

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE
ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE



Département d'Hydraulique



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

Thème :

SIMULATION DE L'ECOULEMENT
DANS LA PALMERAIE DE GHARDAÏA
CAS DE LA CRUE D'OCTOBRE 2008

Présenté par :

Mr. NACER Bakir

Directeurs de mémoire :

Dr. BENMAMAR Saâdia

Mr. SIOUSSIOU Rostom

إن عملنا هذا يتمثل في محاكاة سيلان المياه الفيضانية في واحة غرداية واقعة فيضان أكتوبر 2008 المدة منه هو حساب كميات المياه التي تمر عبر نظام تجميع وتصريف المياه الفيضانية إلى واحة غرداية، و تصنيح فيضان أكتوبر 2008 في الواحة. يرجع الأمر من تحقيق هذا الأخير، إلى شفرة الحساب الرقمي الذي يتمثل في برنامج روبار 20. يعتبر هذا الأخير، شفرة حساب يقوم بحل معادلات سان فونوا. محاكاة فيضان 2008 تعتبر سببا من أجل معرفة منسوب وتدفقات المياه خلال مختلف أزمنة هذا الفيضان و في مختلف نقاط نظام تجميع وتصريف المياه للواحة.

كلمات مفتاحية: تيسمباد، بوشمجان، تجميع المياه، فيضان، ميزاب، واد، محاكاة، روبار 20.

Résumé

Notre travail qui s'intitule simulation de l'écoulements dans la palmeraie de Ghardaïa cas de la crue d'octobre 2008, a pour objectif de quantifier les eaux de crue passant par le système hydraulique de collecte et de canalisation des eaux pour la palmeraie, et de reproduire la crue du 01 Octobre 2008 dans la palmeraie.

Cette reproduction de crue a été faite grâce à un code de calcul numérique qui est le logiciel RUBAR20. Ce dernier est un code de calcul qui permet de résoudre les équations de Saint-Venant.

La simulation de cette crue est faite dans l'optique de connaître les hauteurs d'eau, les débits et autres paramètres, pour les différents instants de crue et dans les différents points du système de collecte des eaux pour la palmeraie.

Mots clés: Tissambad, collecte des eaux, Bouchemdjene, Bouchène, crue, M'Zab, Oued, simulation, RUBAR20.

Abstract

Our work which is entitled the simulation of the flows in the palm plantation of Ghardaïa case the rising of October 2008, aims to quantify water of raw passing by hydraulic system of collection and drain of water for the palm plantation, and to reproduce the rising of October 1st, 2008 in the palm plantation.

This reproduction of rising was made thanks to a numerical computer code which is software RUBAR20. This last is a computer code which makes it possible to solve the equations of Saint-Venant.

The simulation of this rising is made in optics know the heights of water, the flows and other parameters, for the various moments from raw and in the various points of the system of collection of water for the palm plantation.

Key words: Tissambad, collect water, Bouchemdjene, Bouchène, rising, M'Zab, Oued, simulation, RUBAR20.

Je dédie mon travail

A mes chers parents qui m'ont toujours soutenu

et encouragé tout au long de ma vie.

A mes grands parents

A mes très chers frères

A ma fiancée

A mes oncles

A mes cousins

A toute la famille

A tous mes amis de l'école, et particulièrement ceux de la promotion.

Remerciements

Merci à notre bon Dieu, notre guide, notre force, notre bonheur, et la raison de notre existante. C'est lui qui nous a fait comprendre le but de cette vie, et qui nous a donné le pouvoir d'aimer les gens et d'apprécier les choses. Merci d'être là dans les moments les plus difficiles.

Je tiens à remercier très chaleureusement ma directrice de thèse Mlle BANMAMAR Saâdia (Maitre de conférence à l'école nationale polytechnique), pour son soutien, pour ses consignes, et pour sa générosité, et c'est grâce à elle que j'ai pu faire ce travail, car elle s'est toujours montré à l'écoute et très disponible tout au long de la réalisation de ce mémoire, sincèrement c'était le principal moteur qui m'a vraiment poussé et aidé pour bien travailler. Avec sa compétence dans le travail et ses connaissances dans le domaine elle m'avait facilité énormément la tâche.

Je remercie aussi Mr. SIOUSSIOU Rostom (Ingénieur d'état à l'école nationale polytechnique) pour ses conseils, et son aide sur ce travail.

Je remercie également Mr. NACER Hammou pour sa contribution dans mon travail.

Je tiens à remercier le bureau d'étude SETAURS qui a mit à ma disposition le matériel topographique.

Je remercie les Oumanas de la Vallée du M'Zab, et à leur tête MASBAH Moussa, pour leur précieux conseils.

Je remercie enfin toutes les personnes qui ont contribués de près ou de loin à la réalisation de ce travail.

TABLE DES MATIERES

LISTE DES FIGURES	
LISTE DES TABLEAUX	
LISTE DES PHOTOS	
TERMENOLOGIE	
NOTATIONS GENERALES	
INTRODUCTION GENERALE	1

Chapitre I

RAPPELS SUR LES ECOULEMENTS A SURFACE LIBRE

I. DEFINITION	3
II. PARAMETRES GEOMETRIQUES ET HYDRAULIQUES.....	3
II.1. Paramètres géométriques	3
II.2. Paramètres hydrauliques	4
III. REGIME UNIFORME	6
III.1. Formule générale de l'écoulement	6
III.2. Formules usuelles pour les canaux artificiels	6
III.3. Formule de l'écoulement dans les cours d'eau naturels	8
IV. REGIME PERMANENT VARIE	9
IV.1. Ecoulement critique	9
IV.2. Calcul de la hauteur normale	10
IV.3. Courbes de remous	11

Chapitre II

PRESENTATION GENERALE DE LA PALMERAIE DE GHARDAÏA

I. DESCRIPTION DE LA WILAYA DE GHARDAÏA.....	15
I.1. Situation géographique	15
I.2. Caractéristiques de la région	15
I.3. Oueds de Ghardaïa	16
II. DESCRIPTION GENERALE DE LA VALLEE DU M'ZAB	16
II.1. Présentation de la vallée	16
II.2. Cadre physique et climatique	17
II.3. Description générale de l'Oued M'Zab.....	18
II.4. Aspect géologique	19

II.5. Ressources en eau de la vallée du M'Zab	20
II.6. Aspect hydrologique.....	21
III. PRESENTATION GENERALE DE LA PALMERAIE DE GHARDAÏA	25
III.1. Situation géographique de la palmeraie de Ghardaïa	25
III.2. Description et fonctionnement du système hydraulique de partage des eaux de la palmeraie.....	26
III.3. Crues de la palmeraie	38
III.4. Effets des crues pour la palmeraie	38
CONCLUSION	40

Chapitre III

CALCULS HYDRAULIQUE DES DEBITS D'APPORT POUR LA PALMERAIE

INTRODUCTION	41
I. CALCULS DES DEBITS DE SYSTEME DE REGULATION DU CANAL DE BOUCHEMDJENE.....	41
I.1. Calcul du débit passant par les ouvertures de régulation « Tissambads » du canal de Bouchemdjene	41
I.2. Calcul du débit passant par les déversoirs du canal de Bouchemdjene	44
II. CALCULS DES DEBITS DU SYSTEME DE REGULATION DU CANAL DE BOUCHENE.....	47
II.1. Calcul du débit passant par les ouvertures de régulation « Tissambads »	47
II.2. Calcul du débit passant par les déversoirs du canal de Bouchene	48
III. CALCUL DU DEBIT DE SYSTEME DE REGULATION DU CANAL SOUTERRAIN « TAKDHITE »	48
IV. CALCULS DES DEBITS DE SYSTEME DE REGULATION DE LA DIGUE « INEREZ »	49
IV.1. Calcul du débit passant par les pertuis de la digue d'Inerez	49
IV.2. Calcul du débit passant par le déversoir de la digue d'Inerez	50
CONCLUSION	50

Chapitre IV

SYNTHESE HYDROLOGIQUE DU BASSIN VERSANT DE LAADHIRA

INTRODUCTION	51
I. BASSIN VERSANT DE LAADHIRA	51
I.1. Présentation du logiciel MapInfo.....	52
I.2. Caractéristiques du bassin versant de Laadhira.....	53
I.3. Caractéristiques de forme	57
I.4. Relief	57
I.5. Réseau d'écoulement	60
I.6. Géologie	61
II. PRECIPITATIONS DU BASSIN DE LAADHIRA.....	62
III. CONSTRUCTION DE L'HYDROGRAMME DE CRUE DU 01 OCTOBRE 2008.....	62
III.1. Description de l'hydrogramme de crue	62

III.2. Présentation de la méthode de Sokolovski	63
III.3. Evaluation du débit de pointe Q_{max} de la crue du 01 Octobre 2008 Sokolovski	64
III.4. Construction de l'hydrogramme de crue par la méthode de Sokolovski.....	68
CONCLUSION	70

Chapitre V

LE CODE DE CALCUL RUBAR20

I. PRÉSENTATION GÉNÉRALE.....	71
I.1. Principe de calcul	72
II. DESCRIPTION DE SCHÉMA NUMÉRIQUE	73
III. FORMULES DE FROTTEMENT UTILISÉES.....	74
IV. DESCRIPTION DU CODE DE CALCUL RUBAR 20.....	74
IV.1. Construction du maillage.....	76
IV.2. Définitions des données de calcul	80
IV.3. Calcul via RUBAR20.....	85
IV.4. Visualisation des résultats	86
CONCLUSION	87

Chapitre VI

SIMULATION DE LA CRUE DANS LA PARTIE DE COLLECTE DES EAUX POUR LA PALMERAIE

INTRODUCTION.....	88
I. DONNEES DISPONIBLES POUR LANCER LA SIMULATION	88
I.1. Données topographiques	88
I.2. Coefficient de frottement	89
II. GENERATION ET VISUALISATION DU MAILLAGE.....	91
II.1. Maillage initial.....	91
II.2. Maillage final.....	92
II.3. Visualisation de la bathymétrie et le coefficient de frottement.....	95
III. CONDITIONS AUX LIMITES.....	96
IV. CONDITIONS INITIALES.....	97
V. PARAMETRES DE CALCUL.....	98
VI. CALAGE DU MODELE	99
VII. VISUALISATION DES RESULTATS.....	101
VII.1. Résultats sur les hauteurs d'eaux	102
VII.2. Résultats sur le débit unitaire d'eaux	105
VII.3. Résultats sur le sens de l'inondation dans la palmeraie	107
CONCLUSION	108

CONCLUSION GENERALE	109
BIBLIOGRAPHIE.....	109
ANNEXE.....	110

LISTE DES FIGURES

Chapitre I : Rappels sur les écoulements à surface libre

Figure	Titre	Page
Figure I-1	Tirant d'eau, largeur au miroir et section mouillée	3
Figure I-2	Diagramme d'énergie spécifique	10
Figure I-3	Courbes <i>M</i>	12
Figure I-4	Courbes <i>S</i>	13
Figure I-5	Courbes <i>C</i>	13

Chapitre II : Présentation générale de la palmeraie de Ghardaïa

Figure II-1	Limites administrative de la wilaya de Ghardaïa	15
Figure II-2	Bassin versant des oueds de la région	16
Figure II-3	Délimitation de la vallée du M'Zab	17
Figure II-4	Vue aérienne de la Chebka	18
Figure II-5	Localisation de l'Oued M'Zab dans la vallée	19
Figure II-6	Coupe géologie schématique de la région du M'Zab	20
Figure II-7	Photo satellitaire de la palmeraie	25
Figure II-8	Figure schématique de la partie collecte des eaux	26
Figure II-9	Canaux souterrains	33

Chapitre III : Calculs hydraulique des débits d'apport pour la palmeraie

Figure III-1	Limites administrative de la wilaya de Ghardaïa	42
Figure III-2	Bassin versant des oueds de la région	45
Figure III-3	Délimitation de la vallée du M'Zab	46
Figure III-4	<i>Tissambads</i> de régulation du canal de <i>Takdhite</i>	48
Figure III-5	Orifice de fond	49

Chapitre IV : Synthèse hydrologique du bassin versant de laadhira

Figure IV-1	Délimitation du bassin versant d'Oued <i>Laadhira</i>	52
Figure IV-2	Fenêtre de calage sur MapInfo	53
Figure IV-3	Délimitation du bassin versant de <i>Laadhira</i>	54
Figure IV-4	Classification des cours d'eau selon Schum	54
Figure IV-5	Détermination du cours d'eau principal	55
Figure IV-6	Calcul de la superficie du bassin de <i>Laadhira</i>	55
Figure IV-7	Calcul du périmètre du bassin versant de <i>Laadhira</i>	56
Figure IV-8	Calcul de la longueur du cours d'eau principal	56
Figure IV-9	Surfaces délimitées par deux courbes de niveau	58
Figure IV-10	Courbe hypsométrique du bassin versant de <i>Laadhira</i>	59
Figure IV-11	Profil en long du cours d'eau principal	61
Figure IV-12	Caractéristiques d'un hydrogramme de crue	63

Figure IV-13	Emplacement de la section de contrôle	65
Figure IV-14	Calcul du périmètre et de la section mouillée sur Autocad	67
Figure IV-15	Profil en travers au niveau de la section de contrôle	68
Figure IV-16	Hydrogramme de crue du 01 Octobre 2008	69

Chapitre V : Le code de calcul RUBAR20

Figure V-1	Procédure de simulation via RUBAR20	15
Figure V-2	Construction des sections et des lignes, Fudaa-modeleur	16
Figure V-3	Sous- programme Secma	17
Figure V-4	Sous-programme Mcoxima	18
Figure V-5	Sous -programme Mail20	19
Figure V-6	Sous -programme Vf2m	20
Figure V-7	Définition des paramètres de la simulation via Fudaa	25
Figure V-8	Sous-programme Rubar20	26
Figure V-9	Visualisation des résultats via post-processeur	33

Chapitre VI : Simulation de la crue dans la partie de collecte des eaux pour la palmeraie

Figure VI-1	Plan topographique de la partie collecte des eaux pour la palmeraie	89
Figure VI-2	Photo satellitaire de la zone d'étude	89
Figure VI-3	Importer et géoréférencer une image	91

Figure VI-4	Maillage initial généré par le logiciel Fudaa- modeleur	92
Figure VI-5	Fenêtre du sous programme Mcoxima	94
Figure VI-6	Fenêtre du sous programme Mail20	94
Figure VI-7	Maillage final du domaine de calcul	95
Figure VI-8	Visualisation de la bathymétrie de la zone d'étude	95
Figure VI-9	Visualisation du coefficient de frottement de la zone d'étude	96
Figure VI-10	Données pour les arêtes d'entrée, Fudaa-prepro	97
Figure VI-11	Définition des conditions initiales par le programme Fudaa-prepro	98
Figure VI-12	Visualisation des résultats au temps correspond à la hauteur maximale au niveau de la section repérée	99
Figure VI-13	Hauteur maximale de la crue mesurée au niveau de la section repérée	100
Figure VI-14	Hydrogramme de la crue de débit de pointe de $3300\text{m}^3/\text{s}$, Fudaa-prepro	101
Figure VI-15	Positionnement des sections choisies	102
Figure VI-16	Hauteur d'eau pour $t= 65355,1\text{s}$	102
Figure VI-17	Evolution de la Bathymétrie et la Cote d'eau dans la section 1 à $t=65355,1\text{s}$	103
Figure VI-18	Evolution de la Bathymétrie et la Cote d'eau dans la section 2 à $t=65355,1\text{s}$	103
Figure VI-19	Evolution de la Bathymétrie et la Cote d'eau dans la section 3 à $t=65355,1\text{s}$	104
Figure VI-20	Evolution du volume d'eau retenu par le barrage de Bouchène	104
Figure VI-21	Evolution du débit unitaire à travers la section 1 à $t=65355,1\text{s}$	105
Figure VI-22	Evolution du débit unitaire à travers la section 2 à $t=65355,1\text{s}$	106

Figure VI-23	Evolution du débit unitaire à travers la section 3 à $t=65355,1s$	106
Figure VI-24	Etendue de la crue à $t= 43845s$	107
Figure VI-25	Directions des vitesses à $t= 43854s$	107

LISTE DES PHOTOS

Chapitre II : Présentation de la palmeraie de Ghardaïa

Photo	Titre	Page
Photo II-1	Ouvertures de régularisation de canal de <i>Bouchemdjene</i>	27
Photo II-2	Vannes métallique de régulation du débit	27
Photo II-3	Déversoir de canal de <i>Bouchémdjene</i> vers le canal de <i>Bouchene</i>	28
Photo II-4	Déversoir de canal de <i>Bouchemdjene</i> vers le barrage de <i>Bouchène</i>	29
Photo II-5	Digue d' <i>Inerez</i>	30
Photo II-6	Retenue de barrage <i>Bouchène</i>	30
Photo II-7	Puits capteur dans la retenue de barrage <i>Bouchène</i>	31
Photo II-8	<i>Tissambads</i> de partage de <i>Bouchemdjene</i> vers les jardins de la palmeraie	32
Photo II-9	Puits d'aération	33
Photo II-10	Sorties des différents canaux souterrains	34
Photo II-11	Canal à ciel ouvert	34
Photo II-12	Système de partage au niveau des jardins	35
Photo II-13	Trop-plein d'un jardin	36
Photo II-14	Digue de « <i>Ahbas Ajdid</i> »	36
Photo II-15	Système de puisage	37
Photo II-16	<i>Seguia</i> du jardin	37
Photo II-17	Etat de la palmeraie après la crue de 2008	39
Photo II-18	Destruction du barrage El Haimeur par la crue de 2008	39

Photo II-19	Rupture des <i>Tissambads</i> et des canaux souterrains	40
-------------	---	----

Chapitre III : Calculs hydraulique des débits d'apport pour la palmeraie

Photo III-1	<i>Tissambads</i> du premier point de régulation du canal de <i>Bouchemdjene</i>	42
Photo III-2	<i>Tissambads</i> du deuxième point de régulation du canal de <i>Bouchemdjene</i>	42
Photo III-3	Déversoir du premier point de régulation du canal de <i>Bouchemdjene</i>	44
Photo III-4	Déversoir du deuxième point de régulation du canal de <i>Bouchemdjene</i>	44
Photo III-5	Déversoir du troisième point de régulation du canal de <i>Bouchemdjene</i>	44
Photo III-6	<i>Tissambads</i> du premier point de régulation du canal de <i>Bouchène</i>	47
Photo III-7	Digue d' <i>Inerez</i>	49

Chapitre IV : Synthèse hydrologique du bassin versant de *Laadhira*

Photo IV-1	Prisme	65
Photo IV-2	Appareil de mesures avec Carnet d'enregistrement	66

Chapitre VI : Simulation de la crue dans la partie de collecte des eaux pour la palmeraie

Photo VI-1	Hauteur maximale de la crue mesurée au niveau de la section repérée	100
------------	---	-----

LISTE DES TABLEAUX

Chapitre I : Rappels sur les écoulements à surface libre

Tableau	Titre	Page
Tableau I-1	Valeurs de γ en fonction de la nature des parois	07
Tableau I-2	Coefficients C , K et γ en fonction de différents catégories	08

Chapitre II : Présentation de la palmeraie de Ghardaïa

Tableau II-1	Inventaire des crues	21
--------------	----------------------	----

Chapitre III : Calculs hydraulique des débits d'apport pour la palmeraie

Tableau III-1	Débits des différents points de régulation « <i>Tissambads</i> » du canal de <i>Bouchemdjene</i>	43
Tableau III-2	Coefficient m en fonction des caractéristiques du déversoir	45
Tableau III-3	Débits des différents déversoirs du canal de <i>Bouchemdjene</i>	47
Tableau III-4	Débits des différents points de régulation « <i>Tissambads</i> » du canal de <i>Bouchene</i>	47
Tableau III-5	Débits des différents déversoirs du canal de <i>Bouchene</i>	48

Chapitre IV : Synthèse hydrologique du bassin versant de *Laadhira*

Tableau IV-1	Surfaces partielles du bassin versant de <i>Laadhira</i> par tranche d'altitude	58
Tableau IV-2	Résultats données par la méthode se <i>Sokolovski</i>	69

Chapitre VI : Simulation de la crue dans la partie de collecte des eaux pour la palmeraie

Tableau VI-1	Valeurs des différents facteurs de la formule de Cowan	90
Tableau VI-2	Pas d'espace de différentes zones du domaine de calcul	93

TERMINOLOGIE

<i>Ahbas</i>	Un barrage
<i>Amlaga</i>	Point de confluence
<i>Assefy</i>	Premier bassin pour récupérer les eaux de puisage
<i>Bouchemdjene</i>	Esclave
<i>Koua</i>	Orifice qui alimente le jardin en eau
<i>Madjel</i>	Bassin secondaire pour récupérer les eaux du premier bassin et irriguer le jardin
<i>Mnafes</i>	Les puits d'aération
<i>Rasfa</i>	Seuil
<i>Seguia</i>	Canal a ciel ouvert
<i>Tachrif</i>	Déversoir
<i>Takdhite</i>	Grand orifice
<i>Tardja</i>	Ruelle qui sert comme canal
<i>Tissambad</i>	Orifice

NOTATIONS PRINCIPALES

- b** : Largeur au miroir (en m) ;
- C** : Coefficient de Chézy (-) ;
- D_h** : Diamètre hydraulique (en m) ;
- E** : Energie spécifique (m) ;
- e** : Hauteur du pertuis (en m) ;
- e₀** : Levée de la vanne (en m) ;
- F_r** : Nombre de Froude (-) ;
- g** : Accélération de la pesanteur (en m/s²) ;
- H_e** : Hauteur du plan d'eau (en m) ;
- H₀** : Hauteur de l'orifice (en m) ;
- h** : Tirant d'eau (en m) ;
- h_c** : Hauteur critique (en m) ;
- h_d** : Charge mesurée au milieu de l'échancrure (en m) ;
- h_n** : Hauteur normale (en m) ;
- I** : Pente de surface libre (m/m) ;
- I_c** : Pente critique (en m/m) ;
- I_g** : Indice de pente globale (en m/Km) ;
- I_m** : Pente moyenne du cours d'eau principal (m/Km) ;
- i** : Pente du fond de canal (m/m) ;
- J** : Pente hydraulique (en m/m) ;
- K** : Coefficient de Manning-Strickler (-) ;
- K_c** : Indice de compacité (-) ;
- k** : Débitance (en m³/s) ;

L_{cr} : Longueur du cours d'eau principal (en Km) ;

L_d : Largeur du déversoir (en m) ;

L_e : Largeur du pertuis (en m) ;

L_o : Largeur de l'orifice (en m) ;

L_{re} : Longueur du rectangle équivalent (en Km) ;

m : Coefficient du débit (-) ;

n : Coefficient de Manning (-) ;

P : Pression (N/m^2) ;

P_m : Périmètre Mouillé (en m) ;

P_{bv} : Périmètre du bassin versant (en Km) ;

Q : Débit (en m^3/s) ;

Q_{max} : Débit maximum (en m^3/s) ;

R_h : Rayon Hydraulique (m) ;

R_e : Nombre de Reynolds (-) ;

S_{bv} : Surface du bassin versant (en Km^2) ;

S_m : Section moillée (en m^2) ;

t_b : Temps de base (en heure) ;

t_c : Temps de concentration (en heure) ;

t_d : Temps de décrue (en heure) ;

t_m : Temps de montée (en heure) ;

U : Vitesse moyenne (en m) ;

v : Vitesse de l'écoulement (en m/s) ;

Z_f : Cote du fond (m) ;

α : Angle qui fait le fond du canal avec l'horizontal (en $^\circ$) ;

γ : Coefficient du Bazin (-) ;

γ_w : Poids volumique de l'eau (en N/m^3) ;

ρ_w : Masse volumique de l'eau (en Kg/m^3) ;

ν : Viscosité cinématique (m^2/s) ;

μ : Viscosité dynamique (Kg/ms) ;

τ_0 : Force de frottement (N/m^2).

INTRODUCTION GENERALE

En raison du climat aride de la vallée du M'Zab, le fameux fondateur « Hamou Ould El Hadj » a pensé à créer en 1306, un système hydraulique très complexe qui permet d'exploiter les crues aux profits de l'irrigation et de la recharge de la nappe.

La palmeraie de Ghardaïa a été fréquemment inondée d'une manière irrégulière et exceptionnelle dont les écoulements sont d'importance variable. Ces inondations peuvent se produire à toutes les saisons avec de grandes fréquences.

Les crues de la palmeraie peuvent être aussi dévastatrices où les jardins seront inondés par le chemin inverse du système de partage de l'eau (à travers l'Oued M' Zab), comme déjà produit en Octobre 2008.

En raison de vérifier le chemin d'inondation de la crue de mois d'Octobre, nous avons pensé à une étude simulation hydrodynamique associée à la crue d'octobre 2008 au niveau du système de collecte et de canalisation des eaux pour la palmeraie via le code numérique RUBAR20.

Ce dernier est un code de calcul qui permet de résoudre les équations de Saint-Venant pour la phase liquide.

Dans le cadre de notre projet de fin d'étude, nous avons visité le système hydraulique du point de confluence des deux Oueds (Laadhira et El-Albiod) jusqu'au système de partage à l'entrée de la palmeraie.

L'objectif de notre visite, était de simuler l'écoulement dans les différents ouvrages qui constitue ce système. Pour se faire nous avons déterminé les caractéristiques de chaque ouvrage. Nous avons aussi effectué un relevé topographique pour compléter le plan topographique réalisé bureau d'étude ARSET. Le relevé topographique est le paramètre le plus indispensable pour notre projet d'étude.

Dans le premier chapitre, est donné un rappel général sur les écoulements à surface libre.

Dans le second chapitre, nous citons d'une façon générale les différentes caractéristiques de la zone d'étude et nous décrivons le fonctionnement hydraulique des différents ouvrages, constituant le système de partage hydraulique de la palmeraie.

Le troisième chapitre, concerne la présentation des calculs hydrauliques des débits d'eau passant par les différents ouvrages de ce système.

Dans le quatrième chapitre, une synthèse hydrologique du bassin versant de Laadhira est présentée, et nous nous sommes concentrés sur l'étude de la crue d'octobre 2008.

Dans le cinquième chapitre, est présenté le code de calcul RUBAR20. Nous illustrerons les différents modules et utilitaires de calcul, ainsi que les différentes étapes pour lancer une simulation.

Dans le dernier chapitre, nous exposons les différentes étapes de simulation de la crue d'Octobre 2008, ainsi que la visualisation et l'interprétation des résultats obtenus après le calcul.

Nous terminons ce mémoire par une conclusion.

Chapitre I

RAPPELS SUR LES ECOULEMENTS A SURFACE LIBRE

Ce chapitre condense en quelques pages les grands principes de l'hydraulique à surface libre utiles à la compréhension des cours d'eau.

I. DEFINITION

Les écoulements à surface libre présentent par définition la particularité de comporter une surface libre en contact avec l'air, généralement soumise à la pression atmosphérique et dont la forme peut varier, ce qui implique une variation possible de la forme et des dimensions de la section transversale de la masse liquide.

Les écoulements à surface libre en régime permanent peuvent présenter deux aspects :

- Si la pente longitudinale (dans le sens de l'écoulement) et la section transversale sont constantes tout le long de la masse liquide, le régime est **uniforme** ;
- Dans le cas contraire, le régime est **varié**.

II. PARAMETRES GEOMETRIQUES ET HYDRAULIQUES

II.1. Paramètres géométriques

Les paramètres géométriques sont relatifs à une section de canal dans un plan perpendiculaire à son axe, dont la position est définie par une abscisse x . Les paramètres essentiels sont le tirant d'eau h , la section mouillée S_m , la largeur au miroir b ou la largeur de la section mouillée et le périmètre mouillé P_m (figure (I-1)).

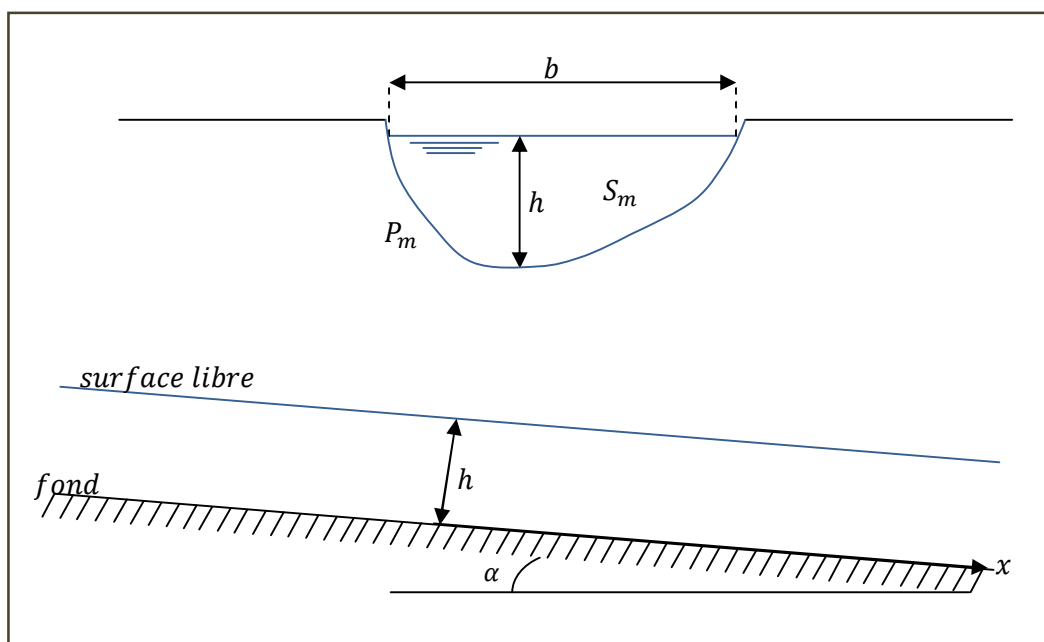


Figure I-1. Tirant d'eau, largeur au miroir et section mouillée (Graf, 1993)

Par définition, le rayon hydraulique est le rapport entre la section mouillée et le périmètre mouillé :

$$R_h = \frac{S_m}{P_m} \quad (\text{I.1})$$

La pente du canal, notée i , est la pente de son fond, mesurée tout le long de son axe, et comptée positivement si le canal est descendant.

Si Z_f , désigne la côte du fond mesurée positivement vers le haut, alors :

$$I = i = -\frac{dZ_f}{dx} = \sin \alpha \quad (\text{I.2})$$

Tous les paramètres b, h, S_m, P_m, R_h dépendent du débit et ne sont donc pas des constantes géométriques.

II.2. Paramètres hydrauliques

II.2.1. Masse volumique

La masse volumique de l'eau est notée ρ_w et vaut 1000Kg/m^3 dans le cas de l'eau sans matières en suspension.

II.2.2. Poids volumique

Le poids volumique de l'eau est noté $\gamma_w = g \cdot \rho_w$ et vaut $9,81 \text{KN/m}^3$ pour de l'eau sans matières en suspension.

g , désigne l'accélération de la pesanteur et vaut $9,81 \text{m/s}^2$. Le poids volumique ne doit pas être confondu avec la masse volumique définie plus haut ou avec la densité qui est un nombre sans dimension.

II.2.3. Débit

Le débit Q est le volume d'eau qui traverse une section perpendiculaire à l'axe du canal par unité de temps.

I.2.4. Débitance

Elle représente la mesure de la capacité du transport d'eau dans une section transversale, elle est donnée par : $K = \frac{Q}{\sqrt{J}}$ où, J , représente la pente hydraulique.

II.2.5. Vitesse en un point de l'écoulement

Par définition, la vitesse v en un point de l'écoulement est celle de la particule qui passe en ce point au moment considéré.

II.2.6. Vitesse moyenne

La vitesse moyenne est par définition : $U = \frac{Q}{S_m}$, c'est-à-dire $U = \frac{\iint u \cdot ds}{S_m}$, ds désignant un élément de surface ($S = \iint ds$).

II.2.7. Nombre de Reynolds

Le nombre de Reynolds est le rapport entre les forces de frottement et celles d'inertie :

$$R_e = \frac{U D_H}{\nu} \quad \text{ou} \quad R_e' = \frac{U R_H}{\nu} \quad (\text{I.3})$$

avec,

D_H : diamètre hydraulique égal à $D_H = 4R_H$ où, R_H : rayon hydraulique

ν : viscosité cinématique de l'eau, donnée par : $\nu = \mu/\rho = 10^{-6} \text{ m}^2/\text{s}$

où, μ est la viscosité dynamique de l'eau égale à : $\mu = 10^{-3} \text{ Kg/ms}$

Les régimes d'écoulements sont classés suivant le nombre de Reynolds, R_e' , comme suit, (*Graf, 1993*) :

- $R_e' < 500$: Ecoulement laminaire.
- $500 < R_e' < 2000$: Ecoulement transitoire.
- $R_e' > 2000$: Ecoulement turbulent.

L'écoulement est turbulent dès que le nombre de Reynolds, R_e' , atteint des valeurs 2000.

Dans la pratique, on ne rencontre en général que des écoulements turbulents, souvent rugueux (*Graf, 1993*).

II.2.8. Nombre de Froude

Le nombre de Froude est le rapport entre les forces d'inerties et les forces de pesanteurs, il est donné par :

$$F_r = \frac{U}{\sqrt{g \cdot h}} \quad (\text{I.5})$$

On peut classer les écoulements selon la valeur du nombre de Froude comme suit:

- $F_r > 1$: Ecoulement torrentiel.
- $F_r = 1$: Ecoulement critique.
- $F_r < 1$: Ecoulement fluvial.

II.2.9. Ligne de courant

Une ligne de courant est une courbe tangente en chacun de ses points p au vecteur vitesse en ce point. En écoulement non permanent, la vitesse v au point p évolue dans le temps et les lignes de courant se déforment avec le temps. En écoulement permanent, les lignes de courant ne se déforment pas et constituent des trajectoires de particules d'eau. Le profil de la surface libre est une ligne de courant particulière.

II.2.10. Pression hydrostatique en un point

Dans un liquide au repos, $Z_p + \frac{P}{\gamma_w}$ est constant en tout point p de la masse liquide.

Z_p désigne la cote du point p , P désigne la pression appliquée à une facette passant par ce point et ne dépend pas de l'orientation de cette facette. Elle s'exprime en Pascal ou N/m^2 .

II.2.11. Frottement sur une paroi du canal

L'eau étant en mouvement, exerce aussi sur un élément de paroi de section ds , une force de frottement habituellement notée : $dF = \tau_0 \cdot ds$.

τ_0 est la force de frottement par unité de surface ou contrainte tangentielle à la paroi. Par la suite, nous l'appellerons contrainte tractrice.

III. REGIME UNIFORME

Si la pente et la section transversale restent constantes, une section transversale ne diffère en rien des autres, la vitesse reste constante tout le long d'un filet liquide et le mouvement permanent est uniforme (permanent dans le temps et uniforme dans l'espace).

Le débit et la vitesse moyenne étant constants, la surface libre est un plan parallèle au fond du canal. Surface libre et fond ont donc même pente.

III.1. Formule générale de l'écoulement

La formule générale de l'écoulement prend la forme suivante : $U = C\sqrt{R_h J}$ (I.6)

avec, R_h : le rayon hydraulique moyen et J : la pente de la surface libre.

Cette formule a été établie pour la première fois en 1775 par Chézy, à la suite des expériences auxquelles il avait procédé dans le but de déterminer les caractéristiques du canal nécessaire pour dériver les eaux de l'Yvette jusqu'à Paris (*Carlier, 1980*).

C'est appelé parfois « coefficient de Chézy » ; il a pour dimensions $L^{1/2} T^{-1}$, c'est-à-dire la racine carrée d'une accélération. On en donne généralement la valeur en prenant pour unités le mètre et la seconde.

III.2. Formules usuelles pour les canaux artificiels

De nombreux hydrauliciens ont proposé des expressions du coefficient C de la formule générale (I.6).

A priori ce coefficient doit dépendre :

- De la forme de la section transversale ;
- De la nature des parois ;
- De la vitesse ou de la pente.

Nous citerons les formules les plus usuelles.

III.2.1. Formule de Bazin

Bazin a présenté d'abord une première formule : $b = \frac{1}{C^2} = \alpha' + \frac{\beta'}{R}$ (I.7)

Analogue à la formule de Darcy pour les canalisations, les coefficients α' et β' ayant des valeurs différentes suivant la nature et l'état des parois du canal ; cette formule avait l'inconvénient d'avoir deux coefficients variables aussi, après de nombreuses expériences,

Bazin présentera une deuxième formule :

$$C = \frac{87}{1 + \frac{\gamma}{\sqrt{R}}} \quad (\text{I.8})$$

Ce qui donne :

$$U = \frac{87\sqrt{RI}}{1 + \frac{\gamma}{\sqrt{R}}} \quad (\text{I.9})$$

Avec, pour γ , les valeurs suivantes correspondant à six catégories de parois :

Tableau I-1 : Valeurs de γ en fonction de la nature des parois (Carlier, 1980)

N° des catégories	Nature des parois	γ
1	Parois très unies (ciment, bois raboté)	0,06
2	Parois unies (planches, briques, pierres de taille)	0,16
3	Parois en maçonnerie de moellons	0,46
4	Parois de nature mixte (sections en terre régulières)	0,85
5	Canaux en terre dans les conditions ordinaires	1,30
6	Canaux en terre avec fonds de galets, parois herbée	1,75

La principale difficulté de l'application de la formule de Bazin concerne le choix judicieux de la valeur à attribuer au coefficient γ .

III.2.2. Formule de Manning

Manning a proposé la formule suivante :

$$C = \frac{1}{n} R_h^{\frac{1}{6}} \quad (\text{I.10})$$

Soit :

$$U = \frac{1}{n} R_h^{\frac{2}{3}} I^{\frac{1}{2}} \quad (\text{I.11})$$

Le coefficient n est variable suivant la nature des parois du canal.

La formule de Manning présente l'avantage d'avoir une forme monôme ce qui permet des calculs plus simples (Carlier, 1980).

III.2.3. Formule de Strickler

Strickler a cherché à déterminer la valeur du coefficient n de la formule de Manning, en fonction de la dimension des matériaux constitutifs des parois du canal.

Pour des parois (fond et berges) en matériaux non cohérents (terre non revêtue), il propose

la formule suivante :

$$K = \frac{1}{n} = 26 \left(\frac{R}{d_{35}} \right)^{\frac{1}{6}} \quad (\text{I.12})$$

avec, R_h (rayon hydraulique moyen en m), d_{35} c'est le diamètre (en m) auquel correspond 35% (en poids) de matériaux de diamètre supérieur (abscisse de la courbe granulométrique correspondant à l'ordonnée 0.35).

La formule de **Manning-Strickler** s'écrit alors : $U = KR_h^{\frac{2}{3}} I^{\frac{1}{2}}$ (I.13)

avec, $K = 1/n$ Coefficient de Strickler, il est en fonction de la nature du lit.

III.3. Formule de l'écoulement dans les cours d'eau naturels

En définitive, pour les cours d'eau naturels on utilisera les formules de Bazin ou de Manning-Strickler en adoptant les coefficients du tableau (I-2).

Ajoutons enfin que le coefficient à utiliser dans les formules est susceptible de varier dans une même section du cours d'eau.

Tableau I-2 : Coefficients C , K et γ en fonction de différents catégories (*Carlier, 1980*)

Catégories-types de rivières au point de vue de rugosité	C de Chézy	$K = \frac{1}{n}$ de Manning-Strickler	γ de Bazin
Petits cours d'eau de montagne à fond très irrégulier, largeur de l'ordre de 10 à 30 mètres.	25 à 32	23 à 26	2,20 à 3
Cours d'eau de montagnes larges de 30 à 50 mètres, avec pente supérieures à 0,002 et fond de gros graviers.	33 à 38	27 à 29	2 à 2,70
Rivières de largeur comparable ou supérieure, à pente comprise entre 0,0008 et 0,002, avec fond de graviers dont le diamètre extrême en générale ne dépasse pas 8 à 10 centimètres.	39 à 42	30 à 33	1,80 à 2,50
Pente comprise entre 0,0006 et 0,0008, graviers de 4 à 8 centimètre.	43 à 45	34 à 37	1,75 à 2
Même pente mais cailloux plus petits	46 à 48	38 à 40	1,50 à 1,80
Pente inférieure à 0,0006 et supérieur à 0,00025, cailloux très petits ou sable.	49 à 52	41 à 42	1,40 à 1,50

Cours d'eau peu turbulents, avec pentes de 0,00012 à 0,00025, fond de sable et de boue.	50 à 55	43 à 45	1,20 à 1,50
Très gros cours d'eau à très faible pente.	56 à 65	46 à 50	1 à 1,50

IV. REGIME PERMANENT VARIE

Lorsque les trajectoires des différents filets liquides s'écoulant dans un canal ne sont plus parallèles entre elles on a affaire à un mouvement (ou régime) varié ; la surface libre et le fond du canal ne sont plus parallèles.

Le régime varié se produit nécessairement dans un canal dont la section transversale varie, tel un cour d'eau naturel ; il se rencontre même dans un canal uniforme ou cylindrique mais seulement au voisinage de ses extrémités.

Si la vitesse croit dans le sens de l'écoulement, le mouvement varié est dit **accélééré**. Il est retardé dans le cas contraire.

On peut classer les mouvements variés en deux grandes catégories :

- *Les mouvements graduellement variés* dans lesquels les paramètres hydrauliques varient très progressivement d'une section à l'autre.
- *Les mouvements brusquement variés* caractérisés par une variation plus rapide et parfois même discontinue des phénomènes (chutes, rapides et ressaut).

IV.1. Ecoulement critique

L'écoulement critique apparaît lorsque l'énergie spécifique de l'écoulement est minimale.

L'énergie spécifique E est définie comme la somme de la hauteur d'écoulement et de la hauteur de l'énergie cinétique, soit :

$$E = h + \frac{U^2}{2g} = h + \frac{Q^2}{2gS_m^2} \quad (\text{I.14})$$

En observant la figure (I-2), on constate que l'énergie spécifique est minimale lorsque la hauteur d'écoulement est égale à la hauteur critique. Cette valeur peut être obtenue par annulation de la dérivée de l'énergie spécifique par rapport à h .

$$\frac{dE}{dh} = 1 - \frac{Q^2}{gS_m^3} \frac{dS}{dh} = 0 \quad (\text{I.15})$$

Sachant que $dS = b(h)dh$, l'équation (I.15) devient :

$$\frac{Q^2}{g} = \frac{S_m^3}{b} \quad \text{ou encore} \quad \frac{U^2}{2g} = \frac{S_m}{2b} \quad (\text{I.16})$$

Finalement on trouve :

$$\frac{Q^2 b}{gS_m^3} = 1 = F_r^2 \quad (\text{I.17})$$

Ce qui signifie bien, que pour un régime critique le nombre de Froude est égal à 1. Au delà de cette valeur, l'écoulement est en régime torrentiel et en deçà, il est en régime fluvial.

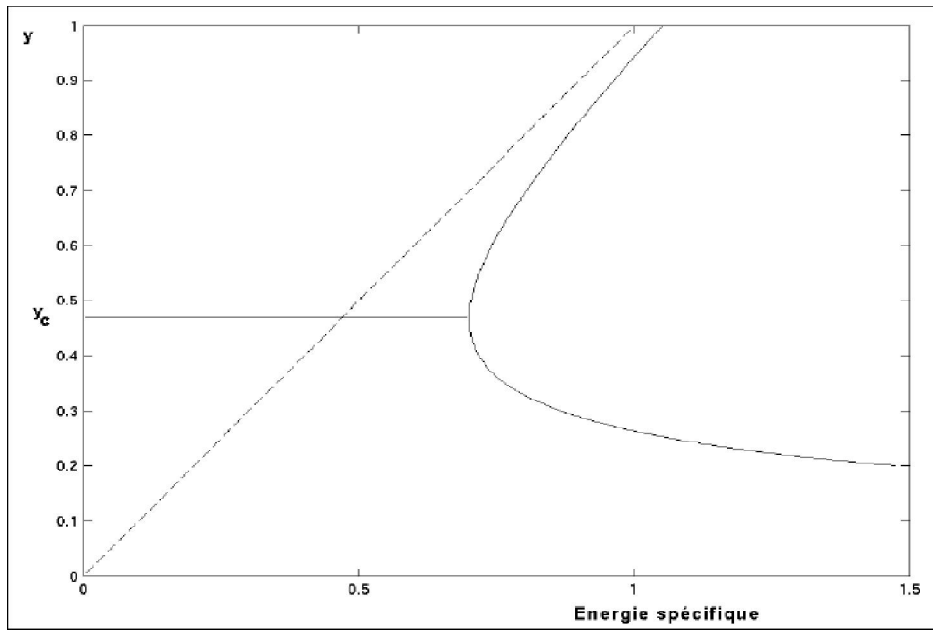


Figure I-2 : Diagramme d'énergie spécifique (Carlier, 1980)

IV.1.1. Hauteur critique

Pour un débit, il existe indépendamment de la pente du canal une hauteur critique h_c que l'on peut calculer à partir de l'équation (I.16). La difficulté de calcul dépend de l'expression de S_m pour un canal à section rectangulaire : $S_m = b \cdot h_c$

$$\text{d'où : } \frac{Q^2}{g} = \frac{b^3 h_c^3}{b}, \quad \text{donc} \quad h_c = \left(\frac{Q^2}{g b^2} \right)^{\frac{1}{3}} \quad (\text{I.18})$$

IV.1.2. Pente critique

Une fois la profondeur critique déterminée, on peut aussi calculer la pente l'écoulement pour laquelle un débit donné coulera à la hauteur critique. Avec cette dernière (h_c), on calcule S_c , R_c et l'on tire de l'équation de Manning la pente correspondante :

$$I_c = \frac{n^2 Q^2}{\alpha^2 S_m^2 R_h^{\frac{4}{3}}} \quad (\text{I.19})$$

IV.2. Calcul de la hauteur normale

Pour un débit donné et une pente de canal fixée, l'écoulement s'effectue avec une certaine hauteur d'eau. Cette hauteur d'eau est ce que l'on appelle la hauteur normale. En comparant cette hauteur d'eau avec la hauteur critique, qui n'est pas fonction de la pente du canal, on est en mesure de déterminer si l'écoulement est fluvial, critique ou torrentiel. Cette information sera très utile lorsque l'on voudra évaluer les écoulements variés.

Le principe de base du calcul de la hauteur normale consiste à résoudre une équation de l'écoulement en termes de débit (Chézy, Manning ou autre) de telle sorte que seule la profondeur soit inconnue.

IV.3. Courbes de remous

Les courbes de remous peuvent se classifier selon la pente du canal. Il existe pour un débit donné une pente de canal pour laquelle l'écoulement se fait à la hauteur critique. Les pentes de canal inférieures à cette pente critique seront considérées comme faibles. Cela formera le groupe M (pour *mild slope* en anglais). Les pentes supérieures à la pente critique formeront le groupe S (pour *steep slope* en anglais), On notera par C le groupe des courbes pour les canaux à pente critique puis par H les courbes sur des canaux horizontaux et enfin A (pour *adverse slope* en anglais) pour les canaux en contrepente.

IV.3.1. Courbes M

Ces courbes ont en commun $I_0 < I_c$ et $h_n > h_c$, on a donc un écoulement de type fluvial.

➤ **Courbe M_1**

La hauteur d'écoulement h connue est plus grande que la hauteur normale h_n . En amont, la courbe tend vers la pente de la profondeur normale. En aval, la courbe tend vers l'horizontale. Le calcul progresse de l'aval vers l'amont. La courbe représente l'entrée d'un écoulement permanent uniforme dans un réservoir.

➤ **Courbe M_2**

La hauteur d'écoulement h connue est comprise entre la hauteur critique h_c et la hauteur normale h_n . En amont, la courbe tend vers la pente de la profondeur normale. En aval, la courbe chute brusquement vers la hauteur critique. Le calcul progresse de l'aval vers l'amont. La courbe représente le passage d'un écoulement permanent uniforme vers une section critique comme une chute ou encore une augmentation forte de la pente d'écoulement.

➤ **Courbe M_3**

La hauteur d'écoulement h connue est inférieure à la hauteur critique h_c . En amont, la pente de la courbe commence à remonter rapidement. En aval, la courbe remonte brusquement vers la hauteur critique. Le calcul progresse de l'amont vers l'aval. La courbe représente le passage d'un écoulement permanent uniforme torrentiel vers un ressaut hydraulique comme au pied d'un déversoir ou d'un orifice.

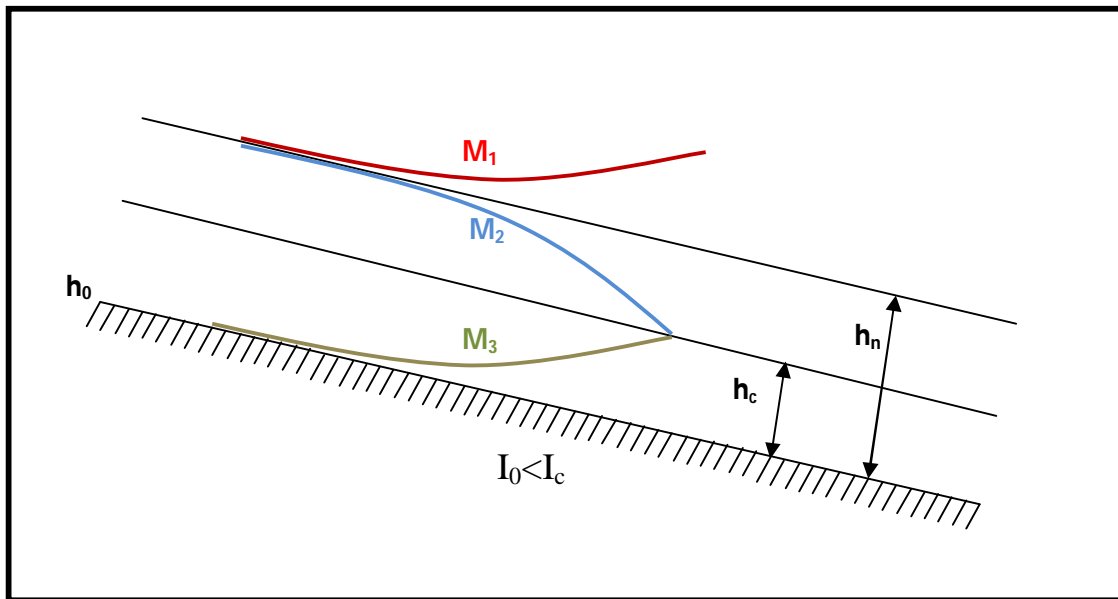


Figure I-3: Courbes M (Berkani, 2010)

IV.3.2. Courbes S

Ces courbes ont en commun $l_0 > l_c$ et $h_n < h_c$, on a donc un écoulement de type torrentiel.

➤ Courbe S_1

La hauteur d'écoulement h connue est plus grande que la hauteur normale h_n . En amont, la courbe coupe perpendiculairement la ligne de hauteur critique (ressaut). En aval, la courbe tend vers l'horizontale. Le calcul progresse de l'aval vers l'amont. La courbe représente l'entrée d'un écoulement après ressaut dans un réservoir.

➤ Courbe S_2

La hauteur d'écoulement h connue est comprise entre la hauteur critique h_c et la hauteur normale h_n . En amont, la courbe naît brusquement de la hauteur critique. En aval, la courbe tend vers la hauteur normale. Le calcul progresse de l'amont vers l'aval. La courbe représente le passage rapide d'un écoulement permanent uniforme torrentiel lors d'une augmentation de pente.

➤ Courbe S_3

La hauteur d'écoulement h connue est inférieure à la hauteur normale h_n . En amont, la pente de la courbe commence à remonter rapidement. En aval, la courbe remonte brusquement vers la hauteur critique. Le calcul progresse de l'amont vers l'aval. La courbe représente le passage d'un écoulement du pied d'un déversoir ou d'un orifice vers un canal rapide.

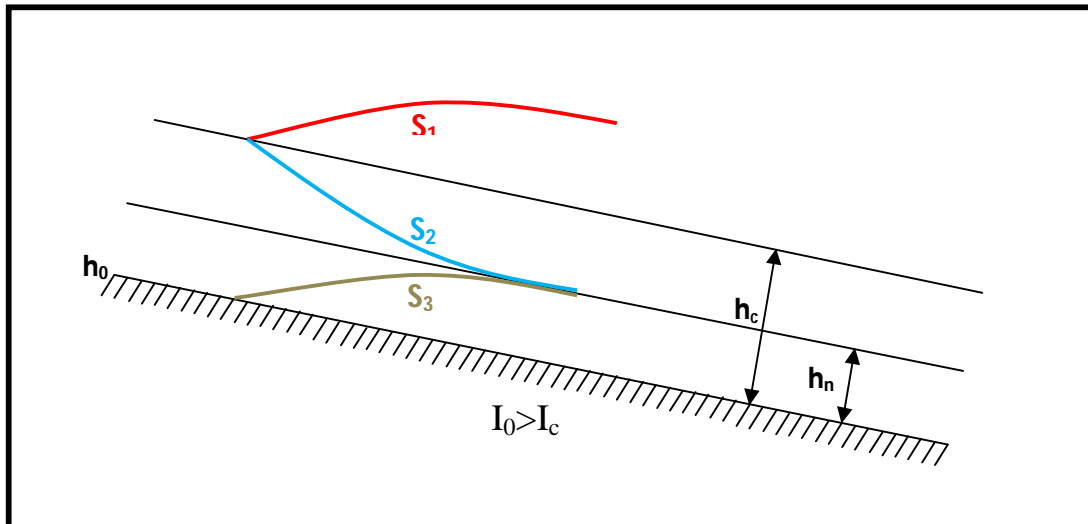


Figure I-4: Courbes S (Berkani, 2010)

IV.3.3. Courbes C

Les courbes C sont intermédiaires entre les courbes M et les courbes S.

➤ Courbe C₁

La courbe C₁ représente le passage entre M₁ concave et S₁ convexe, elle est donc droite et horizontale.

➤ Courbe C₂

La courbe C₂ n'existe pas car les hauteurs normales et critiques sont confondues.

➤ Courbe C₃

La courbe C₃ représente le passage entre M₃ convexe et S₃ concave, elle est donc droite et horizontale.

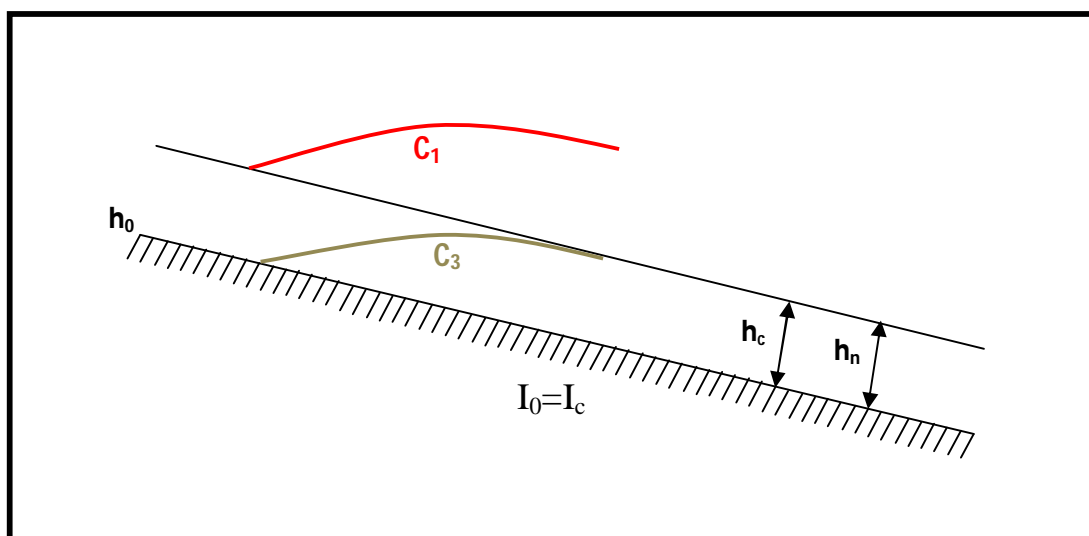


Figure I-5: Courbes C (Berkani, 2010)

IV.3.4. Courbes H et A

Les courbes H et A sont des cas particuliers des courbes M pour lesquelles on ne peut pas définir le régime uniforme donc la hauteur normale n'existe pas puisqu'elle devient infinie. Seules subsistent les courbes H_2 , H_3 , A_2 et A_3 qui ressemblent aux courbes M_2 et M_3 .

Chapitre II

PRESENTATION GENERALE DE LA PALMERAIE DE GHARDAÏA

I. DESCRIPTION DE LA WILAYA DE GHARDAÏA

I.1. Situation géographique

La Wilaya de Ghardaïa se situe au centre de la partie Nord du Sahara. Elle se trouve exactement sur la porte du Sahara Algérien à 600 kilomètres au sud d'Alger. Elle est issue du découpage administratif du territoire de 1984. L'ensemble de la nouvelle Wilaya (1984) dépendait de l'ancienne Wilaya de Laghouat. La Wilaya de Ghardaïa couvre une superficie de 86560 km².

La Wilaya est limitée administrativement comme le montre la figure (II-1):

- Au Nord par la Wilaya de Laghouat ;
- Au Nord Est par la Wilaya de Djelfa ;
- A l'Est par la Wilaya de Ouargla ;
- Au Sud par la Wilaya de Tamanrasset ;
- Au Sud- Ouest par la Wilaya d' Adrar ;
- A l'Ouest par la Wilaya d'El-Bayadh .

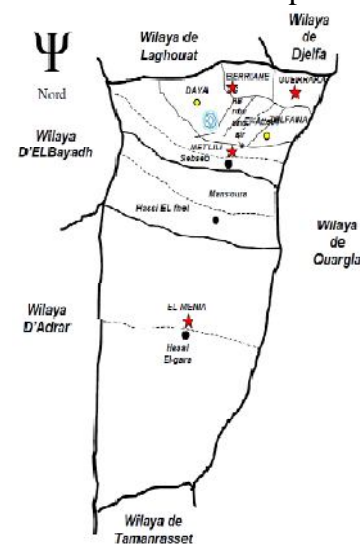


Figure II-1 : Limites administrative de la wilaya de Ghardaïa (Projet DELTA, 2004)

Elle est caractérisée par des plaines dans le Continental Terminal, des régions ensablées, la Chebka et l'ensemble de la région centrale et s'étend du Nord au Sud sur environ 450 km et d'Est en Ouest sur environ 200 km.

I.2. Caractéristiques de la région

Les Escarpements rocheux et les oasis déterminent le paysage dans lequel sont localisées les villes de la pentapole du M'Zab et autour duquel gravitent d'autres oasis (Berriane, Guerrara, Zelfana, Metlili et beaucoup plus éloignée au Sud El-Ménéa).

L'appartenance au milieu saharien et aride contrait fortement l'occupation de l'espace. L'implantation des villes s'est faite par rapport aux grands axes de circulation et aux oasis et leur développement a été étroitement lié aux conditions naturelles (eau, climat, relief ...).

Le couvert végétal est pauvre. La structure et la nature du sol ne sont pas favorables à l'existence d'une flore naturelle riche. La verdure est plutôt créée par l'homme. Cependant la région n'est pas dépourvue de végétation naturelle; elle est rencontrée dans les lits d'oueds.

C'est une région très active où le secteur tertiaire est prépondérant avec le commerce, le tourisme et l'artisanat ainsi que l'agriculture et l'industrie (ANRH Ouargla, 2003).

I.3. Oueds de Ghardaïa

Nous englobons sous cette dénomination les quatre grands Oueds qui traversent la région (figure (II-2)), à savoir : l'Oued de *Zegrir*, l'Oued de *Nsa*, avec ses deux affluents l'Oued *Ballouh* et l'Oued de *Soudan*, l'Oued de *Mzab*, avec ses affluents et l'Oued de *Metlili* (Dubief, 1953).

L'ensemble de ces oueds constitue le bassin versant de la dorsale du M'Zab. Ils drainent en grande partie les eaux de la dorsale de l'Ouest vers l'Est, leur écoulement est sporadique, il se manifeste à la suite des averses orageuses que connaît la région.

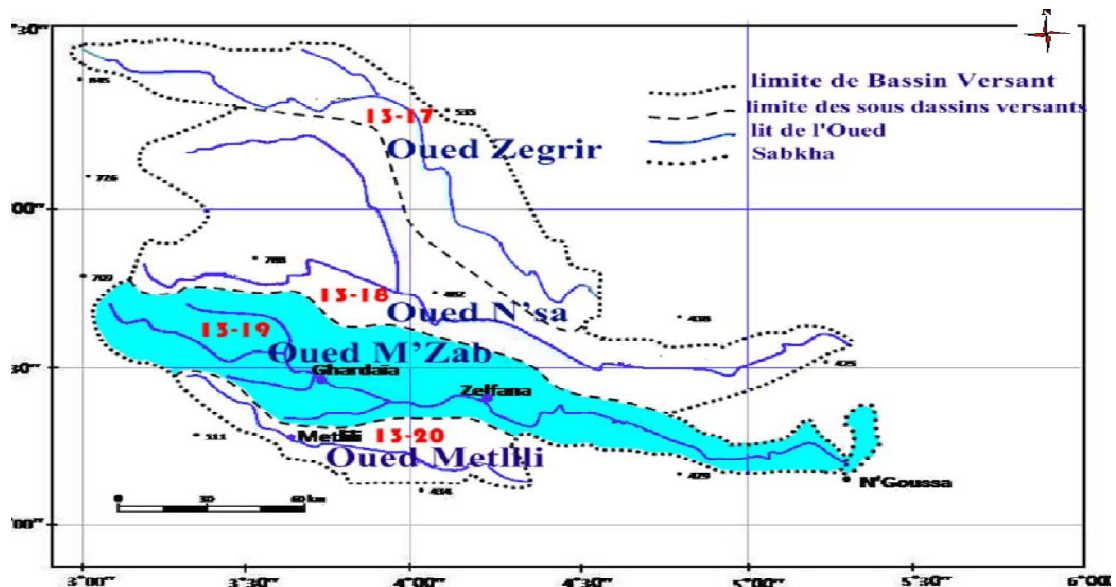


Figure II-2 : Bassin versant des oueds de la région (ANRH Ouargla, 2003)

II. DESCRIPTION GENERALE DE LA VALLEE DU M'ZAB

II.1. Présentation de la vallée

La vallée du M'Zab (figure (II-3)), entaillée dans les massifs calcaires du Turonien, fut occupée à partir du 11^{ème} siècle par une population d'un rite religieux particulier de l'Islam « le culte Ibadite ». En fonction du rythme de sédentarisation et du mouvement migratoire, cinq (05) villes fortifiées (Ksours) furent créées par cette communauté *Ibadite*. Ces sites édifiés sur des éminences rocheuses, composèrent ainsi la pentapole de la vallée du M'Zab.

De l'amont vers l'aval, on retrouve :

- La ville de Ghardaïa ;

- La ville de Beni Izguen ;
- La ville de Melika ;
- La ville de Bounoura ;
- La ville d'El Atteuf .

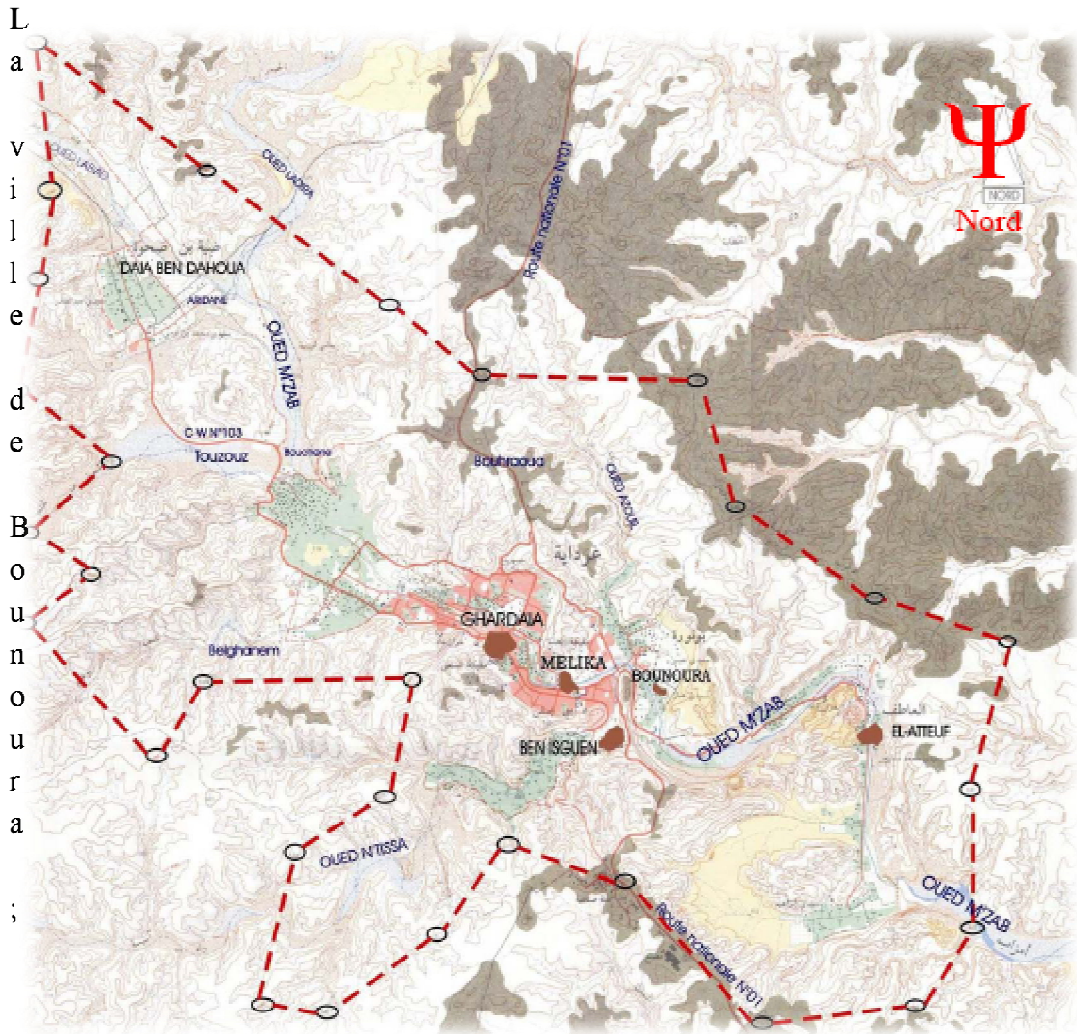


Figure II-3 : Délimitation de la vallée du M'Zab (Projet DELTA, 2004)

Sous l'effet de la croissance démographique et des activités économiques et industrielles, la vallée du M'Zab a connu, depuis les années 70 un mouvement très fort et accéléré d'urbanisation. Il n'a fallu que très peu de temps pour voir l'espace entre les villes (les oasis) s'urbaniser et devenir une agglomération géante le long de la vallée. La consommation de l'eau courante quant-a-elle, a augmenté entraînant une multiplication des volumes évacués et leur non maîtrise dans un système très sensible et fragile.

II.2. Cadre physique et climatique

Le bassin versant du M'Zab d'une superficie de 5000Km² environ, est jalonné par un réseau très ramifié d'oued, appelé couramment Chebka (filet) (Dubief, 1953). Il draine en

grande partie les eaux de la dorsale de l'Ouest vers l'Est, les écoulements sont sporadiques, ils se manifestent à la suite d'averses orageuses que connaît la région (*Dubief, 1963*).

Le climat de la région est typiquement saharien, caractérisé par deux saisons : une saison chaude et sèche (d'avril à septembre) et une autre tempérée (d'octobre à mars) avec un écart élevé entre les températures de l'été et celles de l'hiver. On enregistre une moyenne annuelle de 25°C, avec une évaporation de l'ordre de 2000 mm (*Dubief, 1963*).

La hauteur pluviométrique est faible, la moyenne annuelle enregistrée est de l'ordre de 63mm. Le régime pluviométrique est irrégulier, la pluie peut faire défaut plusieurs saisons comme elle peut survenir à n'importe quelle saison (*Dubief, 1963*).



Figure II-4 : Vue aérienne de la Chebka (*Projet DELTA, 2004*)

II.3. Description générale de l'Oued M'Zab

L'Oued M'Zab (figure (II-5)) coule sensiblement de l'Ouest vers l'Est sur un parcours de 320 Km environ, de la région de *Botma Rouila*, à 750 m d'altitude (où il prend sa source sous le nom d'Oued *El Abiod*), à la *Sebkret Safioune* qui est à la cote de 107 m (*Dubief, 1953*).

Les principaux affluents d'Oued M'Zab : Oued *El Abiod*, est en amont de *Ghardaïa*, l'Oued *El Haimeur* qui conflue à la *Daïa Ben Dahoua* et l'Oued *Touzouz* qui rejoint le M'Zab immédiatement en amont de la palmeraie de Ghardaïa. En aval de ce centre, on rencontre à droite au niveau de *Ben Izguen*, l'Oued *Ntissa* qui traverse la palmeraie de cette ville, à

gauche et à quelques centaines de mètres en aval du précédent, l'Oued *Zouil* dans le lit duquel sont situés les jardins de *Bounoura* (*Dubief, 1953*).



Figure II-5 : Localisation de l'Oued M'Zab dans la vallée (*Google earth, 2011*)

II.4. Aspect géologique

Du point de vue géologique, la vallée est située aux bordures occidentales du bassin sédimentaire secondaire du Sahara, sur un grand plateau subhorizontal de massifs calcaires d'âge Turonien appelé couramment "la dorsale du M'Zab". L'épaisseur de ses massifs calcaires recoupés par les sondages est de l'ordre de 110 mètres. Sous les calcaires Turoniens on recoupe une couche imperméable de 220 mètres formée d'argile verte et de marne riche en gypse et en anhydrite; elle est attribuée au Cénomaniens. L'étage de l'Albien est représenté par une masse importante de sables fins à grès et d'argiles vertes. Elle abrite des ressources hydrauliques considérables, l'épaisseur est de l'ordre de 300 mètres.

Les alluvions quaternaires formées de sables, galets et argiles tapissent le fond des vallées des oueds de la dorsale, d'une épaisseur de 20 à 35 mètres. Ces alluvions abritent des nappes superficielles d'Infero-flux (nappes phréatiques), voire la figure (II-6).

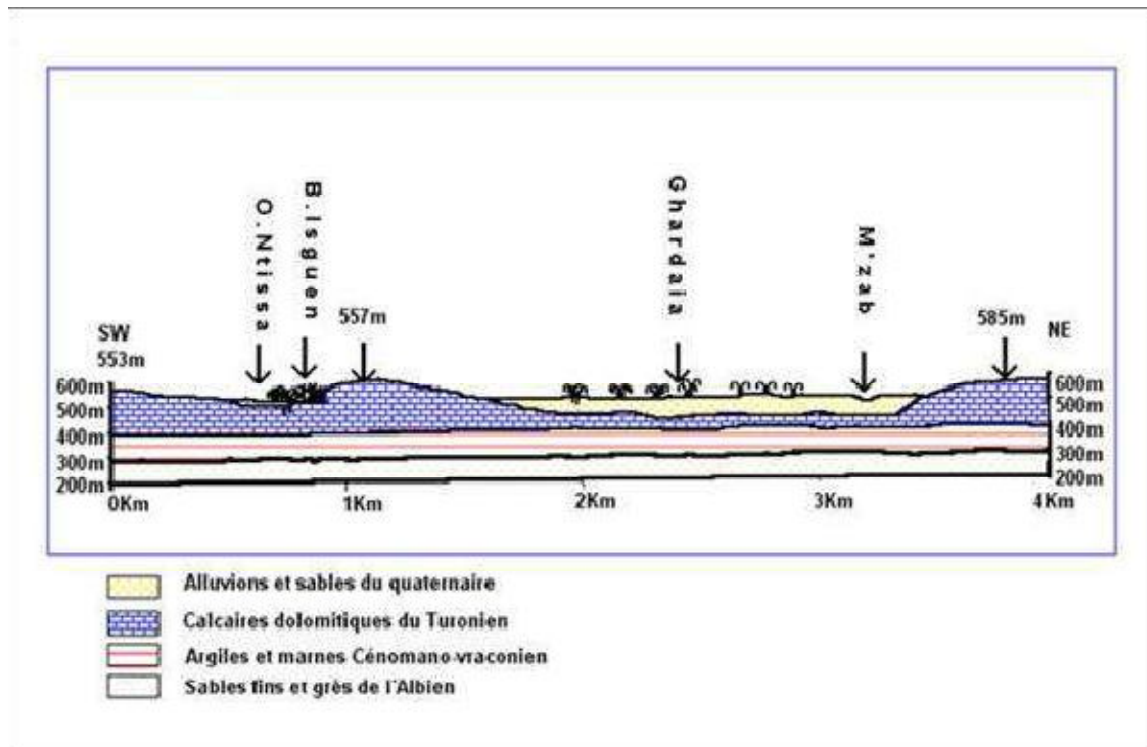


Figure II-6 : Coupe géologique schématique de la région du M'Zab (ANRH, 2003)

II.5. Ressources en eau de la vallée du M'Zab

II.5.1. Eaux de surfaces

Les eaux de surface sont rares, comme dans toutes les régions sahariennes. L'écoulement de l'Oued M'Zab est intermittent, il se manifeste à la suite des averses orageuses. Les conséquences sont parfois catastrophiques et les dégâts sont souvent remarquables.

Pour les crues de faible ampleur, un système hydraulique Mozabite formé d'une série de petits barrages et des galeries souterraines a été instauré.

II.5.2. Eaux souterraines

Les aquifères captés dans la région, sont classés par leurs profondeurs comme suit :

- Les eaux de la nappe phréatique contenues dans les alluvions des Oueds.
- Les eaux de la nappe profonde contenue dans les couches perméables des sables et des grès de l'Albien à 300 m.

Nappe phréatique

L'aquifère est formé d'alluvions et de sables du Quaternaire. Les alluvions reposent sur les couches calcaires du Turonien. L'épaisseur de ces alluvions peut atteindre 25 à 30 mètres. Cette nappe d'Infero-flux, exploitée par des puits traditionnels, présente un intérêt très important dans le domaine agricole, elle sert comme une source pour l'irrigation de la

palmeraie de la vallée et elle sert également pour l'alimentation en eau potable à l'amont où les eaux sont moins chargées.

L'alimentation de la nappe se fait essentiellement par les eaux de pluies torrentielles et par les eaux de la nappe profonde (*Albien*) de certains forages destinés pour l'irrigation et l'alimentation en eau potable.

Nappe profonde

Elle constitue la principale ressource en eau de la région qui est exploitée actuellement par 33 forages dans l'ensemble de la vallée.

L'aquifère est composé de sables, grés et d'argiles sableuses d'âge *Albien*. Selon la région, elle est captée à une profondeur allant de 80 à 1000m.

II.6. Aspect hydrologique

L'hydrologie des déserts est encore mal connue en raison du faible nombre de données recueillies et de la difficulté de la documentation. Elle souffre de l'aridité, qui est la cause principale, et de la discontinuité des phénomènes (*Fernand, 2006*).

Exceptionnellement, quand les pluies sont importantes, surtout au Nord-Ouest de la région de Ghardaïa, les oueds drainent d'énormes quantités d'eaux. Les conséquences sont parfois catastrophiques et les dégâts sont souvent remarquables, notamment par l'Oued M'Zab, qui à chaque pluie exceptionnelle cause beaucoup de dommages principalement à la ville de Ghardaïa (*ANRH, 2003*).

Inventaire des crues de l'Oueds M'Zab

Cet inventaire illustre de la meilleure manière, l'occurrence des inondations dans la vallée du M'Zab, et donc, la vulnérabilité de la région face à ce phénomène naturel.

Tableau II-1 : Inventaire des crues (*Bonnard et Gardel, 1996*)

De 1921 à 1937 (*D'après les documents de l'Annexe de Ghardaïa, communiqués à Capot-Rey, en février 1938*) :

Dates des crues	Importance	Observation
Mai 1921	Importante	La crue arrive au 3 ^{ème} barrage, la palmeraie est inondée.
Mai 1923	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.
Mars 1925	Importante	Dépasse Bonora après le remplissage des barrages

Septembre 1929	Importante	Remplit tous les barrages
Mai 1931	Importante	Inondation partielle de l'oasis de Ghardaïa.
Novembre 1932	Importante	Coule jusqu'au barrage; oasis arrosée.
Décembre 1932	Importante	Remplit les barrages de Ghardaïa et s'arrête à celui de Melika.
Novembre 1933	Très Importante	les barrages de Ghardaïa, Melika, et Bou Noura. S'arrête à celui d'El Atteuf.
Avril 1935	Peu Importante	Inondation partielle de l'oasis de Ghardaïa

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.

Avril 1938	Importante	Coule jusqu'à la ville de Ghardaïa
Novembre 1938	Importante	Inondation totale des oasis de Ghardaïa, Beni Isguen, partielle de celle de Bou Noura (oued Zouil)
Février 1939	Importante	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
Mars 1940	Légère	Crues des affluents des oueds El Abïodh et M'zab. Le barrage dit "Sed Edjedid" (dit aussi "Habbas Djedid") presque entièrement rempli.
1941 mars	Importante	Inondation de la palmeraie; premier barrage (à 1500 m en amont du Ksar) rempli
Avril 1941	Moyenne	Inondation de l'oasis; barrage en parti rempli
Juin 1942	Moyenne	Crue des oueds secondaires
Février 1943	Faible	Oued Adira au NW de Ghardaïa
Mars 1943	Faible	Partie N de la palmeraie arrosée
Avril 1943	Faible	Inondation de l'oasis.

Octobre 1943	Importante	Inondation de l'oasis de Ghardaïa; premier barrage rempli
Décembre 1943	Peu Importante	Inondation de l'oasis de Ghardaïa
Février 1944	Peu Importante	Inondation partielle de l'oasis de Ghardaïa
Mars 1944	Peu Importante	////////////////////////////////////
Janvier 1946	Très Importante	Inondation de toutes les oasis. L'oued M'zab est arrivé à El Atteuf, tous les barrages ont été remplis sauf El Atteuf qui ne l'a été qu'en partie
Avril 1946	Importante	Inondation de la partie nord de l'oasis de Ghardaïa
Septembre 1946	Faible	Inondation partielle de l'oasis de Ghardaïa
Avril 1947	Moyenne	Inondation partielle de l'oasis de Ghardaïa
Avril 1948	Faible	////////////////////////////////////
Septembre 1948	Fortes	Inondation partielle de l'oasis de Ghardaïa. oueds secondaires
Mars 1949	Légère	Inondation partielle de l'oasis de Ghardaïa
Avril 1949	Importante	Inondation de l'oasis de Ghardaïa. Barrages partiellement remplis
Septembre 1950	Forte	Inondation partielle de l'oasis de Ghardaïa
Octobre 1950	Forte	Inondation de l'oasis de Ghardaïa; barrage de Ghardaïa rempli
Mars 1951	Forte	Inondation de l'oasis de Ghardaïa. La crue arrive jusqu'à El Atteuf

De 1951 à 1953 :

Communication personnelle de J. Dubief recueillie par M.A. Roche (1996).

Septembre 1951	Moyenne	Crue moyenne des oueds secondaires Bouchamdjane, 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).
----------------	---------	---

Octobre 1951	Forte	L'oued M'Zab est arrivé jusqu'à El Atteuf, après avoir rempli les barrages de Ghardaïa et Mélika. Plus en aval, la crue alimentée par les affluents inférieurs du M'Zabatteignit Hassi Chegga le 4 octobre. Le 17 octobre le lit de l'oued était encore humide; un plan d'eau de 250 m ² subsistait à Chaab M'Zab.
Septembre 1952	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.
Mars 1953	Faible	La palmeraie de Ghardaïa a été partiellement arrosée.
Juillet 1953	Faible	Oued Zouil. Quelques jardins de l'oasis de Bou Noura ont été arrosés.
Septembre 1953	Faible	Oueds secondaires: Touzouze, Akhalkhal, les crues y sont arrivées.

De 1954 à 2009 :

Octobre 1984	Importante	Au moins le barrage en amont de la palmeraie de Ghardaïa est rempli.
Mai 1990	Importante	Laisse de crue repérée à l'altitude de 498,85 à la distance de 473,70 m en amont du pont Adaoud.
Juin 1991	Très importante	Nombreux dégâts.
Decembre1993	Probable forte.	////////////////////////////////////
Septembre 1994	Très importante	////////////////////////////////////
Octobre 1995	Assez forte	////////////////////////////////////
15 juin 2004	Très forte	Nombreux dégâts matériels
01 Octobre 2008	Catastrophique	Une centaine de mort avec nombreux dégâts

III. PRESENTATION GENERALE DE LA PALMERAIE DE GHARDAÏA

Le premier soin des habitants de la wilaya de Ghardaïa fut de séduire, chercher et capter l'eau par tout les moyens possibles, puisque nulle part elle n'affleurait naturellement, contrairement à certaines *Dayas** du Sahara où se sont fixés les principaux établissements humains; les Oasis du M'Zab sont les seules oasis artificielles du Sahara.

Pendant dix siècles, les mozabites ont réussi le miracle non seulement de créer de toutes pièces des oasis totalement artificielles, mais surtout de maintenir les fruits de cette victoire sur l'impossible au prix d'un labeur acharné, et de créer un système de captage, de stockage et de répartition de l'eau de pluie (bien que très rare) d'une façon très ingénieuse défrayant la chronique, quand on sait les moyens rudimentaires qu'ils avaient ils y a de cela un millier d'année .

III.1. Situation géographique de la palmeraie de Ghardaïa

La palmeraie de Ghardaïa occupe le fond de la vallée du M'Zab à une distance de 5 Km au Nord-Ouest de la commune de Ghardaïa.

D'autre part la palmeraie est située dans le lit de l'Oued M'Zab, entre « *Amlaga* », (le point de confluence de *Laadirah, El-Abiod*) et « *Ahbas Ajdid* », (le barrage qui limite la palmeraie du coté Sud).

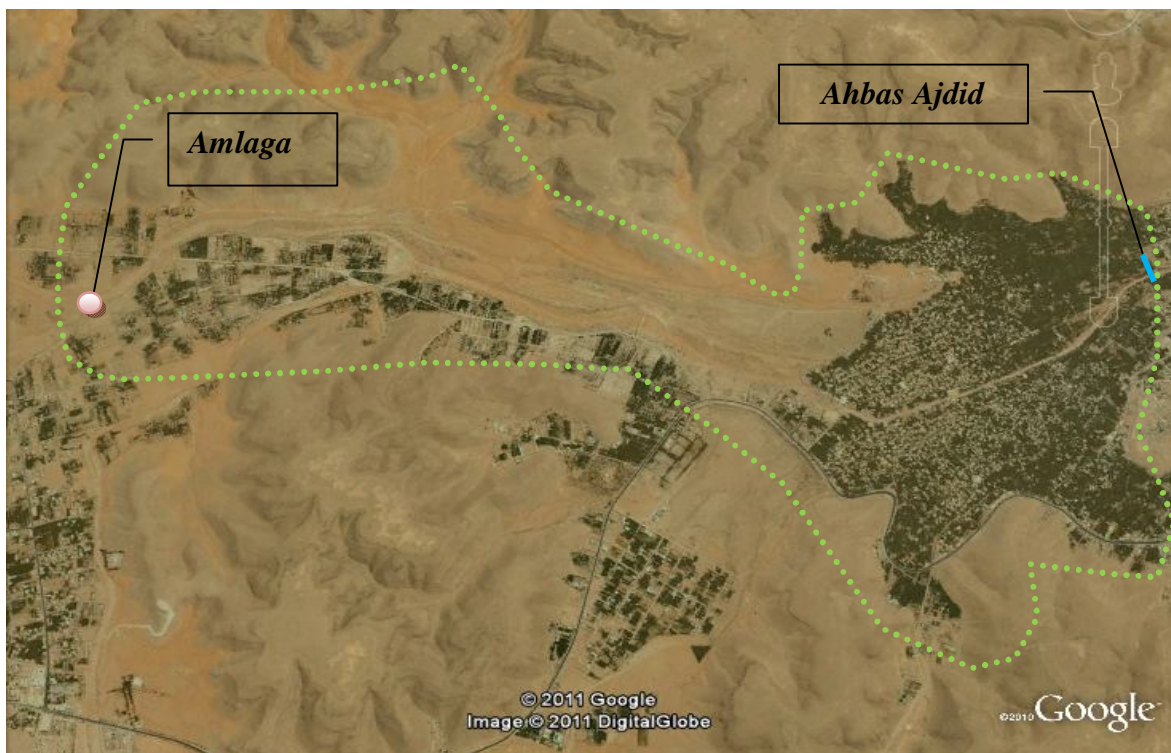


Figure II-7 : Photo satellitaire de la palmeraie (*Google earth, 2011*)

* : Dayas : cuvettes où jaillit la plus part du temps une source d'eau et où on trouve une certaine végétation naturelle

III.2. Description et fonctionnement du système hydraulique de partage des eaux de la palmeraie

Le système consiste à détourner, à la partie amont de la palmeraie, les eaux des crues dans des canaux, qui vont par la suite les acheminer vers l'ouvrage de partage, pour l'irrigation des jardins et le remplissage de la nappe phréatique.

Ainsi, nous pouvons subdiviser ce système en deux :

- Une partie qui collecte et canalise les eaux de pluies orageuses vers le partage (c'est la partie qui nous intéresse dans notre étude) ;
- Et une partie qui partage les eaux collectées au niveau de la palmeraie.

III.2.1. Description et fonctionnement de la partie collecte des eaux

III.2.1.1. Description (Figure II-8)

- Deux Canaux parallèles de collecte (canal *Bouchemdjene*, canal *Bouchène*) ;
- Des ouvrages de régulation appelé "*Tissambads* de régulation" ;
- Des déversoirs à côté de chaque "*Tissambads* de régulation" ;
- Une digue appelée (Digue *Inerez*); et
- Un barrage collinaire (barrage de *Bouchène*).



Figure II-8 : Figure schématique de la partie collecte des eaux (*Google earth, 2011*)

a. Canaux de la collecte des eaux

Les canaux de collecte des eaux de *Bouchemdjene* et *Bouchène* sont des cours d'eau artificiels, dont leurs parois sont conçues en pierres.

b. Ouvrages de régularisation « Tissambads »

L'ouvrage de régularisation est constitué de plusieurs orifices appelés « *Tissambads* » qui se trouvent en série, comme montre la photo (II-1). Ces orifices permettent la régularisation du niveau d'eau aval dans le canal à l'aide de vannes métalliques.



Photo II-1 : Ouvrages de régularisation de canal de *Bouchemdjene*

c. Vanne

Une vanne est un organe mobile, permettant de modifier localement la section d'écoulement de la fermeture à l'ouverture complète. Un tel organe permet de régler la hauteur d'eau niveau désiré, voire la photo (II-2) (*Sinniger et Hager, 1988*).



Photo II-2 : Vannes métallique de régularisation de débit

d. Déversoirs

Un déversoir est un orifice superficiel ouvert à sa partie supérieure et pratiqué dans une paroi généralement verticale (*Carlier, 1980*).

Pour éviter la surverse au dessus des ouvrages de régulation (et leurs rupture quasi certaine) lors des crues, les Mozabites ont aménagé deux types de déversoirs.

- Des déversoirs qui permettent, à partir d'un certain niveau, d'évacuer le surplus du canal (photo (II-3)).



Photo II-3 : Déversoir de canal de *Bouchémdjene* vers le canal de *Bouchène*

- Et un déversoir qui permet, à partir d'un certain niveau, d'évacuer le surplus de l'ouvrage *Tissambads* de partage vers le barrage de *Bouchène*, comme montre la photo (II-4) suivante :



Photo II-4 : Déversoir de canal de *Bouchemdjene* vers le barrage de *Bouchène*

e. Digue d'Inerez

La digue se situe à l'exutoire de l'un des affluents de l'Oued M'Zab qui est « *Inerez* ».

Elle est conçue pour réguler le débit pendant les crues. Cet ouvrage est donc toujours vide, elle fonctionne que pendant les crues (photo (II-5)).

Le déversoir de cette digue est subdivisé par des piliers de différentes formes et tailles.

Ces piliers servent à imposer à l'écoulement une direction déterminée, pour que le débit soit distribué uniformément tout au long du déversoir (*Sinniger et Hager, 1988*).

Les huit pertuis sont placés au point bas de la digue et sont équipés par des vannes métalliques. Lors des crues, ces vannes sont manœuvrées par les *Oumanas**.

* : Oumanas Essail : Association bénévole. Ces membres contrôlent le système de partage traditionnel ainsi que son entretien.

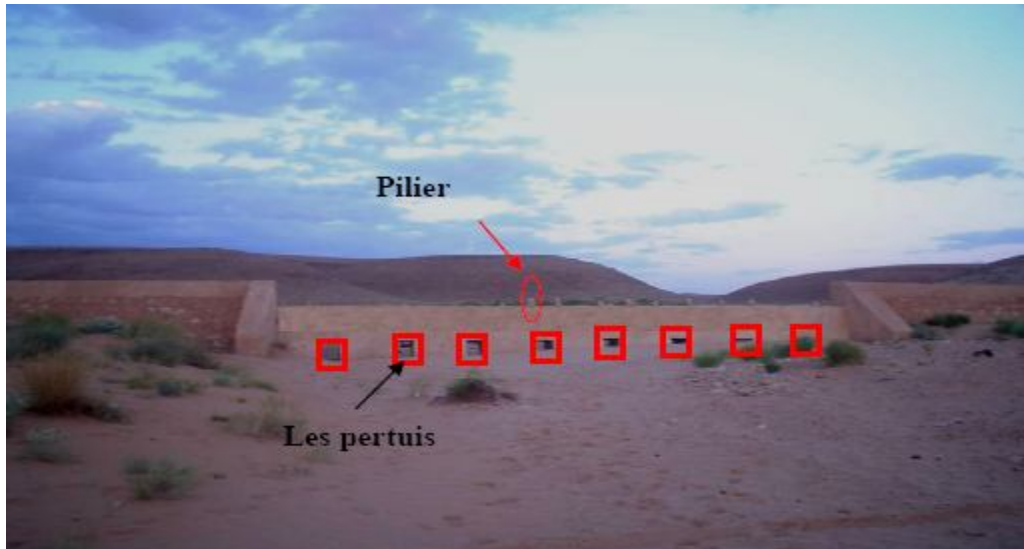


Photo II-5 : Digue d'Inerez

f. Barrage de Bouchène

Le barrage de *Bouchène* est constitué d'une digue en terre consolidée de pierre et d'un déversoir latéral (photo (II-4)).

Il permet le stockage des eaux de crue dans un lac momentané, pour faciliter leurs infiltrations vers la nappe phréatique. Il reçoit l'eau excédentaire du canal de Bouchemdjene, voire la photo (II-6) ci-dessous.



Photo II-6 : Retenue de barrage *Bouchène* (Projet DELTA, 2004)

Des puits capteurs de diamètre de 2 mètre (photo (II-7)) sont également forés dans la retenue de barrage, permettant aussi l'alimentation de la nappe.



Photo II-7 : Puits capteur dans la retenue de barrage *Bouchène*

II.2.1.2. Fonctionnement

Le principe général de fonctionnement est le suivant (*voir la figure (II-8)*) :

Le canal principal *Bouchemdjene*, est alimenté par la confluence de *El Abiod* et *Laadirah*, ainsi que par *Inerez*. A l'entrée du canal, un système composé des *Tissambads* de régulation et un déversoir latéral chargé de réguler les arrivées d'eau en évacuant les surplus vers le canal *Bouchène*.

Au niveau d'*Inerez*, un système semblable est mis en place.

Enfin, à l'aval de ce canal, l'ouvrage *Tissembads* de partage accompagné d'un déversoir (photo (II-4)) permet de réguler les eaux vers les jardins, et évacuer le surplus vers le barrage de *Bouchène*.

Le canal *Bouchène* permet d'alimenter le canal souterrain de *Takdhite* et le barrage de *Bouchène*, par les eaux de surplus du canal *Bouchemdjene*.

Ce canal achemine les eaux jusqu'au système de transfert de ces eaux vers le canal souterrain de *Takdhite*. A l'amont de ce système, deux déversoirs de trop pleins sont situés respectivement : juste à l'aval du premier déversoir de canal de *Bouchemdjene* et au niveau de la confluence d'*Inerez* et canal *Bouchemdjene*. Ces déversoirs évacuent les surplus vers Oued M'Zab.

Ces eaux acheminées par le canal *Bouchène* vont permettre, d'une part de réalimenter la nappe phréatique par infiltration au niveau du barrage de *Bouchène*, et d'autre part d'alimenter en eau les jardins de *Takdhite*.

Ce système complexe de captage permet, grâce aux deux canaux principaux (*Bouchemdjene* et *Bouchène*) d'optimiser les volumes d'eaux recueillis.

III.2.2. Description et fonctionnement de la partie partage des eaux collectées

III.2.2.1. Le partage des eaux au niveau de l'Ouvrage « *Tissambads de partage* »

L'eau de crue qui arrive du canal de *Bouchemdjene* vers « *Tissambads de partage de Bouchemdjene* » (photo (II-8)), est drainé par des canaux souterrains, dont les ouvertures maçonnées en pierre plates « *Madun* » sont soumises à de minutieux calculs, afin de permettre une répartition équitable. Ces canaux souterrains s'étendent sur des centaines de mètres, ils sont percés par des puits d'aération (photo (II-9)), pour ne pas avoir de refoulement vers les « *Tissambads* ».

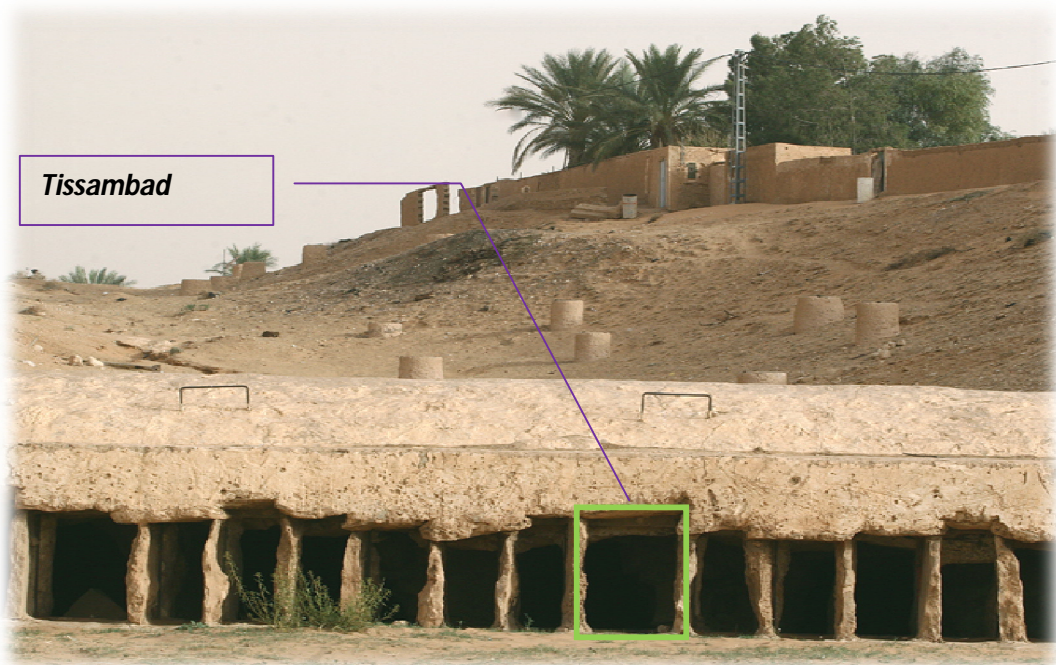


Photo II-8 : *Tissambads* de partage de *Bouchemdjene* vers les jardins de la palmeraie



Photo II-9 : Puits d'aération

Chaque nombre de « *Tissambads* » alimente un canal souterrain, la répartition des *Tissambads* est donnée en fonction des canaux souterrains (*voir annexe*).

Certain de ces canaux souterrains présentent des embranchements secondaires, voire la figure (II-9).

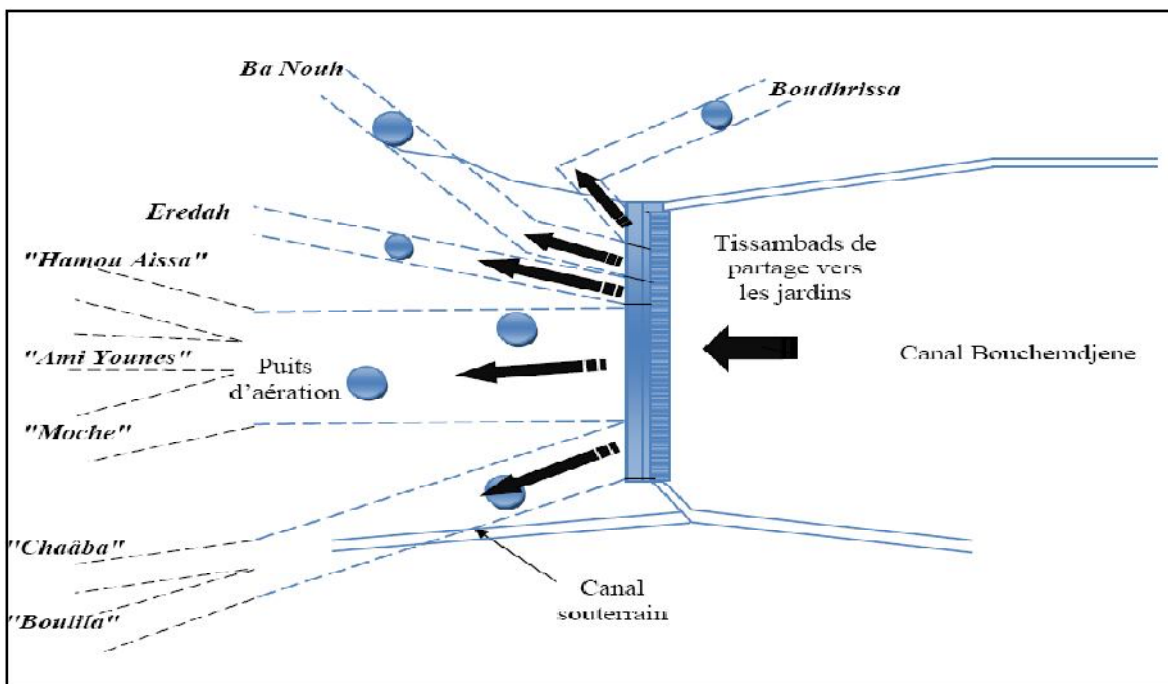


Figure II-9 : Canaux souterrains (Djoudi et Rafa, 2009)



Photo II-10 : Sorties des différents canaux souterrains

a. Canaux à ciel ouvert « Tardja »

Les canalisations d'eau à l'intérieur de la palmeraie (photo (II-11)), pavées et boisées par les murs des jardins servent en temps ordinaire de chemins pour la circulation des habitants dans la palmeraie. En temps de crue, ils sont les artères principales du système d'irrigation et de partage des eaux.

« Toul't » ou bien « Mena » est une voie de secours plus élevée que le canal, elle permet la circulation des habitants en temps de crue (*Bensalah, 2007*).



Photo II-11 : Canal à ciel ouvert

b. Irrigation des jardins en temps de crue

En temps de crue tous les chemins se transforment en ruisseaux. Ils sont barrés d'une série de petits endiguements aux extrémités desquels se trouvent des ouvertures (*El Koua*) plus ou moins fines.

➤ **« El Koua » : Orifice**

Des ouvertures appelées « *Koua* » sont aménagées sur la partie inférieure du mur de chaque jardin, dimensionnées en fonction du nombre de palmier et du volume de l'activité de jardinier (à la conception et l'entretien du système de partage), afin que chaque jardin reçoive la quantité d'eau qui lui revient de droit, comme le montre la figure (II-12).

Pour dimensionner ces ouvertures les mozabites ont utilisé les noyaux des dattes d'un palmier nommée « *Akerbouche* » car leurs dimensions sont presque les mêmes, et ces noyaux sont posés comme les pouces, de largeur moyenne de 1,1 centimètres.

➤ **« El Rasfa » : Seuil**

Au niveau de chaque ouverture, on trouve des pierres plantées dans le sol appelées « *Rasfa* » pour ralentir l'eau afin d'élever le plan d'eau, l'illustration est dans la photo (II-12).

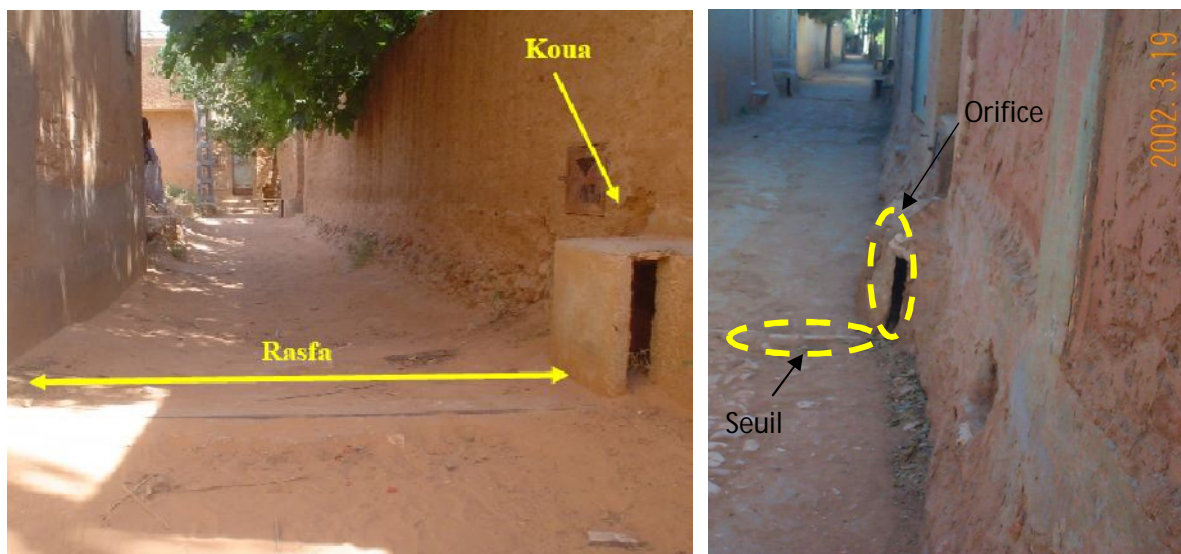


Photo II-12 : Système de partage au niveau des jardins (*Koua*, *Rasfa*)

➤ **Trop plein d'un jardin**

Une fois l'irrigation de tous les jardins est terminée, l'eau excédentaire est évacuée par le trop-plein (photo (II-13)). Cette eau sert à irriguer d'autres jardins (jardin étagé), ou bien poursuit son chemin jusqu'à rejoindre l'Oued M'Zab au niveau du « *Ahbas Ajdid* », comme montre la photo (II-14) ci-dessous.



Photo II-13 : Trop-plein d'un jardin



Photo II-14 : Digue de « Ahbas Ajdid »

c. Système de puisage et irrigation

En temps ordinaire, l'irrigation dans la palmeraie se fait par le système de puisage qui est composé de : voir les photos (II-15, II-16) présentées ci-dessous.

- Un puits « *Tirest* » de puisage ;
- Premier bassin de récupération d'eau de puisage « *Assefy* » ;
- Deuxième bassin de récupération d'eau de puisage « *Madjel* » ;
- La *segua* du jardin.



Photo II-15 : Système de puisage



Photo II-16 : *Seguia* du jardin

III.3. Crues de la palmeraie

La palmeraie de Ghardaïa a été fréquemment inondée d'une manière irrégulière et exceptionnelle dont les écoulements sont d'importance variable. Ces inondations peuvent se produire à toutes les saisons avec une grande fréquence des crues importantes.

Des crues ont été signalées dans la région de Ghardaïa qui sont quelques fois très importantes, mais leurs apports et leurs fréquences restent encore inconnues.

Les crues plus ou moins importantes se produisent donc à peu près chaque année, soit au cours d'un seul mois, soit à plusieurs reprises au cours d'une même année.

Ce ruissellement superficiel au Sahara qui est resté peu étudié jusqu'à ce jour peut se produire dans des oueds secs d'une manière accidentelle et résultant d'une crue violente en une courte durée parfois surprenante que nous ne pouvons pas négliger tant de point de vue fréquence ou quantité.

III.4. Effets des crues pour la palmeraie

III.4.1. Effets positifs

- Elles alimentent la nappe phréatique en eau directement et aussi par le biais des puits réalisés à cet effet ;
- Elles sont à l'origine d'un amendement naturel et régulier des sols de culture ;
- Elles lessivent les terres agricoles et empêchent la formation d'un éventuel écran nuisible à la qualité du sol.

III.4.2. Effets négatifs

Les crues de la palmeraie peut être dévastatrices où les jardins seront inondés par le chemin inverse de système de partage (à travers l'Oued M'Zab).

Voici quelques crues qui ont marqué l'esprit des Mozabites ce dernier siècle, et qui ont été très dévastatrices :

- **Crue du « Messah » (Déluge):** En 1901, elle a endommagée plus de 40 jardins, elle a été évaluée à 900 m³/s (ANRH, 1993).
- **Crue du « Tmourghi » (des sauterelles) :** En 1914, elle est catastrophique et très paupérisant (ANRH, 1993).
- **Crue du 01 Octobre 2008 :** A l'aube du 1^{er} Octobre 2008, et suite à une averse de 40,5mm, une importante crue dévastatrice s'en est suivie sur l'Oued Mzab. L'écoulement a débordé des berges, inondant ainsi tout ce qui est avoisinant comme constructions, jardins et autres.
La crue a été évaluée à 1200 m³/s (ANRH, 2008).

Notons par ailleurs, que s'est la deuxième fois où la crue a atteint l'exutoire de *Sebkhet Sefouine* (région de Ouargla) ; depuis 1901 (*Dubief, 1953*).

Les dégâts identifiés sont :

- *Dégâts sur l'agriculture* : disparition de pieds de palmiers, ensablement des jardins, pertes des sols au niveau des berges (photo (II-17)).
- *Dégâts sur les infrastructures hydrauliques* : effondrement de digues destinées à l'irrigation ainsi que le système de partage (photo (II-18) et (II-19)).



Photo II-17 : Etat de la palmeraie après la crue de 2008 (*Ramdane, 2009*)



Photo II-18 : Destruction du barrage El Haimour par la crue de 2008 (*Bouach, 2011*)



Photo II-19 : Rupture des *Tissambads* et des canaux souterrains

CONCLUSION

Depuis près de 10 siècles, la civilisation mozabite a réussi une prouesse architecturale, celle de créer des oasis artificiels, ainsi que la mise en place d'un système hydraulique des, plus ingénieux, constitué d'ouvrages à but multiples qui assure l'irrigation et la protection de ces oasis. Aussi, Les mozabites ont mit tout leur génie et leur savoir faire pour préserver ce monument ancestral, et ce à travers toutes les générations.

Chapitre III

CALCULS HYDRAULIQUES DES DEBITS D'APPORT POUR LA PALMERAIE

INTRODUCTION

Comme nous l'avons déjà signalé dans le chapitre précédent, la palmeraie reçoit les eaux de pluies orageuses via un système hydraulique, que nous pouvons subdiviser en deux parties :

- Une partie qui collecte et canalise les eaux de pluies orageuses vers le système de partage ;
- Et une partie qui partage les eaux collectées au niveau de la palmeraie.

Dans ce chapitre, nous avons essayé de quantifier les débits pour les différents points de régulation de la partie collecte des eaux pour la palmeraie.

Ces débits seront utilisés par la suite dans la simulation de l'écoulement dans la palmeraie.

D'autre part, l'objectif de ce chapitre est de calculer le débit maximum que peut supporter chaque système de régulation :

- Le système de régulation du canal de *Bouchemdjene*.
- Le système de régulation du canal de *Bouchène*.
- Le système de régulation du canal souterrain « *Takdhite* ».
- Le système de régulation de la digue « *Inerez* ».

Pour se faire, nous avons visité le système plusieurs fois où nous avons mesuré les caractéristiques de chaque système de régulation.

I. CALCULS DES DEBITS DU SYSTEME DE REGULATION DU CANAL DE BOUCHEMDJENE

I.1 Calcul du débit passant par les ouvertures de régulation « *Tissambads* » du canal de Bouchemdjene

Cet ouvrage est constitué de plusieurs ouvertures (orifices), qui sont en série (photo (III-1) et (III-2)).

Lors de la crue, les *Oumanas* peuvent changer les sections de ces ouvertures à l'aide des portes métalliques rectangulaires sous forme de vannes qui se manœuvrent manuellement.

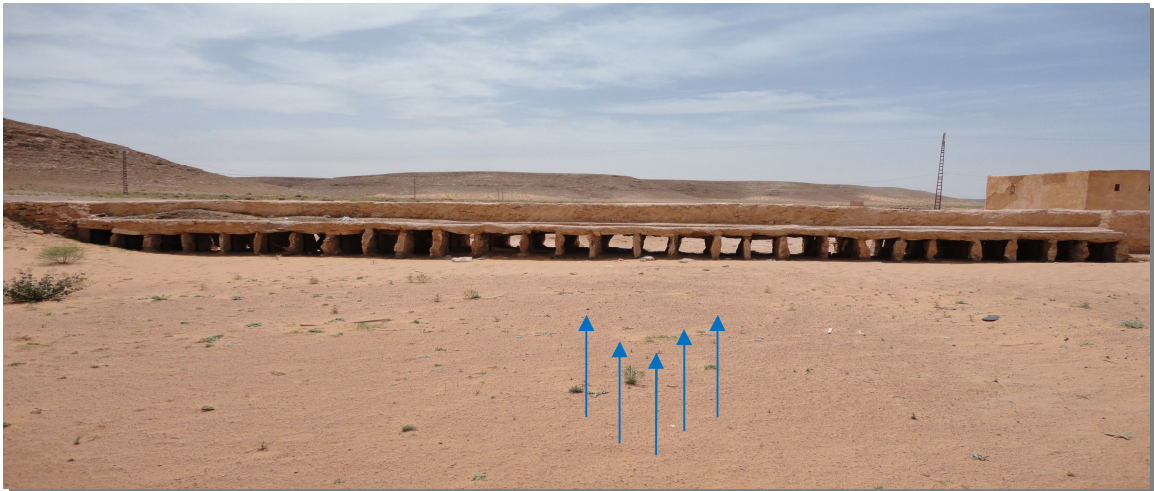


Photo III-1 : *Tisambads* du premier point de régulation du canal de *Bouchemdjene*



Photo III-2 : *Tisambads* du deuxième point de régulation du canal de *Bouchemdjene*

Les orifices de chaque système, ont tous les mêmes dimensions (*voir Annexe*).

Dans la figure (III-1), nous citons les paramètres ou les caractéristiques d'un orifice vanné (*Carlier, 1980*).

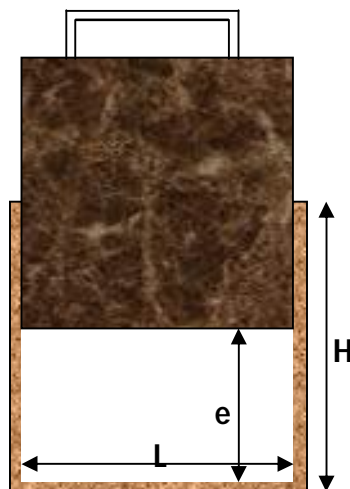


Figure III-1 : Orifice vanné (*Carlier, 1980*)

Dans le cas d'un orifice vanné, le débit est donné par la formule :

$$Q = mL_o e_o \sqrt{\frac{2gH_o}{1 + \frac{m e_o}{H_o}}} \quad (\text{III.1})$$

avec,

Q : débit (en m³/s) ; m : coefficient de débit égal à 0,61 pour une vanne verticale ; e_o : levée de la vanne (en m) ; L_o : largeur de l'ouverture de la vanne (égale à la largeur de l'orifice) (en m) ; H_o : hauteur de l'orifice (en m) et g : l'accélération de la pesanteur égale à 9,81 m/s².

Bien entendu, cette formule n'est valable que pour un écoulement non noyé ou dénoyé (*Carlier, 1980*).

Dans le cas où la vanne est complètement ouverte, la formule (III.1) devient :

$$Q = mL_o H_o \sqrt{\frac{2gH_o}{1 + m}} \quad (\text{III.2})$$

- **Tissambads du premier point de régulation du canal de Bouchemdjene** : Ce point de régulation se compose de 28 orifices « *Tissambads* » dont les dimensions sont : H_o= 0,6m et L_o= 0,5m.

De l'équation (III.2), nous déterminons le débit pour chaque *Tissambad* : Q= 0,494 m³/s.

- **Tissambads du deuxième point de régulation du canal de Bouchemdjene** : Ce deuxième point de régulation est composé de 24 orifices. Les dimensions des différents orifices sont : H_o= 0,75m et L_o= 0,5m.

En remplaçant H_o et L_o par leur valeur dans l'équation (III.2), nous trouvons pour chaque orifice un débit de : Q= 0,618 m³/s.

Les résultats des débits de chaque point de régulation sont donnés dans le tableau (III-1) suivant.

Tableau III-1 : Débits de différents points de régulation « *Tissambads* » du canal de Bouchemdjene

Points de régulation du débit	Nombre d'orifices	Débits (en m ³ /s)
Le premier point de régulation (voir schéma)	28	13,83
Le deuxième point de régulation (voir schéma)	24	14,83
Le troisième point de régulation (voir schéma)	Pas de <i>Tissambads</i>	Pas de <i>Tissambads</i>

I.2. Calcul du débit passant par les déversoirs du canal de Bouchemdjene

On peut classer ces ouvrages (photo (III-3) ÷ (III-5)), dans la catégorie des déversoirs latéraux. Ces déversoirs fonctionnent lorsque la hauteur d'eau atteint le sommet des orifices de régulation.

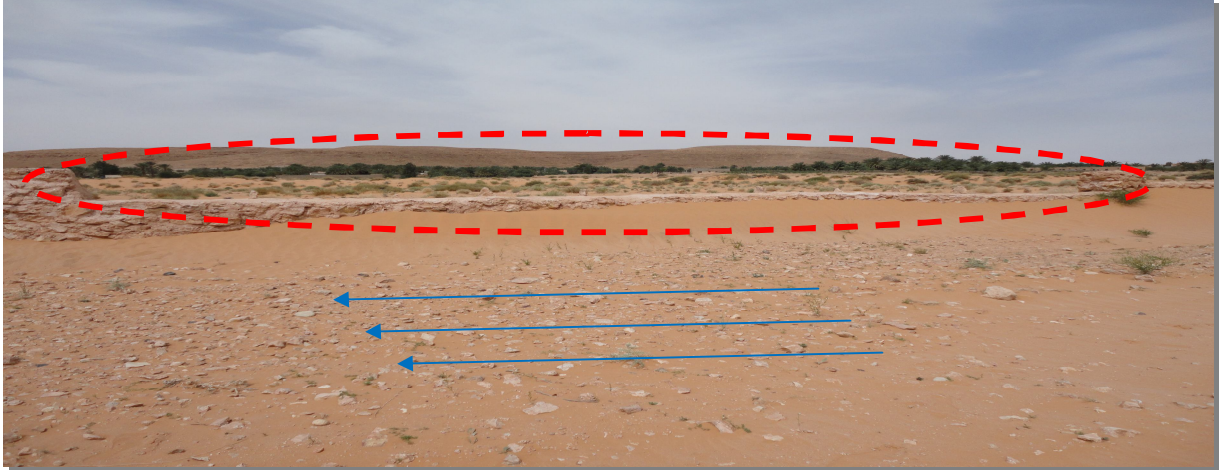


Photo III-3 : Déversoir du premier point de régulation du canal de *Bouchemdjene*

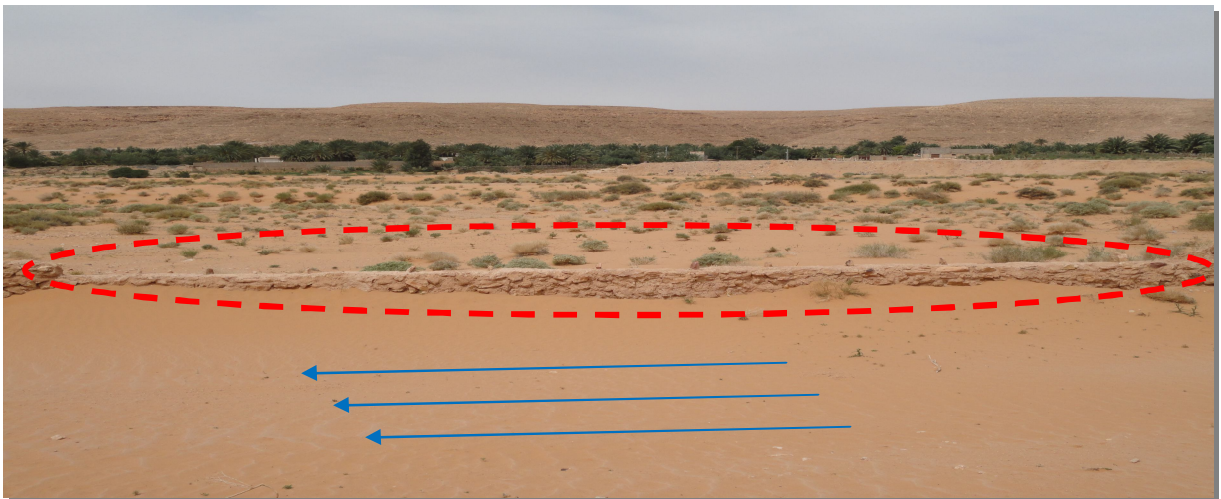


Photo III-4 : Déversoir du deuxième point de régulation du canal de *Bouchemdjene*



Photo III-5 : Déversoir du troisième point de régulation du canal de *Bouchemdjene*

Dans la figure (III-2), nous donnons les paramètres ou les caractéristiques d'un déversoir latéral.

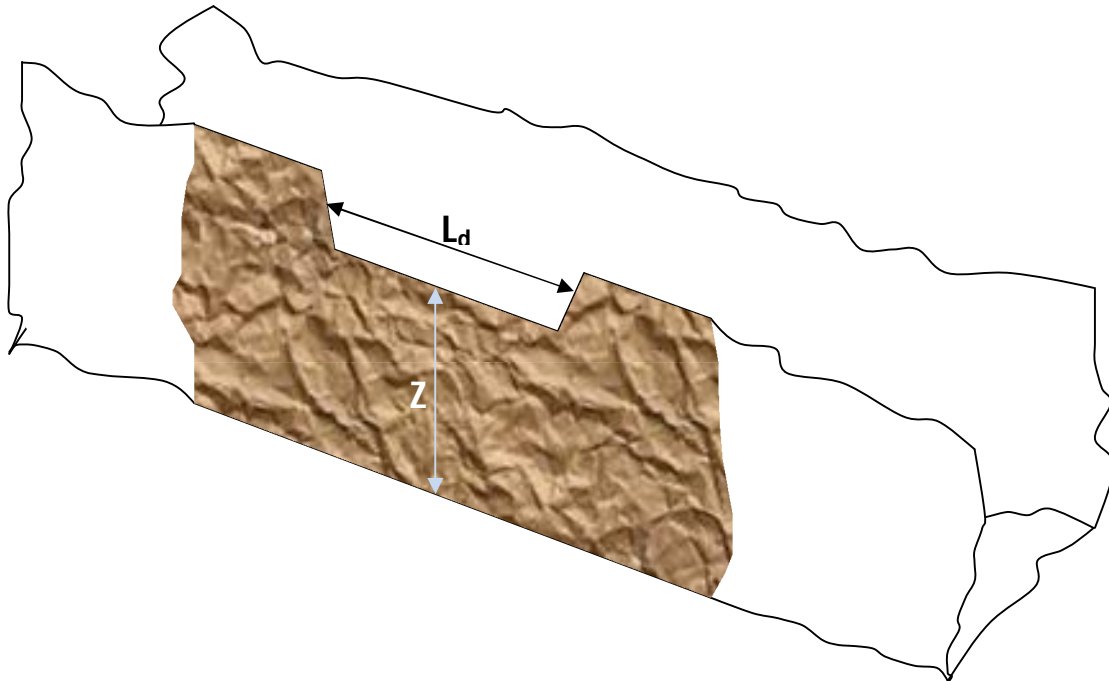


Figure III-2 : Déversoir latéral (Carlier, 1980)

La formule générale du débit du déversoir latéral est celle des déversoirs ordinaires, soit :

$$Q = mL_d h_d \sqrt{2gh_d} \quad (\text{III.3})$$

Q : débit (en m^3/s) ; L_d : largeur de déversoir (en m) ; h_d : charge mesurée au milieu de l'échancrure ; g : l'accélération de la pesanteur égale à $9,81 \text{ m/s}^2$ et m : coefficient du débit, il est donné dans le tableau (III-2) suivant.

Tableau III-2 : Coefficient m en fonction des caractéristiques du déversoir (Carlier, 1980)

Charge moyenne en mètre	0,20	0,30	0,50	0,70
Crête mince, nappe libre	0,355	0,350	0,350	0,350
Crête épaisse et arrondie	0,320	0,325	0,325	0,330
Crête épaisse à arêtes vives	0,273	0,275	0,276	0,280

• **Déversoir du premier point de régulation du canal de Bouchemdjene :**

Le déversoir est à crête mince et dont les caractéristiques sont : $h_d = 0,2\text{m}$ et $L_d = 9,1\text{m}$, du tableau (III-2) en tirant $m = 0,355$.

En remplaçant h_d , L_d et m par leur valeur dans l'équation (III.3), nous trouvons le débit : $Q = 1,28 \text{ m}^3/\text{s}$.

- **Déversoir du deuxième point de régulation du canal de Bouchemdjene :**

Nous avons un système à trois (3) déversoirs qui sont de même type (crête mince). Ils sont installés en cascades comme le montre la figure (III-3).

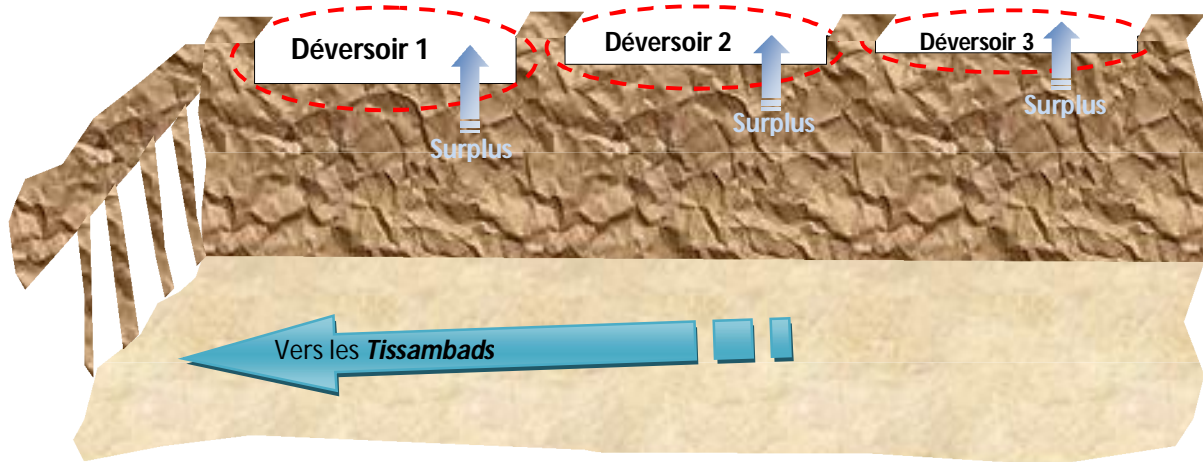


Figure III-3 : Système de déversoirs du deuxième point de régulation du canal de Bouchemdjene

- Pour le déversoir 1, nous avons : $h_d = 0,5\text{m}$; $L_d = 10,1\text{m}$ et $m = 0,350$.

De l'équation (III.3), nous obtenons : $Q = 5,61 \text{ m}^3/\text{s}$,

- Pour le déversoir 2 : $h_d = 0,4\text{m}$; $L_d = 14,30\text{m}$ et $m = 0,350$.

En remplaçant h_d , L_d et m par leur valeur dans l'équation (III.3), nous trouvons un débit de : $Q = 5,68 \text{ m}^3/\text{s}$,

Et pour le déversoir 3, nous avons les dimensions suivantes : $h_d = 0,3\text{m}$; $L_d = 14,80\text{m}$ et $m = 0,350$.

Connaissant h_d , L_d et m , nous obtenons : $Q = 3,82 \text{ m}^3/\text{s}$.

- **Troisième point de régulation**

Déversoir à crête épaisse à arrêtes vives de $h_d = 0,5\text{m}$; $L_d = 36 \text{ (orifices)} * 0,3 = 10,8\text{m}$ et $m = 0,276$.

En remplaçant dans l'équation (III.3), nous constatons une valeur de débit de $Q = 4,66 \text{ m}^3/\text{s}$.

Les débits calculés pour les différents déversoirs sont donnés dans le tableau (III-3).

Tableau III-3 : Débits de différents déversoirs du canal de *Bouchemdjene*

Points de régulation du débit	Débits (en m ³ /s)
Le premier point de régulation (voir schéma)	1,28
Le deuxième point de régulation (voir schéma)	15,11
Le troisième point de régulation (voir schéma)	4,66

II. CALCULS DES DEBITS DU SYSTEME DE REGULATION DU CANAL DE BOUCHENE

Pour le canal de *Bouchène*, les Mozabites ont mis un système de régulation identique à celui du canal de *Bouchemdjene*.

II.1 Calcul du débit passant par les ouvertures de régulation « *Tissambads* »

Les dimensions de *Tissambads* (Photo (III-6)) sont données en annexe (*voir annexe*).



Photo III-6 : *Tissambads* du premier point de régulation du canal de *Bouchène*

- *Tissambads du premier point de régulation du canal de Bouchene* : Il est composé de 19 orifices. Les dimensions des différents orifices sont : $H_o = 0,9\text{m}$ et $L_o = 1\text{m}$.

Nous introduisons ces dernières dans l'équation (III.2), et nous obtenons : $Q = 1,81\text{ m}^3/\text{s}$.

Les résultats sont présentés dans le tableau (III-4).

Tableau III-4 : Débits des différents points de régulation « *Tissambads* » du canal de *Bouchene*

Points de régulation du débit	Nombre d'orifices	Débits (en m ³ /s)
Le premier point de régulation (voir schéma)	19	34,39
Le deuxième point de régulation (voir schéma)	Pas de <i>Tissambads</i>	Pas de <i>Tissambads</i>

II.2. Calcul du débit passant par les déversoirs du canal de *Bouchene*

Les dimensions de différents déversoirs sont données en annexe (*voir annexe*).

Lors de notre visite sur terrain, nous avons relevé les dimensions de ce déversoir qui sont :

$$h_d = 0,2\text{m} ; \quad L_d = 7,70\text{m} \text{ et } m = 0,355.$$

De l'équation (III.3), nous tirons la valeur du débit : $Q = 1,08 \text{ m}^3/\text{s}$.

Les débits calculés pour les différents déversoirs sont donnés dans le tableau (III-5).

Tableau III-5 : Débits de différents déversoirs du canal de *Bouchene*

Points de régulation du débit	Débits (en m^3/s)
Le premier point de régulation (voir schéma)	1,08
Le deuxième point de régulation (voir schéma)	Non fonctionnel lors de la crue de 2008

III. CALCUL DU DEBIT DE SYSTEME DE REGULATION DU CANAL SOUTERRAIN « *TAKDHITE* »

Le canal de *Takdhite* est parmi l'un des premiers ouvrages construit dans la palmeraie.

Ce canal est décomposé de deux tronçons, un tronçon souterrain et l'autre à ciel ouvert.

A l'entrée du canal, nous trouvons quatre (04) *Tissambads* de régulation, comme le montre la figure (III-4) ci-dessous.

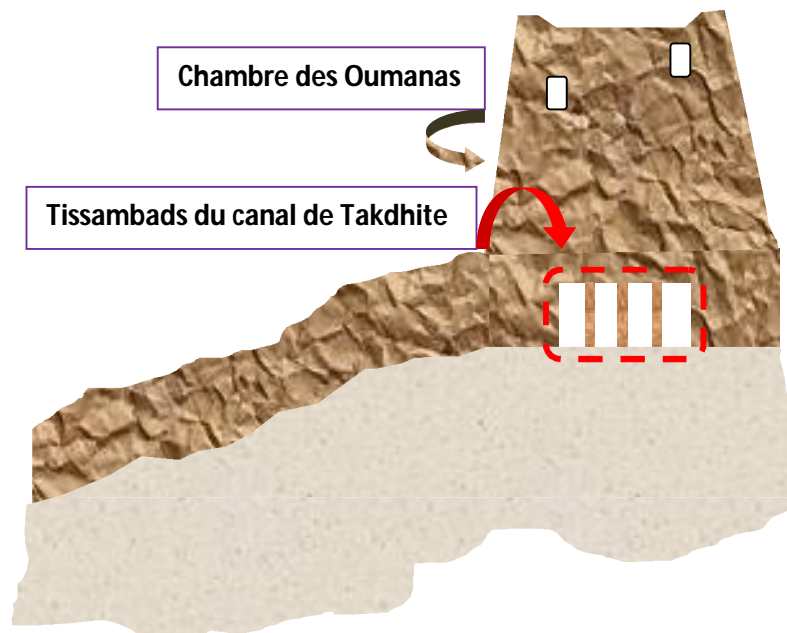


Figure III-4 : Tissambads de régulation du canal de Takdhite

Pour le calcul du débit passant par ces *Tissambads*, nous avons relevé les dimensions de ses derniers lors de notre visite sur terrain.

Nous avons une hauteur de $H_o = 0,6\text{m}$ et une largeur de $L_o = 0,7\text{m}$.

En utilisant l'équation (III.2), nous trouvons le débit pour un seul *Tissambad* :

$$Q = 0,69 \text{ m}^3/\text{s}$$

Le débit entrant dans le canal de *Takdhite* est donné par :

$$Q = 0,69 * 4 \text{ (orifices)} = 2,77 \text{ m}^3/\text{s}.$$

IV. CALCULS DES DEBITS DU SYSTEME DE REGULATION DE LA DIGUE « INEREZ »

Cet ouvrage est constitué de huit (08) pertuis (photo (III-7)) de type « orifices à contraction incomplète » dans leurs dimensions sont les mêmes.

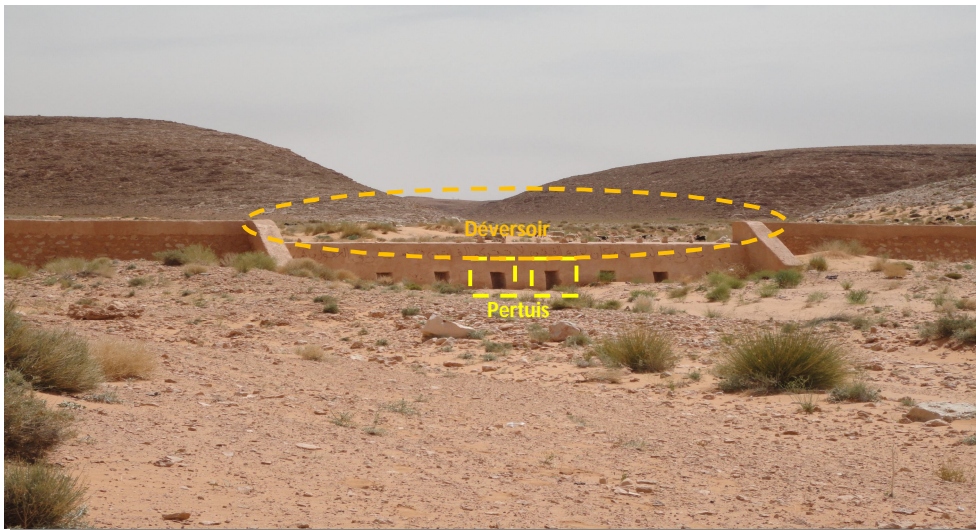


Photo III-7 : Digue d'Inerez

La digue d'Inerez est constituée aussi d'un déversoir (photo (III-7)) qui est analogue à un déversoir standard à profil pratique. Ces dimensions sont données en annexe (*voir annexe*).

IV.1. Calcul du débit passant par les pertuis de la digue d'Inerez

Dans la figure (III-5) nous donnons les paramètres ou les caractéristiques d'un orifice à contraction incomplète.

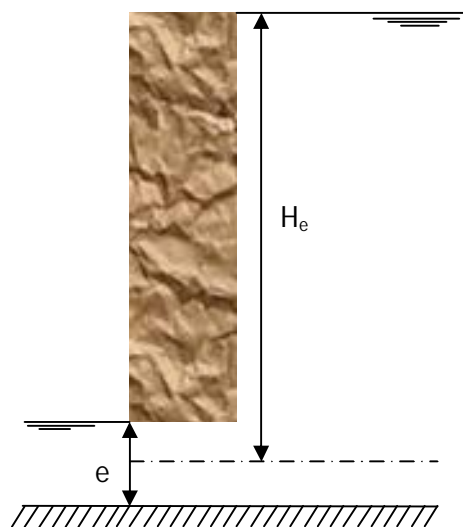


Figure III-5 : Orifice de fond (pertuis) (Carlier, 1980)

La formule utilisée pour ce type d'orifices est celle de Poncelet pour le débit des vannes de fond.

Le débit est donné par la formule (III.4):

$$Q = 0.70L_o e \sqrt{2gH_e} \quad (\text{III.4})$$

avec,

Q : débit (en m³/s) ; L_o : largeur de pertuis (en m) ; H_e : hauteur du plan d'eau ; e : hauteur de pertuis (en m) et g : l'accélération de la gravité égale à 9,81 m/s².

Les dimensions d'un pertuis sont : H_e = 1,8m ; e = 0,8 et L_o = 0,5m.

En introduisant les dimensions précédentes dans l'équation (III.4), nous tirons le débit pour un seul pertuis : Q = 1,66 m³/s.

Et comme la digue a huit (08) pertuis, nous obtenons un débit délivré de : Q = 13,28 m³/s.

IV.2. Calcul du débit passant par le déversoir de la digue d'*Inerez*

Pour le calcul du débit passant par le déversoir de la digue, nous pouvons également utiliser la formule (III.3) avec un coefficient du débit égale à 0,49 (**Carlier, 1980**).

Le déversoir de la digue a une hauteur déversante de h_d = 0,6m et une longueur de L_d = 15,5m.

De l'équation (III.3), nous tirons le débit passant par le déversoir: Q = 15,63m³/s.

CONCLUSION

Le système hydraulique ingénieux a toujours joué un rôle lors des crues.

Au terme de notre travail, il ressort que le système hydraulique de collecte et de canalisation des eaux pour la palmeraie supporte un débit maximum bien évalué égale à 55,68m³/s.

Dans le cas où le débit de crue dépasse le débit maximum calculé, l'écoulement sera déversé dans l'Oued M'Zab.

Chapitre IV

**ANALYSE HYDROLOGIQUE DU BASSIN VERSANT DE
LAADHIRA****INTRODUCTION**

L'hydrologie saharienne est de nos jours, mal connue des hydrologues du fait de l'absence de campagnes de mesures et d'études approfondies dans ces régions, de l'aridité, et de la complexité des phénomènes qui s'y produisent

En effet, les Oueds sahariens n'ont pas un régime de crues régulier mais plutôt à caractère accidentel: quand les pluies s'abattent, les Oueds coulent quelques jours et débordent même (*Gardi, 1973*).

Suite à l'enquête de la crue du 01 Octobre 2008 effectuée sur terrain par les *Oumanas* et après avoir parcouru l'Oued M'Zab et ses principaux affluents (*Aridane, Touzouz, El-Abiod* et *Laadhira*), il a été constaté que l'Oued de *Laadhira* et son bassin versant ayant amenés un très grand volume d'eau qui est incomparable avec les quantités d'eau délivrées par les autres affluents.

Dans ce chapitre, nous allons essayer de construire l'hydrogramme de crue du 01 Octobre 2008 au niveau du point de confluence « *Amlaga* », qui est l'exutoire du bassin versant de *Laadhira*. Cet hydrogramme est le point de départ de notre simulation.

Pour se faire, nous allons effectuer une étude hydrologique à l'aide de la carte topographique de Ghardaïa de l'année 1960 à l'échelle de 1/200000.

I. BASSIN VERSANT DE LAADHIRA

Le bassin versant ou bassin d'alimentation au droit d'une section de mesure, est défini comme la totalité de la surface topographique drainée son cours d'eau et ses affluents en amont de cette section (*Touaibia, 2004*).

Le bassin versant d'Oued *Laadhira* se situe au Nord-Est du point de confluence « *Amlaga* » (figure (IV-1)).

C'est un bassin de plaines, pratiquement plat, à faibles végétations, caractérisé par des écoulements sporadiques qui ne se manifestent qu'à la suite d'averses orageuses.

La difficulté du dénombrement des affluents que réunit cet Oued est à l'origine de la dénomination qui lui est attribuée ; à savoir *Laadhira*, car l'existence de plus de 300 affluents, parmi lesquels on cite le plus connu : *Djaref*. Ainsi cet oued prend naissance à Hassi R'mel (*Oumanas*).

Pour la détermination des caractéristiques du bassin versant de *Laadhira*, nous allons utiliser le logiciel « **Mapinfo** ».

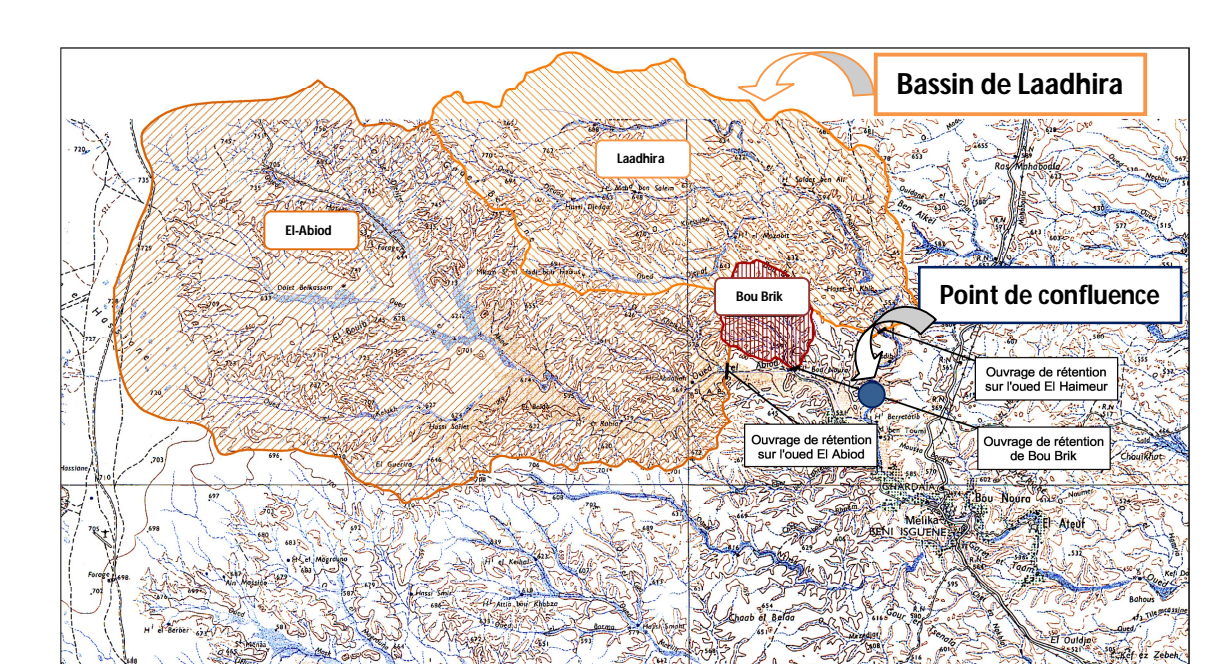


Figure IV-1 : Délimitation du bassin versant d'Oued *Laadhira* (Bonnard et Gardel, 1996)

I.1. Présentation du logiciel MapInfo

Le logiciel **MapInfo** est un SIG (Système d'Information Géographique) Bureautique doté d'une interface graphique conviviale de type « pointer-cliquer », qui permet de charger facilement des données localisées et tabulaires (littérales) et de les afficher sous forme de cartes, de tables ou de diagrammes. **MapInfo** fournit les outils nécessaires pour interroger et analyser ces données et présenter les résultats sur des documents cartographiques de qualité.

Principales fonctions de MapInfo :

- Richesse fonctionnelles et convivialité d'un SIG bureautique :
 - Cartographie thématique ;
 - Création et modification de données ;
 - Analyse spatiale ;
 - Géocodage par adresse.
- Accès aux bases de données externes (Access, Excel, Oracle, SQL server, ..).
- Personnalisation avec MapBasic.

MapInfo est bien plus qu'un logiciel de cartographie, il offre des outils performants d'analyse spatiale, de géocodage par adresse, de visualisation des résultats, de création et

d'édition de données géographiques et tabulaires, de cartographie thématique et de mise en page.

Les menus déroulants, les boutons et les outils de l'interface graphique utilisateur de **MapInfo** permettent de travailler rapidement et efficacement.

I.2. Caractéristiques du bassin versant de Laadhira

Les étapes à suivre pour extraire les caractéristiques du bassin versant de sont :

I.2.1. Importation et Calage de la carte topographique à l'échelle 1/200000

- Importation de la carte topographique à l'aide de l'outil (Import), placé sur l'interface du logiciel;
- Calage de la carte topographique pour le système international de longitude et l'attitude. Le calage est effectué au minimum par trois (3) points, pour que l'erreur soit négligeable, l'illustration est donnée par la figure (IV-2).

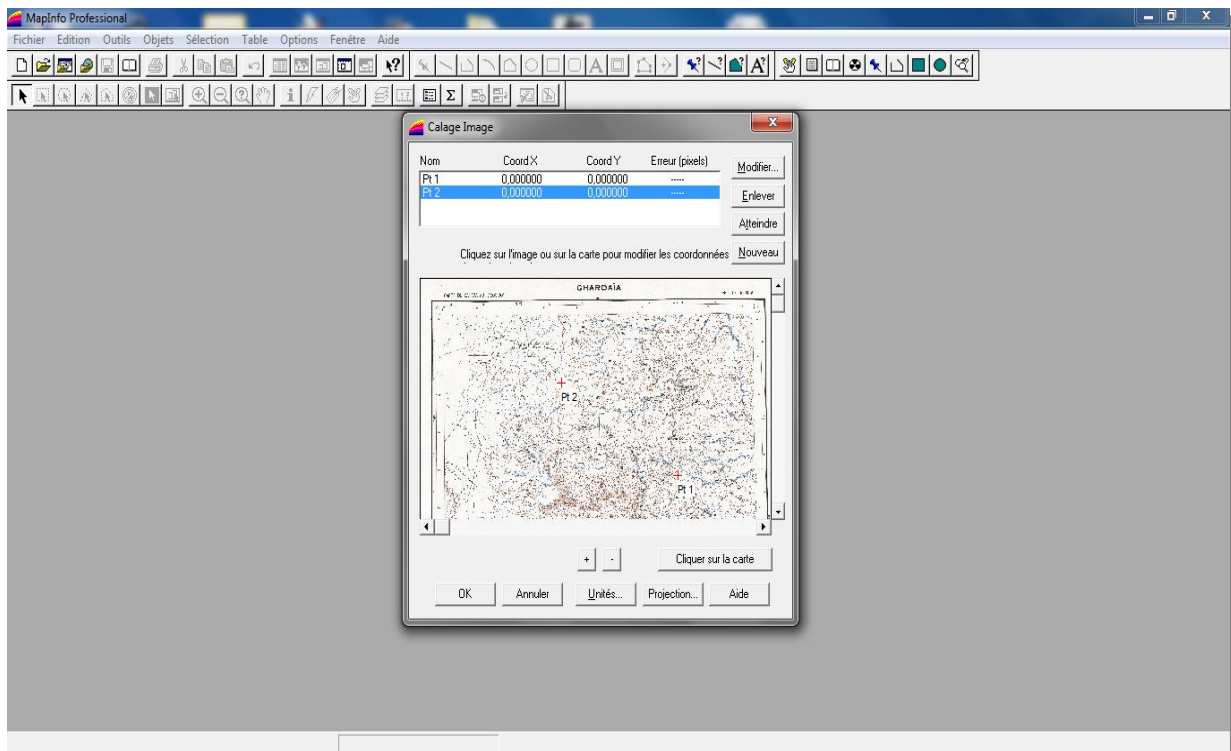


Figure IV-2 : Fenêtre de calage sur MapInfo

I.2.2. Délimitation du bassin versant de Laadhira

Le bassin versant de *Laadhira* est limité par une ligne de partage des eaux. Cette ligne est déterminée sur carte topographique. A l'aide de l'outil (polyligne) placé sur l'interface du Logiciel et en commençant par l'exutoire, nous traçons avec cet outil des segments perpendiculairement aux courbes de niveau en passant par les crêtes, aboutissant automatiquement à l'exutoire (figure (IV-3)).

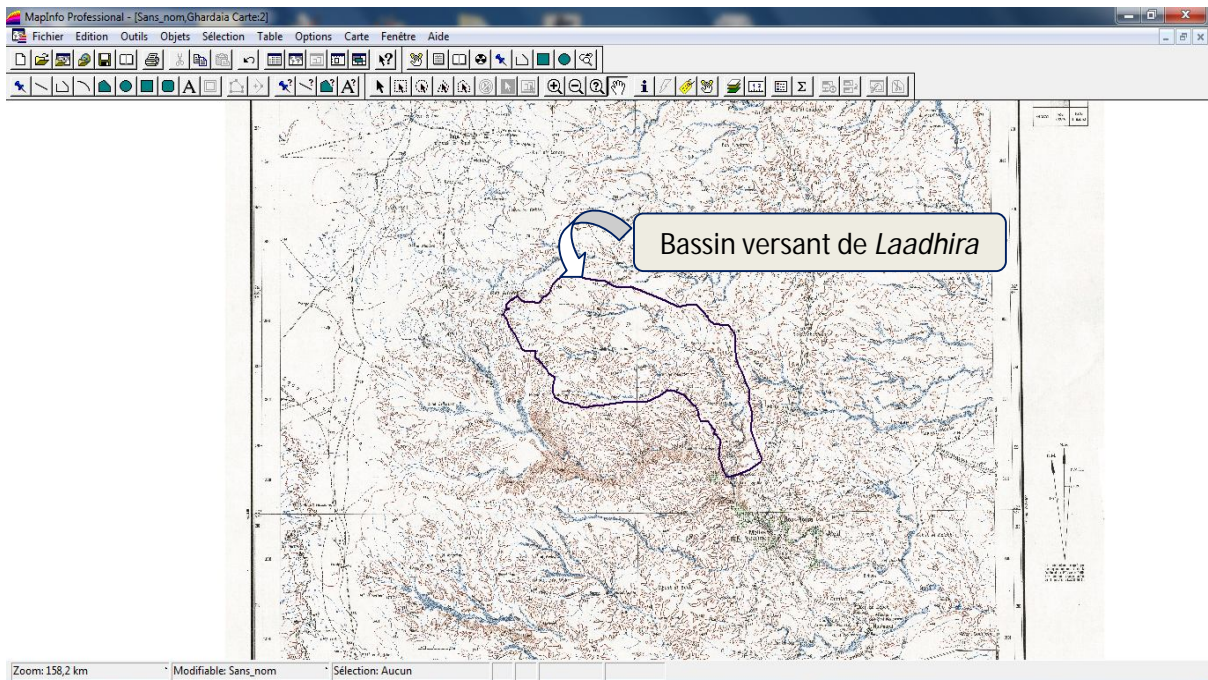


Figure IV-3 : Délimitation du bassin versant de *Laadhira* sur la carte topographique à l'échelle 1/200000

I.2.3. Détermination du cours d'eau principal

Pour procéder à la détermination du cours d'eau principal, il faut classer les cours d'eau du bassin versant délimité. Il existe plusieurs classifications, la plus utilisée est celle de *Schum*, qui dit « Est d'ordre $x+1$, tout tronçon de cours de rivière formé par la réunion de deux (2) cours d'eau de même ordre x ». Nous utilisons l'outil (polyligne) pour tracer les différents cours d'eau sur le bassin versant, comme le montre la figure (IV-4).

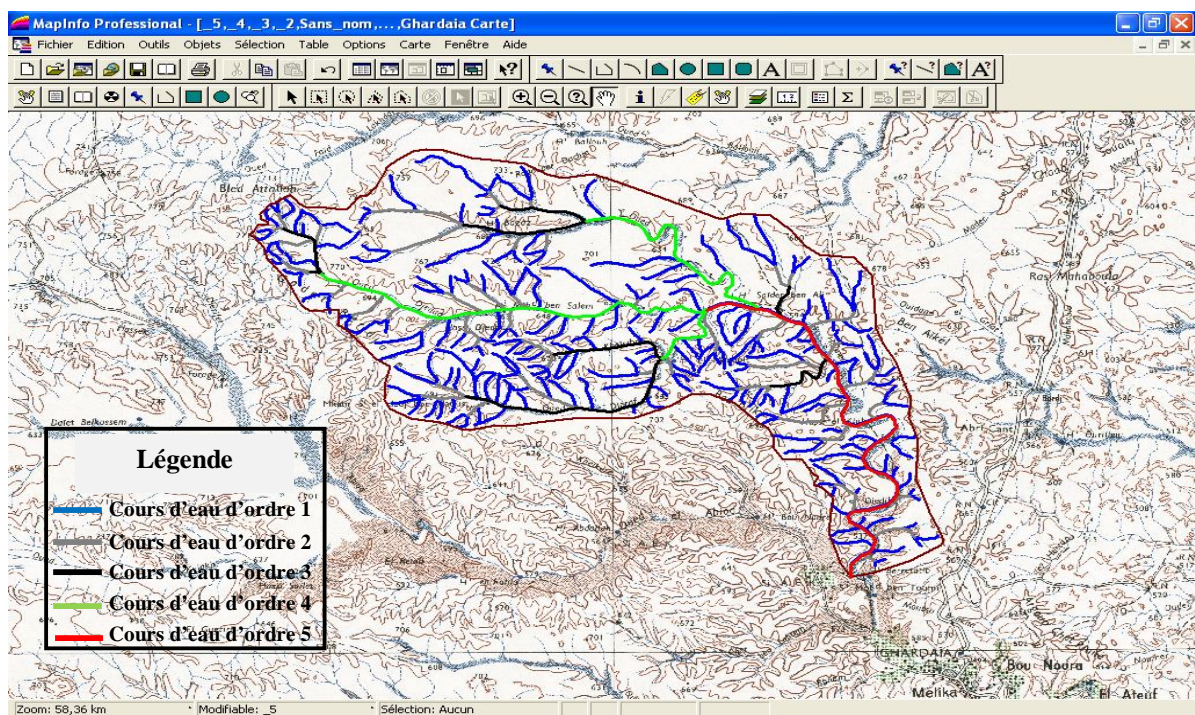


Figure IV-4 : Classification des cours d'eau selon la classification de *Schum*

Le cours d'eau principal suit la classification la plus élevée. Nous commençons de l'exutoire jusqu' à la limite du bassin versant.

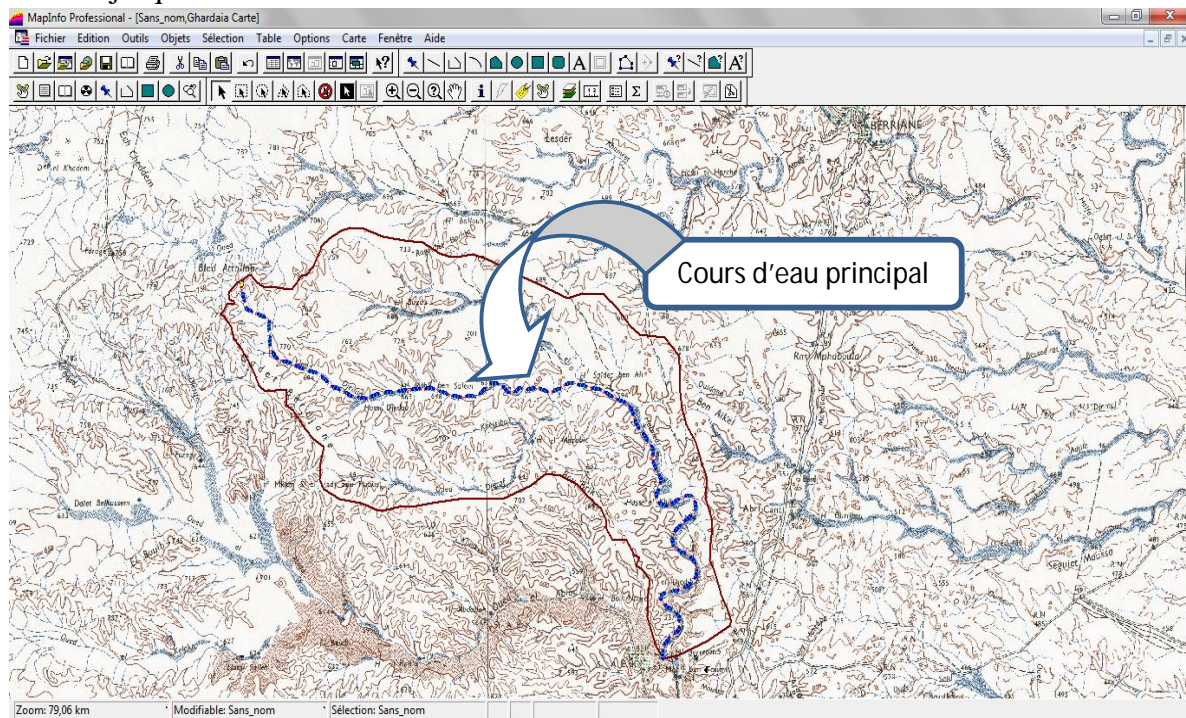


Figure IV-5 : Détermination du cours d'eau principal

a. Superficie du bassin de Laadhira

La surface topographique est le paramètre le plus important. Elle permet de contrôler l'intensité de plusieurs phénomènes hydrologiques (apport, volume de précipitation ...).

La surface du bassin versant de *Laadhira* est déterminée à l'aide du logiciel « **Mapinfo** », nous avons utilisé l'application du polygone (figure (IV-6)).

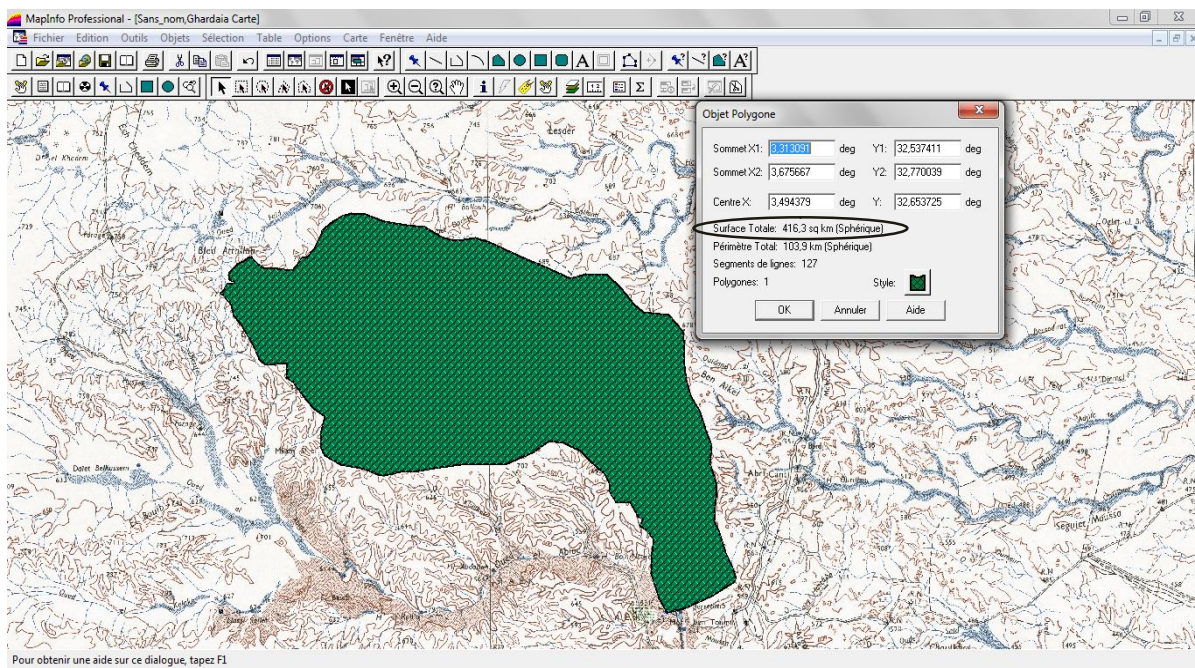


Figure IV-6: Calcul de la superficie du bassin de *Laadhira*

La superficie du bassin versant de *Laadhira* est de : $S_{bv} = 417\text{km}^2$.

b. Périimètre du bassin de Laadhira

Le périmètre correspond à la limite extérieure du bassin.

Le périmètre du bassin de *Laadhira* est aussi déterminée par le logiciel « **Mapinfo** », nous avons utilisé la même application celle de détermination de la superficie.

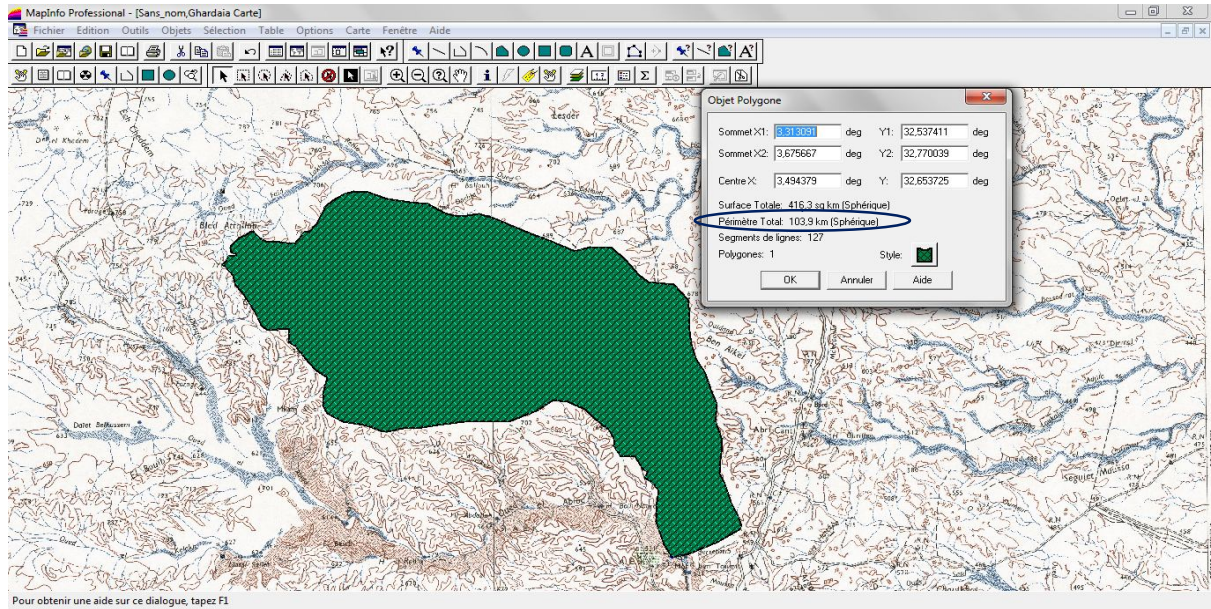


Figure IV-7: Calcul du périmètre du bassin versant de *Laadhira*

Nous trouvons un périmètre de : $P_{bv} = 104\text{km}$

c. Longueur du cours d'eau principal

Pour le calcul de la longueur du cours d'eau principal, nous avons utilisé le **MapInfo** (figure (IV-8)).

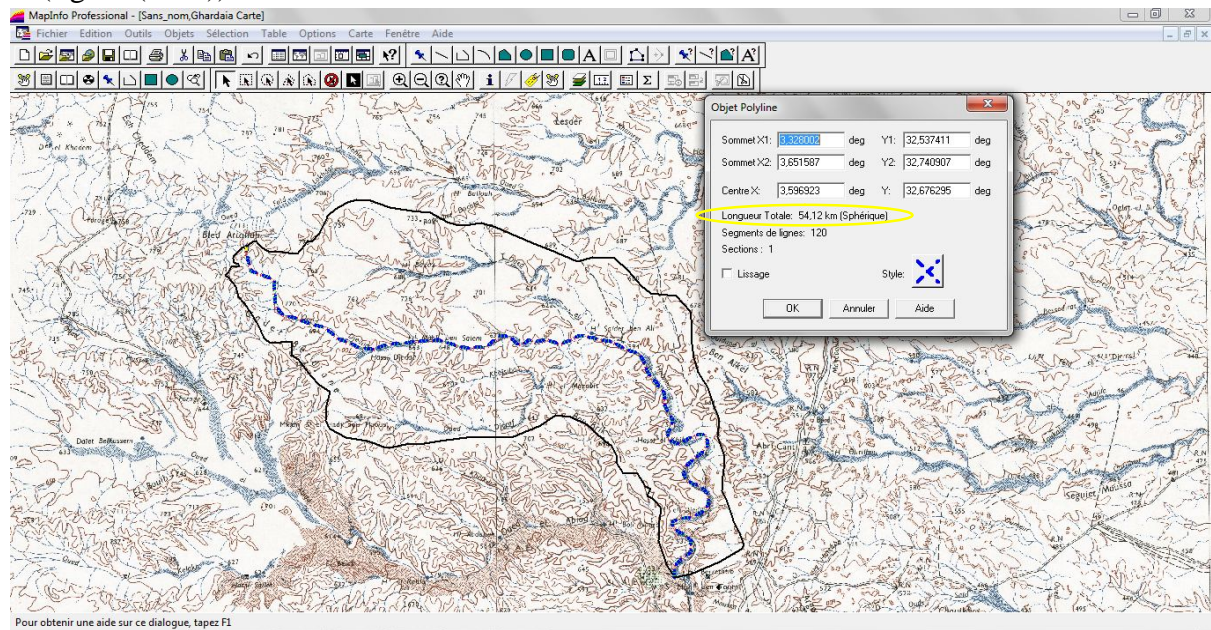


Figure IV-8: Calcul de la longueur du cours d'eau principal

La longueur du cours d'eau principal du bassin de *Laadhira* est de : $L_{cr} = 54\text{km}$.

I.3. Caractéristiques de forme

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

Un bassin versant allongé ne réagira de la même manière qu'un bassin ramassé même s'ils sont placés dans les conditions météorologiques.

I.3.1. Indice de compacité de Gravelius K_c

Appelé aussi indice de forme, cet indice caractérisant la forme du bassin versant est le rapport entre le périmètre du bassin P_{bv} et la circonférence du cercle p' ayant la même superficie S_{bv} que le bassin, soit :

$$K_c = \frac{P}{P'} = \frac{P_{bv}}{2\sqrt{\pi S_{bv}}} = 0,28 \frac{P_{sv}}{\sqrt{S_{bv}}} \quad (\text{IV.1})$$

Comme pour le bassin versant de *Laadhira* nous avons $P_{bv} = 104\text{km}$ et $S_{bv} = 417\text{km}^2$, l'application numérique donne : $K_c = 1,43$.

Nous avons trouvé une valeur de K_c supérieur à 1,12. Dans ce cas nous pouvons dire que notre bassin versant a une forme allongée (**Remenieras, 1960**).

I.3.2. Rectangle équivalent

C'est une transformation purement géométrique en un rectangle de dimensions L_{re} (longueur) et l_{re} (largeur) ayant la même surface que le bassin versant. Il permet de comparer les bassins versants entre eux de point de vue de l'écoulement.

La longueur L_{re} et la largeur l_{re} en km sont données par :

$$L_{re}, l_{re} = K_c \frac{\sqrt{S_{bv}}}{1.128} \left(1 \pm \sqrt{1 - \left(\frac{1.128}{K_c} \right)^2} \right) \quad (\text{IV.2})$$

L'application numérique donne : $L_{re} = 42\text{km}$ et $l_{re} = 10\text{km}$.

I.4. Relief

Le relief affecte l'écoulement. Il est caractérisé par la répartition de la surface du bassin versant suivant l'altitude.

I.4.1. Courbe hypsométrique

Elle est d'une grande importance dans l'étude du relief d'un bassin versant. Sur un graphique, on porte en ordonnée l'altitude et en abscisse le cumul des surfaces partielles.

Dans le cas de notre étude, nous avons utilisé le logiciel « **Mapinfo** » pour déterminer et calculer les surfaces partielles entre deux courbes de niveau consécutives.

Mais avant le calcul des surfaces comprises entre deux courbes de niveau, nous avons numérisé ces courbes de niveau sur la carte topographique à l'échelle 1/200000, figure (IV-9).

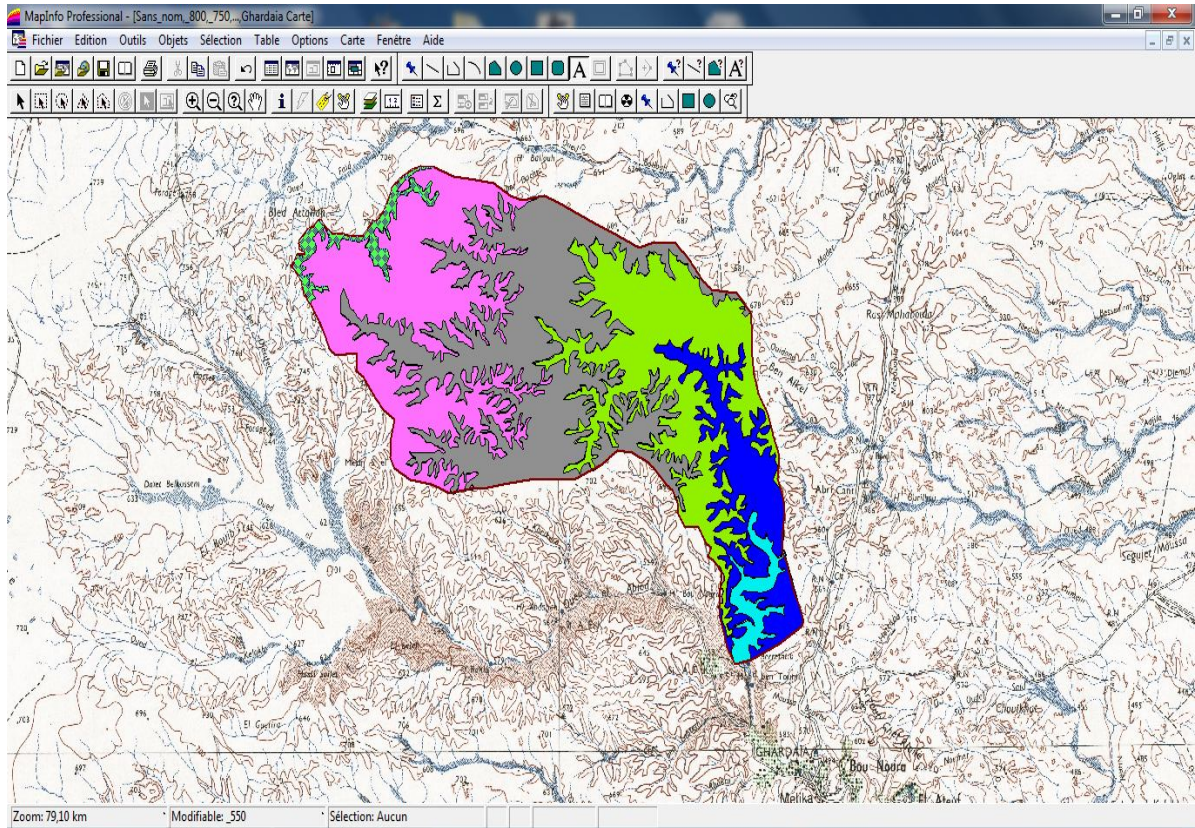








Figure IV-9 : Surfaces délimitées par deux courbes de niveau

Les surfaces partielles par tranche d'altitude sont données dans le tableau (IV-1).

Tableau IV-1 : Surfaces partielles du bassin versant de *Laadhira* par tranche d'altitude

Couleur de surface	Altitude (m)	Surface partielle (km ²)	Surface partielle (%)	Surface cumulées (%)
	773-750	9.78	2%	2%
	750-700	111.18	27%	29%
	700-650	142.98	34%	63%
	650-600	96.78	23%	87%
	600-550	45.55	11%	97%
	550-537	10.73	3%	100%

La courbe hypsométrique est donnée par la figure (IV-10).

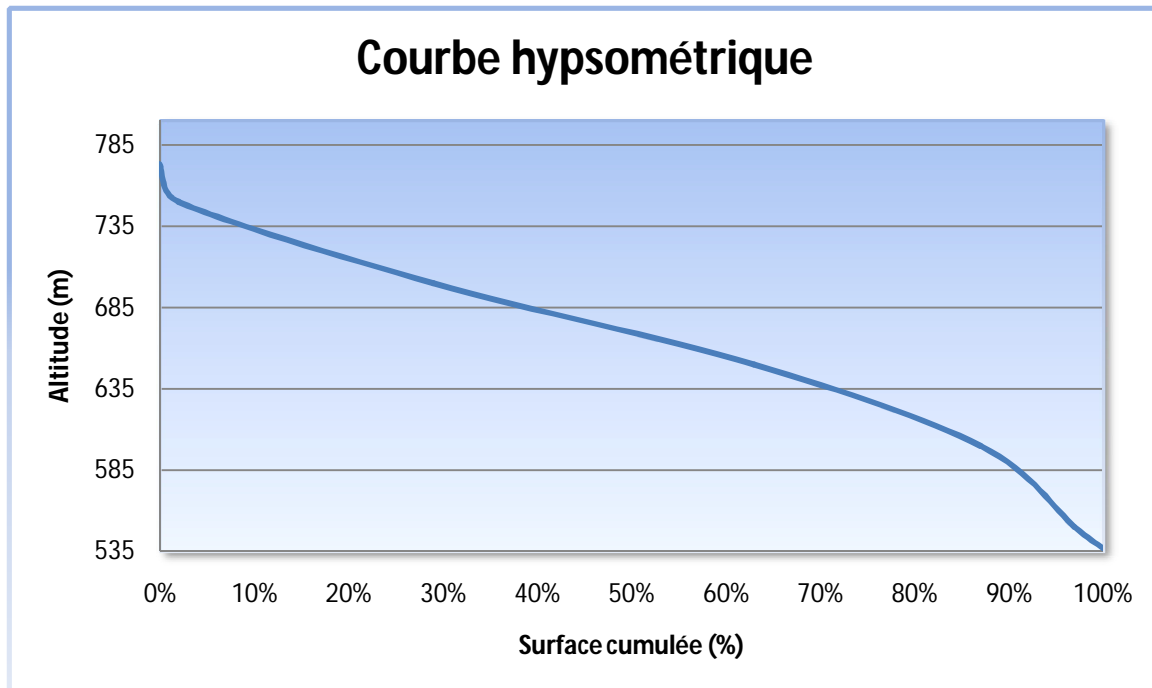


Figure IV-10 : Courbe hypsométrique du bassin versant de *Laadhira*

Donc nous avons :

- une altitude maximale de : $H_{\max} = 773\text{m}$,
- une altitude minimale de : $H_{\min} = 537\text{m}$,
- et $H_{50\%} = 668\text{m}$.

L'altitude moyenne H_{moy} est donnée par la formule (IV.3) suivante :

$$H_{\text{moy}} = \frac{\sum_{i=1}^n S_i H_i}{S_{\text{bv}}} \quad (\text{IV.3})$$

avec, H_i : Altitude moyenne entre deux courbes de niveau consécutives $n-1$ et n (en m) ; S_i : Surface partielle comprise entre deux courbes de niveau consécutives $n-1$ et n (en km^2) et S_{bv} : Surface totale du bassin versant (en km^2).

d'où : $H_{\text{moy}} = 664,45\text{m}$.

a. Indice de pente globale I_g

L'indice de pente globale est défini comme étant le rapport entre l'altitude comprise entre 5% et 95% de la surface du bassin et la longueur du rectangle équivalent. Il est donné par la formule (IV.4) suivante :

$$I_g = \frac{D}{L_{re}} = \frac{H_{5\%} - H_{95\%}}{L_{re}} \quad (\text{IV.4})$$

avec,

D : Dénivelée entre $H_{5\%}$ et $H_{95\%}$ (en m) ; L_{re} : Longueur du rectangle équivalent (en km) ; $H_{5\%}$ et $H_{95\%}$ sont respectivement les altitudes correspondantes à $S_{5\%}$ et $S_{95\%}$.

Les altitudes correspondantes à 5% et 95% de surface, sont lues dans la courbe hypsométrique du bassin versant de *Laadhira*.

De la courbe hypsométrique, nous avons : $H_{5\%} = 741\text{m}$ et $H_{95\%} = 562\text{m}$.

Connaissant L_{re} , nous obtenons un indice de pente globale de : $I_g = 4,26 \text{ m/km}$.

Dans ce cas, nous pouvons dire que le bassin versant de *Laadhira* a une pente de relief faible selon l'une des classifications de O.R.S.T.O.M où le relief est dit faible lorsque : $0,002 < I_g < 0,005$.

I.5. Réseau d'écoulement

I.5.1. Temps de concentration t_c

C'est le temps que met la particule d'eau la plus éloignée hydrologiquement pour arriver à l'exutoire.

Il existe plusieurs formules pour évaluer ce dernier. Dans le contexte algérien et pour les grands bassins, il peut être notamment calculé par l'ancienne formule de Giandotti (1937) (*Touaibia, 2004*) soit :

$$t_c = \frac{4\sqrt{S_{bv}} + 1.5L_{cr}}{0.8\sqrt{H_{moy} - H_{min}}} \quad (\text{IV.5})$$

avec,

S_{bv} : Surface du bassin versant (en m) ; L_{cr} : Longueur du cours d'eau principal (en km) ; t_c : Temps de concentration (en heure) ; H_{moy} et H_{min} , respectivement l'altitude moyenne et l'altitude minimale exprimées (en m).

Connaissant S_{bv} , L_{cr} , H_{moy} et H_{min} , nous pouvons déterminer t_c , soit : $t_c = 18$ heures.

I.5.2. Profil en long du cours d'eau principal

Ce profil est tracé à partir de la carte topographique numérisée par **MapInfo**, en tenant compte de l'altitude et de la longueur du cours d'eau principal, comme le montre la figure (IV-10).

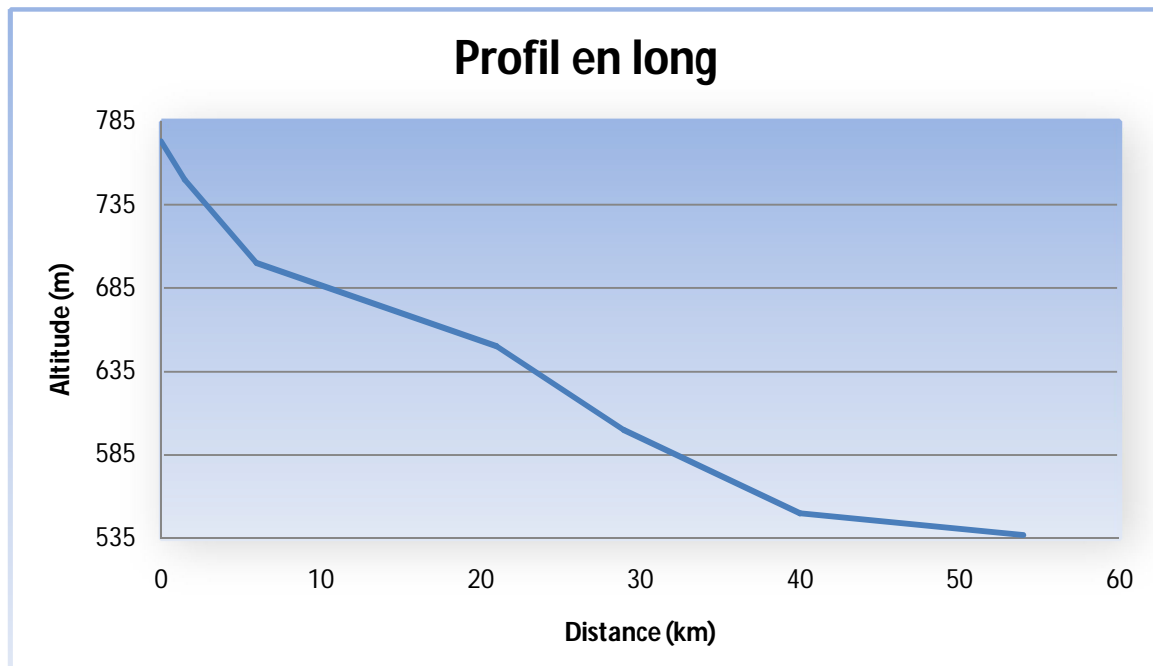


Figure IV-11 : Profil en long du cours d'eau principal

I.5.3. Pente moyenne du cours d'eau principal

Elle exprime le rapport entre la dénivelée la longueur comprise entre deux points suffisamment éloignés sur le cours d'eau principal. Il est donné par la formule (IV.6) :

$$I_c = \frac{\Delta H}{\Delta L} \quad (\text{IV.6})$$

Avec,

ΔH : Dénivelée entre deux points suffisamment distants (en m) et ΔL : Distance entre ces deux points (en km).

Pour ΔH et ΔL connues, nous obtenons : $I_c = 4.37 \text{ m/km}$.

Et comme I_c est comprise entre 0,002 et 0,005, nous concluons que le cours d'eau principal a une faible pente.

I.6. Géologie

Son influence se fait sentir non seulement sur le régime du cours d'eau mais aussi sur l'érosion et le transport solide. La notion essentielle à considérer est la perméabilité qu'il convient de prospector sur cartes géologiques (Touaibia, 2004).

La géologie influe indirectement sur l'évapotranspiration par l'effet thermique dû à la couleur des sols et par le développement de la végétation en fonction des sols (albédo). On se contente généralement de caractériser la géologie d'après le comportement hydrogéologique du bassin.

Selon l'une des classifications de O.R.S.T.O.M, le bassin versant de *Laadhira* est de classe d'un terrain Perméable à aquifère drainé (Formation gréseuse dont les sources alimentent le réseau) (*Bonnard et Gardel, 1996*).

II. PRECIPITATIONS DU BASSIN DE LAADHIRA

Les précipitations sont définies comme l'ensemble des eaux météorologiques recueillies par un bassin versant ou une surface bien déterminée.

L'analyse des précipitations est basée essentiellement sur des stations de mesures qui'il doivent être installées au sein du bassin versant et sur les relevés pluviométriques effectués dans un certain nombre de stations.

Le bassin versant de *Laadhira* ne dispose d'aucune station pluviométrique, ce qui rend caduque toute tentative d'étude pluviométrique.

Nous recommandons de réaliser au moins une station pluviométrique avec un poste de surveillance et de prélèvements pendant tous les périodes des crues au niveau du bassin versant de *Laadhira*.

Pour la suite de notre étude, nous basons sur les laisses des crues observer in situ et le témoignage mémoriel des *Oumanas*.

III. CONSTRUCTION DE L'HYDROGRAMME DE CRUE DU 01 OCTOBRE 2008

La construction de l'hydrogramme de crue du 01 Octobre 2008 au niveau du « *Amlaga* » est indispensable pour notre étude de simulation au niveau du système de collecte et de canalisation des eaux.

Mais malheureusement, le bassin du *Laadhira* est non jaugé et ne possède pas de mesures concernant le débit.

Nous sommes obligés donc dans ce cas d'estimer les différents débits de la crue du 01 Octobre 2008. Pour cela nous avons opté pour la méthode de *Sokolovski* pour la construction de l'hydrogramme de crue. Cette méthode est applicable pour les régions sahariennes (sans mesures disponibles et/ou existantes). Elle se base sur le débit de pointe, le temps de concentration et le temps de base.

Pour construire ce dernier, nous avons effectué un relevé topographique des laisses de la crue (les traces d'eau) à des sections transversales bien déterminées au niveau du « *Amlaga* ».

III.1. Description de l'hydrogramme de crue

L'hydrogramme de crue reflète la réponse hydrologique de bassin versant, il présente la forme générale d'une courbe cloche dissymétrique.

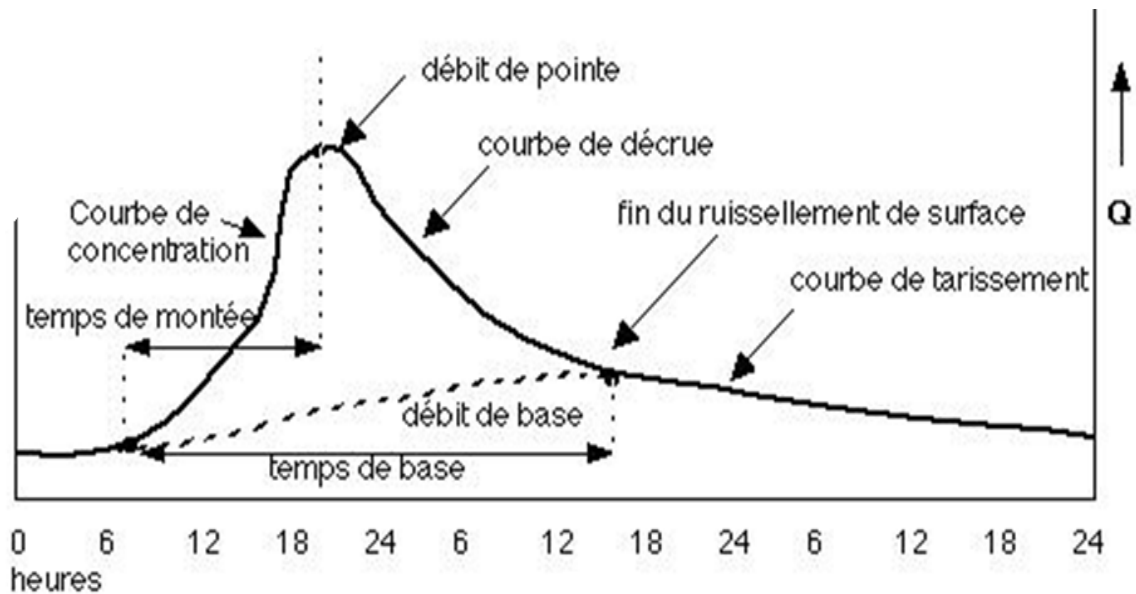


Figure IV-12 : Caractéristiques d'un hydrogramme de crue

Nous pouvons distinguer à partir de cet hydrogramme :

- ❖ La courbe de concentration ou courbe de montée (correspondant au temps de montée)
- ❖ La pointe de l'hydrogramme ou débit de pointe ;
- ❖ La courbe de décrue (diminution du débit ruisselé) ;
- ❖ La courbe de tarissement (le ruissellement est terminé : l'écoulement hypodermique et souterrain alimente le réseau hydrographique) ;
- ❖ Le temps de montée (entre le début du ruissellement direct et la pointe de la crue) ;
- ❖ Le temps de réponse (entre le centre de gravité de la pluie dite «efficace» (autrement dit la portion de la pluie qui se transforme totalement en écoulement) et la pointe de l'hydrogramme) ;
- ❖ Le temps de base ou durée du ruissellement (entre le début de la pluie efficace et la fin du ruissellement) ;
- ❖ Le temps de concentration (entre la fin de la pluie nette et la fin du ruissellement direct) ;

III.2. Présentation de la méthode de Sokolovski

La méthode de *Sokolovski* consiste à diviser l'hydrogramme en deux parties : la montée et la décrue. Pour chaque partie, *Sokolovski* a assimilé la courbe de l'hydrogramme à une équation parabolique en fonction du débit de pointe et du temps de concentration du bassin versant.

- **Montée**

Le débit de montée, Q_m , exprimé en m^3/s , est donné par la formule (IV.7) suivante :

$$Q_m = Q_{\max} \left(\frac{t}{t_m} \right)^2 \quad (IV.7)$$

Avec,

t_m : Le temps de montée de la crue. Selon *Sokolovski*, il peut être égal au temps de la concentration de la crue t_c , il est exprimé (en heure) ; Q_{\max} : le débit de pointe (en m^3/s).

- **Décru**

Le débit de décrue Q_d exprimé en m^3/s , est donné par la formule (IV.8) suivante :

$$Q_d = Q_{\max} \left(\frac{t_d - t'}{t_d} \right)^3 \quad (IV.8)$$

avec,

$$t' = t - t_c$$

$$t_d = \gamma t_m$$

γ : Coefficient en fonction des caractéristiques du bassin versant.

t' et t_d sont exprimés en heure.

Pour un bassin versant non boisés avec un sol peu perméable, nous avons $\gamma = 2$ à $2,5$ (*Touaibia, 2004*). Le bassin de *Laadhira* est considéré pauvre de végétation avec un sol dur, donc nous pouvons considérer que $\gamma = 2,3$ pour la suite de notre étude.

III.3. Evaluation du débit de pointe Q_{\max} de la crue du 01 Octobre 2008

L'absence des données et des mesures, nous oblige à supposer que notre écoulement est en régime permanent (uniforme). La détermination du débit de pointe se fait à l'aide de la formule (IV.9) de Strickler-Manning :

$$Q_{\max} = \frac{1}{n} S_m R_h^{\frac{2}{3}} I^{\frac{1}{2}} \quad (IV.9)$$

avec, Q_{\max} : débit max traversant la section (m^3/s) ; n : Coefficient de rugosité ; R_h : Rayon hydraulique (m) qui est égal à S_m/P_m ; où P_m : périmètre mouillé (m) ; I : Pente du lit de l'Oued (m/m) et S_m : Section mouillée (m^2).

Dans ce cas, nous recherchons des tronçons réguliers, des alignements droits, des zones où le lit de l'Oued est unique.

Pour le choix de l'emplacement de la section de contrôle (figure (IV-13)), nous avons évité :

- à proximité d'un confluent ;
- à proximité d'un changement brusque de direction de l'Oued.

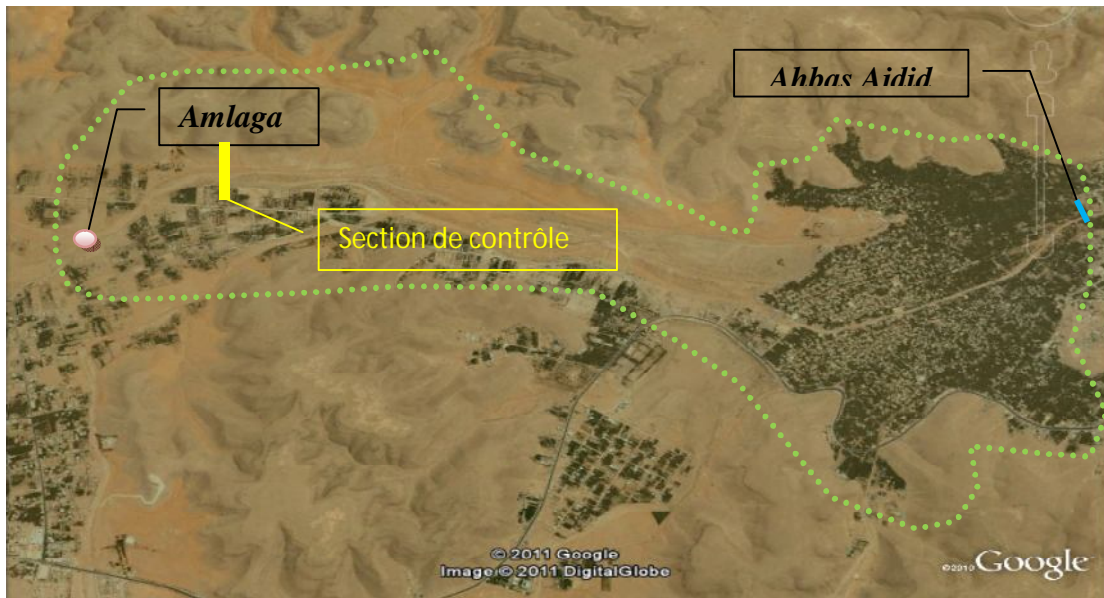


Figure IV-13: Emplacement de la section de contrôle

III.3.1. Détermination du périmètre et de la section mouillée de la section de contrôle

Grace aux laisses de crue sur les rives et le témoignage des *Oumanas*, nous avons effectué un relevé topographique pour déterminer le profil en travers de notre section de contrôle.

a. Matériel topographique utilisé

L'appareil de mesures que nous avons utilisé, est la nouvelle génération de stations totales SOKKIA motorisée ou robotisée pour toutes les applications topographiques et d'auscultation.

Cet appareil est équipé des dernières technologies pour un positionnement précis (photo (IV-1) ÷ (IV-2)).



Photo IV-1 : Prisme



Photo IV-2 : Appareil de mesures avec Carnet numérique d'enregistrement automatique des points

b. Procédure de mesure

- Repérage des traces de la crue sur les deux rives de notre section de contrôle ;
- Positionnement de l'appareil de telle sorte que à avoir la possibilité de visualiser tous les points de la section de contrôle ;
- Réglage de l'horizontalité de l'appareil ;
- Donner des coordonnées relatives (x = 3000 ; y = 5000 et z=300) pour faire démarrer l'appareil.
- Déplacement du prisme à travers la section de contrôle, et à chaque déplacement, on effectue une mesure. L'enregistrement de la mesure au point (x, y et z) est achevé automatiquement dans le carnet numérique d'enregistrement (*les mesures brutes sont données en annexe*).
- Transfert des mesures du carnet numérique vers l'ordinateur. Les mesures transférées sont données sous forme d'un fichier texte et/ou **Autocad**.

c. Calcul du périmètre mouillé et de la section mouillée

Le périmètre mouillé et la section mouillée sont calculés à l'aide du logiciel « **Autocad** », après le traçage du profil en travers de la section relevée. Le logiciel donne une section mouillée de $S_m= 727,48m^2$ et un périmètre mouillé de $P_m= 201,66m$ (figure (IV-14)).

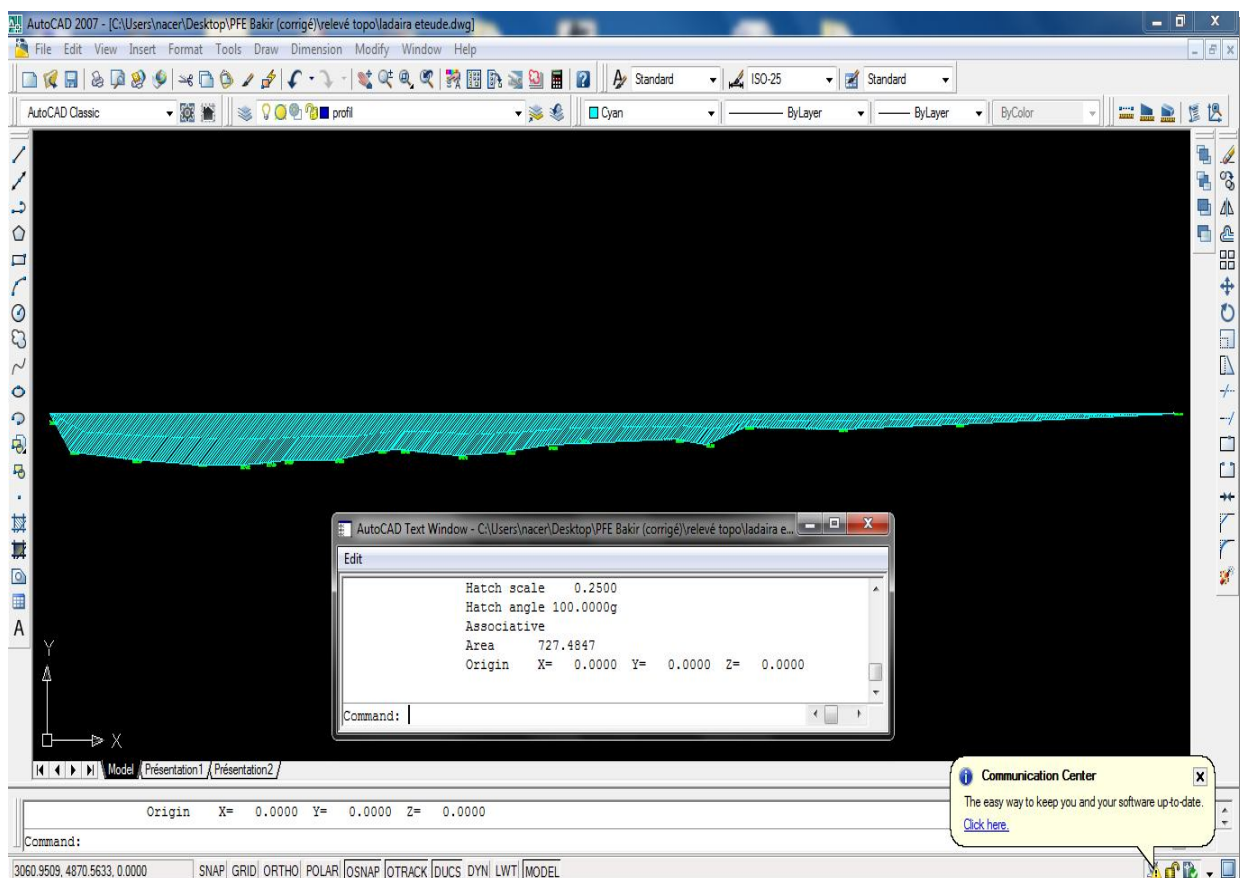


Figure IV-14 : Calcul du périmètre et de la section mouillée à l'aide de l'Autocad

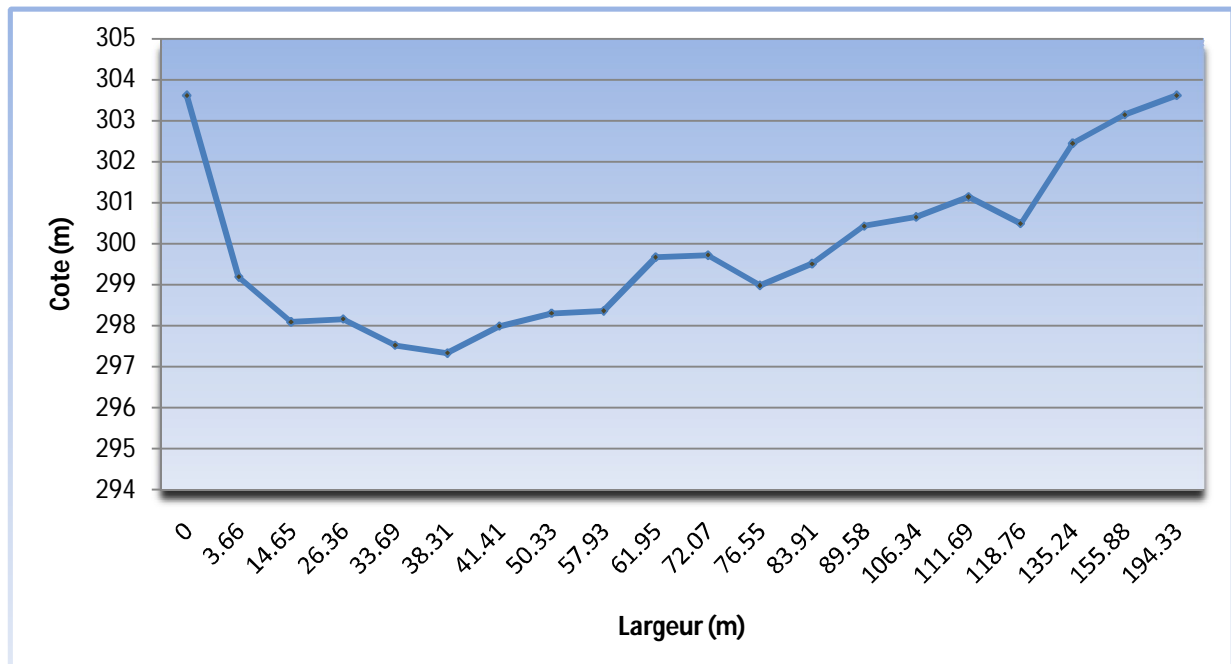


Figure IV-15 : Profil en travers au niveau de la section de contrôle « Amlaga »

III.3.2. Calcul du débit de pointe passant par la section de contrôle « Amlaga »

Nous avons les données suivantes :

$$I=I_c= 4,37 \cdot 10^{-3} \text{ m/m} ; \quad 1/n = 25 \text{ (Tableau I-2)} ; \quad S_m= 727,48\text{m}^2 \quad \text{et} \quad R_h= S_m/P_m= 3,61\text{m}.$$

En remplaçant dans la formule (IV.9), le débit maximum passant par la section de contrôle est de :

$$Q_{\max} = 2805 \text{ m}^3/\text{s}$$

Nous remarquons que cette crue a un débit de pointe très important devant le débit évalué par l'ANRH de Ghardaïa. Ce dernier est déjà mentionné dans le chapitre II.

III.4. Construction de l'hydrogramme de crue par la méthode de Sokolovski

En appliquant la formule de *Sokolovski* (la montée et la décrue) pour un temps de montée égale au temps de concentration $t_c=t_m=18$ heure et avec un temps de décrue $t_d = 2,3t_m$ donc $t_d=41,4$ heure, nous obtenons le tableau (IV-2) et l'hydrogramme de crue suivants :

Tableau IV-2 : Résultats donnés par la méthode se Sokolovski

Temps (en heure)	Débits (en m ³ /s)
0	0
5	216,45
10	865,74
15	1947,92
18	2805
20	2417,80
30	1004,55
40	288,63
50	32,83
59,4	0

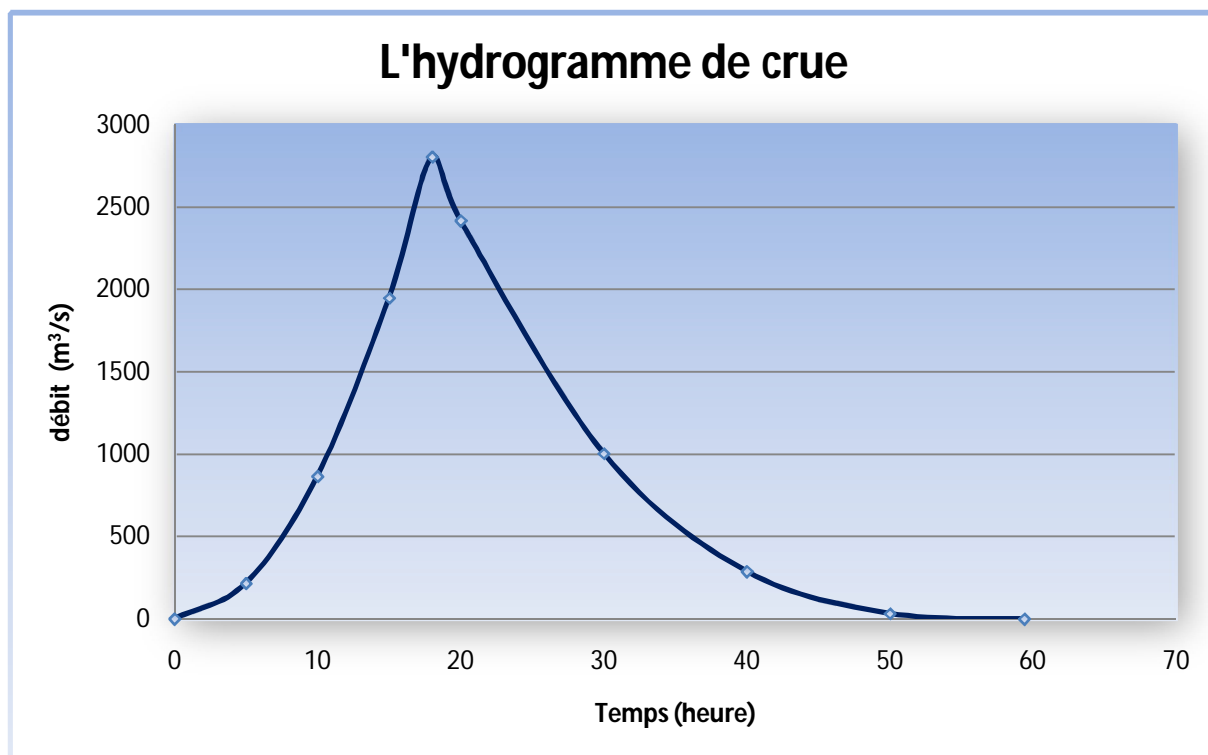


Figure IV-16 : Hydrogramme de crue du 01 Octobre 2008

CONCLUSION

Malgré le manque de données et de mesures que nous avons rencontré lors de notre séjour sur terrain, nous avons pu tracer l'hydrogramme de crue du 01 Octobre 2008 qui sera utilisé par la suite dans la simulation.

Par ailleurs nous avons effectué une étude topographique assez complète qui nous a permis de tracer le profil de l'étendue de la crue du premier Octobre 2008.

Chapitre V

LE CODE DE CALCUL RUBAR20

I. PRÉSENTATION GÉNÉRALE

Le Cemagref a développé un outil de résolution numérique 2D appelé **RUBAR 20**. Ce logiciel a été initialement conçu pour le calcul de propagation d'onde de rupture de barrage en bidimensionnel. A ce titre, il permet de simuler la propagation d'une onde issue soit d'une rupture instantanée de barrage (on partira d'un mur d'eau), soit d'une rupture progressive (pour laquelle on connaît l'hydrogramme au droit du barrage ou pour laquelle on la modélise par un ouvrage particulier). Il traite donc, en particulier, la propagation d'un front sur une zone initialement sèche (*Paquier, 2008*).

De manière plus générale, ce logiciel permet tout calcul hydraulique ressortant des équations de *Saint-Venant* bidimensionnelles, en particulier, lorsque les variations temporelles des caractéristiques hydrauliques sont importantes (crues). Les équations que le logiciel résout sont écrites sous la forme :

$$\frac{\partial h}{\partial t} + \frac{\partial Q_x}{\partial x} + \frac{\partial Q_y}{\partial y} = G \quad (\text{VI.1})$$

$$\frac{\partial Q_x}{\partial t} + \frac{\partial \left(\frac{Q_x^2}{h} + g \frac{h^2}{2} \right)}{\partial x} + \frac{\partial \left(\frac{Q_x Q_y}{h} \right)}{\partial y} = -g h \frac{\partial Z}{\partial x} - g \frac{Q_x \sqrt{Q_x^2 + Q_y^2}}{C^2 h^2} + \frac{\partial}{\partial x} \left(Kh \frac{\partial \left(\frac{Q_x}{h} \right)}{\partial x} \right) \quad (\text{VI.2})$$

$$+ \frac{\partial}{\partial y} \left(Kh \frac{\partial \left(\frac{Q_x}{h} \right)}{\partial y} \right) + F_x(w) + G_x$$

$$\frac{\partial Q_y}{\partial t} + \frac{\partial \left(\frac{Q_x Q_y}{h} \right)}{\partial x} + \frac{\partial \left(\frac{Q_y^2}{h} + g \frac{h^2}{2} \right)}{\partial y} = -g h \frac{\partial Z}{\partial y} - g \frac{Q_y \sqrt{Q_x^2 + Q_y^2}}{C^2 h^2} + \frac{\partial}{\partial x} \left(Kh \frac{\partial \left(\frac{Q_y}{h} \right)}{\partial x} \right) \quad (\text{VI.3})$$

$$+ \frac{\partial}{\partial y} \left(Kh \frac{\partial \left(\frac{Q_y}{h} \right)}{\partial y} \right) + F_y(w) + G_y$$

Où, h est la hauteur d'eau, Z la cote du fond, Q_x le débit (unitaire) selon l'axe O_x égal au produit de la vitesse par la hauteur, Q_y le débit unitaire selon O_y , g l'accélération de la pesanteur, K le coefficient de viscosité (ou diffusion)¹, C le coefficient de Chézy pour le frottement au fond (ou coefficient de Strickler multiplié par $h^{1/6}$), G_x et G_y les composantes

du frottement à la paroi (verticale) exprimée comme le frottement au fond mais la contrainte étant parallèle à la paroi, on utilise un facteur multiplicatif valant 0 pour les mailles sans paroi et (h/L) pour les autres mailles avec L dimension de la maille dans la direction perpendiculaire à la paroi, P l'apport local correspondant à la pluie (dont on néglige la quantité de mouvement) (*Paquier, 2008*).

Les équations de *Saint-Venant 2D* sont destinées à prédire l'évolution temporelle et spatiale d'un écoulement majoritairement bidimensionnel, c'est à dire dont les vitesses verticales sont faibles par rapport aux vitesses dans le plan horizontal.

La principale simplification apportée dans les équations de Saint Venant par rapport aux équations de Navier Stokes provient en effet de l'hypothèse d'une répartition hydrostatique des pressions dans l'écoulement. Cette hypothèse simplificatrice est valable pour des écoulements horizontaux sous certaines conditions que l'on supposera vérifiées. Ces conditions sont des accélérations verticales faibles devant la pesanteur, des hauteurs d'eau grandes par rapport aux irrégularités du fond, des rayons de courbures des lignes de courant dans un plan horizontal importants, des faibles pentes de la surface libre. Les équations de *Saint-Venant* sont alors obtenues en intégrant sur la verticale les équations de *Navier-Stokes* écrites sous les hypothèses précédentes, suivant l'axe vertical.

I.1. Principe de calcul

Le code de calcul utilise la méthode des volumes finis appliquée à un maillage constitué de quadrilatères et de triangles qui ont entre eux 0 ou 1 (entier) côté commun. A chaque pas de temps, pour calculer les flux entrants et sortants de chaque maille, est résolu un problème de *Riemann* dans la direction normale à l'arête. Deux schémas numériques sont disponibles pour résoudre ce problème :

- un schéma de *VAN LEER* avec deuxième ordre en espace et premier ordre en temps ;
- un schéma de *VAN LEER* avec deuxième ordre en temps et en espace.

En premier temps, on résout le problème homogène pour les trois équations unidimensionnelles mise sous forme conservative, puis on ajoute les termes du second membre où on retrouve le terme de gravité, de frottement ...etc (*Paquier, 1995*).

a. Conditions aux limites

Quatre types des conditions aux limites sont définis :

- Réflexion : flux nul sur l'arête;
- Flux sortant déterminé par le fluide;
- Flux entrant en imposant 2 des 3 variables (les 3 variables en régime torrentiel);
- Flux sortant avec une condition qui peut être soit, hauteur imposée, soit une loi de tarage, soit un régime critique.

b. Conditions initiales

Les conditions initiales sont données par l'utilisateur, qui sont, la hauteur d'eau et les débits, et ceci à chaque centre des maille à l'instant de début de calcul.

c. Maillage

Le maillage est constitué généralement, de :

- *Sections en travers* : qui représentent soit, des sections mouillées pour un cours d'eau ou un canal, soit des crêtes faisant obstacles pour un remblai, les points caractéristiques de chaque section doivent être bien définis (coordonnées x, et y, plus côtes);
- *Lignes directrices* : en reliant les points caractéristiques de même rang de chaque section en travers, on aura les lignes directrices qui sont approximativement perpendiculaires aux sections en travers.

II. DESCRIPTION DE SCHÉMA NUMÉRIQUE

Les équations précédentes sont résolues par le solveur du code **RUBAR20**, basé sur la méthode des volumes finis appliquée à un maillage non structuré et constitué de quadrilatères et de triangles. Par ailleurs, le code utilise un schéma explicite de *VAN LEER* avec second ordre en temps et en espace. Ce schéma numérique comprend quatre étapes (*Paquier, 1995*) :

- i. Un calcul du gradient de chacune des variables dans chaque maille pour chacune des deux directions correspondant aux axes 'x' et 'y' par une méthode des moindres carrés. Pour garder le caractère de schéma à variation totale décroissante, une limitation des gradients est effectuée, ce qui permet d'éviter la création d'extremums sur ces variables aux milieux des arêtes de la maille considérée.
- ii. La variable $W = (h, Q_x \text{ et } Q_y)$ est ensuite calculée à un temps intermédiaire $t_{n+1/2}$ au centre m_{ij} de chacune des arêtes de chaque maille du maillage i .
- iii. La résolution d'un problème de *Riemann* unidimensionnel dans la direction normale à l'arête à $t_{n+1/2}$ afin d'estimer les flux à travers les arêtes pour le premier membre des équations (VI.2) et (VI.3). Ce mode de calcul permet de tenir compte des discontinuités de la ligne d'eau ; il permet, de ce fait, de représenter des ressauts hydrauliques sans toutefois tenir compte de leur longueur (*Paquier, 1995*).
- iv. L'intégration du second membre des équations (VI.2) et (VI.3) sur la surface de la maille afin d'ajouter la contribution correspondante et d'obtenir la valeur finale W_{n+1} .

La contribution du second membre inclut :

- Des termes de gravité ou de pente traités comme les flux destinés à ce qu'une surface libre horizontale reste horizontale en l'absence d'apports
- Des termes de frottement au fond qui sont simplement estimés au centre de la maille et calculés de manière implicite.
- Des termes de diffusion qui sont traités comme des flux.

- Les autres termes sont calculés au centre de la maille et traités de manière explicite.

En outre, les mailles sèches sont traitées de manière spécifique dans le sens où une maille est considérée sèche tant que la hauteur d'eau ne dépasse pas 0,1 mm.

III. FORMULES DE FROTTEMENT UTILISÉES

Les écoulements étudiés lorsque les événements sont à une échelle urbaine ou rurale réelle, sont en régime turbulent rugueux du fait du fort nombre de *Reynolds* et des grandes tailles caractéristiques des aspérités au fond. Le coefficient de frottement de *Strickler* (K dans les équations (V.2) et (V.3)) est considéré constant durant la totalité de l'événement et ne dépend que des caractéristiques du fond (lit de rivière, rue...). Sa valeur est donnée par le modélisateur, à qu'il revient le choix des formules utilisées. Dans le cas de notre étude, nous utiliserons la formule de *Cowan*, en basant sur les investigations menées sur terrain lors de notre visite.

IV. DESCRIPTION DU CODE DE CALCUL RUBAR 20

Tous les programmes qu'utilise le code de calcul **RUBAR20**, sont écrits en **FORTRAN**. La visualisation des données et des résultats ainsi que la saisie de certaines données peuvent s'effectuer à partir de deux pré et post processeurs indépendants qui sont **MOCAHY** et **FUDAA-PREPRO**. Des utilitaires complémentaires permettent les transformations de format de fichier et les interpolations nécessaires.

Pour lancer une simulation avec **RUBAR20**, on passe par trois étapes, qui sont : la saisie des données, le lancement du calcul, et en fin l'extraction des résultats, figure (VI-1).

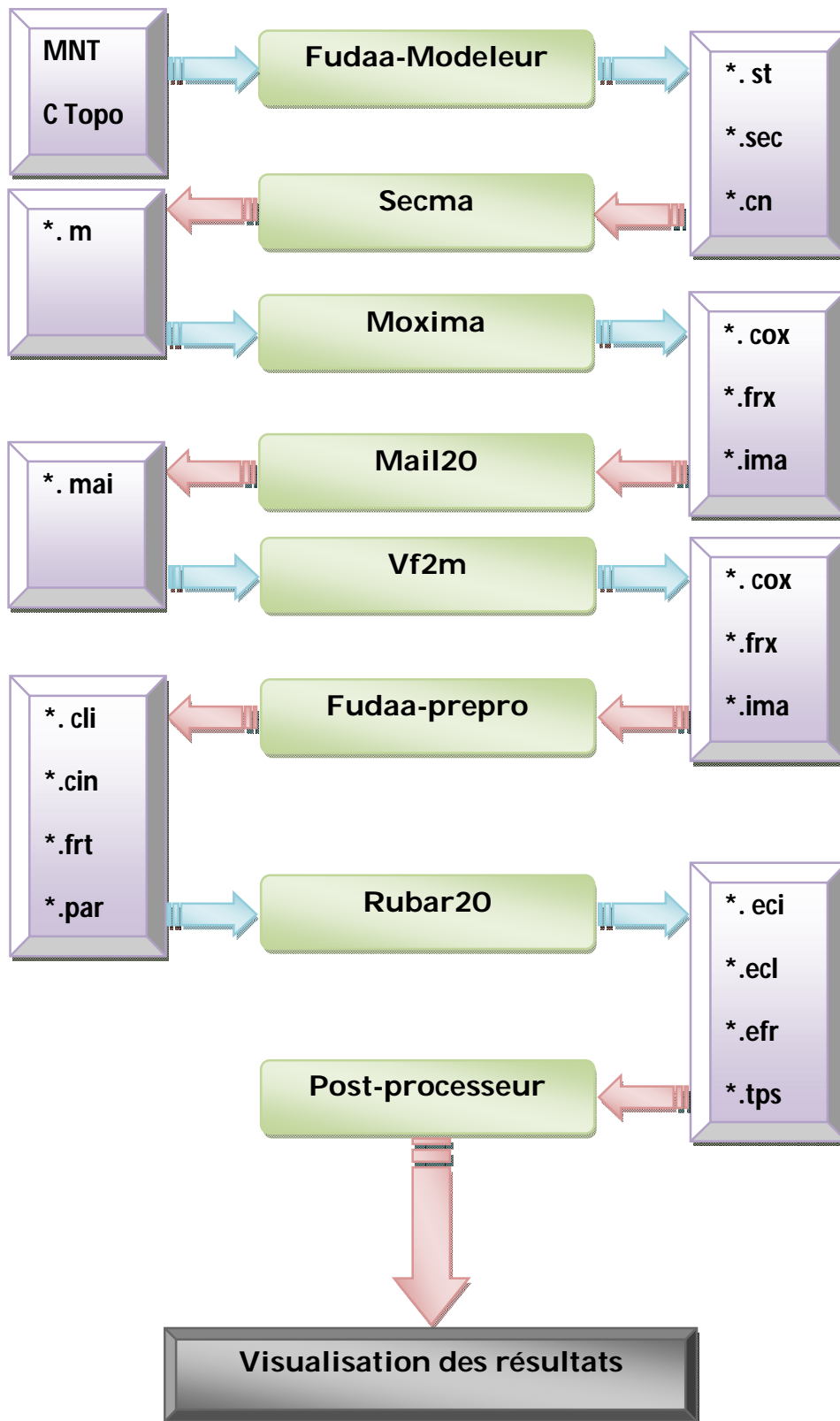


Figure V-1 : Procédure de simulation via RUBAR20 (Paquier, 2008)

IV.1. Construction du maillage

La construction du maillage de calcul peut se faire soit, directement à partir du programme **MAIL20**, ou à partir d'une chaîne de programmes qui ont comme point de départ le logiciel **Fudaa-modeleur**, qui permet de construire le fichier (*.st).

IV.1.1. Construction du fichier (*.st)

Dans cette étape, on doit définir les caractéristiques topographiques du domaine de calcul. Pour cela, on doit définir les sections en travers et les lignes directrices.

a. Les sections en travers

On définit les sections en travers du lit mineur d'une manière précise et on utilise un modèle numérique de terrain plus générique pour le lit majeur.

En premier lieu, on doit introduire pour chaque structure linéaire une représentation par une série de sections en travers, en général un trapèze (voir un triangle) est suffisant pour représenter le profil en travers d'une structure de faible ampleur (dimension horizontale inférieure à la taille moyenne).

Les points caractéristiques de chaque section doivent être définis par ses coordonnées (x,y), comme on peut rajouter la côte du fond.

Si deux points représentent la même structure, ils doivent avoir des noms identiques (en 3 caractères alphanumériques).

b. Les lignes directrices

En reliant les points de même nom, on formera ce qu'on appelle les lignes directrices, qui sont approximativement perpendiculaire aux sections.

Ces lignes directrices suivent les traits dominant de la topographie et des structures anthropiques.

Si la structure linéaire est perpendiculaire au cours d'eau, tous les points définissant une même caractéristique seront mis dans une section.

Après définition des sections en travers et des lignes directrices, nous arrivons à une couverture du domaine d'étude.

Remarque :

- Dans une section toutes les lignes directrices doivent être représentées par un point, et ces points doivent être dans le même ordre dans chaque section.
- Deux points dans une section, ou dans deux sections différentes peuvent avoir les mêmes coordonnées x, y et z, mais il est déconseillé d'utiliser des points de même coordonnées x, y et de z différente, car la projection en plan ces points seront confondus.
- Un fichier (*.st) doit avoir au-moins deux sections en travers et deux lignes directrices.

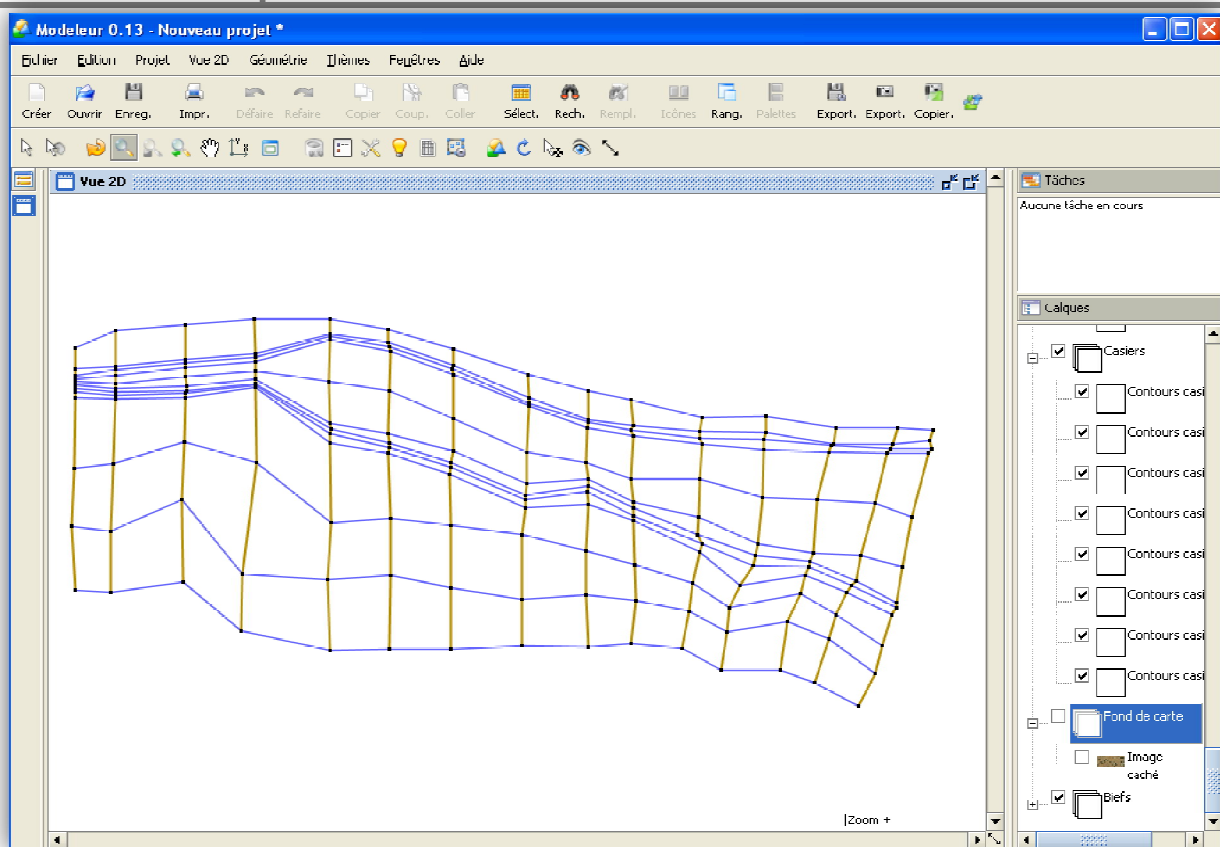


Figure V-2 : Sous programme de construction des sections et des lignes : **Fudaa-modeleur**

IV.1.2. Construction du fichier (*.m)

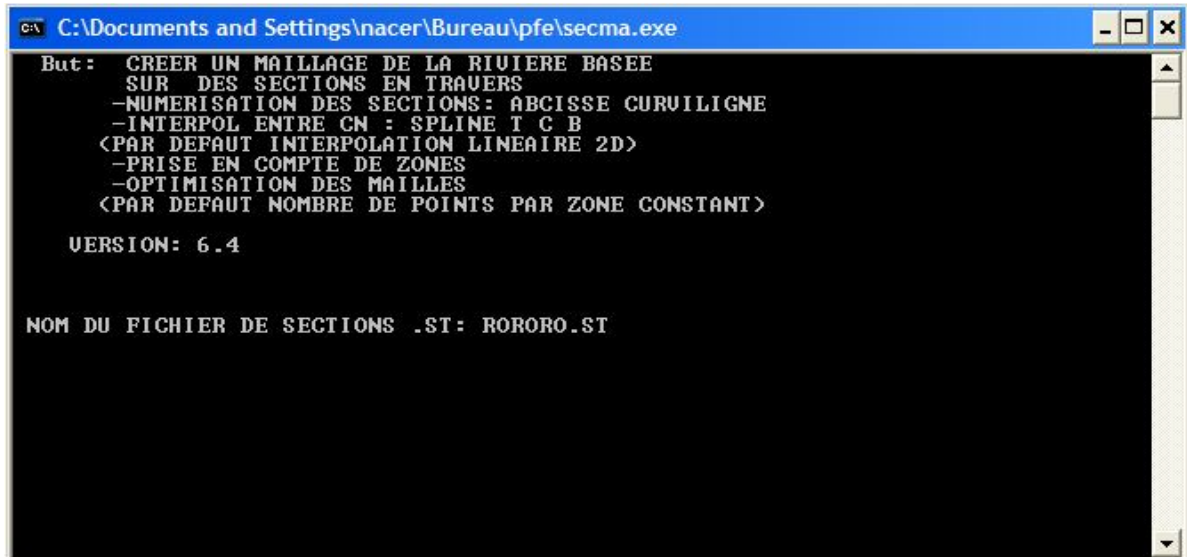
A fin d'obtenir le maillage de calcul, il suffit d'interpoler au pas d'espace en utilisant le programme **Secma**. Ce maillage est stocké dans un fichier (*.m) appelé fichier de maillage.

Le traitement se fait par zones (une zone, c'est le domaine compris entre deux lignes directrices),

L'interpolation transversale se fait soit avec un pas d'espace, soit avec par un nombre de mailles, puis on passe l'interpolation longitudinale avec un pas d'espace donné par l'utilisateur.

Remarque :

- Le sous-programme **Secma** (figure (V-3)) offre la possibilité de définir et d'éliminer les petites mailles, ces petites mailles qui accroissent fortement le temps de calcul.
- Dans l'interpolation transversale, soit le pas d'espace est constant, soit le nombre de points par zone est constant, c'est l'option d'optimisation qu'offre le programme.



```
C:\Documents and Settings\nacer\Bureau\pfe\secma.exe
But:  CREER UN MAILLAGE DE LA RIVIERE BASEE
      SUR DES SECTIONS EN TRAVERS
      -NUMERISATION DES SECTIONS: ABCISSE CURVILIGNE
      -INTERPOL ENTRE CM : SPLINE T C B
      <PAR DEFAUT INTERPOLATION LINEAIRE 2D>
      -PRISE EN COMPTE DE ZONES
      -OPTIMISATION DES MAILLES
      <PAR DEFAUT NOMBRE DE POINTS PAR ZONE CONSTANT>

      UERSION: 6.4

      NOM DU FICHIER DE SECTIONS .ST: RORORO.ST
```

Figure V-3 : Sous-programme Secma

IV.1.3. Construction du fichier (*.ima)

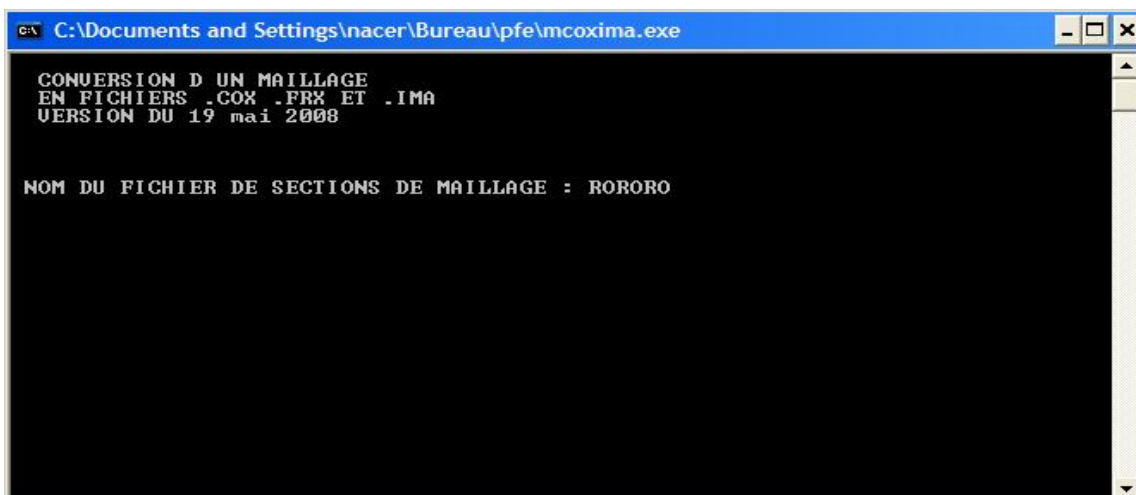
L'exécution du sous-programme **Mcoxima** (figure (V-4)), va générer le fichier de maille (*.ima), qui contient les coordonnées des sommets des quadrilatères de base du maillage, et le nombre de mailles par quadrilatère.

De plus, le sous-programme crée les fichiers suivant :

- Le fichier (*.cox) : Qui contient les cotes du fond sur une grille régulière orienté Nord-sud et ouest-est ou sur des parallélogrammes.
- Le fichier (*.frx) : Qui contient les frottements au fond en certain points définis par leurs coordonnées.

Le programme permet aussi d'éliminer les petites mailles. Comme il affiche :

- Le nombre des sections en travers;
- Le nombre des lignes directrices;
- Le nombre de mailles.



```
C:\Documents and Settings\nacer\Bureau\pfe\mcoxima.exe
CONVERSION D UN MAILLAGE
EN FICHIERS .COX .FRX ET .IMA
UERSION DU 19 mai 2008

      NOM DU FICHIER DE SECTIONS DE MAILLAGE : RORORO
```

Figure V-4 : Sous-programme Mcoxima

IV.1.4. Construction du fichier (*.mai)

Le programme **Mail20** offre la possibilité :

- De lire le fichier (*.ima) précédent.
- De modifier le maillage (en rajoutant ou en supprimant des éléments).
- De Créer le fichier (*.mai).

Le fichier (*.mai) : Contient les données de maillage (numérotation des mailles, des nœuds, et des coordonnées).

Les éventuelles erreurs d'un maillage

Les erreurs les plus fréquentes pour un maillage sont :

- deux quadrilatères ayant un coté commun, mais n'ont pas le même nombre de nœuds sur ce coté ;
- un coté commun à deux quadrilatères, se trouve deux fois avec des coordonnées légèrement différents ;
- les mailles sont définies pour certains en sens trigonométrique et pour les autres en sens inverse.

Le programme **Mail20** (figure (V-5)) génère un fichier texte dénommé (*toto2.txt*), contient des messages d'erreurs et d'avertissements.

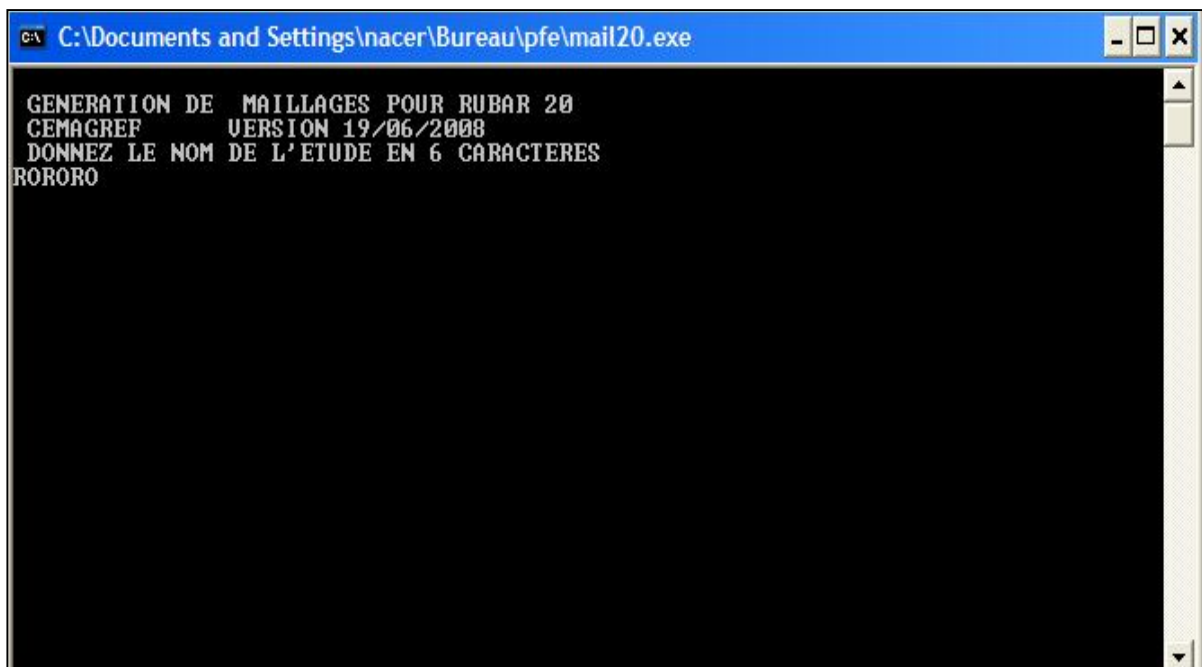


Figure V-5 : Sous-programme Mail20

IV.2. Définitions des données de calcul

La définition des principaux paramètres se fait à partir du logiciel **Vf2m**, ou à partir du logiciel **Fudaa-Prepro**.

Remarque

Le passage par le programme **Vf2m** est indispensable pour utiliser le **Fudaa-Prepro** et ceci juste pour générer un fichier (*.dat) nécessaire au démarrage du **Fudaa-Prepro**.

L'utilisation de **Fudaa-Prepro** pour saisir ces données est recommandé, car il est plus souple et plus maniable que le **Vf2m**, de plus il permet de visualiser les données en temps réel.

Le fichier (*.dat) : contient l'ensemble des données par mailles, y compris les cotes du fond et les arêtes limites.

IV.2.1. Utilisation du programme Vf2m

Comme nous avons dit précédemment, ce programme permet de saisir les données, mais dans notre cas d'étude nous allons utiliser le **Fudaa-Prepro** pour les raisons que nous avons déjà cité, donc le passage par le **Vf2m** est juste pour créer le fichier (*.dat), qui contient des valeurs par défauts. Ce fichier est nécessaire au démarrage du **Fudaa-Prepro**.

Pour cela, nous choisissons la génération des structure des données, ce qui permet de lire le fichier (*.cox) existant et de générer un fichier (*.cof).

Le programme permet aussi d'éliminer les petites mailles, et même de modifier les cotes du fond.

A noter que le **Vf2m** ne permet pas de définir les conditions aux limites.

Le fichier (*.cof) : contient les cotes du fond en chaque nœud du maillage.

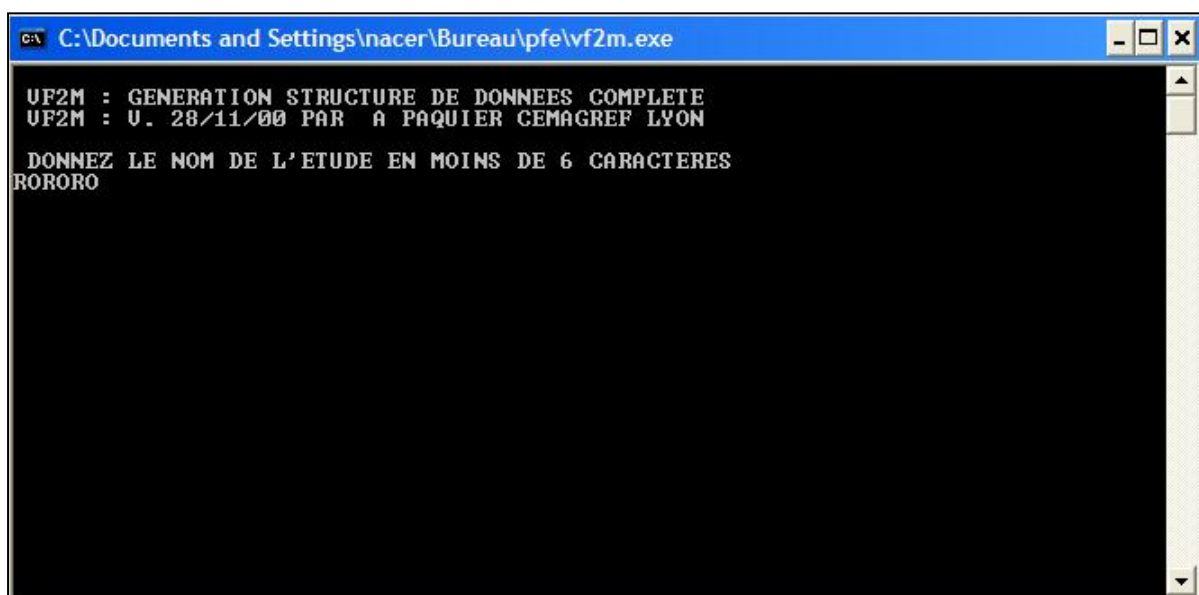


Figure V-6 : Sous-programme Vf2m

IV.2.2. L'utilisation du logiciel Fudaa-Prepro

Le **Fudaa-Prepro** permet de définir, de saisir et de modifier tous les principaux paramètres de calcul ainsi que les conditions initiales et aux limites, à l'inverse de **Vf2m** qui ne permet pas de définir les conditions aux limites.

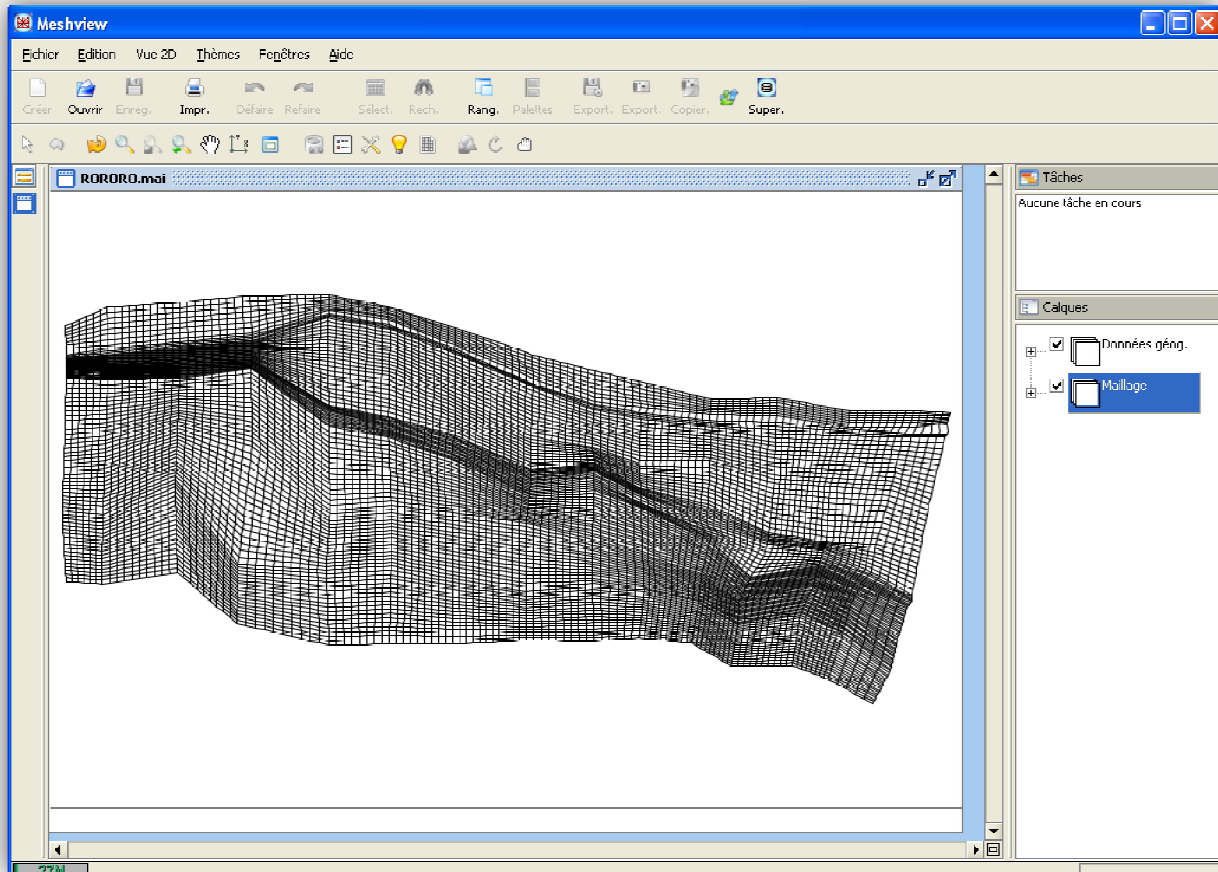


Figure V-7 : Définition des paramètres de la simulation via le logiciel Fudaa-Prepro

a. Définitions des données brutes

- Bathymétrie

A chaque nœud de maillage, on doit définir la côte du fond, les données seront stockées dans un fichier (*.COF). En outre le **Fudaa.prepro** permet de modifier les cotes déjà définies dans un fichier (*.COF).

- Coefficients de frottement au fond

Pour les frottements au fond, on utilise soit, le coefficient de *Chézy*, soit celui de *Strickler* (dans notre cas, nous utilisons celui de *Strickler*). Il est recommandé d'utiliser le coefficient de *Chézy* pour des faibles hauteurs d'eau (*Paquet, 2008*).

- Diffusion

La diffusion est supposée identique dans les deux directions, (0 : valeur par défaut).

b. Définition des ouvrages et leurs caractéristiques

Les ouvrages sont simulés comme étant un moyen de transfère de débit d'une maille à une autre, l'ouvrage est défini dans le code par les éléments suivants. Ces données sont stockées dans un fichier (*.ouv), qui est lu que si le paramètre **IOSMB** du fichier (*.par) est égale à 1, ou 3, ou 11, ou 13, ou 21, ou 23 :

L'arête 1 : c'est l'arête amont de l'ouvrage.

La maille 1 : c'est la maille amont où sera prélever le débit

Les mailles internes : qui constituent le corps interne de l'ouvrage.

L'arête 2 : c'est arête avale de l'ouvrage.

La maille 2 : c'est la maille avale de l'ouvrage, ou sera injecté le débit.

Le mode de calcul : le code propose deux modes de calcul, premier mode consiste à ajouter le débit de l'ouvrage à celui des équations de *Saint-Venant* qui représente le flux interne de l'ouvrage. Le second mode consiste à faire passer uniquement le débit de l'ouvrage (c'est notre cas).

Le type de l'ouvrage : le code permet de choisir plusieurs types d'ouvrages, tel que : déversoir, brèche, apport de débit ponctuel, transfert de débit...etc. Pour chaque type d'ouvrage, on doit définir les éléments spécifiques à l'ouvrage. Pour un déversoir par exemple on doit définir la longueur de déversement, la côte de seuil, la côte de mise en charge, et le coefficient de débit, et ainsi de suite pour les autres ouvrages.

Remarque

On peut représenter un mur par ouvrage, pour cela il suffit de choisir un déversoir avec une longueur de déversement égale à zéro, avec mode de calcul qui ne tient pas en compte relatif aux équations de *Saint-Venant*.

c. Définition des conditions aux limites

Dans cette étape, on doit définir le type des arêtes entrantes et sortantes, ainsi que les courbes temporelles pour les débits.

Différents types des arêtes externes

Un maillage contient des arêtes internes, et d'autres externes. En premier temps, on doit définir pour l'ensemble des arêtes externes leur type associé. A noter que chaque arête le code lui donne une référence. Pour les arêtes internes, la référence est de zéro par défaut, et pour les arêtes externes chaque type correspond à un référence. Ces différents types sont :

- i. **Mur imperméable** : définit par la référence 2, et qui correspond au cas de réflexion, c'est-à-dire que la vitesse normale à l'arête est nulle.
- ii. **Différentes sortie** : on a plusieurs types de sortie à imposer, tels que :

- sortie libre de référence égale à 1, dont la vitesse normale à l'arête est dirigée vers l'extérieur, sans aucune donnée particulière est imposée, et c'est la sortie à choisir pour un régime torrentiel. En cas d'un régime torrentiel ou permanent à géométrie régulière, cette condition conduit généralement à un écoulement uniforme en sortie.
 - sortie définie par la cote d'eau.
 - sortie définie par une loi de tarage, dans ce cas, on doit définir la courbe de tarage par une série des couples débit unitaire normal sortant, cote d'eau.
 - sortie définie par un régime critique (nombre de Froude égale à un sur les arêtes).
- iii. *Différentes entrées* : c'est la même chose que pour les sorties, le code permet de définir plusieurs types d'entrée, qu'on les associe à une ou plusieurs arêtes. Les différents types sont :
- entrée définie par la cote d'eau, et le débit tangentiel unitaire et débit normal unitaire. Ce type est de référence égale à 5.
 - entrée définie par un groupe de débit, le code offre la possibilité de définir neuf groupes de débit. Le groupe 1 est de référence 31, le groupe 2 est de référence 32, et ainsi de suite jusqu'au groupe 9 de référence 39. Chaque groupe est défini à partir de l'éditeur des courbes temporelles, qui permet de définir la courbe des côtes en fonction du temps. La courbe de débit global normal (m^3/s) en fonction du temps, et la courbe de débit global tangentiel (m^3/s) en fonction du temps. La répartition des débits globaux sur chaque arête est donnée par le code en fonction des valeurs initiales sur les mailles limites, mais ceci n'est possible que si le régime est fluvial, si non il n'y a pas d'influence sur les valeurs limites.

Remarque

- La saisie se fait à partir du programme **Traret** ou du logiciel **Fudaa-prepro**, et les données seront stockées dans un fichier (*.cli).
- Le passage par le programme **Traret** est indispensable, dans le cas où on a défini les éléments géométriques par le programme **Vf2m**.

d. Définition des conditions initiales

On doit définir les conditions initiales à chaque centre de mailles, qui sont : les débits selon les deux directions, les cotes d'eau, et les concentrations des sédiments. Ces données sont stockées dans un fichier (*.cin).

Si les concentrations sont négatives, la concentration d'équilibre est prise en condition initiales.

e. Définition des paramètres de calcul

Les paramètres qu'on va définir sont stockés dans un fichier (*.par).

- **L'accélération de la pesanteur**

C'est la valeur de l'accélération de la pesanteur qui correspond à la région d'étude (9,81 m/s² comme valeur par défaut) ;

- **Calcul à nombre de courant constant ou non (le paramètre icfl)**

Cette option permet de conserver le pas de temps pendant le calcul. Pour ne pas conserver le pas de temps, il faut choisir l'option de calcul à nombre de courant constant (introduire le pas de temps initial **icfl** égal à 1). Sinon, le pas sera conservé durant tout le calcul (**icfl** = 0).

- **Conditions aux limites variables dans le temps ou non (paramètre iclvar)**

0 : si les conditions aux limites sont fixées dans le temps ;

1 : si les valeurs aux limites sont fluctuantes dans le temps.

- **Correction de Van Leer (le paramètre alpha)**

Représente la valeur de pente pour les schémas de *Van Leer*. La valeur est comprise entre 0,5 et 1 (0,6 : par défaut).

Plus la valeur est proche de 1, plus on a de la précision mais le schéma sera moins stable.

- **Définition du type de frottement (le paramètre iofr)**

Que ce soit pour les frottements du fond ou des parois (le cas des arêtes des ouvrages de référence -2 ou pour les arêtes externe imperméables) on doit définir le type des frottements. le paramètre **iofr** représente le type de frottements, on a :

0 : pour **Chézy** ;

1 : pour **Strickler**.

- **Calcul avec ouvrage ou non (le paramètre iosmb)**

Ce paramètre permet de définir le calcul vis-à-vis de la présence d'ouvrages ou pas, aux apports de pluies...etc.

Iosmb =3 : si il y a des ouvrages.

Iosmb = 0,2 : pas d'ouvrage ;

Iosmb = 2,3 : si il y a des apports de pluies.

- **Pas de temps de sauvegarde (le paramètre dtr)**

Ce paramètre représente le pas du temps de sauvegarde des lignes d'eau dans les fichiers (*.tps), (*.env), (*.out), le temps est compté depuis le début de chaque simulation, il ne doit pas être trop petit pour éviter des fichiers très importants.

▪ Précision sur les hauteurs (le paramètre paray)

Ce paramètre représente la précision sur les hauteurs d'eau, autrement dit c'est la hauteur minimale au dessous de laquelle, les hauteurs sont considérées comme nulles. (10^{-4} m comme valeur par défaut).

Pour bien représenter les apports d'eau, on doit augmenter la précision sur les hauteurs d'eau, et donc il est recommandé d'utiliser un **paray** inférieur à 10^{-10} m (*Paquet, 2008*).

▪ Reprise de calcul (le paramètre irep)

- Si on choisit cette option (**irep** = 1), c'est le cas de la reprise d'un calcul (après une ou plusieurs simulations) précisée par un temps et une ligne d'eau lue dans un fichier (*.tps). Les fichiers (*.tps) et (*.env) précédents sont relus.

Dans le cas du calcul sans reprise (**irep**=0), le **RUBAR20** utilise directement le fichier (*.cin) comme fichier des conditions initiales.

▪ Schéma de calcul (paramètre ischem)

Ce paramètre permet de définir le type de schéma numérique, il vaut :

1 : pour schéma de **Van Leer** d'ordre 1 en temps

2 : pour schéma de **Van Leer** d'ordre 1 en temps et en espace (ce schéma est plus précis).

Si on fait pas le choix, alors ischm=2 est prise par défaut.

IV.3. Calcul via RUBAR20

L'enchaînement des programmes précédents génère les fichiers nécessaires aux calculs. Il suffit donc de donner le nom du fichier d'étude au RUBAR20 et d'exécuter ce dernier.

Le logiciel **Fudaa-Prepro** nous permet aussi de lancer le calcul (le calcul se fait par le programme **RUBAR20**, le **Fudaa-Prepro** c'est juste un support pour exécuter le programme du calcul).

Le programme lance le calcul qui permet de déterminer l'évolution de la ligne d'eau, à partir de la résolution des équations de *Saint-Venant* selon un schéma explicite en volume finis.

Le raffinement de maillage local pour décrire des singularités géométriques est déconseillé, car il y a immédiatement réduction du temps.

Les résultats de calcul sont stockés dans des fichiers résultats, à savoir :

Le fichier (*.env) : contient les maximas des résultats depuis le début du calcul.

Le fichier (*.tps) : contient la ligne d'eau à pas de temps fixe.

Le fichier (*.trc) : contient les lignes d'eau à pas de temps fixe en certaines mailles

Le fichier (*.out) : contient les valeurs aux arêtes rentrantes et sortantes et sur les ouvrages.

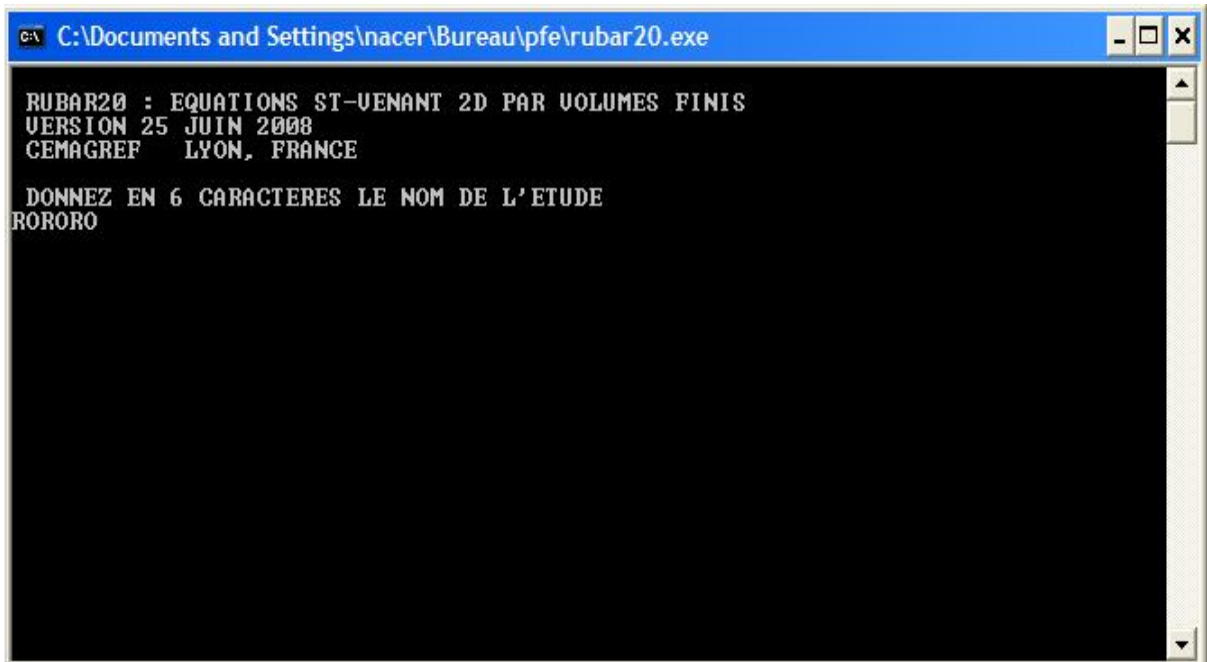


Figure V-8 : Sous-programme RUBAR20

IV.4. Visualisation des résultats

La visualisation des résultats est possible à l'aide d'un post processeur, qui peut être soit **Fudaa-prepro** (cas de notre étude), soit **Mocahy**.

Les fichiers des résultats seront visualisés de différentes manières : sous forme de cartes, de tableaux, de courbes et d'animations.

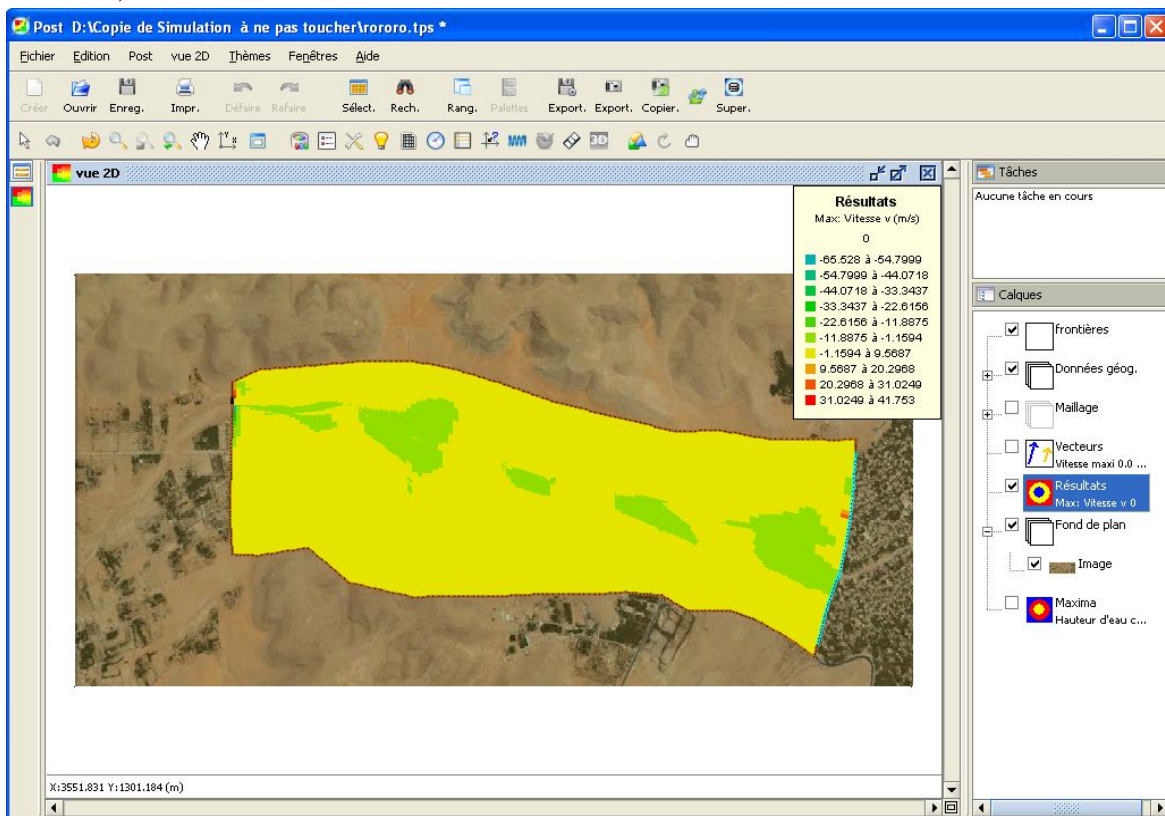


Figure VI-9 : Visualisation des résultats via post-processeur

CONCLUSION

Le code de calcul est présenté sous forme de sous-programmes écrits en Fortran, pour cela il sera très maniable d'utiliser des logiciels qui facilitent l'introduction des données, le paramétrage du système et la visualisation des résultats, parmi ces logiciel : on a pré-processeur : **Fudaa-modeleur** et le post-processeur : **Fudaa-Prepro**.

L'utilisation directe du code **RUBAR20** est difficile de faite qu'il est présenté sous formes de sous-programmes exécutables sous des fenêtres de **MS-DOS**. D'où pour définir et décrire le problème à traiter cela nécessite le passage par plusieurs étapes, mais avec l'utilisation de certains logiciels comme le **Fudaa-Modeleur** et le **Fudaa-Prepro**, la manipulation devient de plus en plus souple et pratique.

Après l'exécution de calcul, le **RUBAR20** génère des fichiers résultats, la visualisation de ces résultats se fait à partir des utilitaires, tels que **Mocahy** ou **Fudaa-Prepro** qui permettent de visualiser la plupart des résultats, le codes fournit donc des graphes, des tableaux et mêmes des animations en 2D ce qui facilite l'interprétation des résultats.

Chapitre VI

**SIMULATION DE LA CRUE DANS LA PARTIE DE
COLLECTE DES EAUX POUR LA PALMERAIE****INTRODUCTION**

Dans ce chapitre, nous avons essayé de simuler la crue du 01 Octobre 2008 au niveau du système de collecte des eaux pour la palmeraie.

Après le calcul, les résultats numériques fournis doivent être comparés à des données de terrain afin de s'assurer de la fiabilité de l'outil numérique dans des conditions opérationnelles. Ce processus, appelé validation opérationnelle, inclut la tâche de calage de modèle. Le calage vise à reproduire des événements de référence aussi fidèlement que possible par un ajustement de paramètre à base physique (*Bouach, 2011*).

Nous avons exposé toutes les démarches de la simulation et de la visualisation des résultats pour pouvoir les interpréter.

Ce travail nous permettra par la suite de mettre un plan d'action pour lutter contre ce genre de catastrophe dans l'avenir.

I. DONNEES DISPONIBLES POUR LANCER LA SIMULATION

Comme la plupart des codes, le **RUBAR20** a besoin des données nécessaires aux calculs.

I.1. Données topographiques

Pour faire introduire la topographie de la zone étudiée, nous sommes basés sur le plan topographique que nous avons effectué, par la suite nous avons utilisé le **Google Earth 2011** pour la construction du MNT. Ces données topographiques se sont des données brutes, intrinsèques qui représentent le premier point de départ de la simulation, et qui serviront par la suite à la construction du maillage initial.



Figure VI-1 : Photo satellitaire de la zone d'étude (*Google earth, 2011*)

I.2. Coefficient de frottement

L'édition du frottement de fond se fait aux centres des mailles. Le **RUBAR20** permet de choisir entre le coefficient de *Chézy* et de *Strickler*. Dans notre cas, nous avons opté pour celui de *Strickler*, c'est le plus couramment utilisé.

La formule qui prend en considération les différentes caractéristiques du sol, est la formule de *Cowan* (**Carlier, 1980**). Cette formule permet d'estimer la valeur du coefficient de *Manning* n en séparant l'influence des différents facteurs. Elle s'écrit :

$$n = (n_0 + n_1 + n_2 + n_3 + n_4) * m_5 \quad (\text{VI.1})$$

avec,

n_0 : facteur correctif du type de sol du lit de la rivière, n_1 : facteur correctif des irrégularités de la rivière, n_2 : facteur correctif du type et de la forme du profil en travers, n_3 : facteur correctif des effets des obstacles, n_4 : facteur correctif de l'effet de la présence de la végétation sur les berges et m_5 : facteur correctif du degré de méandre dans la rivière.

Tableau VI-1 : Valeurs des différents facteurs de la formule de *Cowan* (**Carlier, 1980**)

Facteurs	Caractéristiques	Valeur
n_0	Terre	0,020
	Roche	0,025
	Gravier	0,024
	Gravier grosse	0,028
n_1	Parois lisse	0.001

	Parois présente une mégère irrégularité	0.005
	Parois présente une irrégularité modérée	0.010
	Parois présente une irrégularité importante	0.020
n ₂	Variations progressives du profil en travers	0,000
	Variations altérées du profil en travers	0,005
	Variations altérées fréquentes du profil en travers	0,001 à 0,015
n ₃	Obstruction négligeable	0,000
	Obstruction faible	0,010 à 0,015
	Obstruction appréciable	0,030 à 0,040
	Obstruction importante	0,060
n ₄	Végétation faible	0,005 à 0,010
	Végétation modérée	0,010 à 0,025
	Végétation importante	0,025 à 0,050
	Végétation très importante	0,050 à 0,100
m ₅	Influence des méandres modérés	1,000
	Influence des méandres appréciable	1,250
	Influence des méandres importante	1,300

II. GENERATION ET VISUALISATION DU MAILLAGE

Le *CEMAGREF* a mis à notre disposition le **Fudaa-modeleur**, c'est un outil qui nous permet de transférer la carte de la zone d'étude à une carte dynamique. Le travail consiste à caler une image de Google earth de la zone d'étude, comme le montre la figure (VI-2).

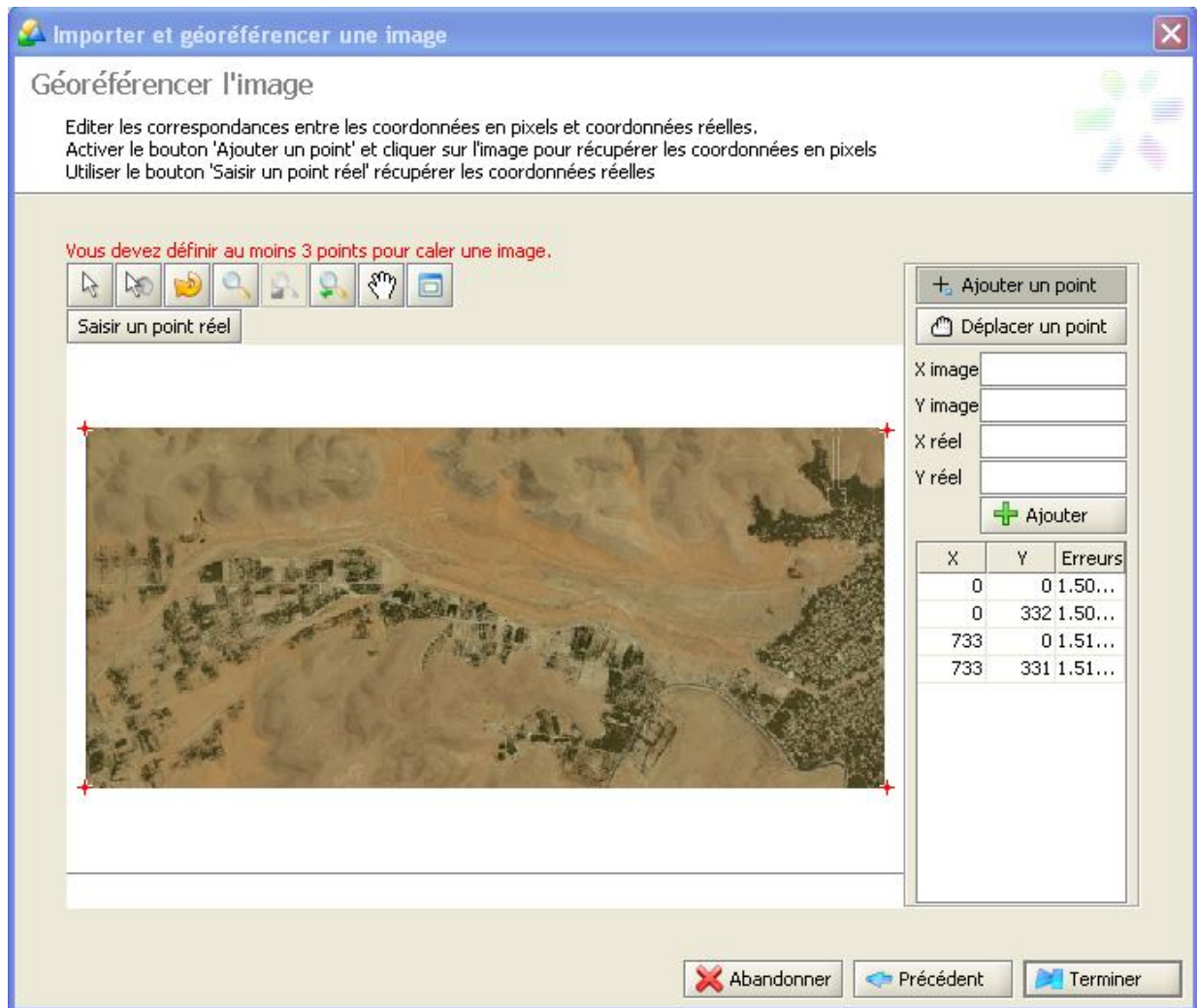


Figure VI-2 : Importer et géoréférencer une image

II.1. Maillage initial

Nous avons utilisé le logiciel **Fudaa-Modeleur** pour construire le maillage initial en se basant sur les données topographiques. Le principe que nous avons suivi pour le traçage c'est de resserrer les lignes directrices au niveau de l'oued, pour bien représenter les profils en travers au niveau de lit, et en s'éloignant du lit de l'oued la distance entre les lignes directrices deviennent de plus en plus importante, et ceci pour ne pas encombrer le calcul.

Les sections en travers sont réparties d'une façon uniforme pour l'ensemble du domaine, et les points d'intersection entre les lignes directrices et les sections en travers (ou bien les nœuds de maillage initial) sont définis par leurs coordonnées (x, y, z).

Enfin, nous obtenons une grille qui couvre toute la zone étudiée et qui sert par la suite à la construction du maillage final, figure (VI-3). Ce maillage comporte :

- 12 lignes directrices ;
- 16 sections en travers.



Figure VI-3 : Maillage initial généré par le logiciel Fudaa- modeleur

II.2. Maillage final

Le maillage final est obtenu par interpolation du maillage initial que nous avons construit précédemment. Cette interpolation se fait à partir des sous-programmes **Secma** et **Mcoxima**.

L'interpolation dans le sous-programme **Secma** se fait en deux étapes :

- **Interpolation transversale** : se fait à l'intérieur de chaque zone (entre deux lignes directrices) pour obtenir des sections à nombre de points identique. Dans cette étape, pour chaque zone, nous avons associé un pas d'espace donné. Le pas d'espace de ces zones est donné par le tableau (VI-2).

Tableau VI-2 : Pas d'espace de différentes zones du domaine de calcul

Zones	Longueur moyenne (m)	Longueur maximum (m)	Longueur minimum (m)	Pas d'espace (m)
Zone 1	74,21	125,35	39,30	5
Zone 2	16,22	27,53	8,62	5
Zone 3	18,82	37,79	8,62	5
Zone 4	121,63	227,86	10,89	10
Zone 5	105,81	184,68	10,89	10

Zone 6	38,14	126,04	9,08	5
Zone 7	19,40	6,90	6,90	5
Zone 8	27,83	82,41	8,71	5
Zone 9	161,01	276,09	66,78	10
Zone 10	174,09	388,10	81,16	10
Zone 11	189,72	281,66	127,99	10

➤ **Interpolation longitudinale** : sur chaque ligne directrice à fin de créer des sections intermédiaires, le pas d'espace utilisé est de 25m.

Le maillage final (figure (VI-6)) est composé de :

- 121 sections en travers ;
- 113 lignes directrices ;
- 13673 nœuds : contient les côtes du fond ;
- 13440 mailles élémentaires : contient les conditions initiales, et le coefficient de frottements...etc.

```

C:\Documents and Settings\TAZEBINTE HOUCINE\Bureau\Bakir\Simulation finale\mcoxima.exe
CONVERSION D UN MAILLAGE
EN FICHIERS .COX .FRX ET .IMA
VERSION DU 19 mai 2008

NOM DU FICHIER DE SECTIONS DE MAILLAGE : RORORO

NOMBRE DE SECTIONS      : 121
NOMBRE DE POINTS/SECTION: 113
NOMBRE DE POINTS TOTAL  : 13673
NOMBRE DE MAILLES       : 13440
donnez la precision sur x et y
en nombre de decimales (0,1,2,3 ou 4)

```

Figure VI-4 : Fenêtre du sous programme Mcoxima

Le fichier RORORO.IMA généré par le sous-programme **Mcoxima** sera exporté vers le sous-programme **Mail20** pour donner le fichier de maillage final RORORO.MAI.

```
C:\Documents and Settings\TAZEBINTE HOUCINE\Bureau\Bakir\Simulation finale\mail20.exe
GENERATION DE MAILLAGES POUR RUBAR 20
CEMAGREF VERSION 19/06/2008
DONNEZ LE NOM DE L'ETUDE EN 6 CARACTERES
RORORO
AFIN D'ELIMINER LES NOEUDS DECLARES 2 FOIS
DONNEZ LA DISTANCE <EM X OU EN Y> A PARTIR DE LAQUELLE
VOUS CONSIDEREZ QUE 2 POINTS SONT CONFONDUS
1
COMPTÉ TENU DE LA LIMITATION A 8 CARACTERES
DES COORDONNEES X ET Y DES NOEUDS
DONNEZ LE NOMBRE DE DECIMALES POUR LE STOCKAGE
DES COORDONNEES DES NOEUDS DANS LE FICHIER .MAI
VOUS DEVEZ GARDER CE MEME NOMBRE
POUR TOUTE LA CHAINE RUBAR 20
VOULEZ VOUS 0, 1, 2, 3 OU 4 DECIMALES POUR X ET Y?
1
VOULEZ-VOUS ?
CREER UN FICHIER .IMA DE MAILLAGE --->0
LIRE UN FICHIER .IMA DE MAILLAGE --->1
LIRE UN FICHIER .MAI DE MAILLAGE --->2
DANS TOUS LES CAS, LES FICHIERS .IMA ET .MAI
SI ILS EXISTENT SERONT REMPLACES PAR
UNE NOUVELLE VERSION ECRITE PAR MAIL 20
```

Figure VI-5 : Fenêtre du sous programme Mail20

Le maillage de calcul de la zone d'étude est illustré sur la figure (VI-6).

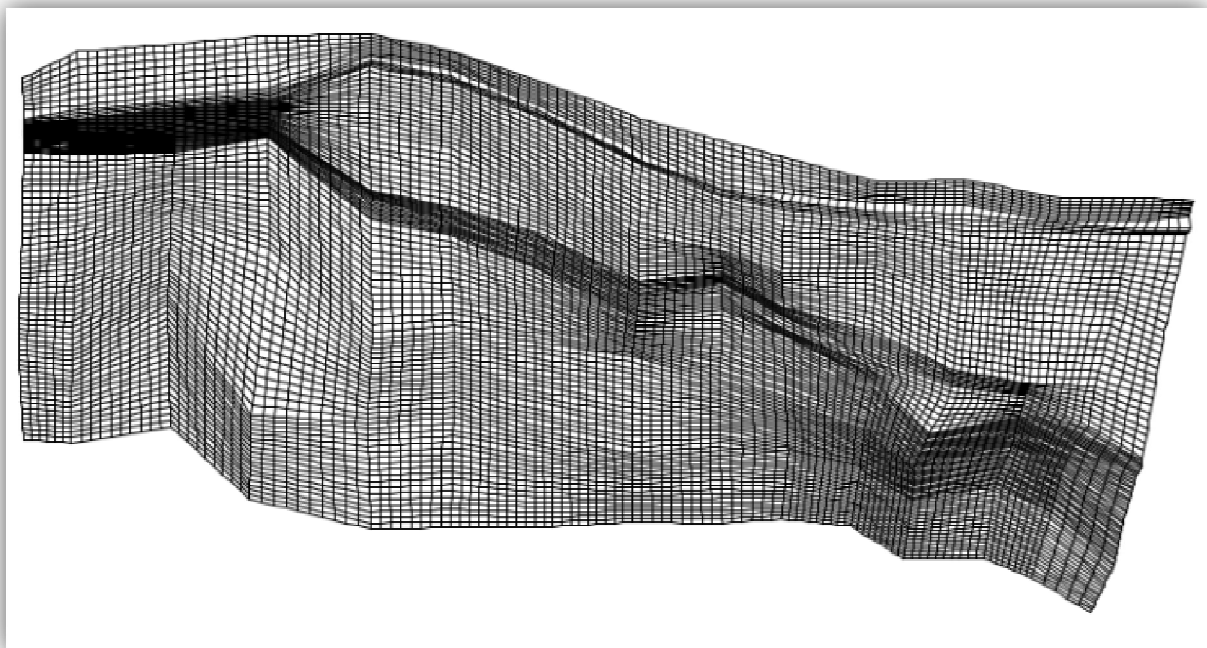


Figure VI-6 : Maillage final du domaine de calcul

II.3. Visualisation de la bathymétrie et le coefficient de frottement

Le passage dans le programme **Vf2m**, nous permet de générer la structure de données en générant le fichier RORORO.DAT par la lecture du fichier de géométrie RORORO.COX généré par le sous-programme **Mcoxima**. Le programme **Vf2m** permet aussi de saisir les frottements, préalablement modifié à l'aide du pré processeur **Fudaa-prepro**.

a. Bathymétrie

La figure ci-dessous nous permet de visualiser la bathymétrie de la zone d'étude.

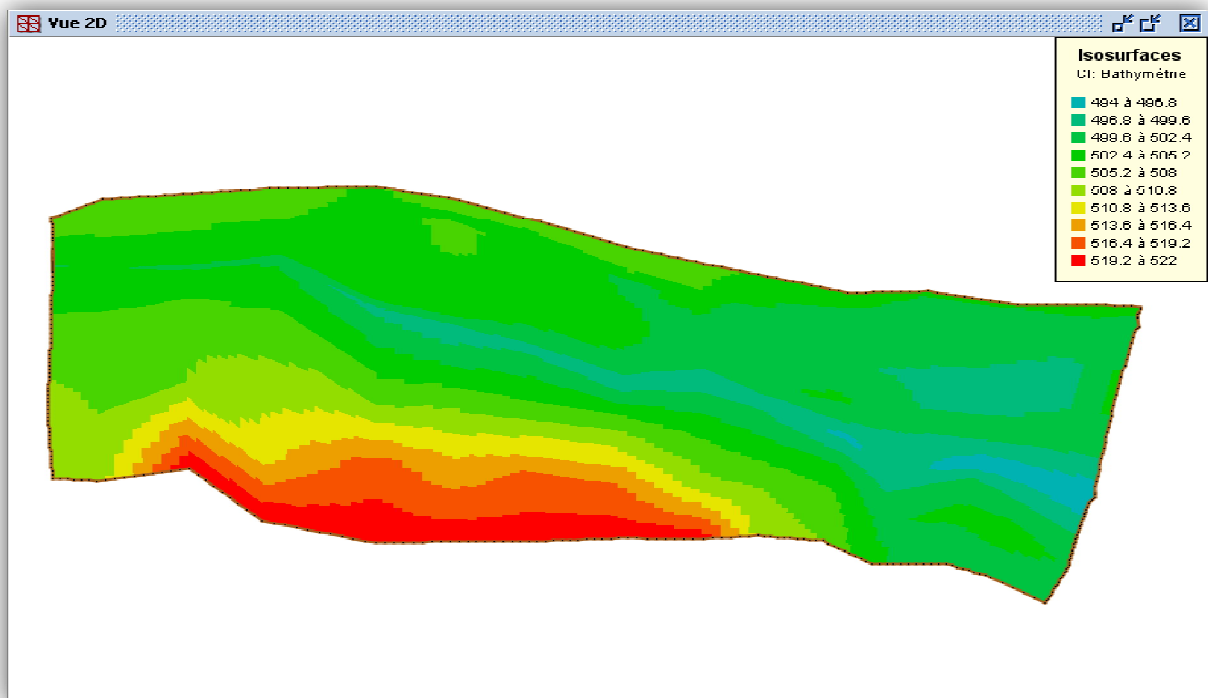


Figure VI-7 : Visualisation de la bathymétrie de la zone d'étude

b. Coefficient de frottement au fond

La carte du coefficient de frottement est illustrée dans la figure (VI-8).

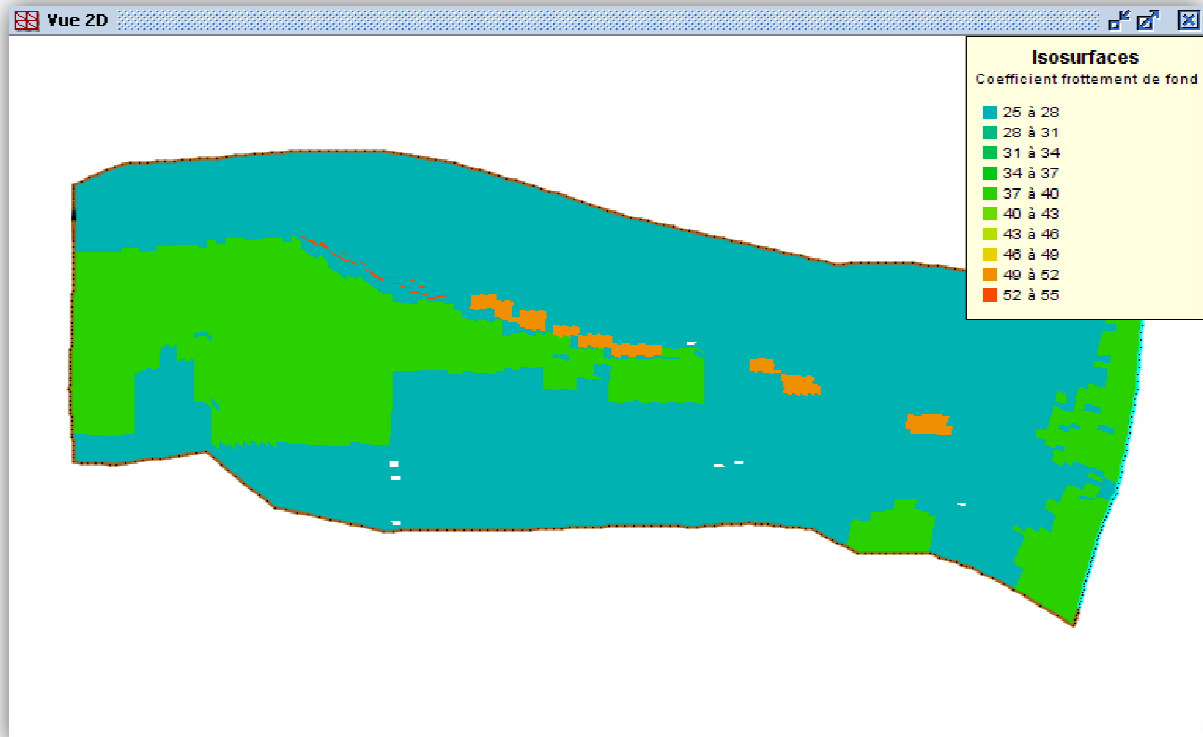


Figure VI-8 : Visualisation du coefficient de frottement de la zone d'étude

III. CONDITIONS AUX LIMITES

Pour bien délimiter notre domaine de calcul, nous avons utilisé trois types de conditions aux limites, qui sont :

- **Arêtes d'entrée** : définies par un groupe de débits (le débit et la hauteur d'eau en fonction du temps, comme montre la figure (VI-9)). Le débit est composé d'un débit normal et d'un débit tangentiel, mais comme les arêtes sont perpendiculaire a la direction de l'écoulement, ce dernier est considéré comme étant nul. Cette condition a été associée à la section amont de l'oued, où le groupe de débits est défini par l'hydrogramme de crue.
- **Arêtes solides ou réflexion** : cette condition est associée aux limites de la partie amont du domaine de calcul, et la limite avale de la zone de calcul pour représenter quelques bâtis, caractérisé par un flux nul sur les arêtes et elle ressemble à une paroi imperméable.
- **Arêtes libres** : associée au reste des limites extérieures du domaine de calcul, dont la vitesse normale à l'arête est dirigée vers l'extérieur (flux sortant) sans qu'aucune condition particulière ne soit imposée, c'est la sortie à choisir pour un régime torrentiel.

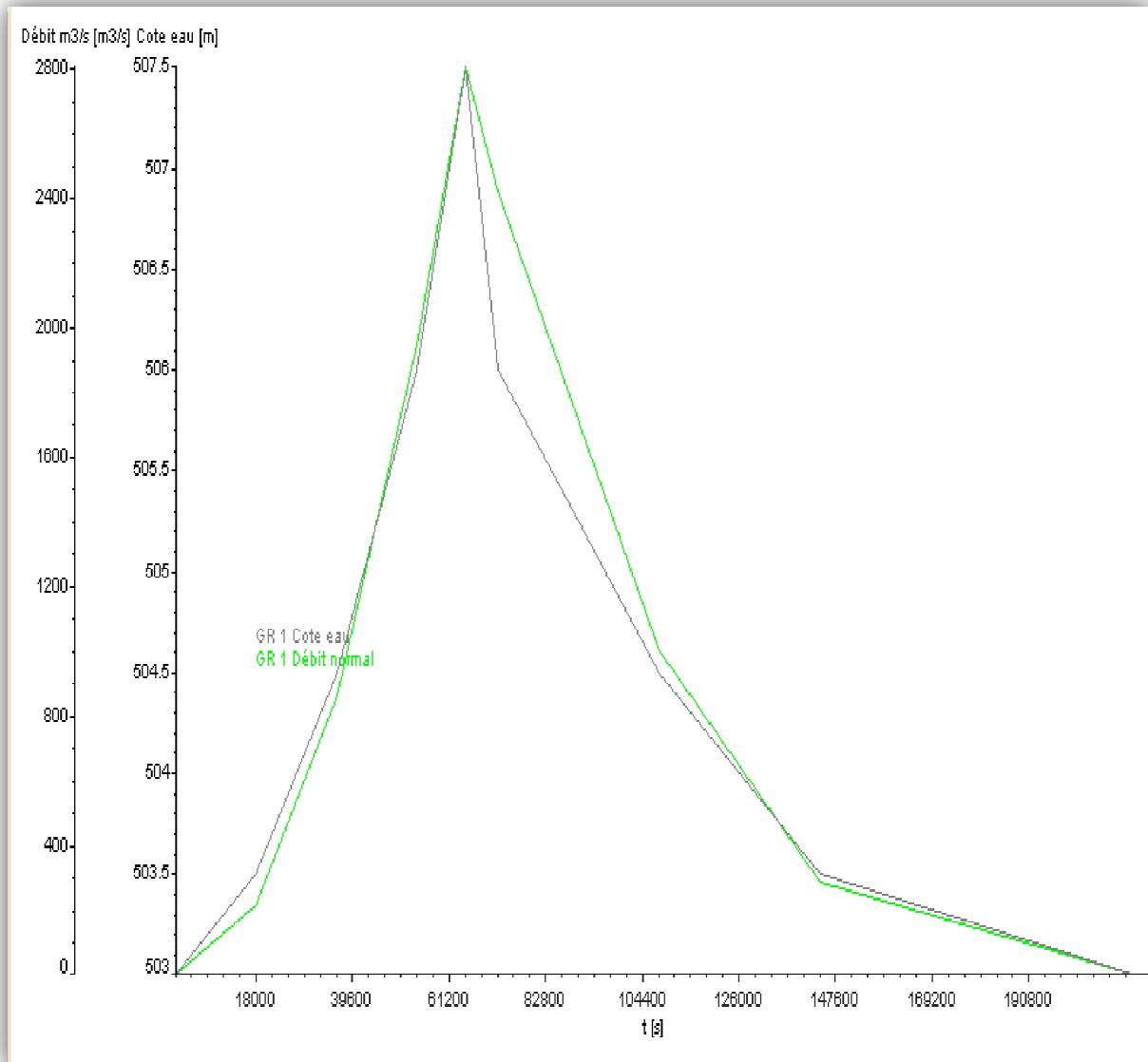


Figure VI-9 : Données pour les arêtes d'entrée, Fudaa-prepro

IV. CONDITIONS INITIALES

Comme pour le coefficient de frottement de fond, les conditions aux limites sont éditées aux centres des mailles. Le code nous offre la possibilité d'associer à chaque maille des conditions initiales spécifiques. Mais dans notre cas, nous avons choisi les mêmes conditions pour l'ensemble du domaine, et nous avons considéré que l'oued était à l'état sec avant la crue. Nous avons pris donc pour un temps initial : un débit nul et une hauteur nulle pour tout le domaine, comme le montre la figure (VI-10).

Figure VI-10 : Définition des conditions initiales par le programme Fudaa-prepro

V. PARAMETRES DE CALCUL

Les différents paramètres de calcul sont :

- **Accélération de la pesanteur** : 9,81 m/s² ;
- **Coefficient de frottement à la paroi** : 0 ;
- **Conditions aux limites variables dans le temps** : oui ;
- **Densité de l'eau** : 1 ;
- **Pas de temps de sauvegarde** : 15 s ;
- **Précision sur les hauteurs** : 10⁻⁴ m ;
- **Reprise de calcul** : non ;
- **Schéma de calcul** : Van Leer ordre 2 ;
- **Temps début de calcul** : 0 ;
- **Temps fin de calcul** : égale au temps de base $t_b = 213840$ s ;
- **Valeur de nombre de courant** : 0,5 ;
- **Valeur pas de temps initial** : 15 s ;
- **Vitesse du vent selon x** : 0 m/s ;
- **Vitesse du vent selon y** : 0 m/s.

VI. CALAGE DU MODELE

Malheureusement pour la vallée du M'Zab, nous ne disposons pas de données suffisantes et exactes pour faire un bon calage du modèle. Nous avons basé sur certaines laisses de crue et quelques témoins mémoriel des *Oumanas*.

Le calage du modèle s'est fait donc en lançant la simulation avec les conditions limites et initiales mentionnées précédemment, puis on compare les résultats obtenus par le calcul à ceux du terrain.

Les hauteurs trouvées par le logiciel après le calcul sont différentes de celles repérées sur terrain. La hauteur d'eau maximale calculée au niveau d'une section repérée dans la palmeraie est de 6,5m (figure (VI-11)). Par contre cette dernière a été quantifiée sur terrain à une hauteur de 8m, comme nous le montre la figure (VI-12) ci-dessous :

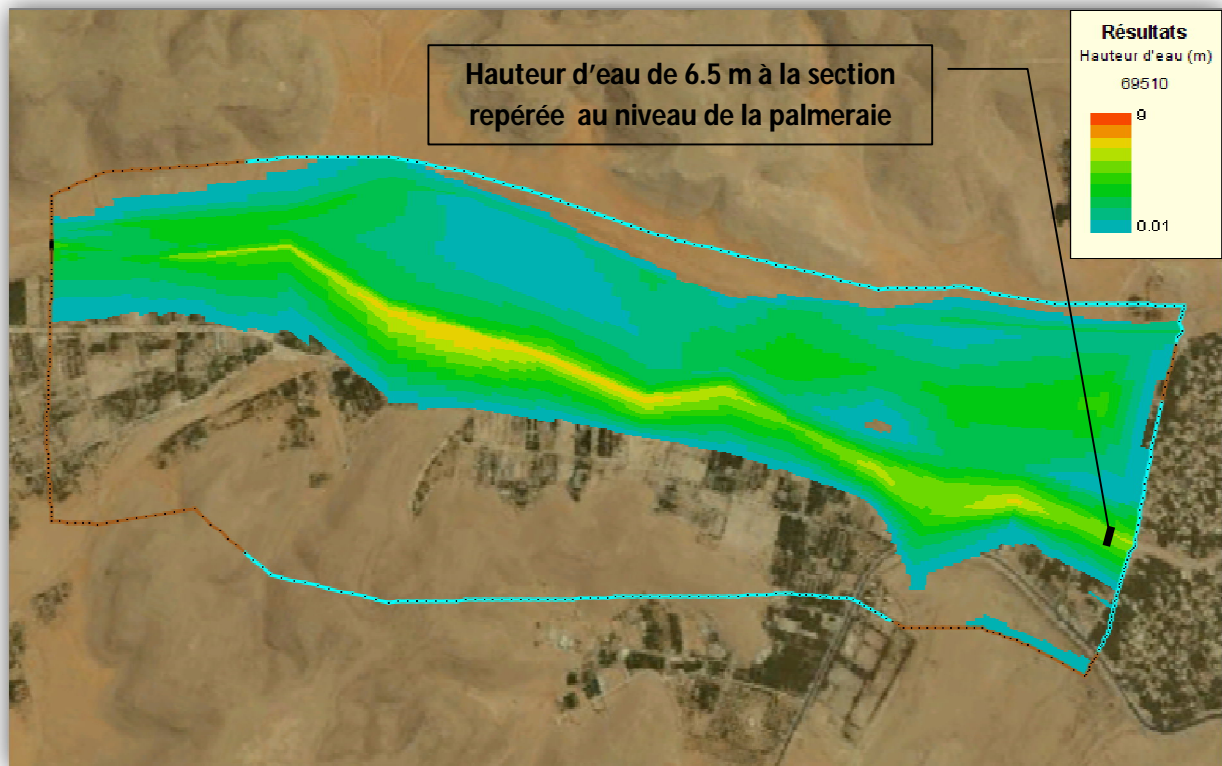


Figure VI-11 : Visualisation des résultats au temps correspond à la hauteur maximale au niveau de la section repérée



Photo VI-12 : Hauteur maximale de la crue mesurée au niveau de la section repérée

Nous répétons la simulation plusieurs fois (à chaque fois, on change un paramètre, tel que : le débit de pointe, le coefficient de Strickler) afin d'obtenir des résultats de calcul identiques à ceux du terrain.

Donc nous avons trouvé un débit de pointe de $3300\text{m}^3/\text{s}$, qui donne la même étendue de la crue au niveau de la section repérée sur terrain. L'hydrogramme de crue pour ce débit de pointe et l'évaluation de la hauteur au niveau des arêtes d'entrée sont donnés par la figure (VI-13).

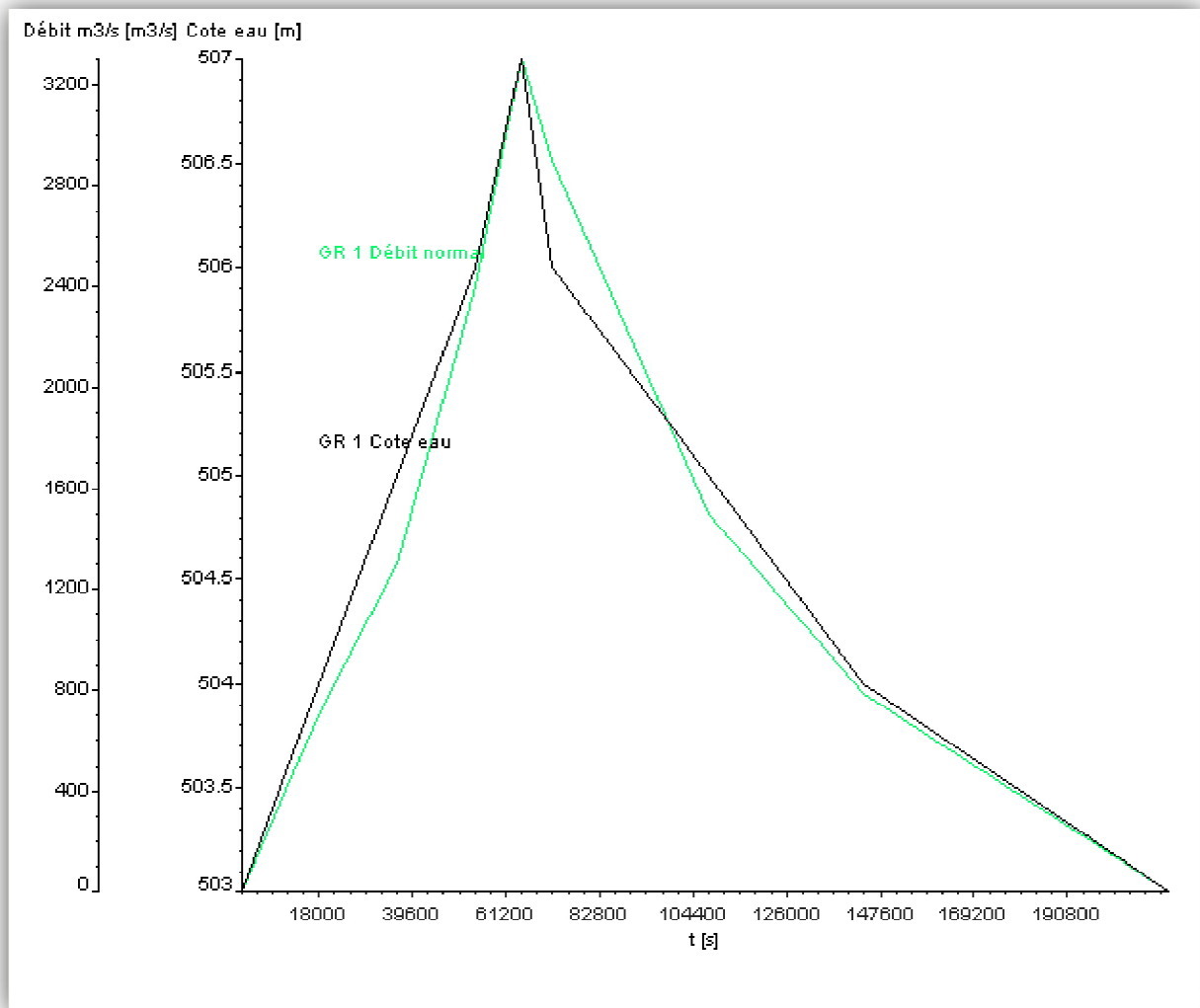


Figure VI-13 : Hydrogramme de la crue de débit de pointe de 3300m³/s, Fudaa-prepro

Le changement des conditions aux limites est dû au fait que la formule de *Manning-Strickler* appliqué pour calculer le débit de pointe, n'est pas assez fiable dans un cours d'eau naturel (elle est applicable que pour les écoulements permanents en régime uniforme).

VII. VISUALISATION DES RESULTATS

La simulation de la crue dans le système de collecte et de canalisation des eaux pour la palmeraie a donné les résultats sous formes des tableaux, images et graphes.

Pour bien couvrir la zone d'étude du point de vue analyse des hauteurs d'eaux, nous avons choisi trois sections à partir desquelles nous allons tracer des graphes qui expriment cette évolution.

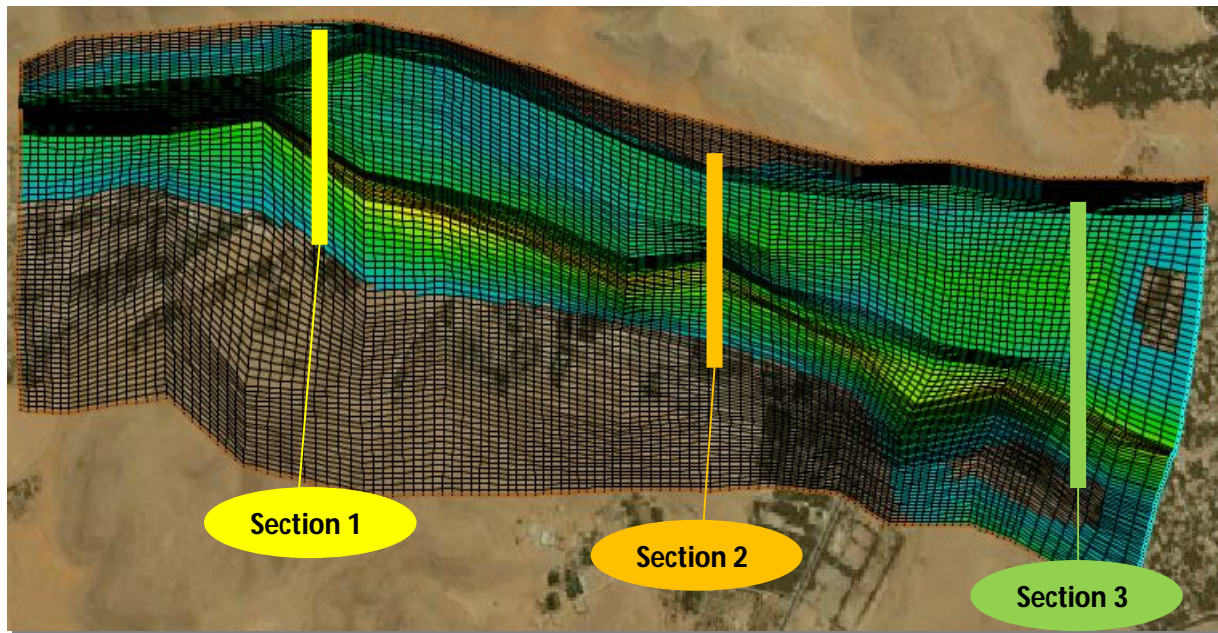


Figure VI-14 : Positionnement des sections choisies

VII.1. Résultats sur les hauteurs d'eaux

L'observation de l'évolution de la hauteur de l'eau pendant la crue, nous a permis de constater les différentes étendue de cette crue.

La crue a atteint l'étendue maximale entre $t = 64800s$ et $t = 67000s$, l'illustration est donnée dans la figure (VI-15).

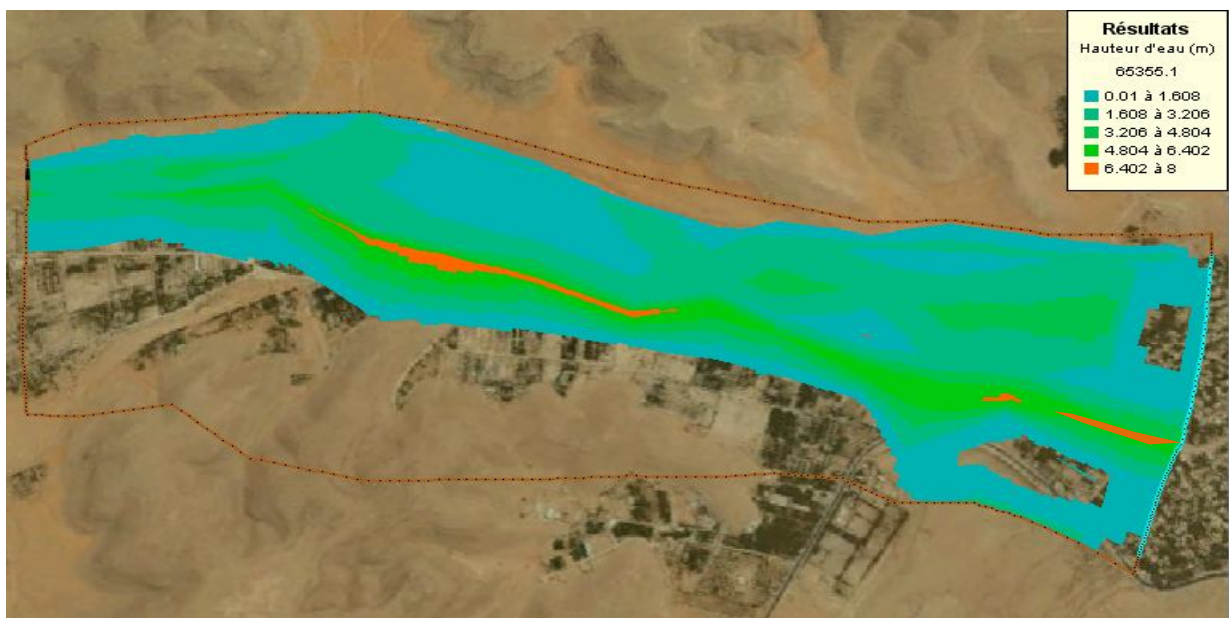


Figure VI-15 : Hauteur d'eau pour $t = 65355,1s$

L'évolution de la hauteur d'eau au niveau des différentes sections à $t=65355,1s$ est donnée par les figures (VI-16 ÷ VI-18) suivantes:

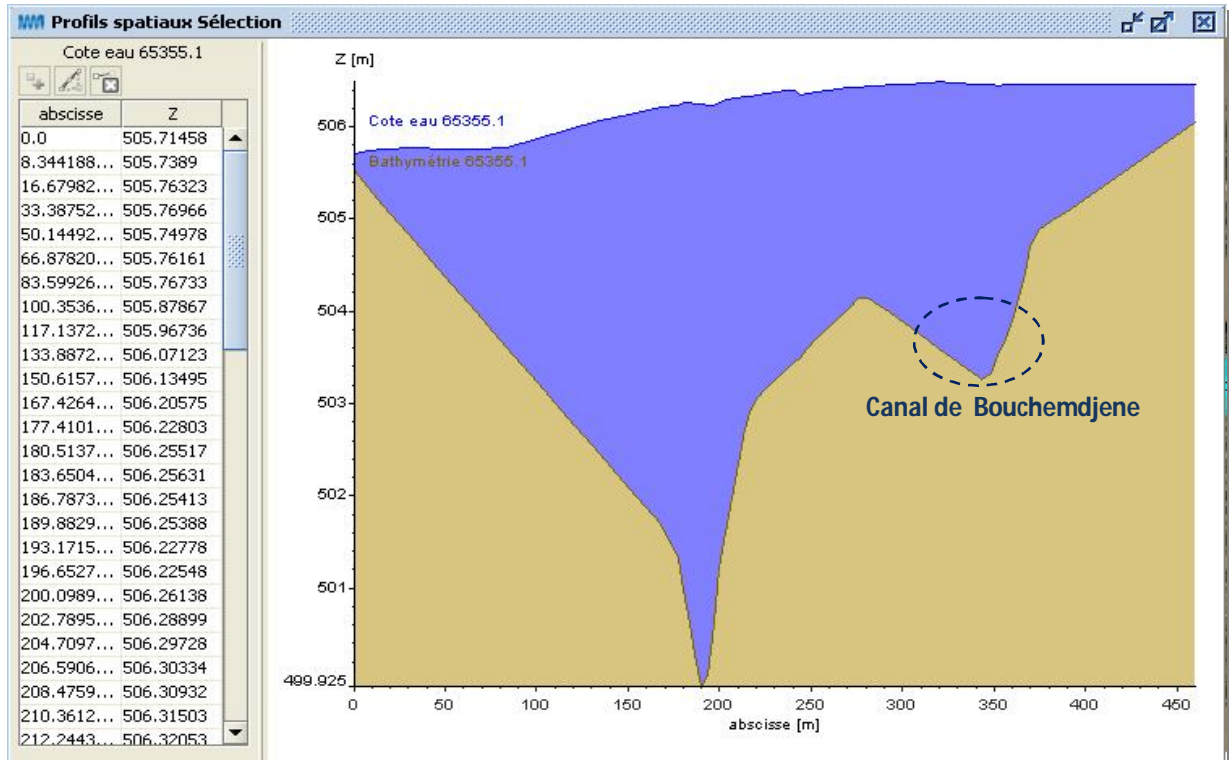


Figure VI-16 : Evolution de la Bathymétrie et la Cote d'eau dans la section 1 à $t=65355,1s$

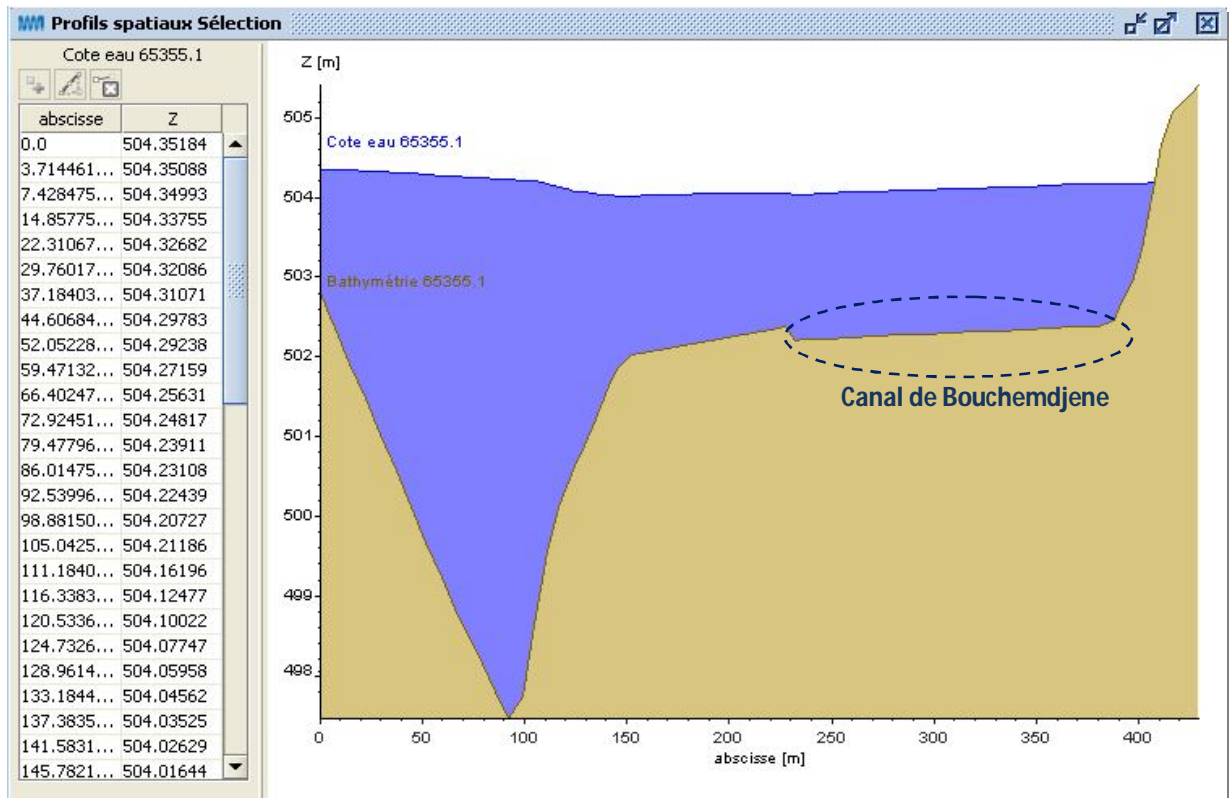


Figure VI-17 : Evolution de la Bathymétrie et la Cote d'eau dans la section 2 à $t=65355,1s$

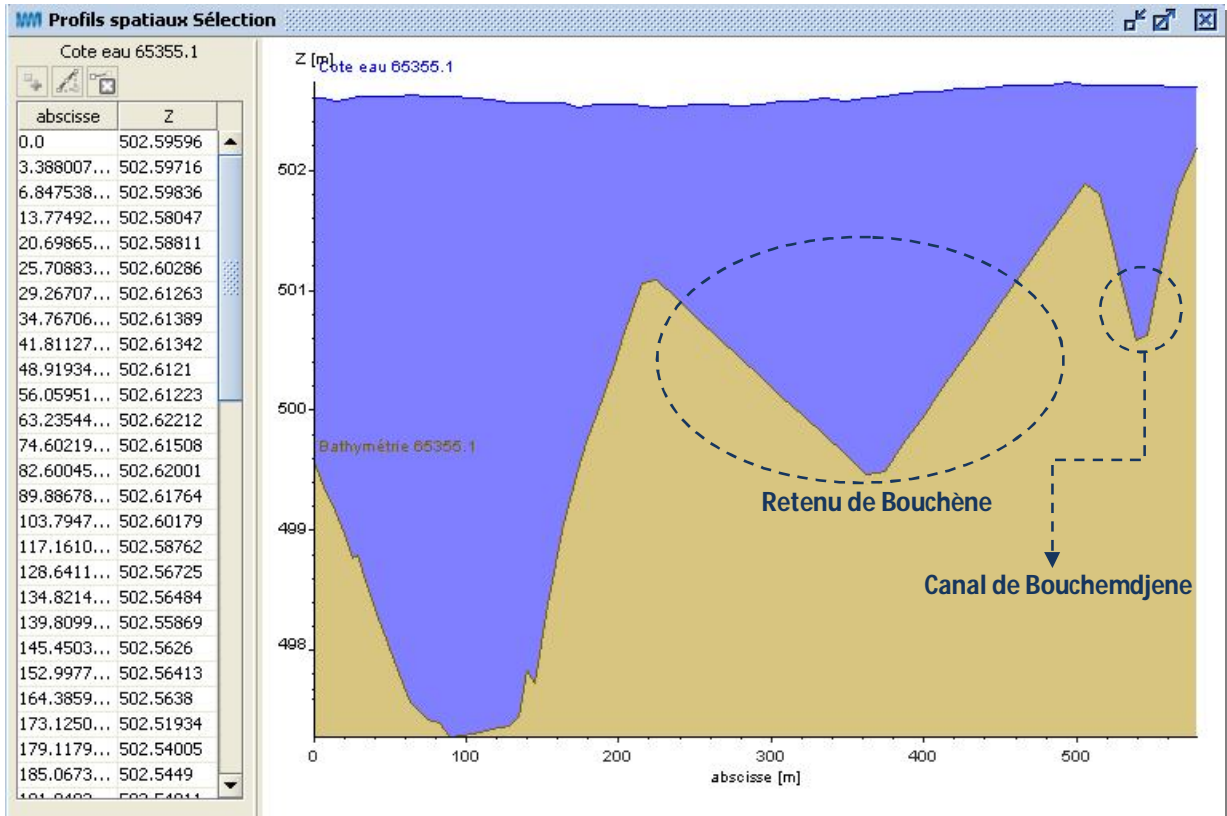


Figure VI-18 : Evolution de la Bathymétrie et la Cote d'eau dans la section 3 à t=65355,1s

Nous remarquons dans les figures ci-dessus, que le canal de *Bouchemdjène* a été inondé sur une hauteur maximale de 2,6m.

Un volume d'eau de 60577m³ a été retenu par le barrage de *Bouchène* lors de la crue d'Octobre 2008, comme nous le montre la figure ci-dessous.

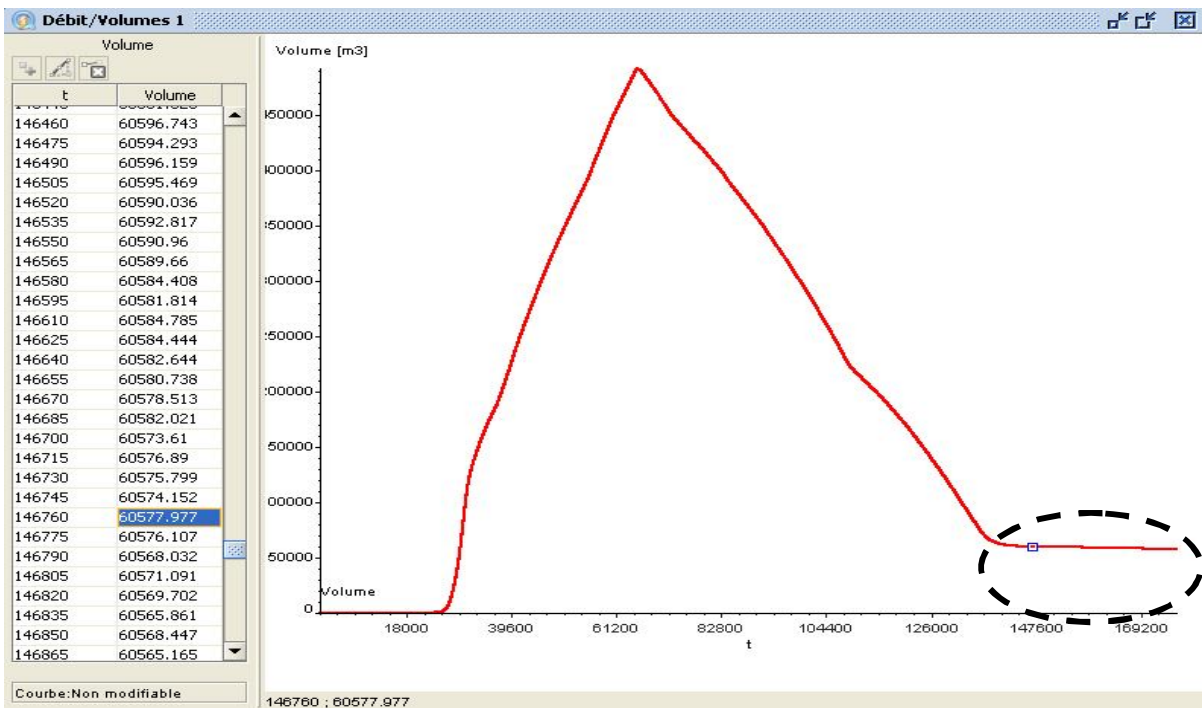


Figure VI-19 : Evolution du volume d'eau retenu par le barrage de *Bouchène*

VII.2. Résultats sur le débit unitaire d'eaux

L'analyse de l'évolution du débit, peut se faire de différentes manières : soit en exploitant les animations visualisées par le **Fudaa-Prepro** ce qui donne une idée globale sur l'évolution, ou bien à partir des graphes de débit pour différentes sections de la zone d'étude.

L'animation du débit unitaire d'eau, décrit bien sa variation dans le temps et sa répartition dans l'espace. Dans notre cas, elle montre bien que les plus forts débits se sont enregistrés au milieu de sections transversales de l'Oued M'Zab (où il atteint $29\text{m}^2/\text{s}$ dans la section 2, nous pouvons expliquer ceci par le faite que, la pente à ce niveau a augmenté provoquant ainsi une augmentation de la vitesse d'écoulement), alors que les faibles débits se sont localisés au niveau des berges, voire les figures ci-dessous.

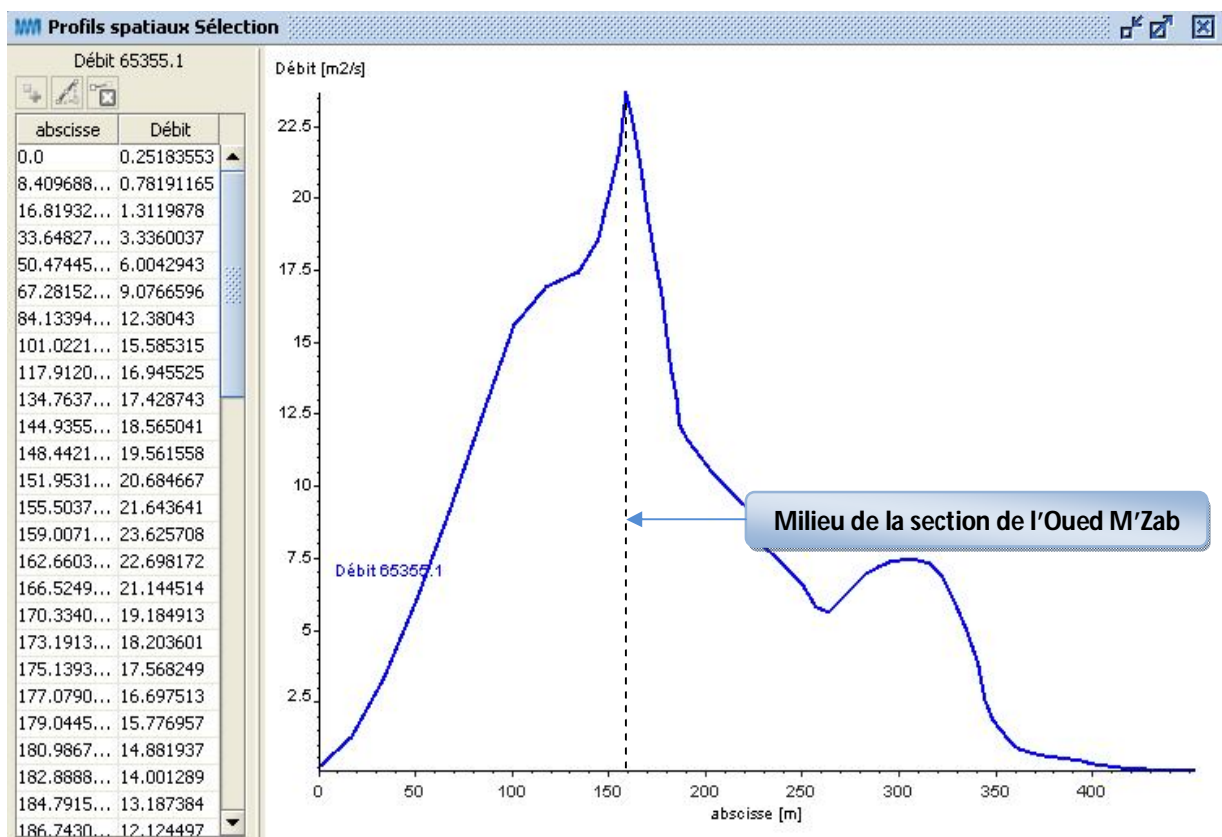


Figure VI-20 : Evolution du débit unitaire à travers la section 1 à $t=65355,1\text{s}$

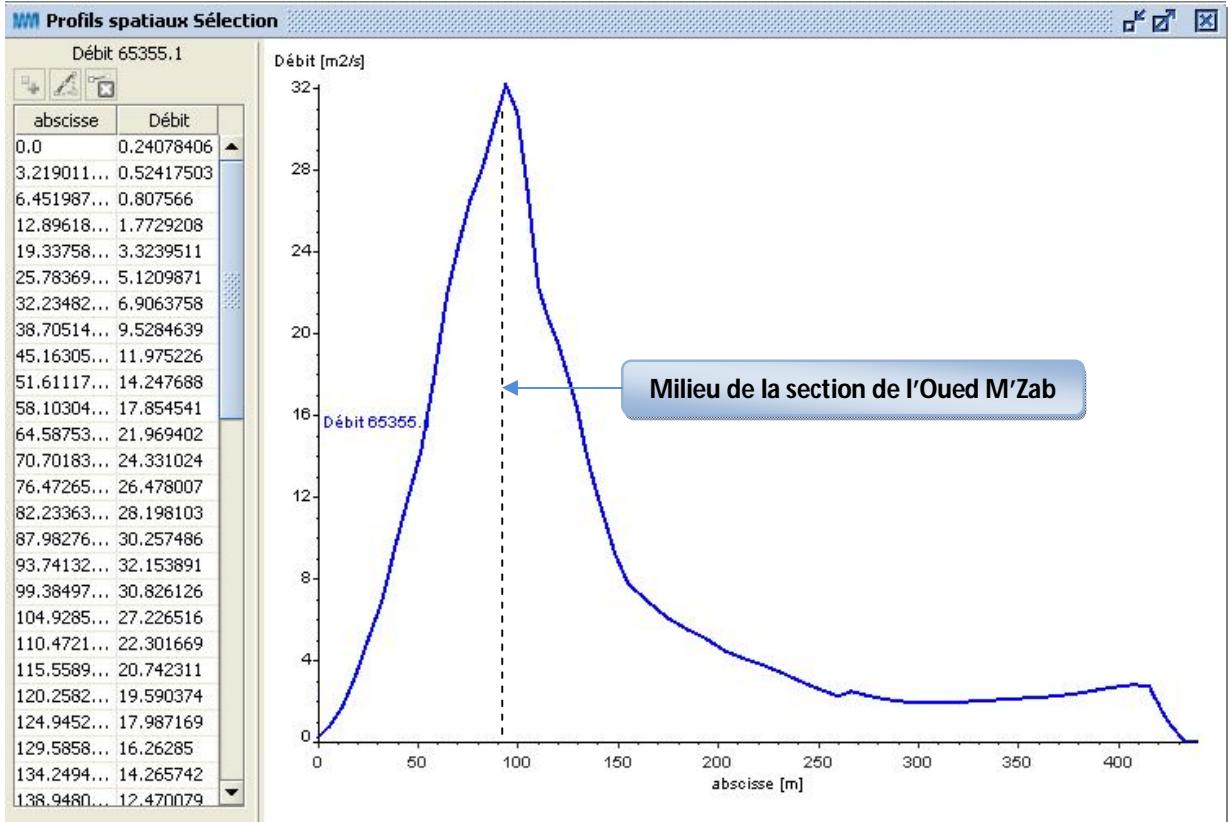


Figure VI-21 : Evolution du débit unitaire à travers la section 2 à t=65355,1s

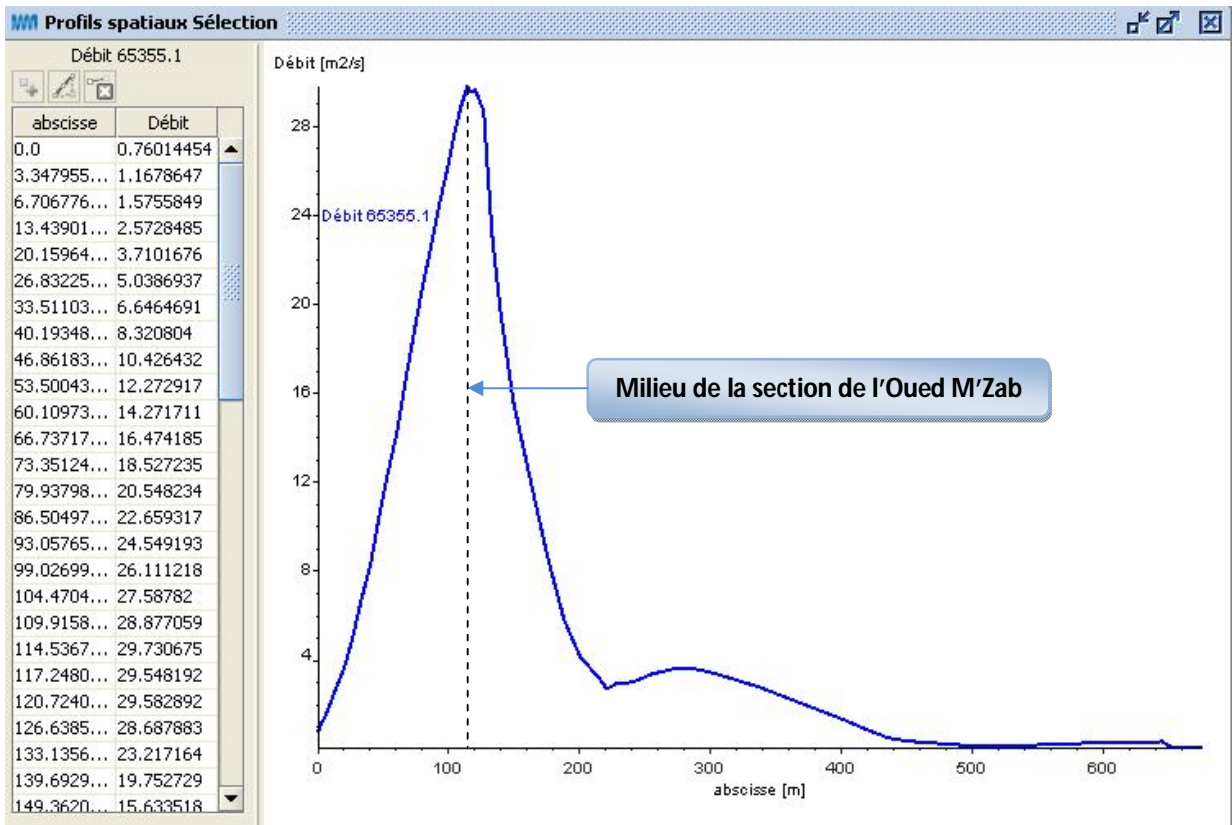


Figure VI-22 : Evolution du débit unitaire à travers la section 3 à t=65355,1s

VII.3. Résultats sur le sens de l'inondation dans la palmeraie

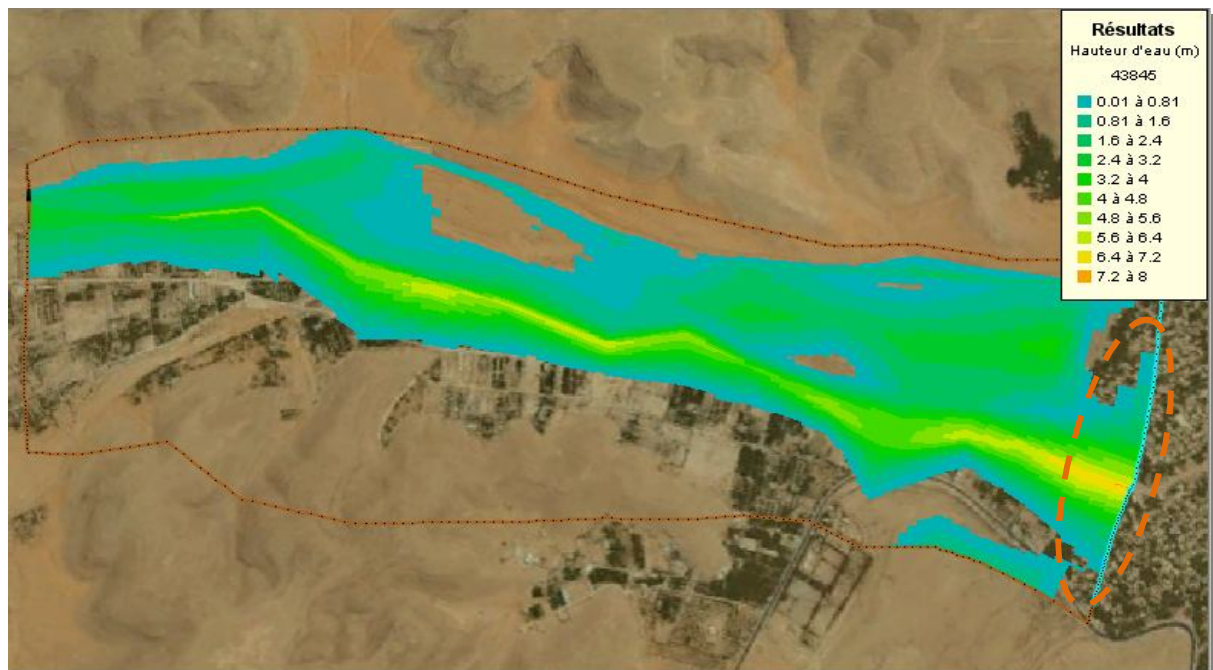


Figure VI-23 : Etendue de la crue à $t= 43845s$

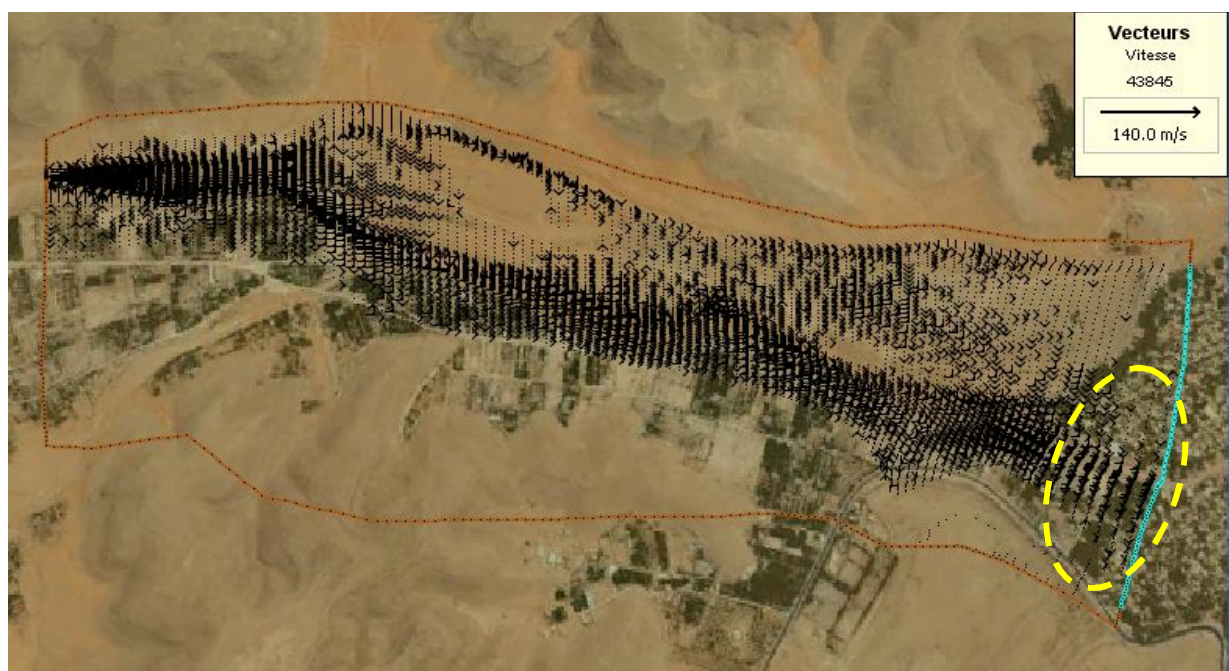


Figure VI-24 : Directions des vitesses à $t= 43854s$

Nous constatons de ces deux figures, que l'inondation dans la palmeraie a été provoquée par l'Oued M'Zab.

CONCLUSION

Nous constatons de cette simulation, que le système de collecte et de canalisation des eaux pour la palmeraie a été totalement submergé par la crue du 01 Octobre 2008.

La retenue de *Bouchéne* a joué un rôle très important dans l'atténuation de cette crue.

La présence des bâtis au niveau de la palmeraie, a fait que les hauteurs d'eau sont importantes dans cette dernière.

Le calage du modèle est l'étape la plus difficile dans la simulation en raison du temps que prend l'ordinateur pour effectuer cette dernière (la dernière simulation a prit 8 jours de calculs).

CONCLUSION GENERALE

Les mozabites ont mit tout leur génie et leur savoir faire pour mettre en place un système hydraulique des plus ingénieux, constitué d'ouvrages à but multiples qui assure l'irrigation et la protection de l'oasis.

Cependant, la crue du 01 Octobre 2008 a submergé ce système en raison de l'importance du débit apporté par cette crue ($3300\text{m}^3/\text{s}$).

La palmeraie est une zone agricole, et dont la topographie est relativement basse par rapport au lit mineur. De plus la simulation de la crue du 01 Octobre 2008 a bien montré que c'est une zone potentiellement inondable.

La modélisation hydrodynamique des crues, est un outil indispensable pour la compréhension du phénomène.

Notre travail a été fait à l'aide du code de calcul RUBAR20, qui résout les équations de Saint-Venant par la méthode des volumes finis. L'aboutissement aux résultats a nécessité beaucoup d'investigations et un travail de longue durée, du fait que la grande surface du domaine physique a requis un temps de calcul très grand pour chaque simulation.

La simulation des crues, nécessite une banque de données topographique très importante, du fait d'une représentation du domaine d'étude d'une façon respectée. Ces dernières étant considérées comme domaine principale où se produit l'écoulement.

L'indisponibilité de l'hydrogramme de crue du 01 Octobre 2008, nous a obligé de faire une estimation de cet hydrogramme par la méthode de *Sokolovski*, ou nous avons effectué un relevé topographique pour la section de contrôle du débit.

Le code de calcul RUBAR20, a prouvé sa capacité de simuler des événements complexes. Il traite, en particulier, la propagation d'un front sur une zone initialement sèche. Cela représente exactement le mécanisme des crues sahariennes, qui sont violentes et instantanées.

BIBLIOGRAPHIE

Achour, M., (2005). « Inventaire des forages d'eau et enquête sur les débits extraits de la nappe Albienne de la wilaya de Ghardaïa ». ANRH de Ouargla.

ANRH (Agence Nationale des Ressources Hydrauliques), (2003). « Note relative a l'étude de la nappe phréatique ». Direction régionale Sud Ouargla.

ARSET (Bureau d'étude Cabinet d'ARchitecture, Suivi et Etudes Techniques), (2002). « Relevé topographique du tronçon de point de confluence jusqu'au Tissambads de partage de la palmeraie ».

ARSET (Bureau d'étude Cabinet d'ARchitecture, Suivi et Etudes Techniques), (2002). « Plan schématique du système hydraulique de partage des eaux de Ghardaïa ».

Bensalah, I., (2007). « Contribution a la maitrise de l'urbanisation dans la palmeraie de Ksar de Ghardaïa ». Mémoire de fin d'étude, Faculté de la science de la terre, Département de l'Aménagement, Université Badi Mokhtar de Annaba, 115 pages.

Bonnard, Gardel (Bureau d'étude suisse BG), (1996). « Etude hydrologique de l'Oued M'Zab ». 93 pages.

Bouach, A., (2011). « Simulation numérique du transport solide par charriage via le code de calcul RUBAR20TS ». Thèse de Magister, ENP, 122 pages.

Carlier, M., (1980). « Hydraulique générale et appliquée ». Edition Eyrolles, 567 pages.

Degoutte, G., (2006). « Diagnostic, aménagement et gestion des rivières : hydraulique et morphologie fluviales appliquées ». Lavoisier Tec et doc, 388 pages.

Dubief, J., (1953). « Essai sur l'hydrologie superficielle au Sahara ». Institut de Météorologie et Physique du Globe de l'Algérie, 451 pages.

Dubief, J., (1963). « Le climat du Sahara, Institut des recherches Saharienne ». Mémoire hors série, Tome I et II, 275 pages.

Fernand, J., (2006). « Les eaux sauvages des régions arides. Notions de base sur l'hydrologie de déserts ». Université Denis Diderot.

Gardi, R., (1973). « Sahara ». Edition Kummerly et Fery, 3ème édition, Paris, 51 pages.

Graf, W., (1993). « Hydraulique fluviale. Ecoulement permanent uniforme et non uniforme ». , Edition ISBN, Première édition, 259 pages.

Paquier, A., (1995). « Modélisation et simulation de la propagation de l'onde de rupture de barrage ». Mémoire de Doctorat, Université Jean Monnet, Saint Etienne, 193 pages.

Paquier, A., (2008). « Estimation des écoulements de surface pour une crue extrême en milieu urbanisé ». Rapport de synthèse, Cemagref, Unité de Recherches Hydrologie–Hydraulique, Lyon, France, 25 pages.

Ramdane, K., (2009). « Histoire des inondations de l'Oued M'Zab depuis 1336 », Document écrit en Arabe, 135 pages.

Remenieras, G., (1960). « L'Hydrologie de l'Ingénieur ». Edition Eyrolles, 413 pages.

Sinniger, R., Hager, W., (1988). « Constructions hydrauliques ». 437 pages.

Touaïbia, B., (2004). « Manuel pratique d'hydrologie ». Achevé d'imprimer dans les presses Madani Frères Guerrouaou, Blida, 166 pages.

ANNEXE

DIMENSIONS DES DIFFERENTS OUVRAGES DU SYSTEME DE PARTAGE DES EAUX DE LA PALMERAIE

I. Canal de Bouchemdjene

I.1. Premier point (1) de régulation du canal de Bouchemdjene

Tableau 1 : Dimensions des *Tissambads* de régulation du canal de *Bouchemdjene*

Le nombre des Tissambads	28,00
Hauteur d'un Tissambad (m)	0,80
Longueur d'un Tissambads (m)	15,60
Largeur d'un Tissambads (m)	1,60
Hauteur totale (m)	1,80
Longueur totale (m)	20,00
Largeur totale (m)	1,60

Tableau 2 : Déversoir du canal de *Bouchemdjene* vers le canal de *Bouchene*

Hauteur (m)	1,30
Longueur (m)	10,30
Largeur (m)	2,50

Tableau 3 : Dimension de la digue d'*Inirez*

Hauteur totale (m)	2,00
Longueur totale (m)	16,75
Largeur totale (m)	1,10

Nombre de pertuis 8	8,00
---------------------	------

I.2. Deuxième point (2) de régulation du canal de Bouchemdjene

Tableau 4 : Dimensions des *Tissambads* de régulation du canal de *Bouchemdjene*

Hauteur d'un Tissambad (m)	0,80
Longueur des Tissambads (m)	13,20
Largeur d'un Tissambads (m)	0,50
Hauteur totale (m)	1,60
Longueur totale (m)	19,00
Largeur totale (m)	1,85

Tableau 5 : Dimensions de deuxième déversoir du canal de *Bouchemdjene* vers le canal de *Bouchène*

Hauteur (m)	1,50
Longueur (m)	28,50
Largeur (m)	3,50

I.3. Troisième point de régulation du canal de Bouchemdjene

Tableau 6 : Dimensions des *Tissambads* du déversoir du canal de *Bouchemdjene* vers le barrage de *Bouchène*

Le nombre de Tissambads	36,00
Hauteur d'un Tissambad (m)	0,60
Longueur des Tissambads (m)	12,20
Largeur des Tissambads (m)	2,20

Hauteur totale (m)	1,20
Longueur totale (m)	12,90
Largeur totale (m)	2,20

Tableau 7 : Dimensions de *Tissambads* de partage de *Bouchemdjene* vers les jardins de la palmeraie

Le nombre des <i>Tissambads</i>	38,00
Hauteur d'un <i>Tissambad</i> (m)	0,80
Longueur d'un <i>Tissambads</i> (m)	0,50
Largeur d'un <i>Tissambads</i> (m)	2,20
Hauteur totale (m)	1,10
Longueur totale (m)	20,30
Largeur totale (m)	2,20

II. Canal de Bouchène

II.1. Premier point (1[`]) de régulation du canal de Bouchène

Tableau 8 : *Tissambads* de régulation du canal de *Bouchène*

Hauteur d'un <i>Tissambad</i> (m)	1,00
Longueur des <i>Tissambads</i> (m)	20,00
Largeur d'un <i>Tissambads</i> (m)	1,00
Hauteur totale (m)	1,80
Longueur totale (m)	24,00
Largeur totale (m)	1,00

Tableau 9 : Dimensions du déversoir du canal de Bouchène vers oued M'Zab

Hauteur totale (m)	1,00
Longueur totale (m)	13,00
Largeur totale (m)	0,50

II.2. Deuxième point (2^e) de régulation du canal de Bouchène**Tableau 10 : Déversoir du canal de *Bouchène* vers oued M'Zab**

Hauteur totale (m)	2,80
Largeur totale (m)	2,60
Longueur totale (m)	40,00

Tableau 11 : Mur de dérivation d'eau vers *Tissambads* de régulation de *Takdite*

Hauteur de mur (m)	0,80
Longueur de mur (m)	76,00
Largeur de mur (m)	0,70

Tableau 12 : *Tissambads* de régulation *Takdite*

Nombre de Tissambad	06
Hauteur d'un Tissambad (m)	0,60
Longueur des Tissambads (m)	13,20
Largeur d'un Tissambads (m)	0,50
Hauteur totale (m)	1,00
Longueur totale (m)	5,90
Largeur totale (m)	0,70

DONNEES BRUTES DU RELEVÉ TOPOGRAPHIQUE EFFECTUE

0001	3000.00000000	5000.00000000	300.00000000	ST
0001	3000.00000000	5000.00000000	300.00000000	ST
1000	3000.00000000	5012.87193000	298.36140600	NORD
0002	3028.35663000	4995.26670000	299.46032500	ST
1001	2957.60846000	5098.98664000	303.85283000	MUR
1002	2970.37757000	5102.94416000	303.20693100	MUR
1003	2974.03098000	5096.81470000	299.19635600	TN
1004	2985.03095000	5095.61088000	298.09197600	TN
1005	2996.74576000	5094.05417000	298.16151400	TN
1006	3004.08238000	5094.14586000	297.52360900	TN
1007	3008.70255000	5095.76122000	297.33544000	TN
1008	3011.80325000	5096.31207000	297.99642400	TN
1009	3020.72904000	5097.32200000	298.30109100	TN
1010	3028.33879000	5097.12465000	298.36853700	TN
1011	3032.35903000	5097.27099000	299.67678900	TN
1012	3042.48663000	5096.52238000	299.72218300	TN
1013	3050.97228000	5098.64340000	298.98988500	TN
1014	3058.34095000	5099.63679000	299.51776400	TN
1015	3064.01406000	5100.55203000	300.43800000	TN
1016	3080.81126000	5103.58528000	300.65783800	TN
1017	3086.16517000	5104.32918000	301.14530100	TN
1018	3093.23807000	5105.35149000	300.49622700	TN
1019	3106.53213000	5108.07678000	302.75963300	TN
1020	3109.72798000	5100.18179000	302.45426700	CM
1021	3109.34057000	5096.45896000	302.43191600	CM
1022	3114.09301000	5095.87216000	302.06425700	CM
1023	3130.37310000	5100.80995000	303.15677800	TN
1024	3168.86229000	5112.63614000	304.62106900	TN