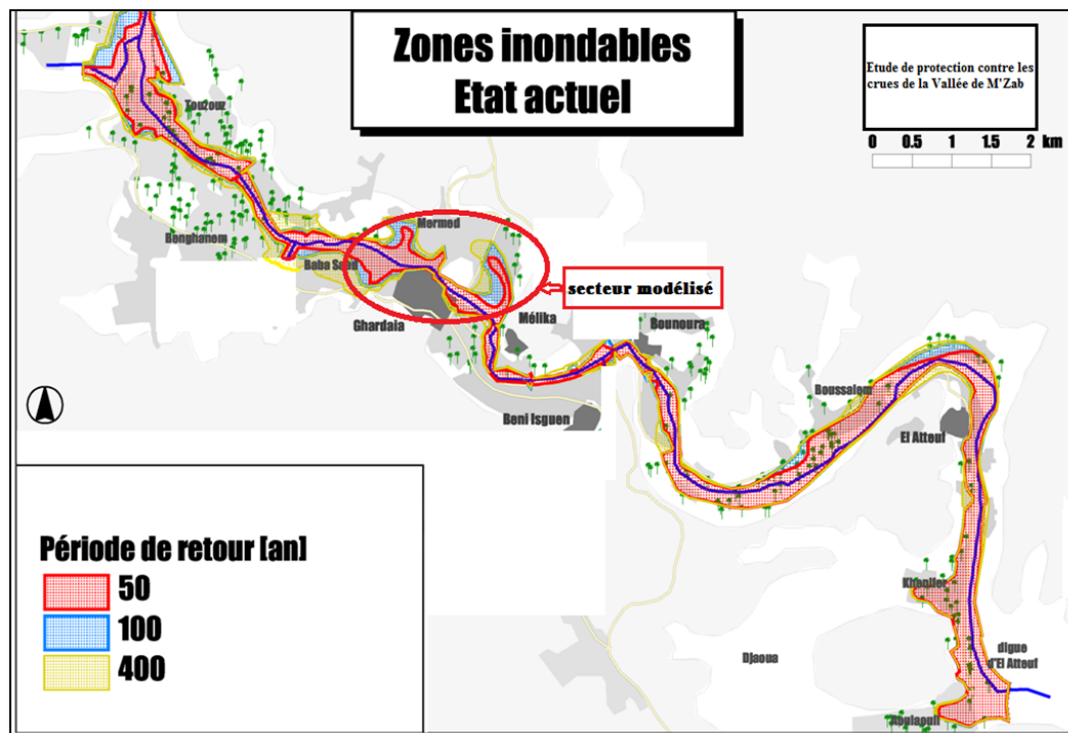


Figure IV.29 : Localisation des secteurs étudiés en mode 2D.

Le choix de ces deux secteurs n'est pas un hasard. En termes de morphologie, les deux secteurs sont très proches. A Mermed et El Hadj Messaoud, la vallée du M'Zab est classée dans les rivières de plaine. Sa pente est faible (3.5%) et son lit mineur et surtout son lit majeur est large (31 m et 800 m respectivement). Ce type de contexte permet de justifier l'utilisation de la modélisation en mode 2D pour modéliser ces secteurs.

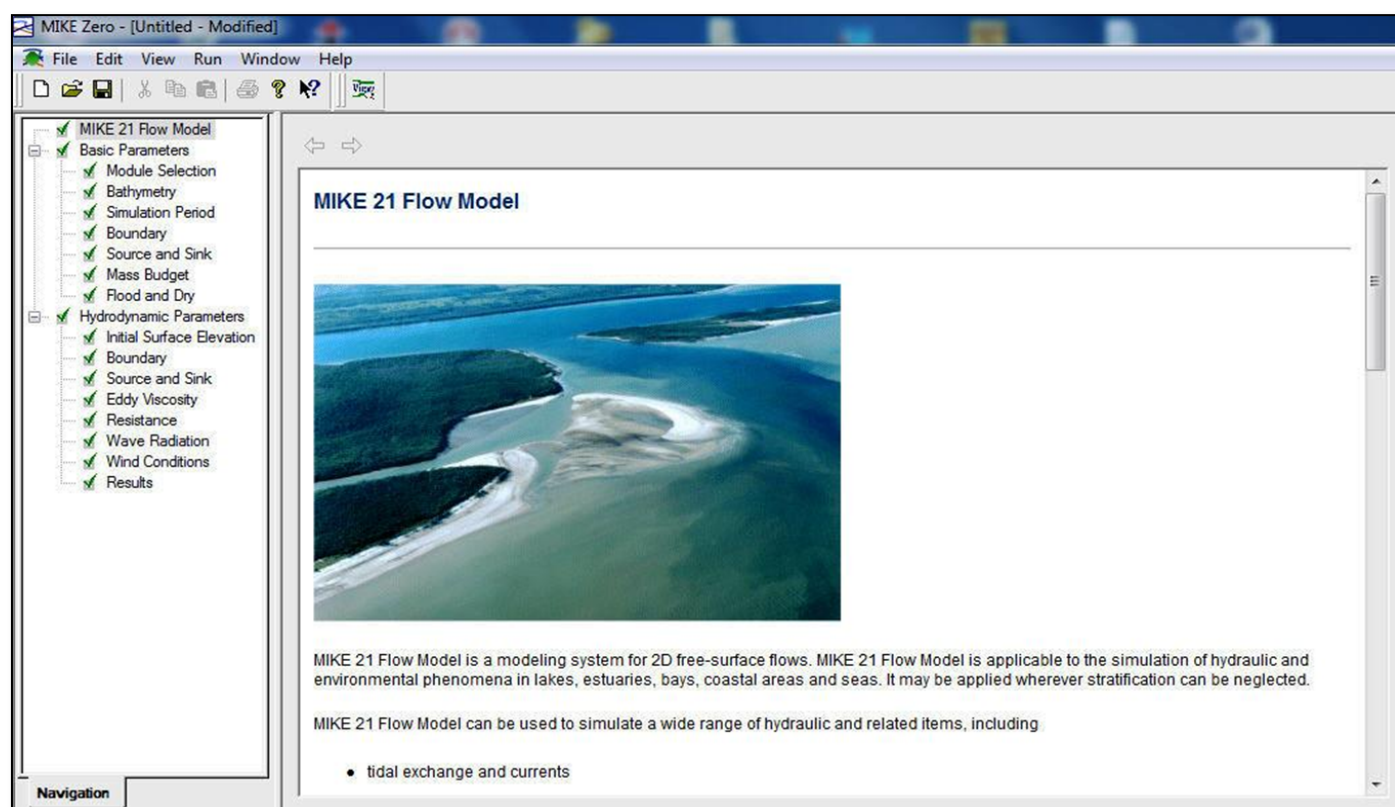


Figure IV.30 : Fenêtre de présentation du code de calcul *MIKE 21* pour la modélisation des cours d’eaux.

IV.2.1.Construction d’un modèle en 2D

Après avoir importé les données brutes de la topographie de la rivière, la production d’un modèle en 2D débute par la construction d’un maillage par l’utilisateur. Ce maillage est ensuite associé à des données topographiques calculées par échantillonnage à partir des données topographiques réelles. La dernière phase consiste à contrôler la qualité du maillage récemment construit.

IV.2.1.1.Définition du maillage

La construction du maillage est établie par l’utilisateur après avoir importé les données topographiques du secteur étudié. Globalement, l’utilisateur doit définir les limites précises de la zone d’étude ainsi que les points qui serviront à la construction des mailles. Selon le type de maillage utilisé, cette étape de définition du maillage présente quelques différences.

Les maillages réguliers étant caractérisés par des mailles ayant toute la même taille, ils sont très faciles à mettre en place. Il suffit en effet, de définir géographiquement la zone d’étude à modéliser ainsi que la taille souhaitée des mailles.

Par exemple, les mailles issues du maillage sous *MIKE 21* pour les secteurs de Mermed et El Hadj Messaoud sont toutes des carrés de 6m de côté

La Figure IV.31, vous présente le résultat d'un maillage moyen (mailles de 6m) établit sur les secteurs de Mermed et El Hadj Messaoud.

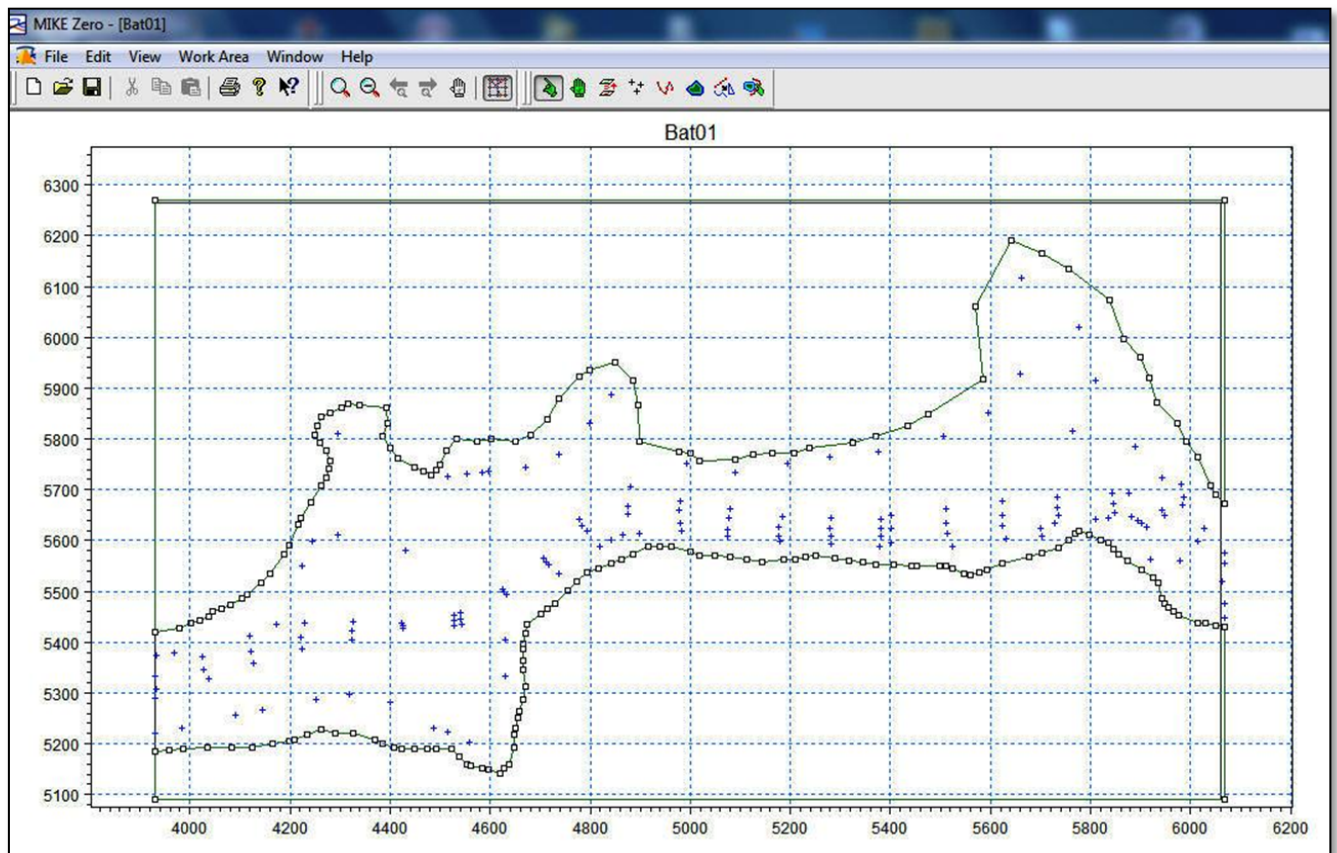


Figure IV.31 : Maillage régulier produit par *MIKE 21* : *Mermed* et *El Hadj Messoud*.

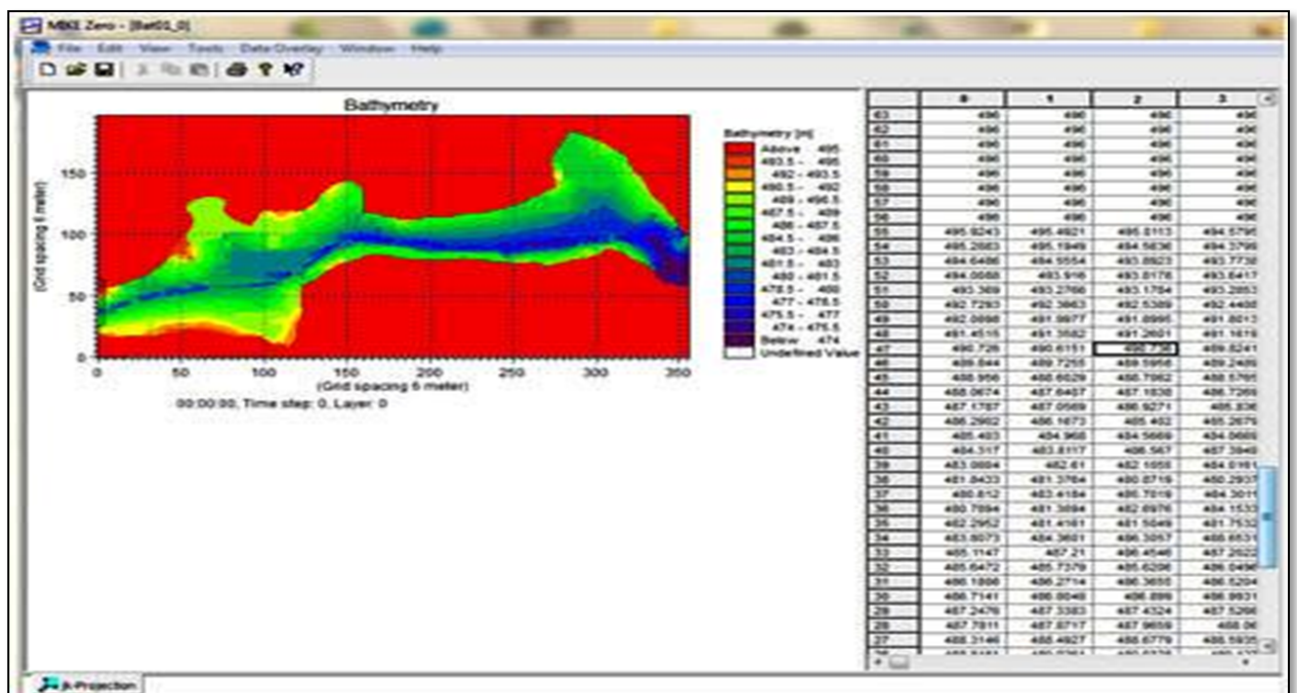


Figure IV.32 : Fenêtre destiné à la présentation de Bathymetry produit par *MIKE 21* :

Mermed et El Hadj Messoud.

IV.2.1.2. Importation des données brutes et échantillonnage

L'étape qui suit la définition du maillage est l'échantillonnage. Au cours de cette étape, les mailles créées précédemment vont être associées à des données topographiques ce qui permettra par la suite de simuler les écoulements de la rivière.

Dans *MIKE 21*, il n'existe qu'une seule étape d'échantillonnage. Cette étape permet de passer des données de topographie brutes sous forme de point à un maillage rectangulaire qui dispose d'une seule donnée d'altitude par maille.

L'altitude d'une maille considérée est obtenue par une interpolation des altitudes de chaque point présent sur la surface de cette maille. Dans le cas où la surface de la maille n'est pas occupée par un point de topographie brute, une interpolation par triangulation est réalisée en prenant les trois points les plus proches du centre de la maille. A la fin de cette étape, chaque maille du secteur étudié dispose d'une altitude.

IV.2.1.3. Paramètres Hydrodynamiques

Se joindre :

- Elévation initiale de la surface.
- Conditions aux limites.
- Modélisation des ouvrages intégrés dans la topographie.
- Viscosité de l'eau.
- Rugosité de lit de l'oued.
- Conditions de vent.

A. Elévation initiale de la surface.

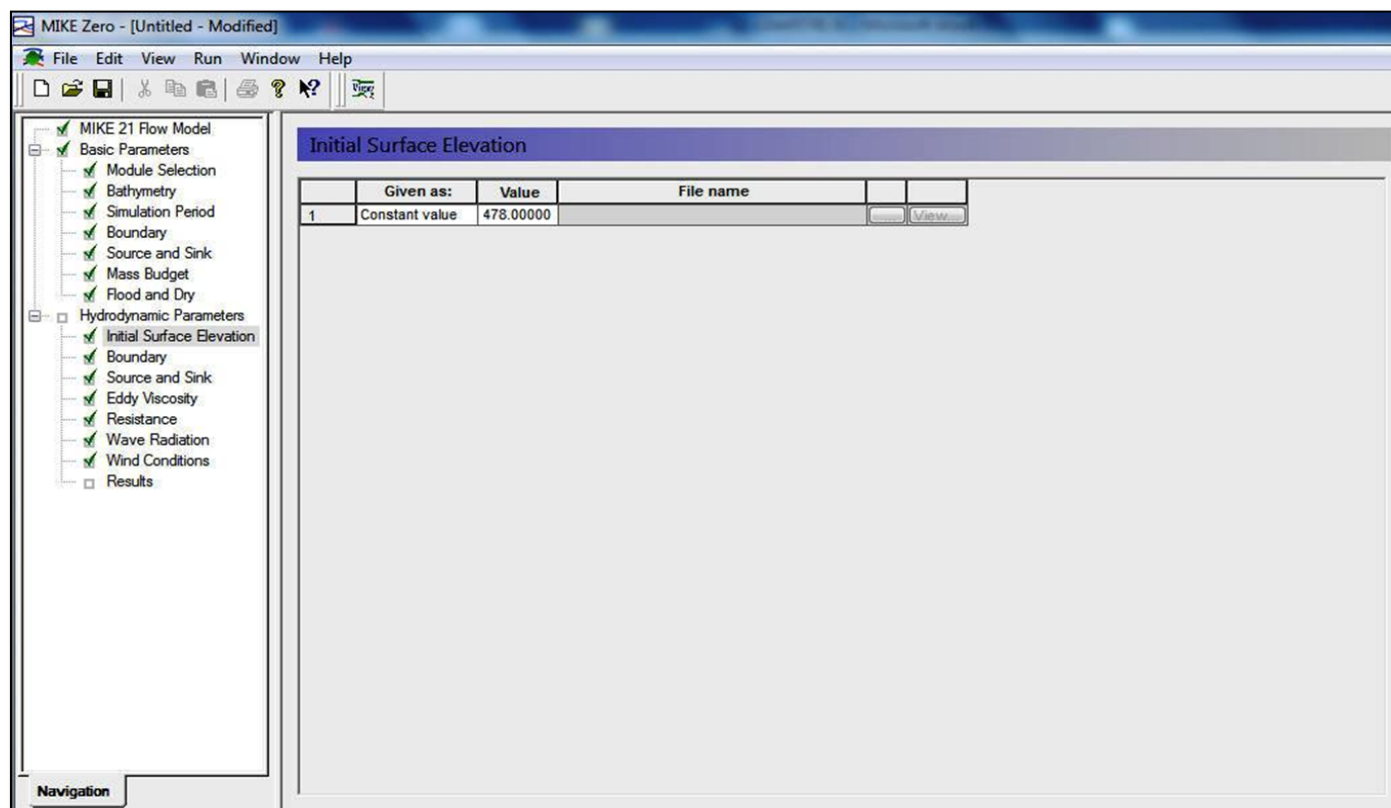


Figure IV.33 : Fenêtre d'introduction des données de l'élévation initiale de la surface.

B. Conditions aux limites

Dans le code de calcul en mode 2D, la prise en compte des conditions aux limites est un peu plus complexe du fait du fonctionnement de logiciel mais permet une plus grande précision. La définition des conditions aux limites dans un modèle 2D débute par la localisation des limites hydrauliques.

Pour cela, il faut tout simplement définir les mailles concernées par les conditions aux limites. Il est ainsi possible de créer différentes limites hydrauliques avec des conditions différentes pour pouvoir reproduire au mieux les différents écoulements observés sur le terrain. Lorsque la localisation des limites hydrauliques est terminée, il suffit de les renseigner par une variable hydraulique pour prendre en compte les conditions hydrauliques aux limites du modèle.

Pour éviter des problèmes de stabilité, les limites du modèle ne doivent pas être à proximité de perturbations hydrauliques (élargissement ou rétrécissement du lit) et doivent être le plus perpendiculaires possible à l'écoulement. En cas d'instabilité, il est parfois nécessaire de retoucher la topographie des limites en l'uniformisant pour éviter des turbulences.

Le fonctionnement de logiciel 2D impose certaines contraintes sur la largeur des limites hydrauliques. Dans le code de calcul *MIKE 21*, le modèle doit être fermé par des mailles ayant une

valeur « terre » (cote très haute qui ne sera jamais atteinte par l'eau) sauf au niveau des limites hydraulique du modèle. Les limites sont donc facilement définies, mais une contrainte très importante limite le logiciel. Les limites hydrauliques doivent forcément être mouillées pour que la simulation puisse avoir lieu. Ceci pose beaucoup de problèmes lorsque l'écoulement varie au cours du temps et que la limite hydraulique aval s'élargit.

La définition des conditions aux limites est un exercice très compliqué qui demande une grande connaissance des phénomènes hydrauliques et des possibilités du logiciel utilisé.

L'utilisateur doit ensuite déterminer les bons réglages pour pouvoir reproduire de la façon la plus fidèle possible les conditions observées sur le terrain au niveau des limites hydrauliques.

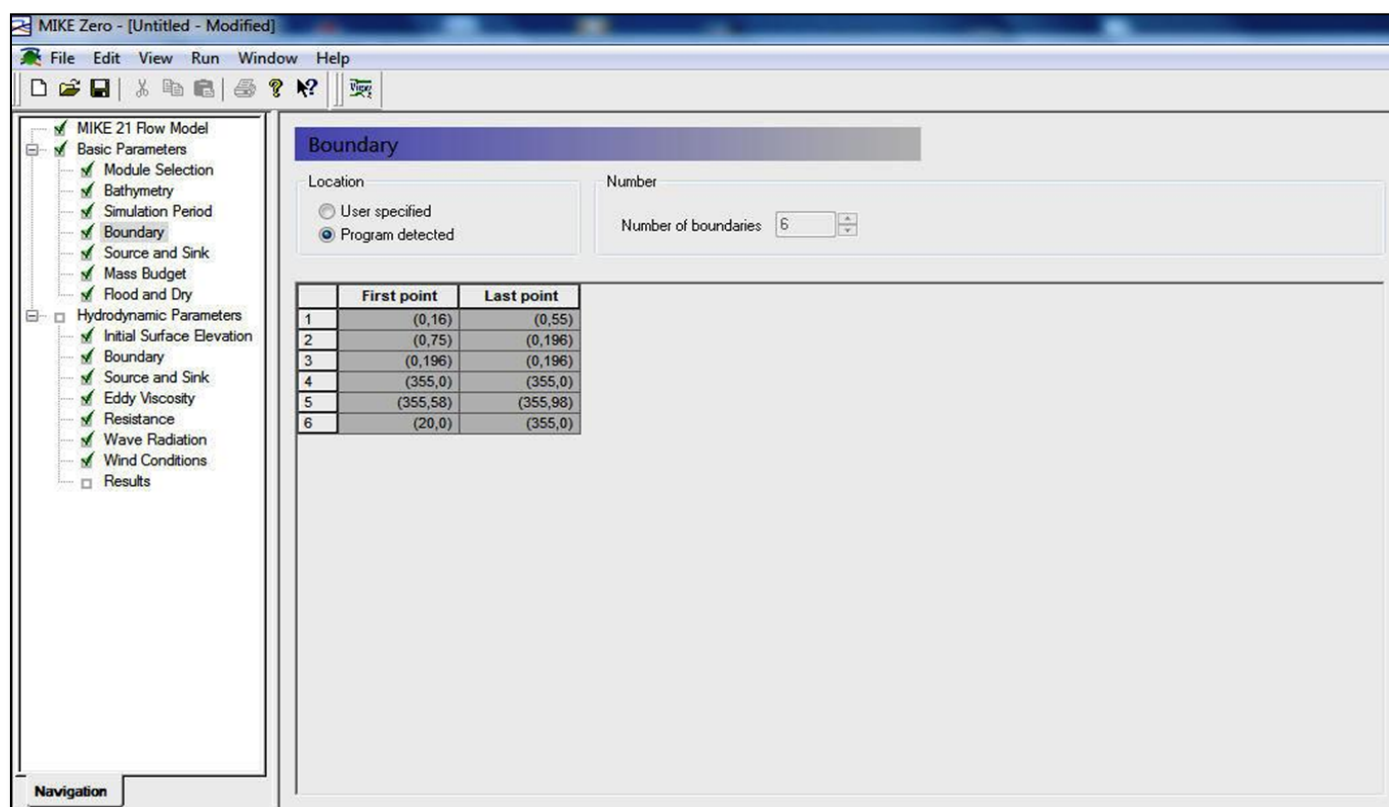


Figure IV.34 : Définition des conditions aux limites en mode 2D.

C.Modélisation des ouvrages intégrés dans la topographie dans un modèle 2D

Comme il a été expliqué dans les paragraphes [IV.1.2.1] précédents, la modélisation en mode 2D implique une définition de la topographie de la rivière par des maillages. Ces maillages sont obtenus à partir de la topographie détaillée de la rivière issue la plupart du temps du MNT de la zone modélisée.

Cette définition fine et en mode 2D permet de disposer directement des données des ouvrages inclus dans la topographie du terrain.

Les ouvrages tels que les seuils, les digues, et les déversoirs n'ont donc pas besoins d'être modélisés puisqu'ils sont déjà dans le modèle.

Ce type d'ouvrage nécessite tout de même une attention particulière du fait de leur influence sur les écoulements. Il faut veiller à ce que la définition du maillage n'altère pas les dimensions de l'ouvrage dans le modèle. Une vérification et une correction manuelles sont la plupart du temps nécessaires pour s'assurer de la bonne représentation des ouvrages dans les modèles en 2D.

Le code de calcul *MIKE 21* est beaucoup plus développé en matière de modélisation d'ouvrages dans un modèle 2D. Il est en effet possible d'intégrer des seuils et des buses dans les modèles en choisissant parmi plusieurs équations. Ces deux types d'ouvrage sont très intéressants puisqu'ils permettent également de modéliser des ponts ou des déversoirs.

Malheureusement, le logiciel ne permet pas de visualiser la géométrie des ouvrages intégrés au modèle ni leur localisation. La visualisation est pourtant essentielle selon moi, pour vérifier si l'ouvrage a été défini correctement.

D. Viscosité de l'eau

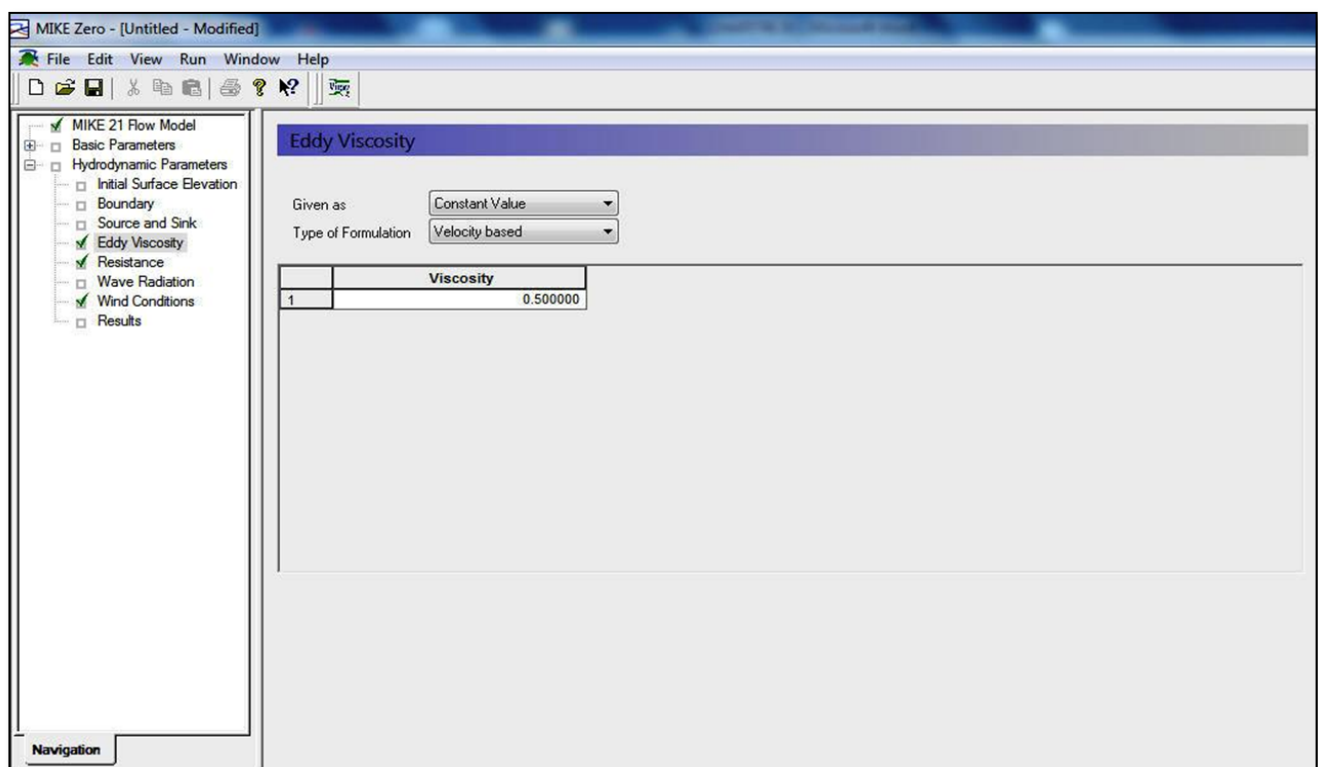


Figure IV.35 : Définition de la viscosité de l'eau.

E. Rugosité de lit de l'oued

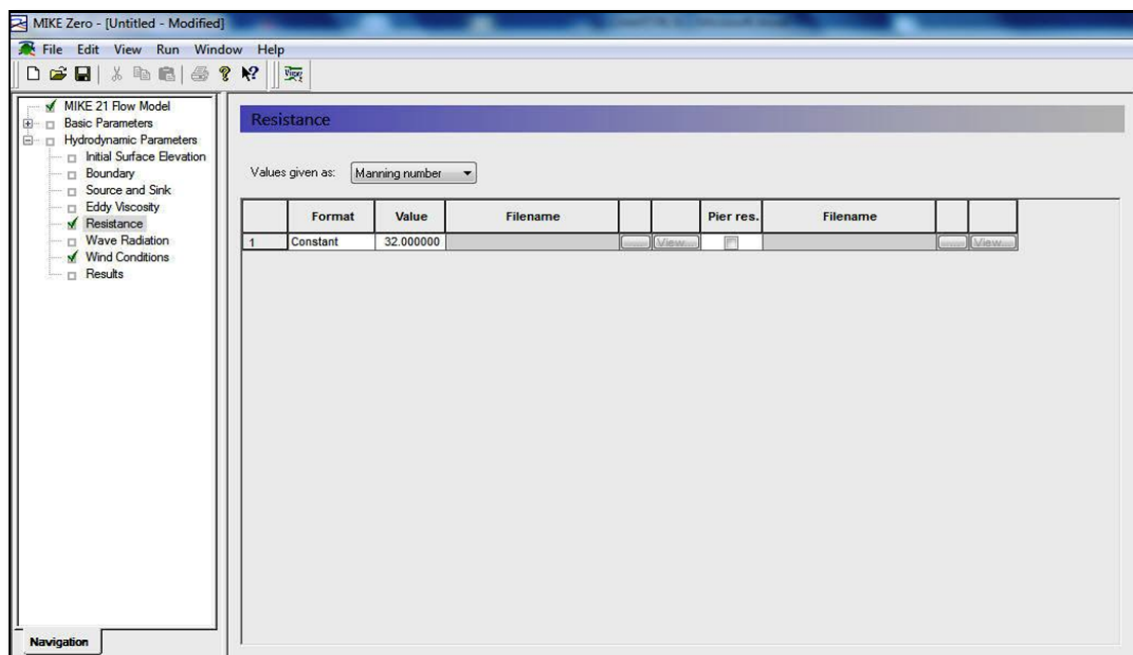


Figure IV.36 : Définition de la rugosité de lit de l'oued.

F. Conditions du vent

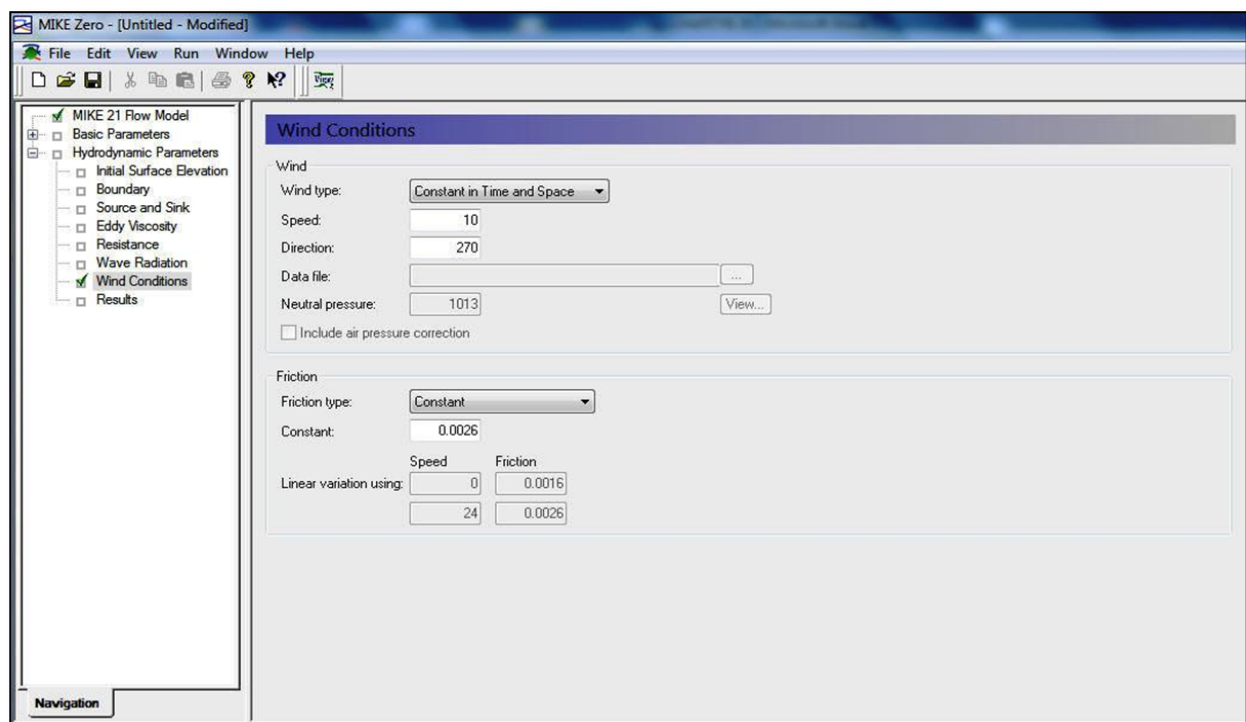


Figure IV.37 : Définition des conditions de propagation du vent.

IV.2.1.4. Paramètres de simulation

Après avoir construit le modèle hydraulique, défini les conditions aux limites, le régime utilisé lors des simulations et les conditions initiales, les simulations peuvent débuter. Pour se rapprocher le plus possible de la réalité, le logiciel dispose de paramètres de simulation qui permettent de caler le modèle sur des phénomènes réels observés.

IV.2.1.5. Calage et validation des modèles Hydrauliques

Dans le modèle 2D, le calage est un exercice très difficile qui demande beaucoup de temps et de patience. Pour réussir un bon calage, il faut surtout disposer d'un nombre important de points de calage répartis dans le lit mineur et dans le lit majeur. Les crues de grande ampleur étant des phénomènes rares, il est courant d'avoir des points de calage qui sont incohérents avec la topographie actuelle de la rivière.

Des infrastructures récemment créées telles que des routes ou des ponts modifient les écoulements et rendent les points de calage inutilisables. Le calage en mode 2D pose également problème du fait de la taille des surfaces simulées.

IV.3.Résultats : Surfaces inondées

Les cartes ci-dessous [cf. Figure IV.38 et IV.39] présentent la surface inondée à Mermed et El-Hadj Messaoud pour une crue centennale selon le code de calcul *MIKE 21*.

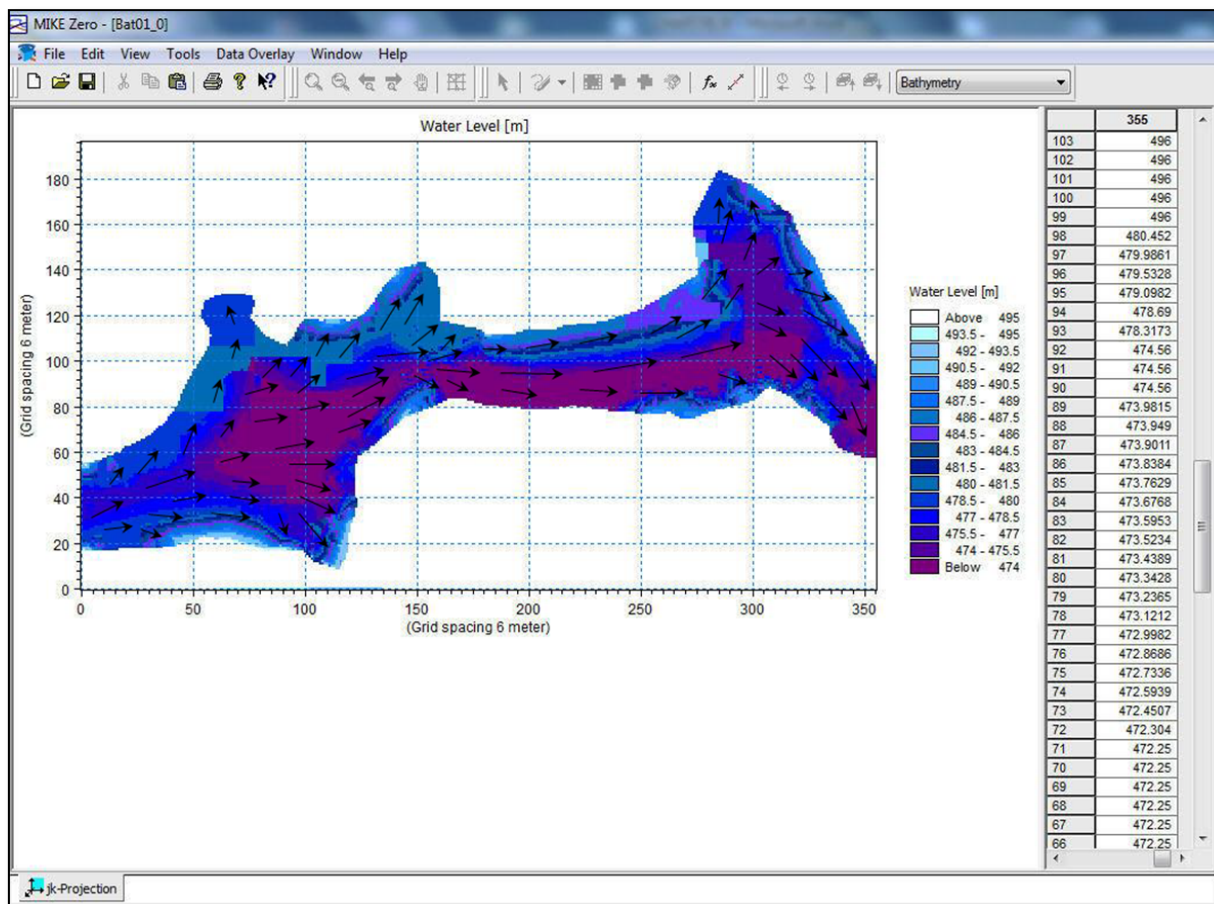


Figure IV.38 : Carte d'inondation produite par MIKE 21 à Merved et El Hadj Messaoud

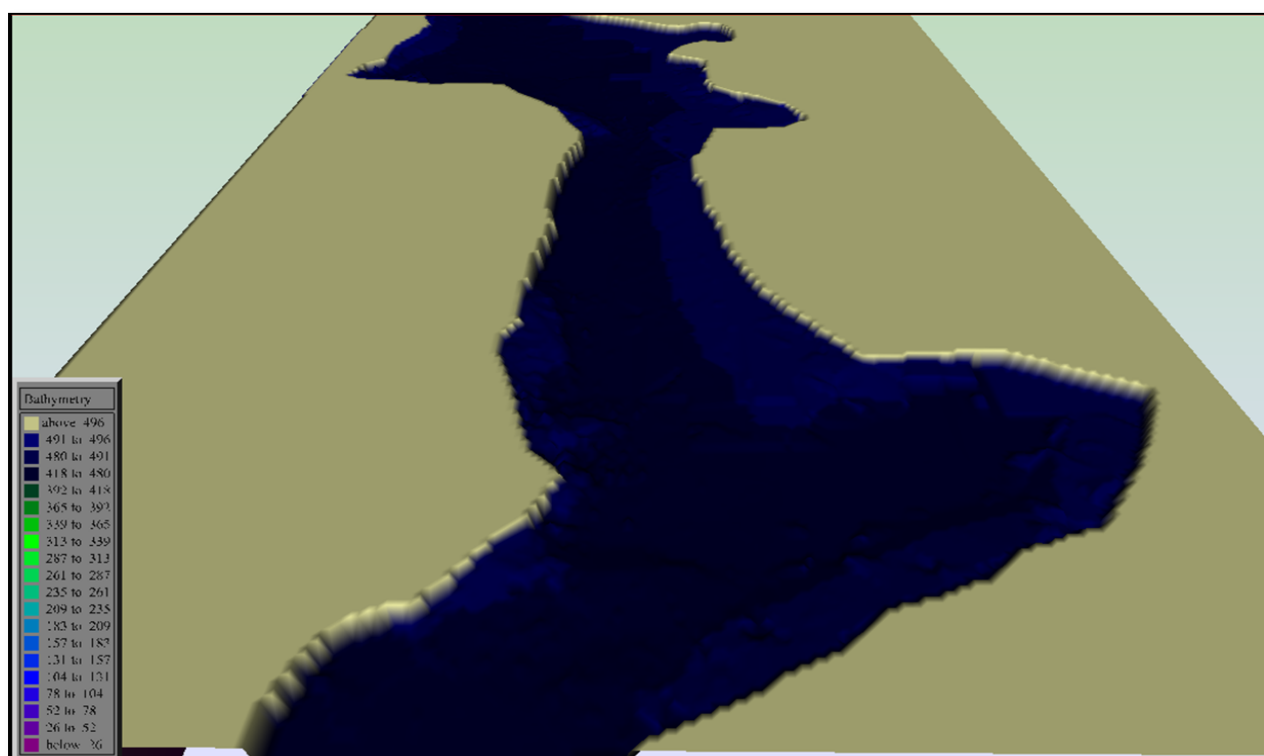


Figure IV.39 : Carte d'inondation produite par MIKE 21 à Merved et El Hadj Messaoud (Levé en 3D).

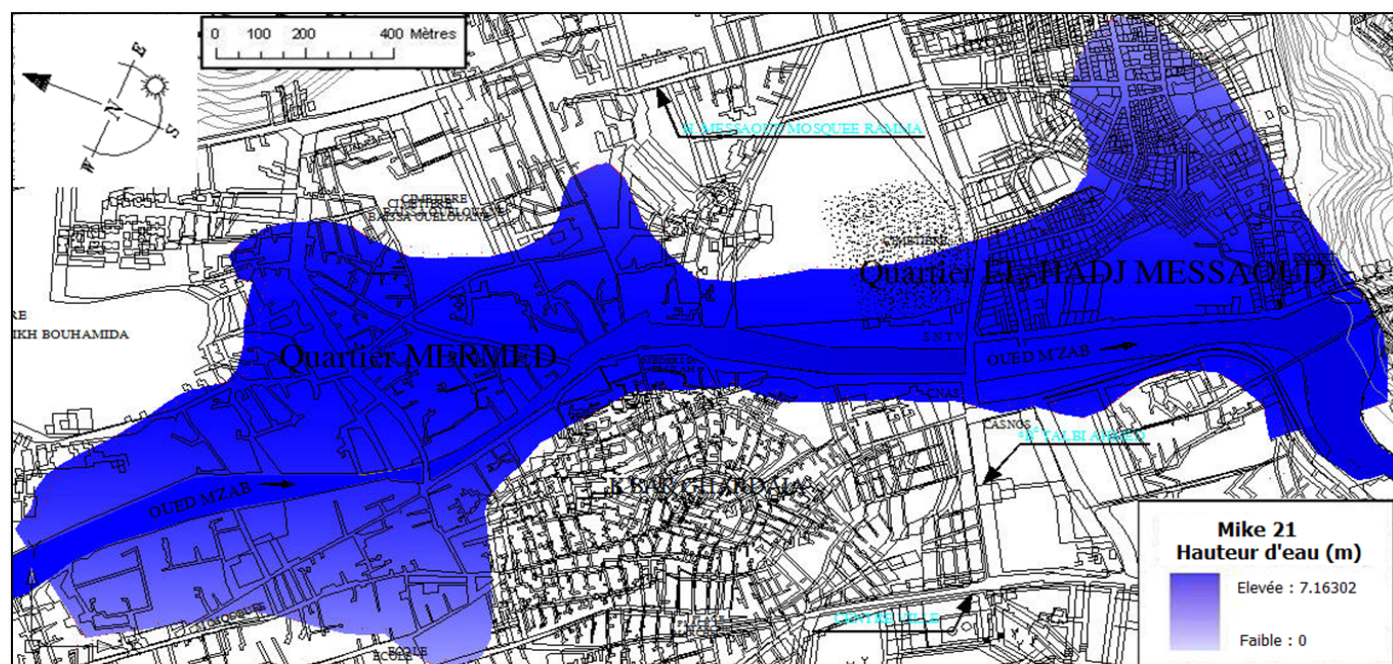


Figure IV.40 : Carte d'inondation produite par *MIKE 21* à *Merved* et *El Hadj Messaoud*.

La variabilité des limites des zones inondées peut s'expliquer dans la plupart des cas par la définition de la topographie de l'oued, la modélisation ou non des ouvrages, les conditions aux limites, ou par le fonctionnement général des modèles hydrauliques.

IV.4. Commentaires des résultats

Dans la majorité des cas, la rive droite de la M'Zab est presque totalement inondée du lit mineur jusqu'à la mosquée de Merved. Sur la rive opposée, une partie de l'écoulement empreinte un chenal secondaire, puis inonde partiellement les abords de la ville.

Conclusion

La définition de la géométrie du cours d'eau est une étape fondamentale de la modélisation de rivière. La topographie de la rivière et les ouvrages hydrauliques ont en effet un impact très important sur les lignes d'eau simulées. Cette étape nécessite une bonne connaissance des lieux et des écoulements de la part de l'utilisateur pour pouvoir considérer les reliefs importants tout en simplifiant la topographie afin de limiter le nombre de points de calcul.

Dans le modèle 1D, la topographie est définie par des profils en travers ce qui engendre une définition précise du lit mineur mais aussi une définition grossière du lit majeur. Dans le modèle 2D, c'est un maillage qui renseigne sur la topographie de la rivière. Ce type de données, permet de définir de façon très précise la topographie du lit majeur mais pose quelques problèmes de précisions dans le lit mineur.

Pour optimiser la précision de la topographie et donc des résultats des simulations, un outil est apparu intéressant pour la modélisation des secteurs étudiés. Cet outil, *MIKE FLOOD*, permet en effet de coupler un modèle 1D définissant le lit mineur avec un modèle 2D décrivant le lit majeur.

Chapitre V

Interprétation Et Discussion De Résultats

"Science sans
conscience
n'est que ruine
de l'âme..."

Rabelais

CHAPITRE V :

INTERPRETATION ET DISCUSSIONS DES RESULTATS

Introduction

Après avoir présentes les deux résultats, l'un par calcul unidimensionnel (*MIKE 11*), l'autre par calcul bidimensionnelle (*MIKE 21*). L'étude qui va suivre vise à comparer les deux types de logiciel de modélisation hydraulique en prenant comme support la vallée du M'Zab.

Deux modèles hydrauliques ont été construits par les logiciels (mode 1D et mode 2D)

Cette étude a permis de mettre en évidence l'efficacité du modèle *MIKE 21* pour ce qui est de la simulation des surfaces inondées. *MIKE 11* est également efficace mais un peu moins que *MIKE 21*.

Pour compléter l'étude ci-dessus, les secteurs de Mermed et d'El Hadj Messaud ont été déjà modélisés par différents logiciels de modélisation en mode 1D et 2D. Par suite, les résultats des simulations des différents modèles permettront d'établir des comparaisons entre chaque type de modélisation.

Pour pouvoir effectuer des comparaisons cohérentes, il est évident que les simulations de chaque modèle devront être réalisées dans les mêmes conditions hydrauliques. Ainsi, pour chaque modèle, une crue centennale a été simulée en régime permanent, et les conditions aux limites définies dans chaque modèle sont le plus semblables possible.

V.1. Perspectives, applications et discussions

Au regard des résultats présentés précédemment, nous sommes en mesure de formuler les conclusions suivantes :

Tout d'abord, en comparant le comportement des logiciels testés sur la vallée du M'Zab, il apparaît que les conclusions sont similaires. Il semblerait donc que l'utilisation d'une modélisation 2D dans un secteur tel que celui du M'Zab est possible et permet d'affiner la cartographie des zones inondables et d'avoir des résultats plus proches de la réalité.

De plus, chaque logiciel testé a permis de simuler de façon plus ou moins cohérente les écoulements des différents secteurs d'études. Les lignes d'eau obtenues sont semblables les unes aux autres avec quelques écarts de hauteurs d'eau à proximité des ouvrages hydrauliques ou lorsque des écoulements séparés sont observés ou encore lorsque la répartition des débits est différentes entre les modèles.

Le calcul en mode 1D, permet d'être très précis dans la simulation des écoulements dans le lit mineur même lorsque des ouvrages hydrauliques sont présents. Par contre, dans le lit majeur, les hauteurs d'eau simulées manquent de précision.

Dans le calcul en mode 2D, la simulation des écoulements dans le lit majeur est relativement précise. Selon les possibilités des modèles, des imprécisions peuvent intervenir à proximité des ouvrages hydrauliques. Les modélisations qui ont été réalisées pendant ce stage ont montré que chaque logiciel utilisé est performant.

Les imprécisions causées par le fonctionnement des logiciels permettent de définir les champs d'application possible de chacun d'entre eux.

Les modèles 1D tels que *MIKE 11*, sera plutôt utilisé pour des modélisations des études caractérisées par une longueur importante des cours d'eau (plusieurs dizaines de kilomètres) ou par un lit majeur étroit. Les modèles 1D peuvent également être utilisées dans le cadre d'études rapides ne demandant pas de précision trop importante notamment au niveau du lit majeur. La possibilité de maillage dans les modèles 1D permet d'être plus précis en lit majeur et de gagner énormément de temps par rapport à la modélisation en mode 2D.

Du fait de la lourdeur de la construction et de la simulation, le modèle 2D seront plutôt utilisés dans le cadre d'études visant une précision importante dans la délimitation des surfaces inondées ainsi que dans la définition des hauteurs d'eau dans le lit majeur.

Les logiciels semblables à *MIKE 21* permettent également d'observer les champs de vitesse des écoulements ce qui est intéressant pour des problématiques telles que l'érosion, les ruptures de digue, la protection d'ouvrage....etc.

V.2. Modélisation de la vallée de M'Zab

Rappelons, que le but principal de l'étude est de modéliser la vallée du M'Zab. Cette zone, longue de 23km, est située dans le centre de la wilaya [cf. Chapitre II : Eude hydrologique paragraphe II.1.2, Figure II.1]. Elle débute au niveau des (03) trois digues en amont sur la commune de Daya ben Dahoua et se termine à la digue de El Atteuf [cf. Figure V.1].

D'un point de vue hydraulique [cf. Figure II.2], la vallée de M'Zab est caractérisée par une grande complexité des écoulements du fait du nombre d'affluents et de diffluents.

La définition des zones inondables doit être la plus précise possible. Pour modéliser la vallée de M'Zab, le choix du logiciel hydraulique s'est donc naturellement orienté vers les logiciels *DHI* (*MIKE 11* et *MIKE 21*) qui permettent d'optimiser la précision des résultats.

La construction du modèle a été très longue et très complexe, du fait de la longueur du tronçon, de la présence d'un diffluent, et de la quantité d'ouvrage à modéliser.

Comme pour les secteurs de Mermed et El Hadj Messaoud, le calage du modèle a été réalisé à l'aide de la crue de 1983 (cf. Annexe 3) mais a demandé beaucoup de temps à cause des durées de simulation très importantes.

Malgré le temps utilisés pour construire le modèle, des résultats cohérents et précis (hauteurs d'eau, vitesses et débits) ont pu être obtenus sur toute cette zone difficilement modélisable par un logiciel en mode 1D. L'étude de la répartition des débits permet de connaître les débits s'écoulant dans l'oued.

La carte d'inondation de la crue centennale du M'Zab [cf. Figure IV. 33] a ensuite été produite et sera utilisée en tant que carte de l'aléa dans le *DHW* de la wilaya de Ghardaïa.

V.3.Analyse comparative de simulations Hydrodynamique 1D et 2D

La phase de modélisation physique de la rivière est suivie par la phase de paramétrage des simulations. Cette partie vise à comparer comment les logiciels testés prennent en compte les différents paramètres de simulation pour pouvoir par suite, régler les modèles sur les mêmes conditions hydrauliques et ainsi comparer leurs résultats.

V.3.1. Comparaison entre les résultats de calculs en mode 1D et 2D

Dans le logiciel en mode 1D, les simulations aboutissent à des résultats constants en termes de hauteur d'eau sur toute la largeur des profils en travers.

Cette caractéristique de logiciel en mode 1D est bien sûre une contrainte dans la simulation des écoulements séparés. Dans ce cas, le logiciel en mode 1D est incapable de simuler des cotes différentes entre les différents écoulements. De manière générale, les hauteurs d'eau dans le lit majeur sont alors surestimées par les logiciels en mode 1D.

Pour résoudre ce type de problèmes, il est intéressant de mailler le modèle 1D, c'est-à-dire de créer des branches secondaires pour représenter les voies d'écoulements secondaires. Dans ce cas, il est possible de simuler des écoulements séparés.

Le logiciel en mode 2D permet de simuler de façon plus précise les écoulements dans le lit majeur. Les calculs étant réalisés de maille en maille, les différents écoulements peuvent donc être reproduits de façon plus cohérente, les observations sont flagrantes sur les rives des cours d'eau.

V.4.Recommandations

Le calibrage et la protection des berges de l'oued M'Zab sont étudiés en considérant l'effet de laminage des ouvrages de rétention amont (El Abiodh, El Haimeur et Boubrik) sur la crue centennale.

V.4.1.Objectifs généraux

Cette dernière phase de l'étude de protection contre les crues de la vallée du M'Zab, a Pour objectif :

- ❖ L'implantation finale des sections sur l'intégralité de l'oued M'Zab.
- ❖ L'implantation des structures qui protègent et soutiennent les berges de l'oued.

L'étude de variante a été menée en respectant les contraintes et objectifs suivants :

- ❖ Les ouvrages projetés doivent s'intégrer au mieux dans le cadre local :
- ❖ Interventions minimales sur les infrastructures existantes
- ❖ Dispositions constructives permettant l'utilisation de techniques et matériaux locaux

L'urbanisation marquée des rives de l'oued M'Zab réduit l'espace disponible pour l'écoulement de la crue. Les solutions doivent s'adapter à cette contrainte.

De ces réflexions, et en fonction des conditions topographiques et hydrauliques prévalant dans la vallée du M'Zab, (03) trois types de sections ont été envisagées :

- Une section de type A : chenal trapézoïdale peu profond avec une stabilisation latérale par épis noyés en enrochement ou gabions. Ce type de section est envisagé pour des zones peu habitées ou peu aménagées ne présentant pas de contrainte spatiale.
- Une section de type B : chenal trapézoïdale de profondeur moyenne dans des zones moyennement aménagées ou l'extension latérale peut être limitée mais ou la stabilisation des berges par des perrés en maçonnerie évite de recourir à une section rectangulaire de coût supérieur.
- Une section de type C : formant un canal rectangulaire dans les zones fortement urbanisées dont la largeur est limitée par l'extension latérale. Cette section est stabilisée par des murs en maçonnerie ou en béton avec un fond non revêtu.

Ces trois types de sections sont présentés à [cf. Figure V.1, V.2 et V.3].

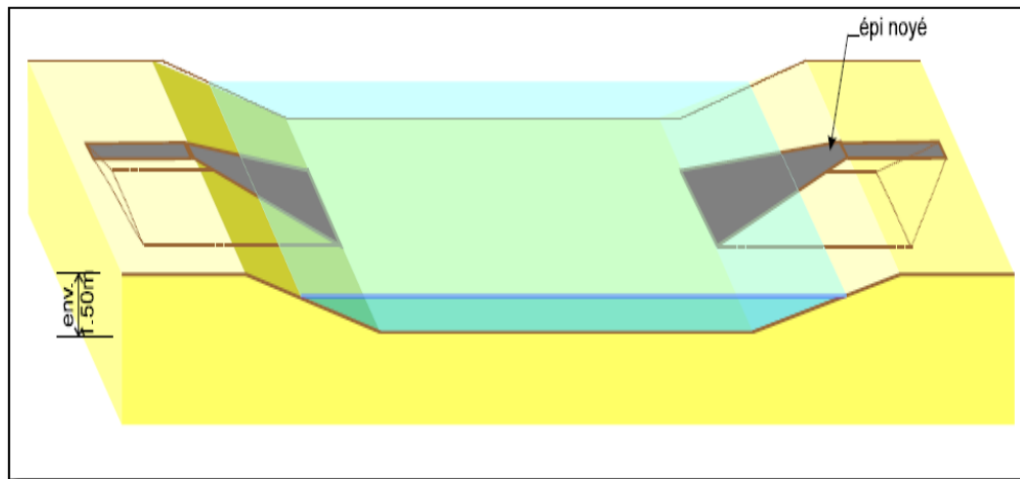


Figure V.1 : Section type A (creusement d'un lit peu profond .stabilisation latérale par épis en *Gabion*) [15].

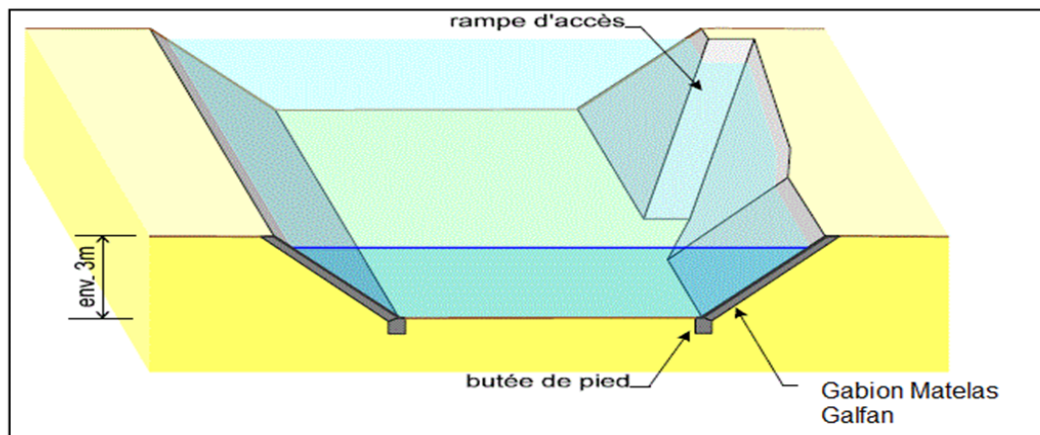


Figure V.2 : Section Type B (chenal trapézoïdal de profondeur moyenne, berges stabilisées par Gabion Matelas Galfan) [15].

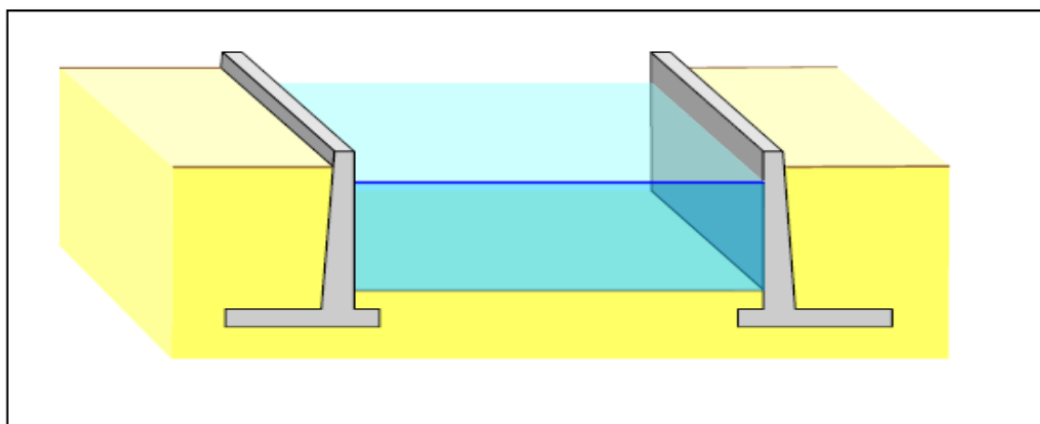


Figure V.3 : Section Type C (canal rectangulaire à fond non revêtu, bajoyers en maçonnerie ou béton armé) [15].

V.4.2.Nature des sections

V.4.2.1.*Gabion Matelas Galfan* : (section A et B)

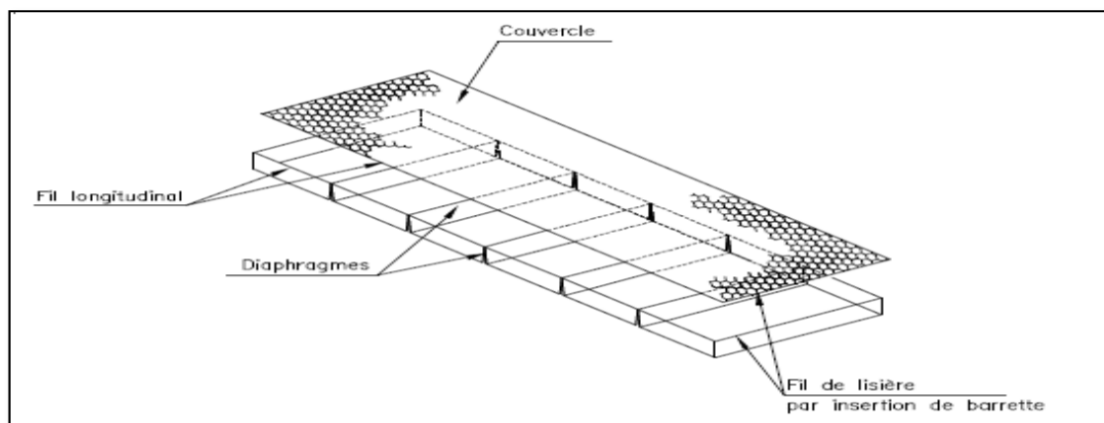


Figure V.4 : Composition de *Gabion Matelas Galfan*.



Figure V.5 : Mise en place de *Gabion Matelas Galfan* [III].

A. Définition

Structure parallélépipédique plate constituée de cellules séparées par doubles diaphragmes (intervalles **1 m**), fabriquées par pliage d'une seule nappe de grillage constituant le fond, les côtés et les diaphragmes. Le couvercle, indépendant, peut être pour de grandes longueurs, constitué d'un rouleau de grillage double torsion ou d'une géogrille tridimensionnelle renforcée par grillage double torsion (type *Macmat RM*) pour une végétalisation d'ouvrage.

B. Avantages

- Monolithisme et souplesse.
- Sécurité et longévité optimales avec le GALFAN.
- Souplesse d'adaptation et facilité de mise en œuvre.
- Réduction par 3 de l'épaisseur par rapport à de l'enrochement libre.
- Faible rugosité.
- Augmentation de la section mouillée en comparaison d'une protection en enrochements.
- Kit prêt à l'emploi : matelas, agrafes, agrafeuse, entretoises.

V.4.3. Calibrage et protection des berges

L'implantation précise des ouvrages de protection des berges en donnant les dimensions des sections de l'oued nécessaires à l'écoulement de la crue de projet.

L'étude aborde les aspects constructifs des ouvrages types :

- les murs de berges.
- les talus naturels et les perrés maçonnés.
- les digues.

V.4.3.1. Ouvrages types

L'utilisation de techniques constructives et de matériaux locaux sont privilégiés en vue d'intégrer au mieux les aménagements projetés dans le cadre de la vallée. Pour cette raison, on propose l'emploi de la maçonnerie traditionnelle dans la plupart des ouvrages types.

A. Murs de berges

Les murs berges sont construits en maçonnerie traditionnelle. En phase d'exploitation, la pression de l'eau sur le parement côté rive est diminuée par un système de drainage composé d'une couche de gravier drainant et de barbacanes.

Lors des crues, les éventuels phénomènes d'érosion ou d'affouillement en pied de l'ouvrage sont écartés en imposant le niveau de fondation à 1.0 m sous le niveau du lit.

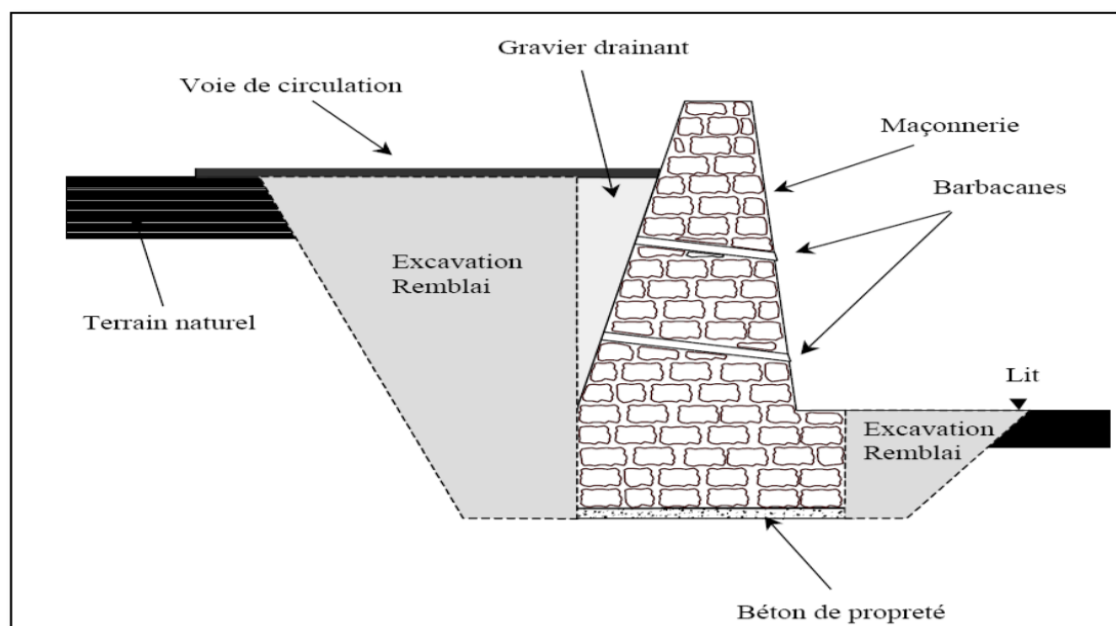


Figure V.6 : Coupe type d'un mur en maçonnerie. [15].

B. Murs de berges existants : Contrôle / Réhabilitation

Dans le cas du calibrage de l'oued par une section rectangulaire, les berges sont stabilisées par des murs de soutènement.

Hormis les nouveaux murs projetés, certains tronçons de l'oued sont calibrés par des murs existants.

Dans la configuration du projet, des tronçons de murs peuvent montrer des déficits de résistance ou de stabilité dus aux rehaussements de la berge derrière l'ouvrage et à la présence d'eau dans le sol.

De plus, le niveau du couronnement des murs existants ne présentent pas toujours une revanche suffisante par rapport au niveau d'eau de la crue centennale.

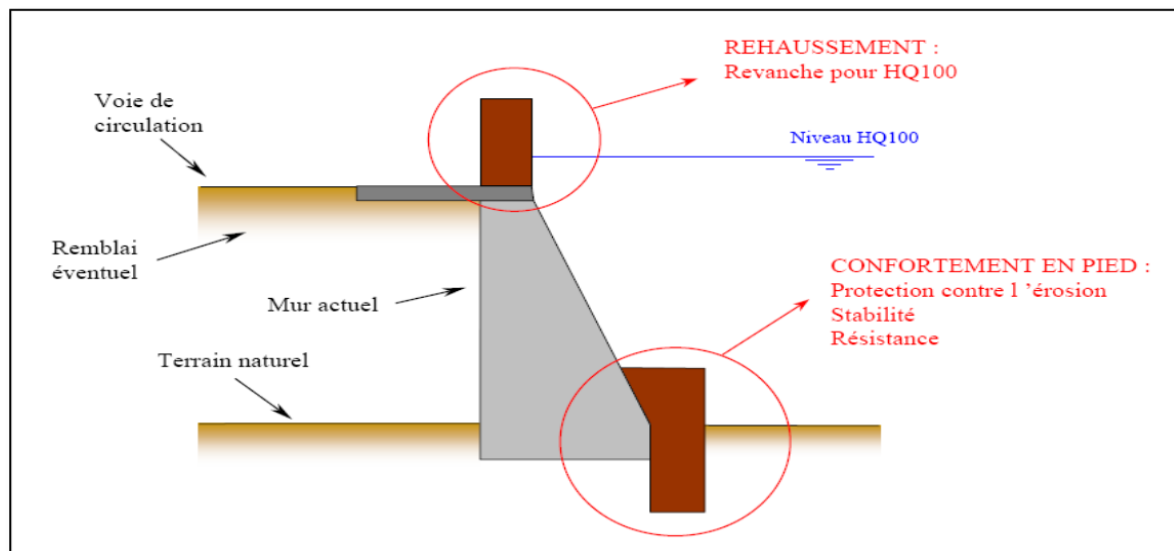


Figure V.7 : Confortement d'un mur existant [15].

De manière générale, la stabilité des murs est satisfaisante, seul le contrôle du niveau de la fondation est nécessaire afin d'écartier les éventuels risques d'érosion en pied des ouvrages.

C. Gabion Matelas Galfan et Talus naturels :

Les terrasses naturelles situées sur certaines portions des rives de l'oued permettent un calibrage des sections par un *Gabion Matelas Galfan* qui prend assise sur des talus réaménagés avec un fruit de 2 horizontal/1 vertical.

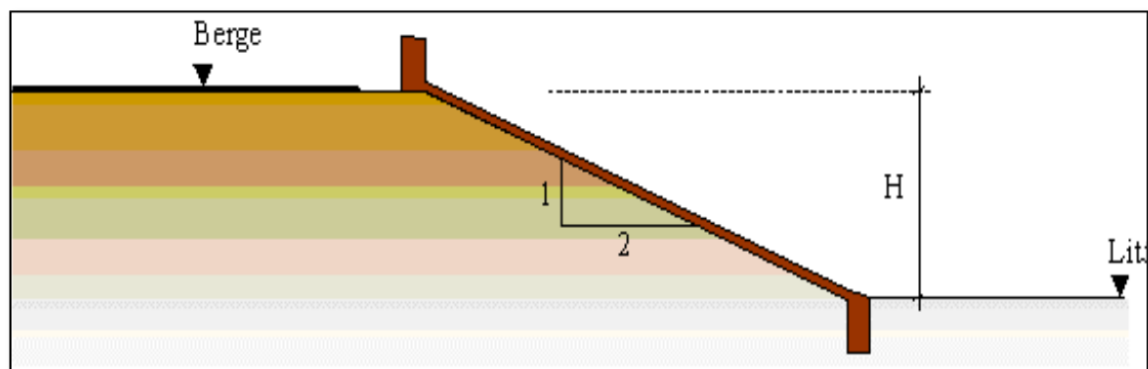


Figure V.8 : Coupe type d'un *Gabion Matelas Galfan* [15].

D. Digues

La mise en place de digues pour contenir la crue de projet se révèle opportun en particulier lorsque le lit de l'oued est peu marqué et est constitué d'un soubassement rocheux ou d'alluvions

particulièrement cimentées, ou encore lorsque la pente de l'oued est telle que l'abaissement du lit conduirait à des volumes d'excavation trop important.

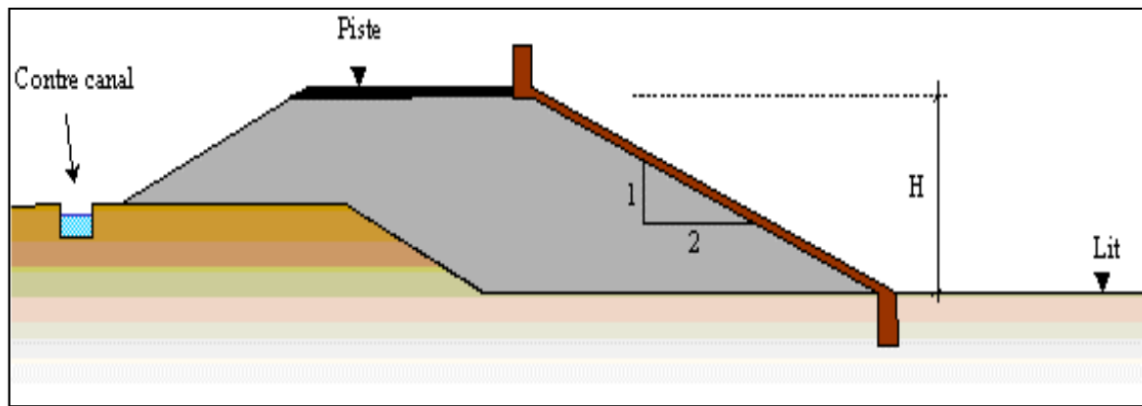


Figure V.9 : Coupe type d'une digue [15].

L'évacuation des eaux ruisselées sur les zones protégées par ces ouvrages est contrôlée par un petit contre canal qui se prolonge en aval jusqu'à un exutoire au-dessus du niveau de crue dans le lit de l'oued

V.4.2. Calibrage des berges

V.4.2.1. Oued El Abiodh et oued El Haimeur

Le calibrage des oueds El Abiodh et El Haimeur est réalisé par l'implantation d'une section trapézoïdale. La stabilisation latérale du lit est assurée par des épis noyés en *Gabion Matelas Galfan*.

Sur l'oued El Abiodh, le chenal est excavé depuis la digue jusqu'aux abords de la localité de Dhayet Ben Dhahoua. A l'aval, la présence d'alluvions fortement cimentées dans le lit jusqu'à la confluence avec l'oued El Haimeur fait préférer une protection par des digues.

V.4.2.2. Oued M'Zab

A l'aval de Touzouz sur 900 m environ, le lit de l'oued peu marqué ainsi que les contraintes de l'urbanisme font prévaloir une section rectangulaire d'une largeur de 60 m excavée jusqu'au niveau du rocher et stabilisée latéralement par des murs en maçonnerie traditionnelle ou en béton armé.

A Benghanem et Baba Saad, la contrainte de l'urbanisme permet l'implantation d'une section trapézoïdale large de 80 m depuis l'entrée de Benghanem où l'espace disponible nécessite la réduction de l'emprise de la section à une largeur de 50 m.

La faible largeur du chenal actuel compris entre le pont Adaoud et le cimetière de Ghardaïa nécessite la correction du profil en long et l'aménagement du lit par un radier en béton.

Depuis le cimetière de Ghardaïa jusqu'à Beni Isguen les interventions se résument au curage du lit et à la réhabilitation des murs de berges. Le lit présente une capacité hydraulique suffisante qu'il s'agit de préserver en limitant les pertes de charges de l'écoulement.

A Bounoura l'aménagement de l'oued consiste en la surélévation du mur de berge en rive gauche et l'implantation d'un mur en rive droite à l'amont du déversoir. A l'aval du déversoir et jusqu'au niveau de la station d'épuration, la rive droite est protégée des inondations par un mur et des digues. Jusqu'à la digue El Atteuf, des interventions localisées -construction d'une digue le long de Boussalem, curage du lit dans le méandre de Boussalem, surélévation de la piste longeant Khenifer - assurent une revanche acceptable par rapport au niveau d'eau de la crue centennale laminée.

Récapitulation

Les corrections de l'oued sont présentées sous des figures. [cf. Figure V.10 ; V.11].

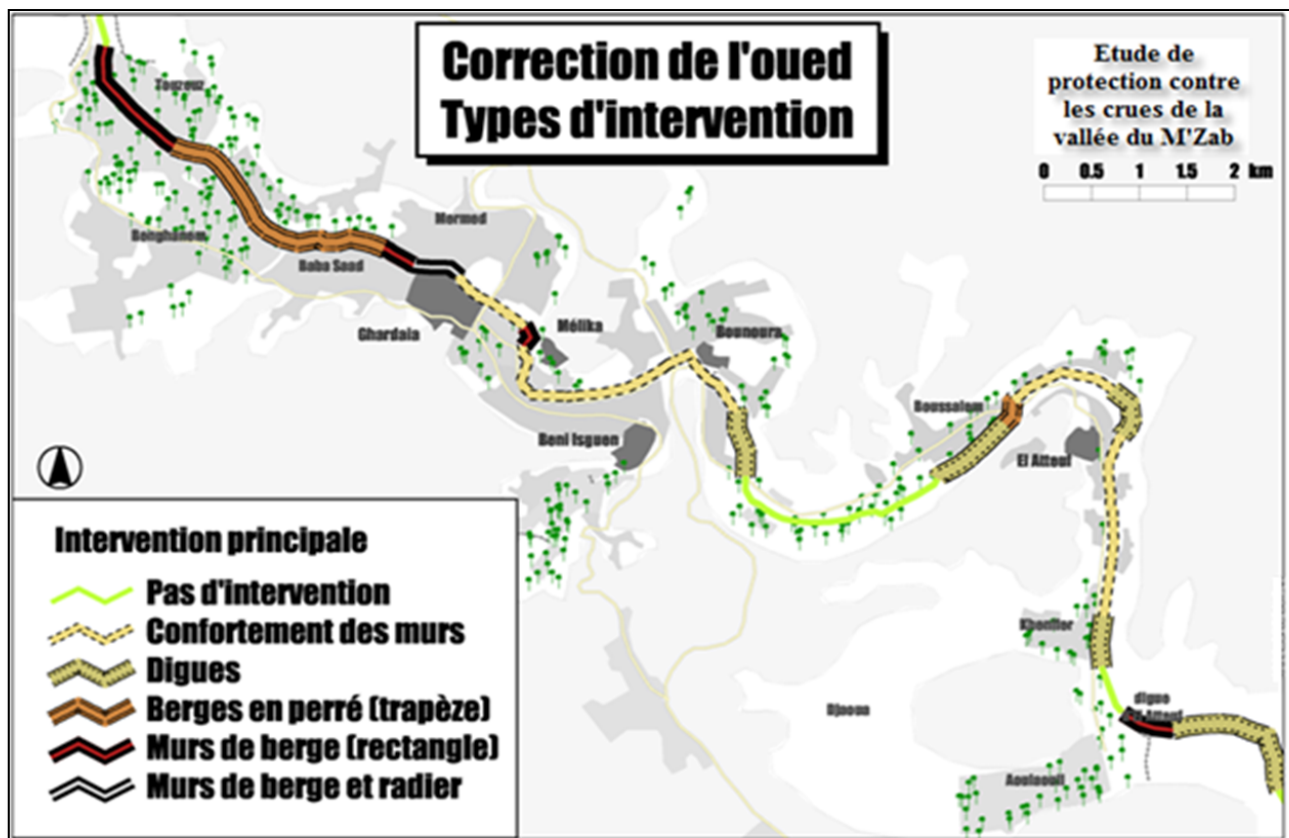


Figure V.10 : Correction de l'oued (type d'intervention).

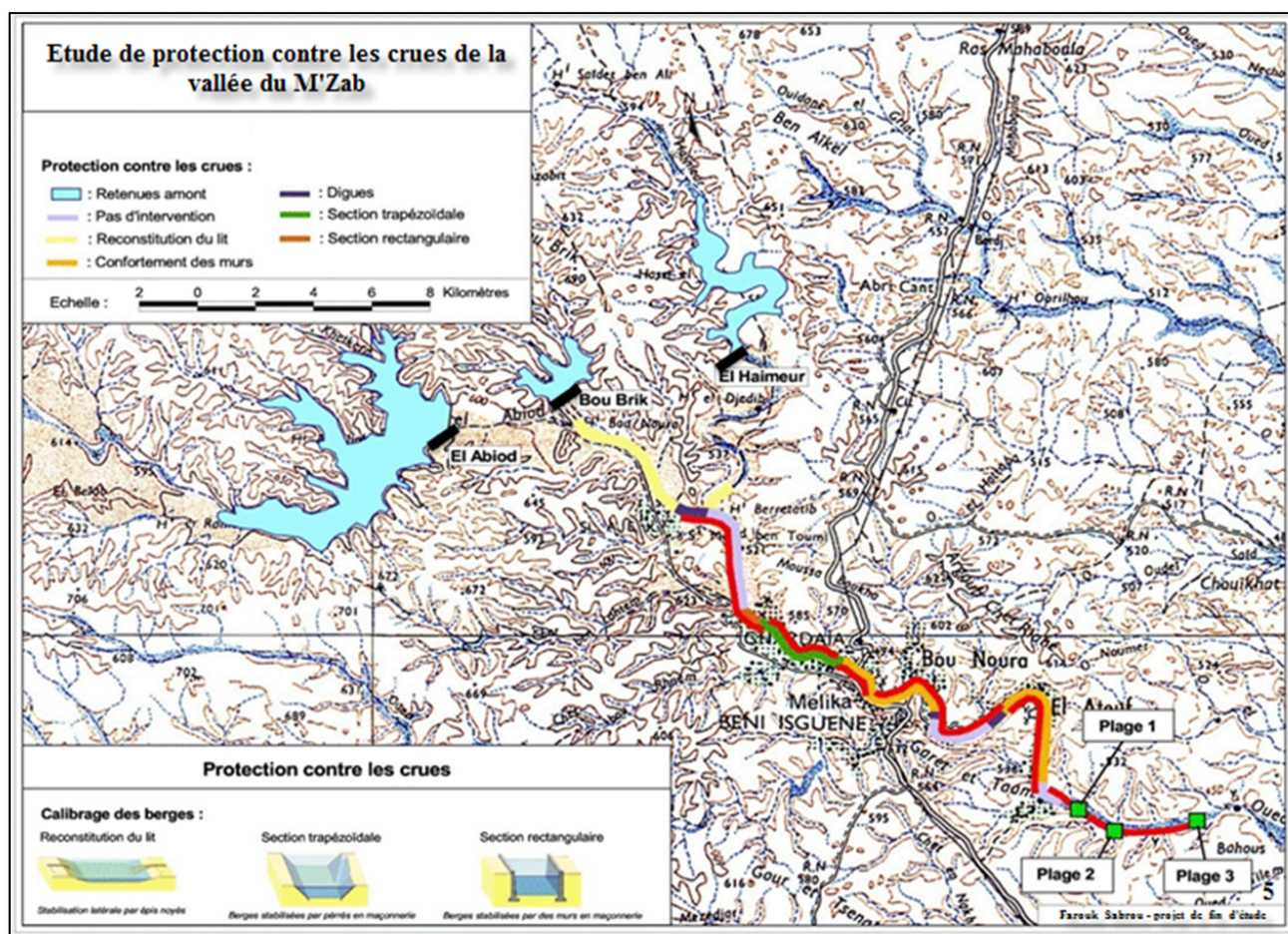


Figure V.11 : Correction de l'oued (récapitulation). [DHW. Ghardaïa. Modifiée].

Conclusion

Les résultats des modélisations des secteurs de l'oued de M'Zab par les modes de calcul, *MIKE 11* et *MIKE 21*, ont permis de mettre en évidence les différences de fonctionnement qui existent entre ces logiciels.

La modélisation en mode 1D est très simple, rapide mais peu précise dans le lit majeur alors que les modélisations en mode 2D sont certes plus complexes exigeant plus de données topographiques mais plus précises mais demandent beaucoup plus de temps de construction et de simulation.

Selon les applications des modélisations, le choix du type de modèle sera fait en fonction de la précision escomptée des résultats et de l'objectif de l'étude. Le choix dépend aussi du temps alloué pour construire et simuler le modèle. Il y a lieu de signaler aussi les aptitudes de chaque code de calcul et des conditions aux limites de chaque code ou logiciel de calcul, notamment vis-à-vis de la modélisation des ouvrages.

Au vu de l'importance des ouvrages et des objectifs de protection fixés pour la vallée de M'Zab, la précision des calculs est vivement souhaitée, une modélisation sous le mode de calcul 2D est donc privilégiée, et ce en dépit du temps important nécessaire à la modélisation de toute la vallée et la

compagne topographique nécessaire à la réussite de cette mission afin de parvenir résultats de simulations.

Une telle étude permettra l'aménagement de la vallée de façon durable et d'obtenir des cartes de gestion des risques de la vallée contre les inondations par la mise en place des niveaux d'alertes aux zones sensibles de la vallée du M'Zab.

CONCLUSION GENERALE

La modélisation du lit d'un cours d'eau ou d'une rivière reste un exercice complexe, qui demande une bonne connaissance de la topographie et la géologie du terrain ainsi que des conditions d'écoulement. A nos jours, les logiciels et codes de calculs, qui relèvent de la mécanique des fluides sont devenus des outils indispensables dans l'ingénierie. En effet, ils permettent de simuler les écoulements d'un cours d'eau dans des délais raisonnables et de tirer les enseignements recherchés.

Dans le cadre de la modélisation de rivière, il existe différents types de codes de calcul hydraulique en mode 1D et 2D, et également d'autres qui couplent les modèles deux modèles précédents. Parmi ces différents types de logiciels, La question qui se pose souvent à l'utilisateur est de se demander quel est le code le plus adapté dans le cadre d'une modélisation donnée.

Pour mieux comprendre les différences entre les deux modes de calcul utilisés des simulations numériques ont été réalisées sur deux secteurs : Mermed et El Hadj Messaud, de la vallée du M'Zab. Les résultats de ces modélisations ont permis de mettre en évidence les atouts et les limites de chaque logiciel ainsi que leurs champs d'application.

Le modèle 1D est certes très facile et rapide à construire et à simuler, mais les résultats issus de ce du MIKE11 présente des imprécisions importantes dans le lit majeur. Contrairement, Le modèle MIKE 21 en mode 2D permet de corriger ce problème mais il consomme énormément de temps à l'introduction des données par le maillage, c'est-à-dire plus de moyen financier pour la mise en place du modèle et de temps de calcul pour les simulations du problème. Cependant, l'utilisation ou non de la modélisation 2D, dépend de la précision voulue et aussi du temps disponible et alloué pour réaliser une telle étude.

Dans le contexte de la modélisation de la vallée du M'zab, la définition des zones inondables doit impérativement être la plus précise possible. Pour optimiser le temps et les moyens, nous suggérons une modélisation de couplage qu'offre le code Mike Flood de DHI qui permet ainsi de mieux optimiser les ressources dans de tels projets.

La construction du modèle, les simulations hydrauliques réalisés dans cette étude, et la technique de calage ont certes demandé énormément de temps et données de terrain. En dépit du temps consacré l'aboutissement final a permis d'obtenir des informations et une cartographie de vulnérabilité de la vallée du M'Zab aux inondations.

[1] ADE : Algérienne des eaux (unité de Ghardaïa.).

[2] D.H.W (Direction de l'Hydraulique de la Wilaya de Ghardaïa), 2009, données du bassin versant de Ghardaïa.

[3] Bonnard & Gardel ingénieurs-conseils, 2000, "Etude d'assainissement et de protection contre les crues de l'oued M'Zab".84 pages.

[4] Bonnard & Gardel ingenieurs-conseils, 1996, "Etude hydrologique de l'oued M'Zab", 194 pages.

[5] et **[6]**

Bonnard & Gardel ingenieurs-conseils, 2001, "Etude d'assainissement et de protection contre les crues de l'oued M'Zab".190 pages.

[7] Roche, M. .1963 .Hydrologie de surface. Gautier-Villars. Paris 430 pages.

[8] Cosandy 2001. Hydrologie continentale (Edition Armand Colin. Paris, 360 pages.

[9] Dubreuil, P. G. 1974. Influence du milieu physico-climatique sur l'écoulement de petits bassins intertropicaux. Int. Assoc. Sci. Hydrol., Symposium de Tokyo, publication n° 177. pp. 205215.

[10] Rodier, J.A. et Auvray, C. 1965. Estimation des débits de crue décennale pour les petits bassins versants de superficie inférieure à 200 km² en Afrique Occidentale. Publication CIEH, Orstom, Paris. 46 p.

[11] Nouvelot, J.F. 1994. Guide des pratiques hydrologiques sur les petits bassins versants ruraux en Afrique tropicale et équatoriale. CIEH, Orstom, Montpellier. pp. 539. Ce document fournit une liste exhaustive et des cartes de situation de l'ensemble des bassins versants représentatifs et expérimentaux étudiés en Afrique francophone de l'ouest et du centre.

[12] Ribstein, P. et Rodier, J.A. 1989. Fortes crues des petits cours d'eau du Sahel : forme de l'hydrogramme. Hydrol. continent. 4 (1), Orstom, Paris. pp. 33-48.

[13] Cadier. E.1993.Inventaire et détermination des données nécessaire à l'utilisation rationnelle des ressources en eau renouvelables. Cahiers N°3et 4, série Hydrologique .ORSTOM.

[14] Ayad, H. & Mazrou, S., 1993, Etude de faisabilité du barrage Takdempt sur l'oued Sebaou. Mémoire de fin d'études, département hydraulique. Ecole Nationale Polytechnique Alger. 143 pages.

[15]

Bonnard & Gardel ingenieurs-conseils, 2001, "Etude d'assainissement et de protection contre les crues de l'oued M'Zab". 190 pages.

[16] Rodier, J.A. 1992. Du simulateur de pluie aux bassins représentatifs sahéliens. Collection Etudes et Thèses, Orstom, Paris. 76 p.

[17]:

BATES P.D. et DE ROO A.P.J. a simple raster-based model for flood inundation simulation. Journal of Hydrology, 2000, n°236. p. 54-77

HARDY R.J., BATES P.D. et ANDERSON M.G. The importance of spatial resolution in hydraulic models for floodplain environments. Journal of Hydrology, 1998, n°216. p. 124-136

[18] GAUQUELIN 2008. Vulnérabilité aux inondations. ENGEES (support de cours), 2008, 31 p.

[19]:

HORRITT M.S. et BATES P.D. Evaluation of 1D and 2D numerical models for predicting river flood inundation. Journal of Hydrology, 2002.

KREIS Nicolas. Modélisation des crues des rivières de moyenne montagne pour la gestion intégrée du risque d'inondation. Application à la vallée de la Thur (Haut-Rhin). Thèse de Doctorat : ENGEES, Université Louis Pasteur, Strasbourg, 2004. 350 p.

[20]

DHI SOFTWARE COURS. Tutorial Mike Flood. DHI, 2008. 86 pages.

DHI WATER & ENVIRONMENT. MIKE 21, Flow Model, Hydrodynamic module, user guide. 2008.

DHI WATER & ENVIRONMENT. MIKE 21, Flow Model, Hydrodynamic module, Step by Step Training Guide. 2008.

DHI WATER & ENVIRONMENT. MIKE 21, Flow Model, Hydrodynamic module, Scientific documentation. 2008.

DHI WATER & ENVIRONMENT. MIKE 11, Flow Model, Hydrodynamic module, user guide. 2008.

DHI WATER & ENVIRONMENT. MIKE 11, Flow Model, Hydrodynamic module, Step by Step Training Guide. 2008.

A.N.R.H (Agence Nationale des Ressources Hydrauliques), données pluviométriques de Ghardaïa, 1975, et estimation des crues de la région, 2010.

O.N.M (office Nationale de Météorologie), 2005, données climatiques de Ghardaïa.

webographie

[I] NOTRE-PLANETE.INFO. Risques naturels – statistiques sur les catastrophes naturelles : cyclones, inondations, volcan. [en ligne]. Notre-planete.info, 24/01/2008. [visité le 09/05/2011] <http://www.notreplanete.info/geographie/risques_naturels/catastrophes_naturelles.php>

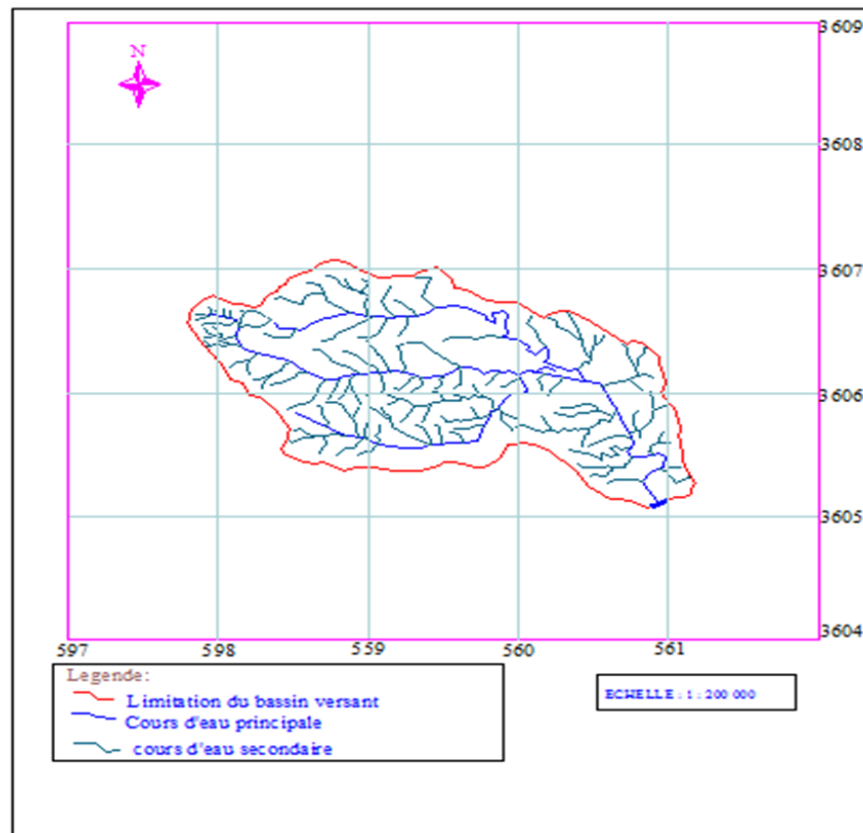
[II] MINISTERE DE L'ECOLOGIE, DU DEVELOPPEMENT ET DE L'AMENAGEMENT DURABLES (France). Prim.net : le risque inondation. [en ligne]. Ministère de l'écologie, du développement et de l'aménagement durables. [visité le 15/06/2011] http://www.prim.net/citoyen/definition_risque_majeur/dossier_risque_inondation/pageintroduction.htm

[III] <http://www.matlasgalfan.ualberta.ca/software/002-Bed.pdf> [visité le 19/04/2011].

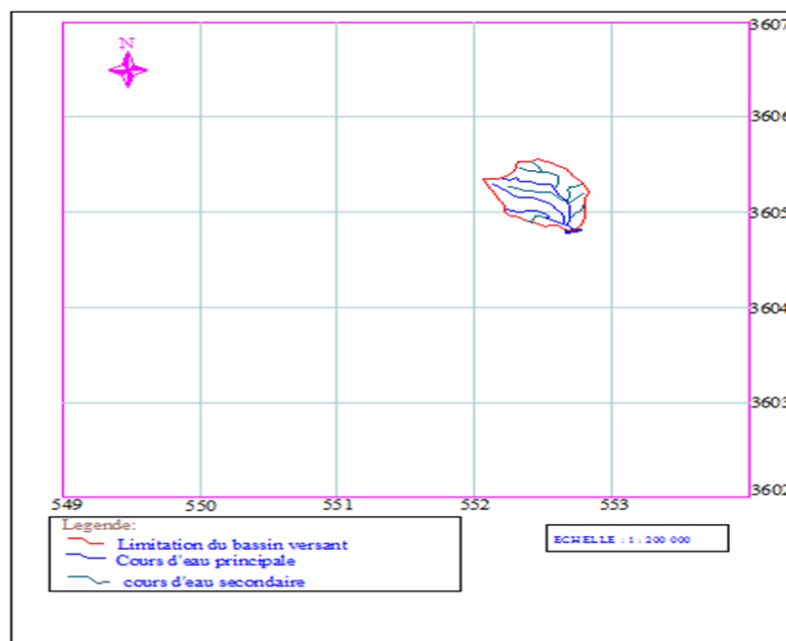
[IV] <http://www.génicivil.ccip.fr/mur/mur-de-berge/67-ppri.htm> [visité le 25/08/2011].

Annexes

Annexe 1 :



Reseau hydrographique de l'oued Laadhira.



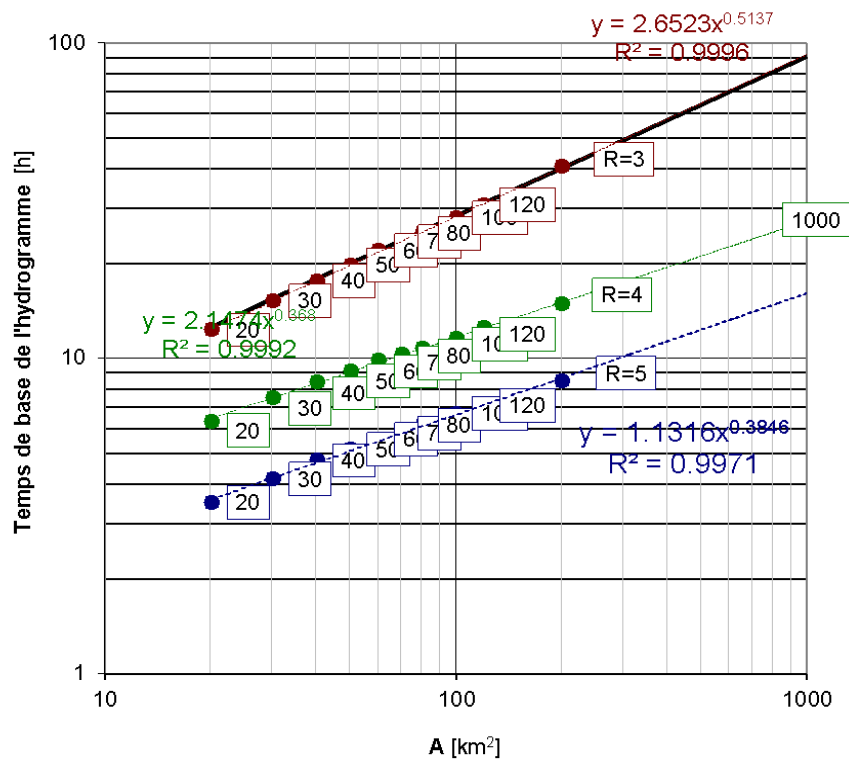
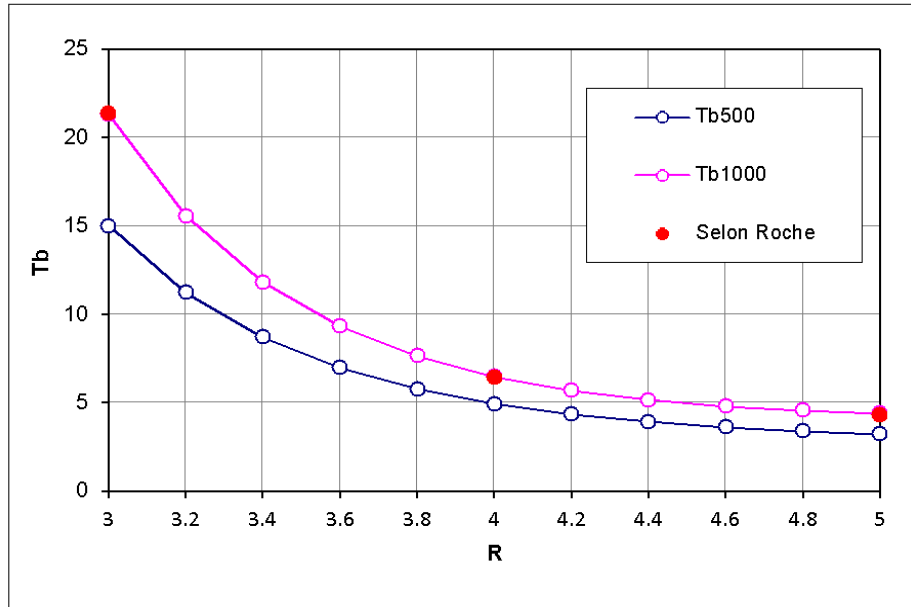
Reseau hydrographique de l'oued Boubrik.

ANNEXES

Annexe 2 :

Le temps de montée T_b :

$$T_b = \left(\frac{24.6}{R^{1.75}} \right) \cdot A^{\frac{0.9}{R^{0.65}}}$$



ANNEXES

Annexe 3 :

Crues de 1938 à 1951 d'après les états mensuels fournis par l'Annexe de Ghardaïa depuis avril 1938, complétés par ceux du poste Météorologique de Ghardaïa.

1938 : 18 avril	Importante	Coule jusqu'à la ville de Ghardaïa
1938 : 25 novembre	Importante	Coule jusqu'à la ville de Ghardaïa
1939 : fin de février	Importante	Inondation totale des oasis de Ghardaïa, Beni Isguen, partielle de celle de Bou Noura (oued Zouil)
1940 : fin de mars	Légère	Arrive jusqu'à El Atteuf, remplissant à moitié le barrage d'aval de l'oasis. Tous les barrages situés sur le parcours aval de l'oued ont été remplis
1941 : début de mars	Importante	Crues des affluents des oueds Labiodh et M'zab. Le barrage dit "Sed Edjedid" (dit aussi "Habbas Djedid") presque entièrement rempli.
1941 : début d'avril	Moyenne	Inondation de la palmeraie ; premier barrage (à 1500 m en amont du Ksar) rempli
1942 : 7 juin	Moyenne	Inondation de l'oasis ; barrage en parti rempli
1943 : 18 février	Faible	Crue des oueds secondaires
1943 : mars	Faible	Oued Adira au NW de Ghardaïa
1943 : avril	Faible	Partie N de la palmeraie arrosée
1943 : octobre	Importante	Inondation de l'oasis. Fortes crues des oueds secondaires
1943 : décembre	Peu Importante	Inondation de l'oasis de Ghardaïa
1944 : février	Peu Importante	Inondation partielle de l'oasis de Ghardaïa
1946 : 21 janvier	Très Importante	Inondation de toutes les oasis. L'oued M'zab est arrivé à El Atteuf,

ANNEXES

1946 : 24 avril	Assez Importante	Inondation de la partie nord de l'oasis de Ghardaïa
1946 : 15 septembre	Faible	Inondation partielle de l'oasis de Ghardaïa
1947 : 6 avril	Moyenne	Inondation partielle de l'oasis de Ghardaïa
1948 : avril	Faible	
1948 : septembre	Fortes	Inondation partielle de l'oasis de Ghardaïa. oueds secondaires
1949 : 24 mars	Légère	Inondation partielle de l'oasis de Ghardaïa
1949 : 24 avril	Importante	Inondation de l'oasis de Ghardaïa. Barrages partiellement remplis
1950 : 6 septembre	Forte	Inondation partielle de l'oasis de Ghardaïa
1950 : octobre	Forte	Inondation de l'oasis de Ghardaïa; barrage de Ghardaïa rempli
1951 : 5 mars	Forte	Inondation de l'oasis de Ghardaïa. La crue arrive jusqu'à El Atteuf

Crues de 1951 à 1953 d'après une communication personnelle de J. Dubief recueillie par M.A. Roche (1996).

1951 : 13 et 19 septembre	Moyenne	Crue moyenne des oueds secondaires Bouchamdne, Takdit, Touzouze, Argdane. Une partie de la palmeraie a été arrosée. Une crue de l'oued M'Zab a été signalée dans son cours inférieur (renseignement de l'annexe d'Ouargla).
1951 : 2 octobre	Forte	L'oued M'Zab est arrivé jusqu'à El Atteuf, après avoir rempli les barrages de Ghardaïa et Melika. Plus en aval, la crue alimentée par les affluents inférieurs du M'Zab atteignit Hassi Chegga le 4 octobre. Le 17 le lit de l'oued était encore humide; un plan d'eau de 250 m ² subsistait à Chaab M'Zab.

ANNEXES

1952 : 23 septembre	Assez forte	Crue de l'oued M'Zab alimentée par les oueds immédiatement en amont; barrages remplis. Forte crue de l'oued N'Tissa qui remplit le barrage d'El Atteuf: léger déversement de celui-ci. Le barrage de Beni-Isguen a été très endommagé. L'oued coule en aval d'El Atteuf, grâce aux crues des oueds inférieurs et surtout Noumerate.
1953 : mois de mars	Faible	La palmeraie de Ghardaïa a été partiellement arrosée.
1953 : 12 juillet	Faible	Oued Zouil. Quelques jardins de l'oasis de Bou Noura ont été arrosés.
1953 : 5 septembre	Faible	Oueds secondaires: Touzouze, Akhalkhal, les crues y sont arrivées.

Crues de 1951 à 1953 d'après une communication personnelle de J. Dubief recueillie par M.A. Roche (1996).

1984 : fin octobre		Au moins le barrage en amont de la palmeraie de Ghardaïa est rempli.
1990 : 11 mai		Laisse de crue repérée à l'altitude de 498,85 à la distance de 473,70 m en amont du pont Adaoud.
1991 : 2 juin	Très importante	Nombreux dégâts.
1993 : fin de mars	Probable forte.	
1994 : 30 septembre	Très importante	
1995 : 8 octobre	Assez forte	
2008 : Octobre	Très forte	Nombreux dégâts

ANNEXES

Annexe 4 :

Calcul de laminage

1) site El Abiodh :

Laminage de la crue centennale

T	Qe	Qs	Cote	VF	EC
heures	(m ³ /s)	(m ³ /s)	(m) NGA	(m ³ /s)	(m ³ /s)
0	0.00	0.00	554.00	0.00	0.00
0.5	40.51	13.28	560.02	13.28	0.00
1	77.35	13.40	560.09	13.40	0.00
1.5	114.18	13.61	560.22	13.61	0.00
2	151.01	13.92	560.41	13.92	0.00
6.00	544.43	18.00	563.38	18.00	0.00
6.50	498.72	18.34	563.66	18.34	0.00
7.00	453.00	18.64	563.92	18.64	0.00
7.50	407.29	18.87	564.11	18.87	0.00
8.00	361.57	19.04	564.26	19.04	0.00
8.50	315.86	19.20	564.40	19.20	0.00
9.00	270.14	19.33	564.51	19.33	0.00
9.50	224.43	19.43	564.61	19.43	0.00
10.00	178.72	19.52	564.68	19.52	0.00
10.50	156.25	19.59	564.74	19.59	0.00
11.00	143.75	19.65	564.80	19.65	0.00
11.50	131.25	19.70	564.85	19.70	0.00
12.00	118.75	19.75	564.89	19.75	0.00
12.50	106.25	19.80	564.93	19.80	0.00
13.00	93.75	19.83	564.96	19.83	0.00
13.50	81.25	19.87	564.99	19.87	0.00
14.00	69.59	19.89	565.01	19.89	0.00
14.50	65.54	19.91	565.03	19.91	0.00
15.00	61.48	19.93	565.05	19.93	0.00
15.50	57.43	19.95	565.07	19.95	0.00
16.00	53.37	19.97	565.08	19.97	0.00
16.50	49.31	19.98	565.10	19.98	0.00
38.00	0.00	19.76	564.89	19.76	0.00
38.50	0.00	19.75	564.88	19.75	0.00
39.00	0.00	19.74	564.88	19.74	0.00
39.50	0.00	19.73	564.87	19.73	0.00
40.00	0.00	19.72	564.86	19.72	0.00

ANNEXES

Laminage de la crue millénaire

T	Qe	Qs	Cote	VF	EC
heures	m³/s	m³/s	(m) NGA	m³/s	m³/s
0.00	0.00	0.00	554.00	0.00	0.00
0.50	69.30	13.32	560.04	13.32	0.00
1.00	132.30	13.55	560.18	13.55	0.00
1.50	195.30	13.93	560.42	13.93	0.00
2.00	258.30	14.46	560.76	14.46	0.00
6.00	932.17	19.24	564.43	19.24	0.00
6.50	853.84	19.65	564.80	19.65	0.00
7.00	775.50	20.02	565.13	20.02	0.00
7.50	697.17	45.49	565.43	20.34	25.15
8.00	618.84	86.68	565.67	20.61	66.07
8.50	540.50	127.90	565.87	20.82	107.08
9.00	462.17	161.98	566.02	20.97	141.01
9.50	383.83	182.54	566.10	21.05	161.49
10.00	305.50	195.76	566.15	21.10	174.66
10.50	267.08	202.80	566.17	21.13	181.67
11.00	245.76	207.32	566.19	21.15	186.17
11.50	224.45	209.66	566.20	21.16	188.50
12.00	203.13	209.99	566.20	21.16	188.83
12.50	181.82	208.49	566.19	21.15	187.33
13.00	160.50	205.31	566.18	21.14	184.17
13.50	139.19	200.65	566.17	21.12	179.52
14.00	119.31	194.65	566.14	21.10	173.54
14.50	112.40	188.16	566.12	21.07	167.09
15.00	105.49	181.74	566.09	21.05	160.69
15.50	98.59	175.35	566.07	21.02	154.33
16.00	91.68	169.00	566.04	21.00	148.00
16.50	84.77	162.72	566.02	20.97	141.75
38	0.001	20.41	565.16	20.05	0.35
38.5	0.001	20.16	565.15	20.04	0.12
39	0.001	20.03	565.14	20.03	0
39.5	0.001	20.03	565.14	20.03	0
40	0.001	20.02	565.13	20.04	0

ANNEXES

2) site El Haimeur :

Laminage de la crue centennale

T	Qe	Qs	Cote	VF	EC
heures	(m ³ /s)	(m ³ /s)	(m) NGA	(m ³ /s)	(m ³ /s)
0.00	0.00	0.00	538.00	0.00	0.00
0.50	39.84	11.99	549.48	11.99	0.00
1.00	76.06	12.22	549.62	12.22	0.00
1.50	112.29	12.61	549.85	12.61	0.00
2.00	148.51	13.21	550.23	13.21	0.00
6.00	290.30	18.64	554.42	18.64	0.00
6.50	253.30	18.90	554.66	18.90	0.00
7.00	216.30	19.12	554.86	19.12	0.00
7.50	179.30	19.31	555.03	19.31	0.00
8.00	144.52	19.45	555.16	19.45	0.00
8.50	129.69	19.56	555.27	19.56	0.00
9.00	114.85	19.67	555.37	19.67	0.00
9.50	100.02	19.75	555.45	19.75	0.00
10.00	85.19	19.82	555.52	19.82	0.00
10.50	70.35	19.88	555.58	19.88	0.00
11.00	56.54	19.92	555.62	19.92	0.00
11.50	51.97	19.96	555.65	19.96	0.00
12.00	47.40	19.99	555.68	19.99	0.00
12.50	42.83	20.01	555.70	20.01	0.00
13.00	38.25	20.03	555.72	20.03	0.00
13.50	33.68	20.05	555.74	20.05	0.00
14.00	29.11	20.06	555.75	20.06	0.00
14.50	24.73	20.06	555.75	20.06	0.00
15.00	22.07	20.07	555.76	20.07	0.00
15.50	19.41	20.07	555.76	20.07	0.00
16.00	16.75	20.07	555.75	20.07	0.00
16.50	14.10	20.06	555.75	20.06	0.00
38.00	0.00	19.26	554.99	19.26	0.00
38.50	0.00	19.24	554.97	19.24	0.00
39.00	0.00	19.22	554.95	19.22	0.00
39.50	0.00	19.20	554.93	19.20	0.00
40.00	0.00	19.18	554.92	19.18	0.00

ANNEXES

3) site Boubrik :

Laminage de la crue centennale

T	Qe	Qs	Cote	VF	EC
heures	(m ³ /s)	(m ³ /s)	(m) NGA	(m ³ /s)	(m ³ /s)
0.00	0.00	0.00	547.50	0.00	0.00
0.50	71.90	3.40	550.48	3.40	0.00
1.00	173.13	4.09	551.58	4.09	0.00
1.50	183.50	4.47	552.28	4.47	0.00
2.00	144.20	4.71	552.76	4.71	0.00
6.00	2.34	5.06	553.49	5.06	0.00
6.50	0.00	5.06	553.48	5.06	0.00
7.00	0.00	5.05	553.47	5.05	0.00
7.50	0.00	5.04	553.45	5.04	0.00
8.00	0.00	5.04	553.44	5.04	0.00
8.50	0.00	5.03	553.42	5.03	0.00
9.00	0.00	5.02	553.41	5.02	0.00
9.50	0.00	5.02	553.39	5.02	0.00
10.00	0.00	5.01	553.38	5.01	0.00
10.50	0.00	5.00	553.36	5.00	0.00
11.00	0.00	4.99	553.35	4.99	0.00
11.50	0.00	4.99	553.33	4.99	0.00
12.00	0.00	4.98	553.32	4.98	0.00
12.50	0.00	4.97	553.30	4.97	0.00
13.00	0.00	4.97	553.29	4.97	0.00
13.50	0.00	4.96	553.27	4.96	0.00
14.00	0.00	4.95	553.26	4.95	0.00
14.50	0.00	4.95	553.24	4.95	0.00
15.00	0.00	4.94	553.23	4.94	0.00
15.50	0.00	4.93	553.21	4.93	0.00
16.00	0.00	4.92	553.20	4.92	0.00
16.50	0.00	4.92	553.18	4.92	0.00
38.00	0.00	4.62	552.57	4.62	0.00
38.50	0.00	4.61	552.55	4.61	0.00
39.00	0.00	4.60	552.54	4.60	0.00
39.50	0.00	4.60	552.53	4.60	0.00
40.00	0.00	4.59	552.51	4.59	0.00

ANNEXES

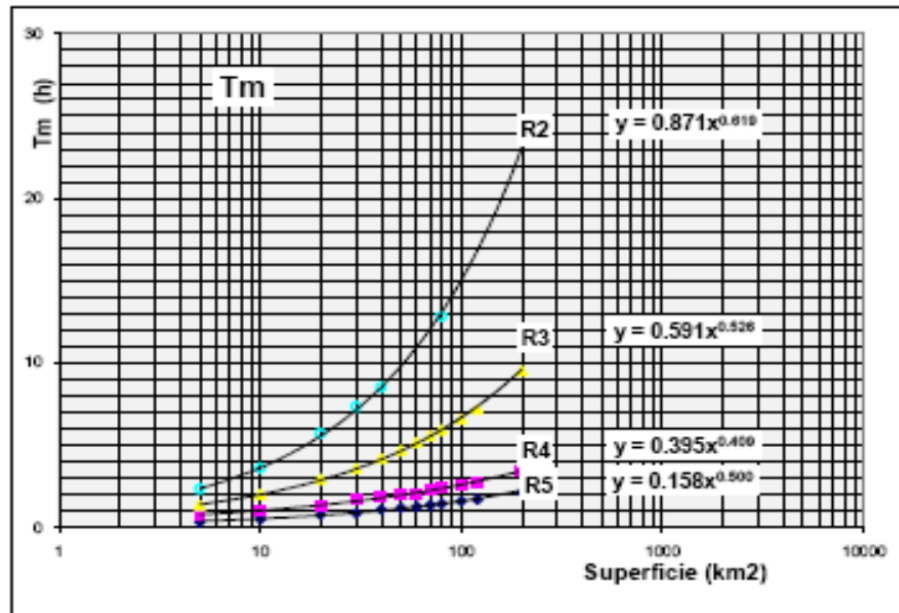
Laminage de la crue millénaire

T	Qe	Qs	Cote	VF	EC
heures	(m³/s)	(m³/s)	(m) NGA	(m³/s)	(m³/s)
0.00	0.00	0.00	547.50	0.00	0.00
0.50	123.80	3.65	550.85	3.65	0.00
1.00	298.25	4.37	552.09	4.37	0.00
1.50	315.25	4.85	553.03	4.85	0.00
2.00	247.75	23.95	553.85	5.23	18.72
6.00	3.96	26.82	553.89	5.24	21.58
6.50	0.00	21.16	553.82	5.21	15.95
7.00	0.00	16.81	553.76	5.19	11.63
7.50	0.00	13.67	553.72	5.17	8.51
8.00	0.00	11.35	553.68	5.15	6.20
8.50	0.00	9.60	553.65	5.13	4.47
9.00	0.00	8.27	553.62	5.12	3.14
9.50	0.00	7.24	553.60	5.11	2.13
10.00	0.00	6.45	553.58	5.10	1.35
10.50	0.00	5.85	553.56	5.09	0.76
11.00	0.00	5.42	553.54	5.09	0.33
11.50	0.00	5.13	553.53	5.08	0.05
12.00	0.00	5.07	553.51	5.07	0.00
12.50	0.00	5.06	553.50	5.06	0.00
13.00	0.00	5.06	553.48	5.06	0.00
13.50	0.00	5.05	553.47	5.05	0.00
14.00	0.00	5.04	553.45	5.04	0.00
14.50	0.00	5.04	553.44	5.04	0.00
15.00	0.00	5.03	553.42	5.03	0.00
15.50	0.00	5.02	553.41	5.02	0.00
16.00	0.00	5.02	553.39	5.02	0.00
16.50	0.00	5.01	553.38	5.01	0.00
38	0.001	4.70	552.74	4.70	0
38.5	0.001	4.70	552.73	4.70	0
39	0.001	4.69	552.72	4.69	0
39.5	0.001	4.68	552.70	4.68	0
40	0.001	4.68	552.69	4.68	0

ANNEXES

Temps de montée (heures) de la crue centennale à Ghardaïa en fonction de la superficie A (km²) et de la classe de relief R :

A	5	10	20	30	40	50	60	70	80	100	120	200
R5	0.33	0.5	0.75	0.83	1.08	1.17	1.25	1.33	1.42	1.58	1.68	2.10
R4	0.75	1	1.33	1.67	1.83	2	2	2.25	2.36	2.58	2.75	3.43
R3	1.33	2	2.92	3.58	4.17	4.67	5.17	5.58	5.92	6.58	7.17	9.5



Temps de base (heures) de la crue centennale à Ghardaïa en fonction de la superficie A (km²) et de la classe du relief R :

A	20	30	40	50	60	70	80	100	120	200
R5	3.50	4.15	4.75	5.15	5.55	5.80	6.15	6.70	7.10	9.60
R4	6.33	7.50	8.45	9.10	9.85	10.33	10.80	11.60	12.50	14.90
R3	12.33	15.25	17.66	19.80	22.00	23.50	25.00	28.00	30.80	40.70

