



MEMOIRE DE FIN D'ETUDES

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

Option: AMENAGEMENT ET OUVRAGE HYDROTECHNIQUE

THEME :

**ETUDE DE L'AMENAGEMENT DU COURS D'EAU D'OUED
EL RHUMEL de la (W. CONSANTINE)**

Présenté par :

LOUCIF ABERRAOUF

Devant les membres du jury

Nom et Prénoms	Grade	Qualité
HADJ SADOK AHMED	MCA	Président
ZAROUAL AYOUB	MCA	Examineur
EL HADI OSMANI	MAA	Examineur
SAIL NADHIRA	MAA	Examineur
TOUMI SAMIR	MCB	Promoteur

Dédicace

Je tien tout d'abord à dédier ce modeste travail à mes

Très chers parent

*Ma chère mère Samia qui m'a protégé pendant toute ma
vie, et qui a fait tout pour que je deviens ce que je suis.*

Mon père Houcine qui m'a tant aidé et encouragé.

Mes sœurs : la grande Imene et son marie lamin la petite Ihcen

Mes frère Hamza et le petit de la famille Adam

Les nouveaux de la famille Nazime, Sirine et spécialement à Blekisse

Tous mes amis à l'E.N.S.H en particulier :

Ayoub, alaedinne et Yasser.

Et mes cher amis Zaki , Gafour et Mouhemed.

*Et tous ceux qui ont contribué de près ou de loin à ma
formation.*

REMERCIEMENT

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

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

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

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

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

ملخص

الهدف من هذه الدراسة هو حماية مدينة قسنطينة ضد فيضانات واد الرمال . في ظل تفاقم هذه الظاهرة كان من الضروري اقتراح تخطيط فعال للوادي وفي هذا الاطار تطرقنا الى .

- وصف مفصلي للمنطقة من أجل تحديد مصدر التدفق وانتقاله الى المنفذ، تحليل أقصى هطول يومي وتحديد تدفق الوادي المتردد في القرن وضع خريطة للمناطق الفيضة عبر النمذجة الهيدروليكية، مناقشة الحلول المختلفة واختيار الحل لأنسب من الناحية التقنية و الاقتصادي.

الكلمات المفتاحية: فيضان، هطول، تدفق، النمذجة الهيدروليكية، حماية .

RESUME

Notre travail porte sur la lutte contre les inondations de la ville de Constantine causé par oued« RHUMEL». Ce phénomène présente un grand danger aux habitants cela nous conduit à proposer un système d'aménagement des cours d'eau. Dans ce cadre nous avons eu recours à plusieurs disciplines, en premier lieu nous avons établi une étude hydrologique pour l'analyse des précipitations et la quantification des débits, ensuite une étude topographique et hydraulique pour la simulation avec le logiciel HEC-RAS. Et enfin une description des variantes d'aménagement proposées pour pouvoir choisir la variante la plus adapté d'un point de vue technico-économique.

Mots clés : Inondation, Précipitation, Protection, Aménagement, Etude hydrologique.

ABSTRACT

Our work focuses on the protection against floods the western city Constantine. These floods are caused by wadi "RHUMEL". This phenomenon presents a great danger to the inhabitants, which led us to propose a system of landscaping of the rivers. In this context, we have used several disciplines. First, we have established a hydrological study for the analysis of precipitations and the quantification of flows. Then, a topographic and hydraulic study for the simulation with the HEC-RAS software. And finally, the description of the proposed landscaping options to choose the most suitable one based on a technical and economic point of view.

Key words: Inundation, Precipitation, Protection, Land scraping, hydrological study.

SOMMAIRE

INTRODUCTION GENIRALE

CHAPITRE I HISTORIQUE SUR LES INNOATIONS	1
I.1 Introduction	2
I.2 Généralités sur les inondations	2
I.2.1 Concept du concept du risque :	2
I.2.2 Définition	3
I.2.2.1 Inondation	3
I.2.2.2 Crue	3
I.2.2.3 Cours d'eaux	4
I.2.2.4 Paramètres fondamentaux d'un cours d'eau	4
I.2.3 Types d'inondations :	5
I.2.3.1 Inondation de plaine	5
I.2.3.2 Inondation par remontée de nappe	5
I.2.3.3 Crue éclair:	5
I.2.3.4 Submersion marine:	5
I.2.3.5 Les inondations par rupture d'un ouvrage artificiel hydraulique	5
I.2.4 Les causes des inondations	5
I.2.4.1 Causes d'origine naturelle	5
I.2.4.2 Causes d'origine humaine directe	5
I.2.4.3 Causes d'origine humaine indirecte :	6
I.2.5 Conséquences engendrées par les inondations	6
I.3 Les inondations en Algérie	6
I.4 Les inondations dans la zone d'étude	8
CHAPITRE II PRESENTATION DE LA ZONE	10
II.1 Introduction :	11
II.2 Situation administratif :	11
II.3 Localisation de la zone d'étude :	11
II.4 CARACTERISTIQUES MORPHOLOGIQUES :	12
II.4.1 Géomorphologie :	12
II.4.2 Sismicité:	12
II.4.3 Géologie :	13
II.4.4 Caractéristiques physiographiques du bassin versant	14

II.4.4.1	Superficie du bassin versant :	14
II.4.4.2	Longueur du talweg principal :	14
II.4.4.3	Paramètres de forme	14
II.4.4.4	Rectangle équivalent :	15
II.4.5	Paramètres du relief	15
II.4.5.1	Courbe hypsométrique :	16
II.4.5.2	Altitudes caractéristiques	17
II.4.5.3	Les indices de pentes	17
II.5	Caractéristique hydrographique du bassin	18
II.5.1	Densité de drainage :	18
II.5.2	Temps de concentration	18
II.5.2.1	La formule de Giandotti (sud Italie 1937) :	18
II.5.2.2	Formule de VENTURA :	18
II.5.2.3	Formule de TURRAZA	18
II.5.2.4	Formule de Témez	18
II.5.3	Vitesse de ruissellement	19
CHAPITRE III	ETUDE HYDROLOGIQUE	21
III.1	Introduction	22
III.2	Caractéristique climatologique	22
III.2.1	Température de l'air	23
III.2.2	Humidité de l'air	23
III.2.3	Vent :	24
III.2.4	Pluviométrie :	25
III.2.4.1	Caractéristiques de la station pluviométrique :	25
III.2.4.2	Répartition mensuelle des pluies :	25
III.2.4.3	Pluies maximales journalières :	26
III.2.4.4	Ajustement des pluies maximales journalières :	26
III.2.5	Pluies des courtes durées :	31
III.3	Études des apports	34
III.3.1	Les formules empiriques :	34
III.3.1.1	Formule de l'ANRH	34
III.3.1.2	Formule de SAMIE	34
III.3.1.3	Formule de COUTAGNE	34

III.3.1.4	Formule de MEDINGUER	35
III.4	Caractéristiques de l'écoulement :	35
III.4.1	Module de l'écoulement :	35
III.4.2	Module de l'écoulement relatif :	35
III.4.3	Lame d'eau écoulée :	36
III.4.4	Coefficient de l'écoulement :	36
III.5	Apport solide en suspension :	36
III.5.1	Formule de Fournier :	36
III.5.2	Formule Sogreah (1969) :	36
III.5.3	Formule de Gravilovic :	36
III.6	Determination du debit de crue :	37
III.7	Hydrogramme de crue :	38
CHAPITRE IV CALCUL HYDRAULIQUE		41
IV.1	INTRODUCTION	42
IV.2	Génialités	42
IV.2.1	Écoulement à surface libre	42
IV.2.2	Canaux à ciel ouvert	42
IV.2.3	Différents types de Canaux	43
IV.2.3.1	Les canaux naturels	43
IV.2.3.2	Les canaux artificiels	43
IV.2.4	Types d'écoulements	44
IV.2.4.1	Variabilité dans le temps	44
IV.2.4.2	Variabilité dans l'espace	44
IV.3	Dimensionnement des canaux	45
IV.3.1	Conditions de l'écoulement uniforme	45
IV.3.2	Formules de calcul	45
IV.3.3	Détermination de coefficient de Chézy	45
IV.4	Paramètres géométriques:	46
IV.4.1	Choix de la section de meilleure conductivité.	46
IV.4.2	Calcul de la profondeur normal h_n :	50
IV.4.2.1	Méthode graphique	51
IV.4.2.2	Méthode itérative	51
IV.4.3	Calcul de la profondeur critique h_{cr}	51

IV.4.3.1	Méthode graphique	51
IV.4.3.2	Méthode analytique d'AGROSKINE	52
IV.4.3.3	Méthode itérative	52
IV.4.4	Calcul de la pente critique	52
IV.4.5	Nombre de Froude.....	53
IV.5	Diagnostic et modélisation du cours d'eau non Aménagé	53
IV.5.1	Etat de l'oued a la zone d'études :.....	53
IV.5.2	Equation de la ligne d'eau :	54
IV.5.3	Les différentes formes de courbe de remous :.....	55
IV.5.4	Calcul de la surface d'eau	56
IV.5.4.1	Démarche de la simulation :	57
4-	Visualisation des résultats et constatation.....	58
IV.5.4.2	Calcul avant l'aménagement de l'oued :.....	61
IV.5.4.3	Données hydrométriques et conditions aux limites :	61
IV.6	Resultats de smulation :	61
CHAPITRE V CALCUL HYDRAULIQUE		66
V.1	Introduction :	67
V.2	Principe d'aménagement :	67
V.2.1	Les différents types d'aménagements envisageables :.....	67
V.2.1.1	Curage :.....	67
V.2.1.2	Recalibrage :	67
V.2.1.3	Réalisation des canaux :.....	67
V.2.1.4	Protection des berges :	67
V.2.1.5	Création des canaux périphériques :	68
V.2.2	Les formules de dimensionnement des canaux :.....	68
V.2.3	Choix des paramètres de dimensionnement :.....	69
V.2.3.1	La pente du projet :	69
V.2.3.2	Coefficient de rugosité :.....	69
V.2.3.3	Vitesse d'érosion.....	69
V.2.4	Revanche des canaux :	69
V.3	Etudes des variantes :	70
V.3.1	Première variante : Recalibrage du lit naturel (cas d'une forme trapézoïdale) ..	70
V.3.1.1	Dimensionnement :	70

V.3.1.2	Etude de la stabilité du canal	72
V.3.1.3	Estimation du coût de la variante :	74
V.3.2	Deuxième Variante : Canal en béton armé :	75
V.3.2.1	Dimensionnement :	75
V.3.2.2	Paramètres de l'écoulement :	75
V.3.2.3	Etude de la stabilité du canal	77
V.3.2.4	Estimation du coût de la variante :	78
V.4	Choix de la variante d'aménagement	79
V.4.1	Comparaison des variantes	79
CHAPIRE IV	CALCULE GENIE CIVILE	80
IV.1	Introduction	81
IV.2	Génialités	81
IV.2.1	La capacité portante d'un sol	81
IV.2.2	Actions et sollicitations	81
IV.2.2.1	Actions	81
IV.2.2.2	Les sollicitations	82
IV.3	Caractéristiques des matériaux	83
IV.3.1	Le béton	83
IV.3.1.1	Le retrait	83
IV.3.1.2	Le fluage	83
IV.3.2	Les armatures	83
IV.4	Calcul de ferrailage	84
IV.4.1	LES HYPOTHESES DE CALCUL	84
IV.4.1.1	Béton	84
IV.4.1.2	L'acier	84
IV.4.1.3	Le sol	84
IV.4.2	Bilan des forces	84
IV.4.3	Etude du canal vide	85
IV.4.3.1	Le radier	85
IV.4.3.1	Etude des voiles :	86
IV.4.4	Etude du canal rempli	88
IV.4.4.1	Le radier :	88
IV.4.4.1	Les voiles	88

CHAPITRE VII ORGANISATION DE CHANTIER	90
VII.1 Introduction.....	91
VII.2 Généralité.....	91
VII.2.1 Rôles et responsabilités des intervenants sur chantier.....	91
VII.2.1.1 Maître de l'ouvrage.....	91
VII.2.1.2 Maître de l'œuvre.....	91
VII.2.1.3 Entrepreneur.....	91
VII.2.2 Travaux préparatoires et installation de l'entreprise	92
VII.2.2.1 Installations destinées au personnel	92
VII.2.2.2 Installations destinées au stockage des matériaux	92
VII.2.2.3 Installations destinées à la réparation des engins.....	92
VII.2.2.4 Installation destinée pour la préfabrication	92
VII.2.3 Les moyens de chantier	93
VII.2.3.1 Les moyens humains	93
VII.2.3.2 Les moyens matériels.....	93
VII.3 Devis quantitatif et estimatif de projet.....	93
VII.4 Planification	94
VII.4.1 Méthodes basées sur le réseau :.....	94
VII.4.1.1 Construction du réseau :.....	94
VII.4.1.2 Différentes méthodes basées sur le réseau (BENLAOUKLI, 2004) :	95
VII.4.2 Méthodes basées sur le graphique :	95
VII.4.3 Les étapes de la planification :	95
VII.4.3.1 Collection des informations :	95
VII.4.3.2 Décomposition du projet :	95
VII.4.3.3 Relations entre les tâches :	95
VII.4.4 Choix de la méthode de calcul.....	96
VII.4.4.1 Les paramètres de calcul dans la méthode C.P.M.....	96
VII.4.4.2 Chemin critique (C.C) :.....	96
VII.4.5 Diagramme de Gantt.....	96
CONCLUSION GENIRALE	

LISTE DES TABLEAUX

CHAPITRE I HISTORIQUE SUR LES INONDATIONS

Tableau I. 1 Conséquences des inondations.....	6
--	---

CHAPITRE II

Tableau n°II. 1 La surface de différents sous bassin versant	13
Tableau n°II. 2 Coordonnées de la courbe hypsométrique	15
Tableau n°II. 3 Les indices de pentes.....	17
Tableau n°II. 4 récapitulatif des résultats du temps de concentration.....	18
Tableau n°II. 5 Récapitulatif des caractéristiques du BV	19

CHAPITRE III Etude Hydrologique

Tableau n° III 1 Caractéristique de la station pluviométrique.....	22
Tableau n° III 2 Répartition mensuelle des températures.....	23
Tableau n° III 3 Répartition mensuelle de l'humidité.....	23
Tableau n° III 4 Répartition mensuelle des vitesses du vent.....	24
Tableau n° III 5 coordonnées de la station pluviométrique.....	25
Tableau n° III 6 Répartition mensuelle des pluies.....	25
Tableau n° III 7 Pluies maximales journalières.....	26
Tableau n° III 8 Les caractéristiques de la série.....	26
Tableau n° III 9 Caractéristique de la série.....	28
Tableau n° III 10 10 Résultat de l'ajustement à la loi GUMBEL	28
Tableau n° III 11 Résultat de l'ajustement à la loi GALTON.....	29
Tableau n° III 12 Pluies de courte durée pour les différentes fréquences:.....	31
Tableau n° III 13 Précipitations et les intensités pour les différentes fréquences:.....	32
Tableau n° III 14 Synthèse des résultats de calcul de l'apport moyen annuel.....	35
Tableau n° III 15 Débits fréquents calculés.....	38

CHAPITRE IV Calcul Hydraulique

Tableau n°IV 1 Paramètres géométriques d'un canal à section rectangulaire.....	48
Tableau n°IV 2 Paramètres géométriques d'un canal à section trapézoïdale.....	49
Tableau n°IV 3 Quelques ordres de grandeur de fruit de talus	50
Tableau n°IV 4 Les différents types de ressaut (Ihb.org)	60
Tableau n°IV 5 Résultats de la simulation à l'état naturel sur HEC-RAS.....	63

CHAPITRE V ETUDE DES VARIANTES

Tableau n°V. 1 Eléments géométriques pour des sections ouvertes diverses (Wikipédia).....	68
Tableau n°V. 2 Les valeurs du coefficient de rugosité	69
Tableau n°V. 3 Valeurs de vitesse moyenne limite d'érosion pour les lits consolidés.....	69
Tableau n°V. 4 Dimensions de l'aménagement	70
Tableau n°V. 5 Paramètres d'écoulement de la variante recalibrage du lit naturel	71
Tableau n°V. 6 Résultats des contraintes tractrices.....	73
Tableau n°V. 7 Résultats des contraintes tractrices.....	74
Tableau n°V. 8 Coût d'estimation de la variante	75
Tableau n°V. 9 Dimensions de l'aménagement (canal en béton armé)	75
Tableau n°V. 10 Paramètres d'écoulement de la variante canal en béton armé.....	75
Tableau n°V. 11 Somme des forces verticales en fonction de la largeur	78

Tableau n°V. 12 Estimation du coût de la variante.....	78
--	----

CHAPITRE VI CALCUL GENIE CIVIL

Tableau n°VI. 1Bilan des forces	85
Tableau n°VI. 2Calcule des sections de ferrailage (canal vide).....	86
Tableau n°VI. 3Calcule Ferrailage des voiles (canal vide).....	87
Tableau n°VI. 4Calcule des sections de ferrailage (canal rempli).....	88
Tableau n°VI. 5 Section de ferrailage interne	89

CHAPITRE VII ORGANISATION DE CHANTIER

Tableau n°VII. 1Engins utilisés	93
Tableau n°VII. 2Devis total du projet	93
Tableau n°VII. 3Les durées de différentes opérations	97
Tableau n°VII. 4 Succession des taches.....	97

LISTE DES FIGURES

CHAPITRE I HISTORIQUE SUR LES INONDATIONS

Figure I 1 Risque = F (aléa, vulnérabilité)	2
Figure I 2 Eléments descriptif d'une crue	3
Figure I 3 Paramètres fondamentaux d'un cours d'eau.....	4
Figure I 4 Emplacement des inondations en Algérie	7
Figure I 5 Inondations à Bâb El-Oued Novembre 2001.....	7
Figure I 6 D'énormes dégâts causés par les fortes averses de pluies (BATNA).....	8
Figure I 7 Inondations à Constantine septembre 2019.....	9

CHAPITRE II PRESENTATION DE LA ZONE D'ETUDE

Figure n° II. 1 Limite administrative de la Wilaya de Constantine.....	10
Figure n° II. 2 Localisation de la zone d'étude.	11
Figure n° II. 3 Carte d'aléa sismique Algérie-nord.....	11
Figure n° II. 4 Carte géologique de Constantine	12
Figure n° II. 5 Légende de la carte géologique de Constantine	12
Figure n° II. 6 Délimitation du bassin-versant	13
Figure n° II. 7 Courbe hypsométrique.....	15
Figure n° II. 8 Carte hypsométrique	16

CHAPITRE III Etude Hydrologique

Figure n° III 1 Répartition mensuelle des températures.....	23
Figure n° III 2 Répartition mensuelle de l'humidité	24
Figure n° III 3 Répartition mensuelle des vitesses du vent.....	24
Figure n° III 4 Répartition mensuelle des Pluies.....	25
Figure n° III 5 Représentation graphique de l'ajustement à la loi de GUMBEL.....	29
Figure n° III 6 Représentation graphique de l'ajustement à la loi de GALTON	30
Figure n° III 7 Représentation graphique de l'ajustement des lois	30
Figure n° III 8 Courbes Pluie– Durée – Fréquence(PDF).....	33
Figure n° III 9 Courbes Intensité– Durée – Fréquence (IDF)	33
Figure n° III 10 L'ajustement de la série des débits maximaux à la loi de GAMMA	37
Figure n° III 11 L'ajustement de la série des débits maximaux à la loi de GUMBEL	38
Figure n° III 12 Hydrogrammes de Crues.....	40

CHAPITRE IV Calcul Hydraulique

Figure n° IV 1 Canal naturel	43
Figure n° IV 2 Canal à forme rectangulaire	47
Figure n° IV 3 Canal à forme trapézoïdale.	48
Figure n° IV 4 Relation entre le tirant d'eau et le débit normal (unistra.fr).....	50
Figure n° IV 5 Energie spécifique en fonction de profondeur (huilier.fr)	52
Figure n° IV 6 Oued RHUMEL	53
Figure n° IV 7 Pont de AIN EL BEY sur RHUMEL.....	54
Figure n° IV 8 Différentes formes de courbes de remous (Wikipédia)	56
Figure n° IV 9 Fenêtre d'accueil du logiciel HEC-RAS.....	57
Figure n° V 10 Définition du tracé de l'oued et des sections	58
Figure n° V 11 Définition de la crue et des conditions aux limites Calcul du ressaut :.....	59

Figure n°V 12 Schéma d'un ressaut hydraulique.....	59
Figure n°V 13 Typologie des ressauts (Wikipédia)	60
Figure n°VI 14 Profil en long du tronçon simulé avec la ligne de surface de l'eau	61
Figure n°VI 16 Sections en travers du canal et résultats de simulation (Suite et fin).....	62
CHAPITRE V ETUDE DES VARIANTES	
Figure V. 1 Profil en long d'Oued Rhumel après recalibrage du lit naturel	71
Figure V. 2 Profil en travers des sections d'Oued Rhumel après recalibrage du lit naturel. ...	71
Figure V. 3 Profil en travers des sections d'Oued Rhumel après recalibrage du lit naturel.	72
Figure V. 4 Efforts tangentiel critique pour des matériaux non cohésifs.....	73
Figure V. 5 Section du profil 1.....	76
Figure V. 6 Section du profil 2.....	76
Figure V. 7 Section du profil 3.....	76
Figure V. 8 Section du profil 4.....	77
Figure V. 9 profil en long d'Oued RHUMEL aménagé selon la deuxième variante.....	77
CHAPITRE VI CALCUL GENIE CIVIL	
Figure n°VI. 1 Représentation des forces sur le canal	85
Figure n°VI. 2 Comportement d'une poutre bi-encastée	85
Figure n°VI. 3 Mode de rupture des voiles	86
Figure n°VI. 4 Schéma de ferrailage.....	89
CHAPITRE VII ORGANISATION DE CHANTIER	
Figure n° VII. 1 Rôles et responsabilités des intervenants sur chantier	92
Figure n° VII. 2 Schéma d'un réseau à nœuds.....	98
Figure n° VII. 3 Réseau de planification des tâches par la méthode CPM	98

Liste des planches

Planche n°1 : Plan de situation de oued RHUMEL

Planche n°2 : Les zones inondable lors du passage de la crue

Planche n°3 : Profil en long du oued RHUMEL

Planche n°4 : Profil en long du oued RHUMEL

Planche n°5 : profil en travéres O.RHUMEL

Introduction générale

L'Algérie est l'un des pays confronté aux phénomènes de crues et d'inondations qui se manifestent de façon catastrophique, constituant ainsi une contrainte majeure pour le développement économique et social.

Plusieurs régions du pays sont régulièrement menacées par ces catastrophes hydrologiques dont les effets sont souvent intensifiés par une urbanisation anarchique impliquant une occupation des terres inondables et même les rives des oueds.

Les risques d'inondations sont dus à l'interaction complexe de plusieurs composantes, c'est le produit de la concomitance de facteurs topographiques, géologiques, hydrologiques et météorologiques.

L'examen des événements catastrophiques survenus dans notre pays montre que sur l'ensemble des bassins versants algériens, des superficies importantes de terres agricoles, des plaines et des agglomérations, sont fréquemment envahi par la furie des eaux des oueds en crue. Tel est le cas du cours d'eau oued RHUMEL.

La localité de RHUMEL située dans le centre-ville de Constantine, a été à plusieurs reprises inondée dont la plus catastrophique est celle de 1996 qui a occasionnée d'importants préjudices matériels (ruissellement urbain, débordements et défoncement des voiries, détérioration des infrastructures).

Le présent travail a pour objet le dimensionnement et l'aménagement du cours d'eau oued RHUMEL pour faire face aux fortes crues.

Pour cela on a procédé comme suit :

- Présentation physique du bassin versant et du site
- Etude des crues
- Etude hydraulique et choix de la variante de l'ouvrage
- Etude génie civil



CHAPITRE I

I.1 Introduction

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

I.2 Généralités sur les inondations

I.2.1 Concept du concept du risque :

Le concept de risque relatif aux inondations est en soi assez complexe puisque qu'il ne peut se définir qu'en considérant simultanément, un phénomène physique (en l'occurrence, la présence d'eau), et une utilisation sociale de ce même espace qui souffre de cette présence d'eau. Le risque est défini comme résultant de deux facteurs réputés indépendants que sont l'aléa et la vulnérabilité (Gendreau 1997 ; Molin Valdes, 1994).

- **aléa naturel** est la possibilité qu'un événement **naturel** relativement brutal menace ou affecte une zone donnée.
- **Vulnérabilité** est la gestion du risque.

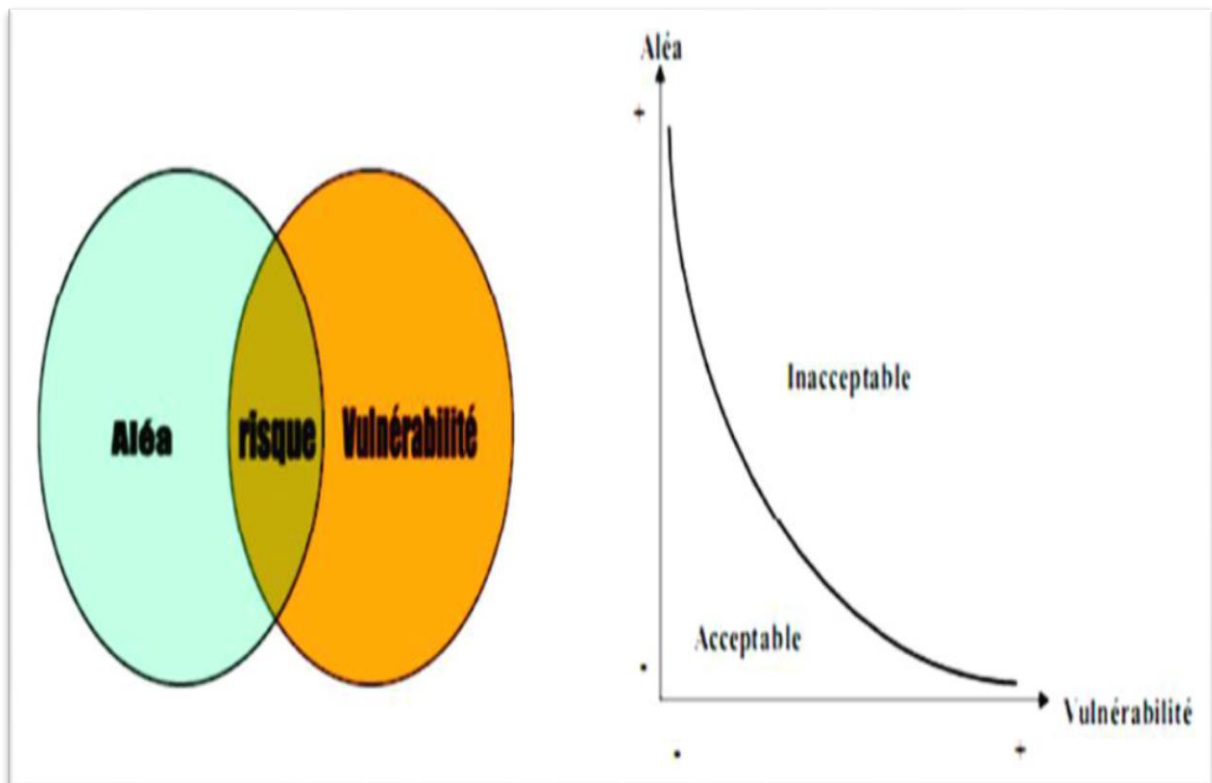


Figure n° I 1 Risque = F (aléa, vulnérabilité)

I.2.2 Définition

I.2.2.1 Inondation

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

I.2.2.2 Crue

La crue correspond à l'augmentation rapide et temporaire du débit d'un cours d'eau suite à de fortes pluies ou une fonte de neige. Elle est caractérisée par son hydro gramme graphique qui représente les variations de débit en fonction du temps. D'où la partie montante de ce hydro gramme représente « la crue », et la partie descendante étant « la décrue ». Une crue se définit par différents critères : sa genèse, sa durée, sa fréquence, son débit de pointe et son volume.

- **Éléments descriptifs d'une crue**

Une crue est décrite par quatre éléments sont :

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

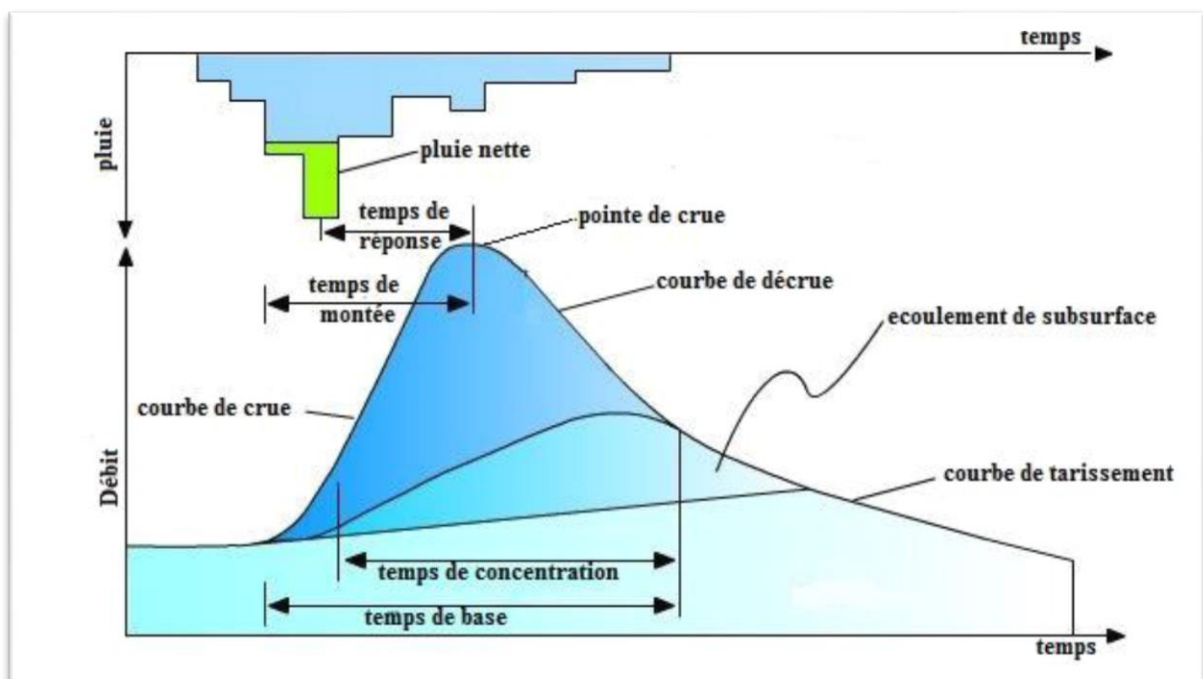


Figure n° I 2 Hydro-gramme de crue

I.2.2.3 Cours d'eaux

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

I.2.2.4 Paramètres fondamentaux d'un cours d'eau

- **Lit d'un cours d'eau** : Le lit d'un cours d'eau est en général, la partie la plus profonde de la vallée dans laquelle un courant d'eau s'écoule gravitairement.

On distingue trois types de lits :

- 1- Lit mineur
- 2- Lit moyen
- 3- Lit majeur

- **Rive – berge** Une berge est le talus incliné plongeant dans l'eau qui sépare le lit mineur et le lit majeur. Tandis que la rive est le milieu géographique qui sépare les milieux aquatique et terrestre. Elle démarre au sommet de la berge et constitue une partie plate plus ou moins étendue qui reste sous l'influence du milieu aquatique.
- **Alluvions et substratum** : Les alluvions sont les grains fins ou grossiers alternativement déposés ou repris par le courant. Elles recouvrent le substratum qui est une couche formée d'une roche dure ou plus ou moins tendre (grès, marnes...).
- **Ripisylve** : C'est la formation végétale naturelle abondante et variée située sur la rive. Le rôle de la Ripisylve sur les crues peut être important ; lorsqu'elle occupe une part significative du lit majeur, elle augmente notablement la rugosité du lit.

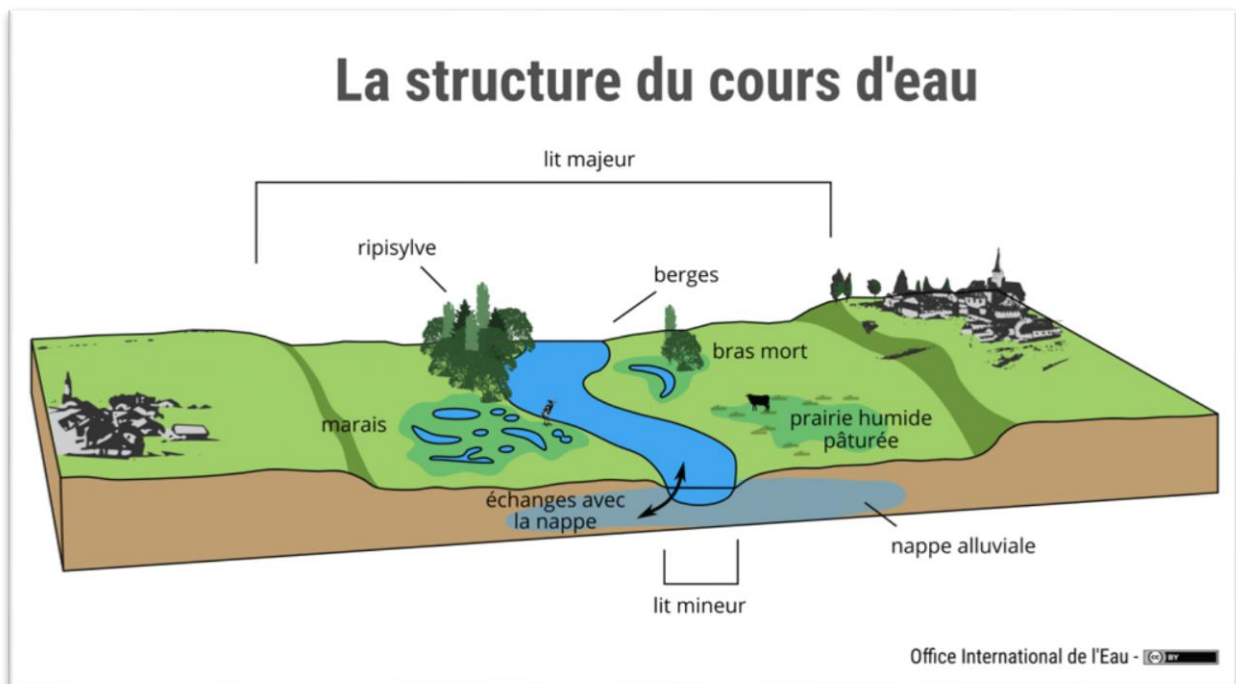


Figure n° I 3 Paramètres fondamentaux d'un cours d'eau

I.2.3 Types d'inondations :

I.2.3.1 Inondation de plaine

Il s'agit d'un débordement progressif d'un cours d'eau sur une période parfois assez longue. Cette montée des eaux est progressive permettant une rapide mise en sécurité des biens et des personnes potentiellement impactées.

I.2.3.2 Inondation par remontée de nappe

Dans ce cas, suite à des pluies régulières sur une longue période, les nappes phréatiques remontent et débordent. Ce fût le cas pour les inondations de la Somme en 2001 avec d'importantes inondations sur la durée. Là aussi la montée de l'eau s'effectue assez lentement tout comme la décrue.

I.2.3.3 Crue éclair:

Ici c'est une brusque montée des eaux suite à d'importantes précipitations s'étant manifestées par exemple sur les montagnes. Le volume d'eau est considérable et ne peut malheureusement pas être absorbé par le sol qui bien souvent se montre très sec. Le niveau d'un cours d'eau peut monter de plusieurs mètres en quelques heures. Ce type d'événement est généralement localisé à une zone précise.

I.2.3.4 Submersion marine:

Ces débordements sont provoqués suite au passage d'une zone de basse pression associée à un vent marin. L'eau rentre donc plus facilement dans les terres qu'en temps normal. Bien souvent cette situation se produit durant de fortes tempêtes.

I.2.3.5 Les inondations par rupture d'un ouvrage artificiel hydraulique

L'inondation est aussi causée parfois par la défaillance d'un barrage ou d'un autre ouvrage hydraulique, quand un véritable mur d'eau peut dévaler le lit de la rivière. Comme c'est à prévoir, un tel accident, presque toujours imputable à l'erreur humaine dans la conception, la construction ou l'exploitation de l'ouvrage, a des résultats désastreux en raison de sa soudaineté et de son ampleur.

I.2.4 Les causes des inondations

I.2.4.1 Causes d'origine naturelle

Elles correspondent aux phénomènes météorologiques et climatiques tels que les pluies exceptionnelles, orages violents, pluies torrentielles, fonte des neiges,...etc.

I.2.4.2 Causes d'origine humaine directe

Elles consistent dans la modification du système fluvial des cours d'eau ou de leurs caractéristiques morphologiques (largeur, longueur, pente, etc.) par la construction d'ouvrages hydrauliques, le drainage, l'irrigation, la dégradation des sols et l'agriculture intensive (accélère le ruissellement et limite l'infiltration).

I.2.4.3 Causes d'origine humaine indirecte :

Elles sont liées à la pollution et le réchauffement climatique qui ont modifié les conditions climatiques du monde entier. L'émission de gaz à effet de serre provoque la fonte des glaciers des pôles (nord et sud), ceci entraîne la montée du niveau des océans et des cours d'eau ainsi que la procréation de cyclones d'intensité importante.

I.2.5 Conséquences engendrées par les inondations

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

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

Tableau I. 1 Conséquences des inondations

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

I.3 Les inondations en Algérie

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

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



Figure n° I 4 Empleur des inondations en Algérie



Figure I 5 Inondations à Bâb El-Oued Novembre 2001

(journal El-WATAN)



Figure I 6 D'énormes dégâts causés par les fortes averses de pluies (BATNA)

I.4 Les inondations dans la zone d'étude

La ville de Constantine est exposée à des risques d'inondation très fréquents qui causent des dégâts matériels et humains très importants.

- la crue subite du Rhumel, en amont des gorges de Constantine (quartier du Bardo), du 19 janvier 1958, entraîne la destruction du pont d'Arcole, la mort de 7 personnes, 1 disparu et 1500 familles déplacées.

- les crues de l'hiver 1967 ont pris un caractère de réelle gravité dans la mesure où le débit de pointe de l'oued Rhumel enregistré le 29 novembre 1967, a atteint 1236 m³/s, la hauteur d'eau s'élevait à 8,3 mètres au niveau de la station d'oued Athmania (Mebarki, 1982), ce qui a provoqué des débordements considérables dans le lit majeur. L'amont de l'oued Rhumel, connu surtout par sa zone industrielle Palma nouvellement créée, a enregistré ses premiers dégâts causés par des inondations. Ces dégâts ont affecté des dépôts de sociétés nationales et de petites unités industrielles.

- la crue de septembre 1973 est le résultat d'averses exceptionnelles qui se sont succédé du 24 au 26 septembre. Les eaux ont atteint 5 mètres à la station d'oued Athmania et 3,6 mètres à la station d'Aïn Smara (Mebarki, 1982). Sur toute la section amont de l'oued Rhumel jusqu'au village d'Aïn Smara, l'inondation a engendré des dégâts surtout en milieu rural, les eaux ont débordé sur des parcelles de jardins et quelques maisons, récemment construites à proximité de l'oued, ont été détruites.

- les inondations du 13 au 16 avril 1979 ont affecté aussi bien l'oued Rhumel que l'oued Bou Merzoug. Les dégâts enregistrés sont localisés sur la section Chaabet Erssas et le quartier du Bardo à l'entrée des gorges de Constantine.

- les violentes pluies de l'hiver 1984/1985, concentrant 254,2 mm de pluie continue du 28 au 30 décembre 1984 provoquèrent la montée rapide de l'oued Bou Merzoug et de l'oued

Rhumel, endommageant sérieusement les installations de la zone industrielle Palma et provoquant l'évacuation de 250 familles du quartier du Bardo.

- l'inondation du 3 octobre 1994, qui a eu lieu entre 7h45 et 8h00, dans la vallée du Rhumel juste avant la confluence avec l'oued Bou Merzoug, a emporté des constructions très récentes (été 1994) constituant un quartier spontané. Le nombre de familles évacuées s'élève à 57 d'après les sapeurs-pompiers.

- la récente inondation est de septembre 2019 une personne emportée par les crues de oued Rhumel, suite aux pluies diluviennes qui se sont abattues sur la ville de Constantine dimanche soir, est portée disparue, a-t-on appris lundi auprès des services de la protection civile.



Figure I 7 Inondations à Constantine septembre 2019

(journal El-WATAN)

Conclusion

La problématique des crues et des inondations en Algérie est la conséquence des pluies torrentielles exceptionnelles. Ces phénomènes naturels conduisent à des dégâts matériels et humains, ce qui fait que la diminution du danger engendré par ces phénomènes est obligatoire, cela est à travers la description du régime des crues d'un bassin versant qui nécessite une banque de données pluviométriques et hydrométriques, ainsi qu'une analyse statique qui permet de connaître la nature du régime et le débit de pointe donc le débit de dimensionnement des différents aménagements sur un cours d'eau.



CHAPITRE II

II.1 Introduction :

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

II.2 Situation administratif :

Constantine Chef-lieu de wilaya, est située à 36° 22' Nord et 6°37' Est du méridien de Greenwich¹, distante de 431 Km de l'Est d'Alger, de 86 Km de Skikda et de 159 Km d'Annaba. Elle est limitée au Nord par la wilaya de Skikda, à l'Est par la wilaya de Guelma, à l'Ouest par la wilaya de Mila, et au Sud par la wilaya d'Oum El Bouaghi..

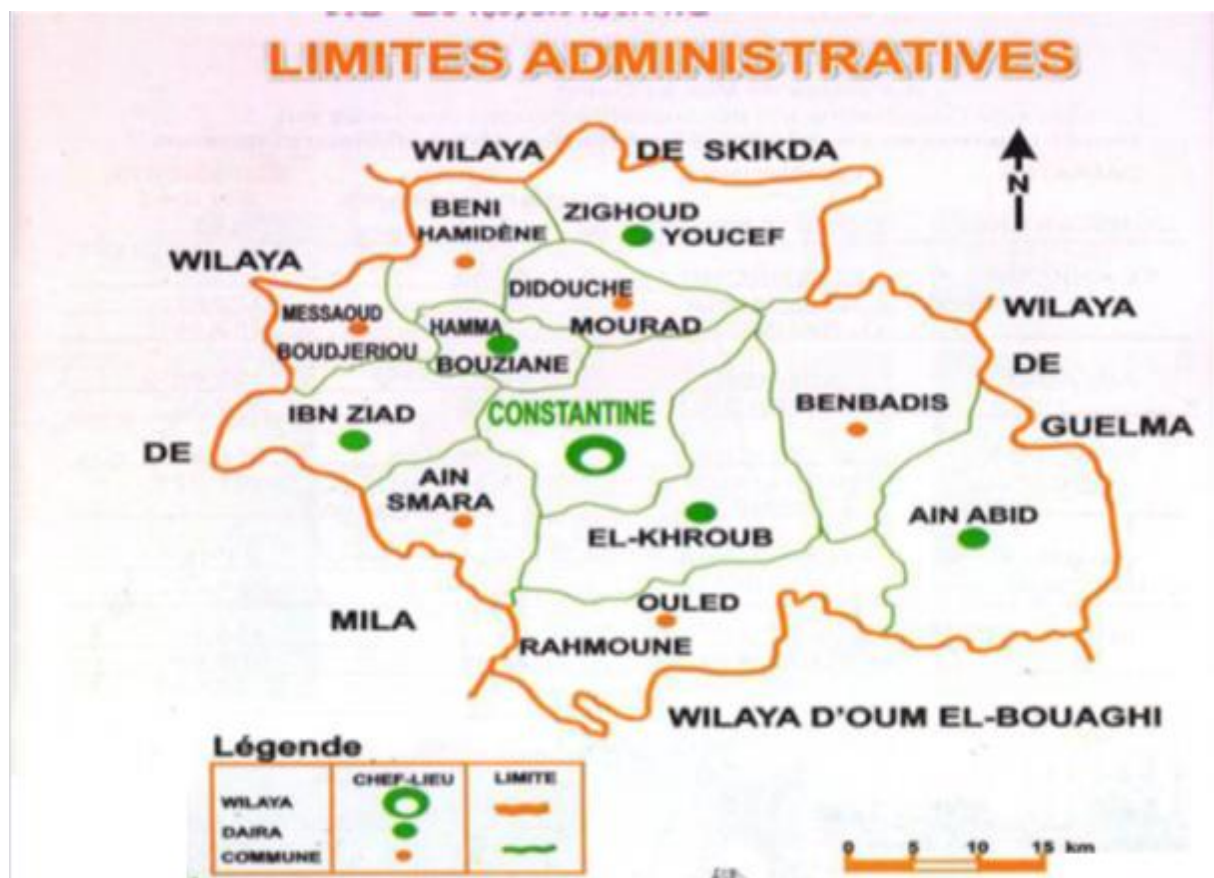


Figure n° II. 1 Limite administrative de la Wilaya de Constantine

II.3 Localisation de la zone d'étude :

La région d'étude se situe dans le centre de la ville de Constantine, sur la rive gauche d'oued Rhumel à côté du pont existant sur la route vers Ain El Bey.



Figure n° II. 2. Situation géographique de la zone d'étude

II.4 Caractéristique morphologique du bassin :

II.4.1 Géomorphologie :

La géomorphologie de la région de Constantine est très complexe, elle est liée d'une part à l'existence de plusieurs nappes de charriage, caractérisé par des faciès variés d'âge mi-pliocène (remblais, argile, marnes, sable conglomérat, grés), et les dépôts quaternaire (alluvions, travertin etc.).

II.4.2 Sismicité:

La zone d'études est située dans la zone sismique II. (Zone sismique moyenne).

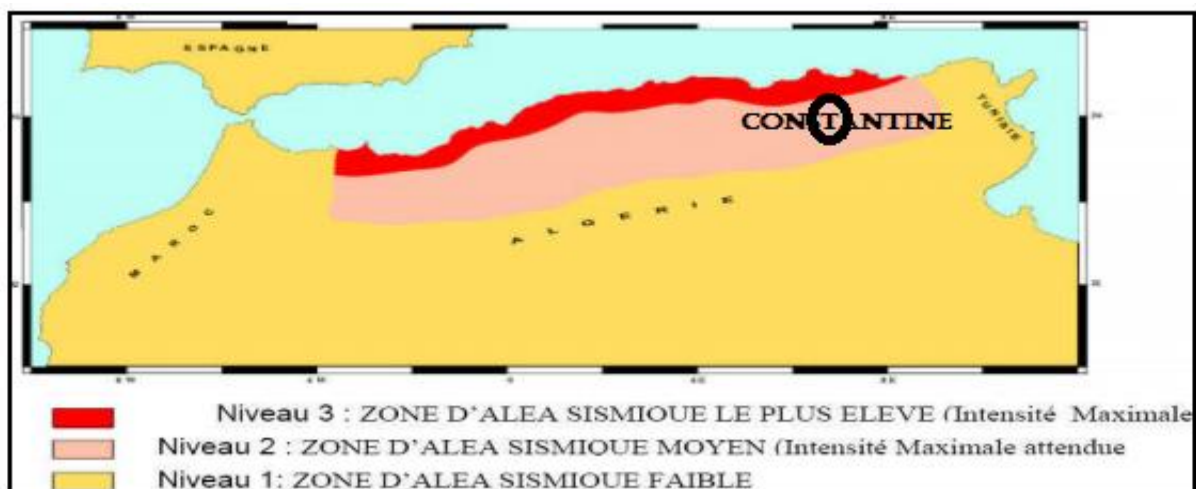


Figure n° II. 3 Carte d'alea sismique Algérie-nord

source C.R.A.A.G

II.4.3 Géologie :

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

Pour bien éclairer la géologie de notre zone on présente la carte géologique de Constantine

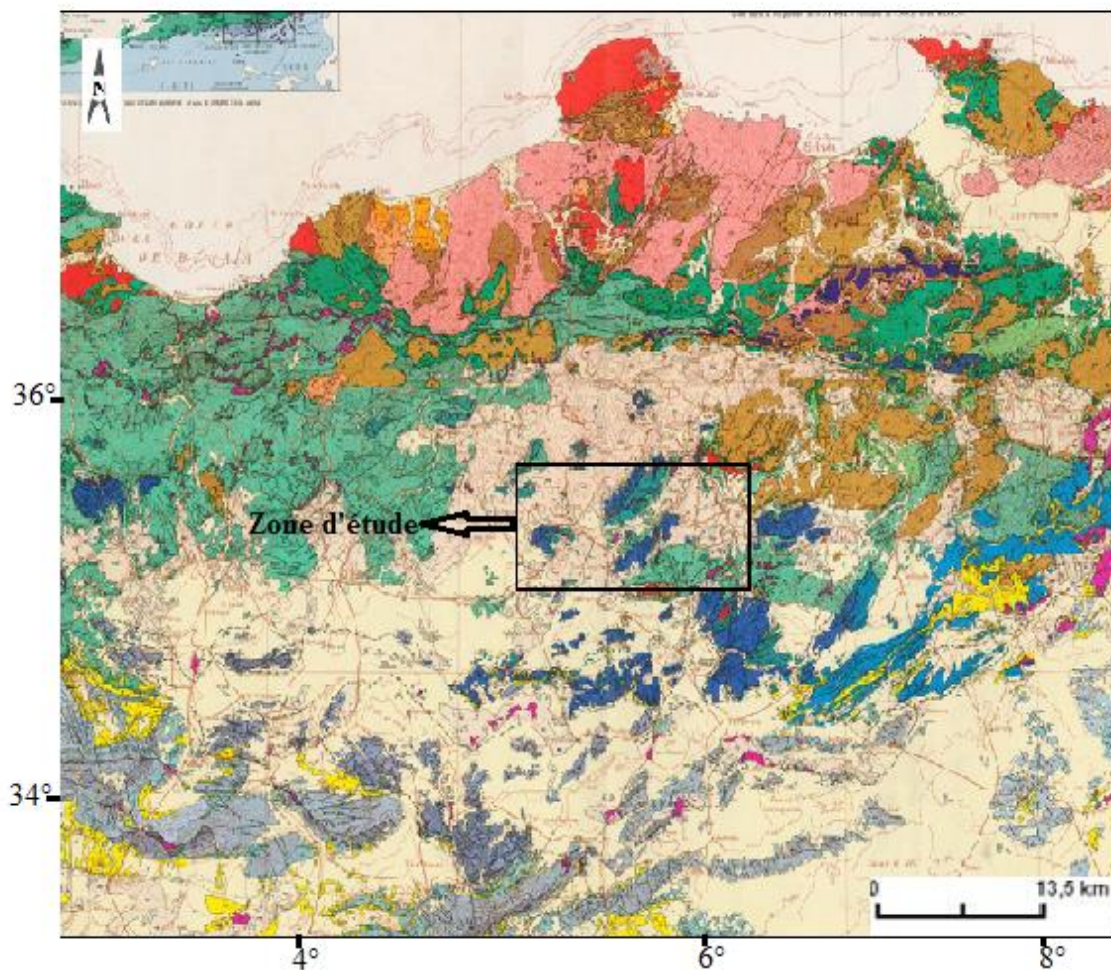


Figure n° II. 4 Extrait de la carte géologique de Constantine

Source : Carte structurale au 1/500.000 de la chaîne alpine d'Algérie nord-orientale et des confins Algéro-tunisiens, Vila, 1978

ROCHES RECENTES ET CYCLES POSTERIEURS AU BURDIGALIEN INFERIEUR

q	Quaternaire indifférencié (Villafran- chien à actuel).
p	Pliocène marin des zones côtières.
mp	Mio-Pliocène continental.
m'	Burdigalien supérieur-Langhien de la marge littorale.
m	Miocène marin transgressif indifféren- cié des nappes telliennes et de leur avant-pays allochtone, parautochtone ou autochtone.

NAPPES TELLIENNES S.S

BB : TYPE BARBACHA **GA : TYPE GOURAYA-ARBALOU**
DA : TYPE DRAA EL ARBA **BA : TYPE BENI -ABDALLAH**
BI : TYPE BIBANIQUE **DJ : DE DJEMILA**
T : UNITES TELLIENNES NON DIFFERENCIEES PARFOIS REDUITES A LEUR EOCENE DECOLLE

1	1- Yprésien à Priabonien basal(?).
2	2- Crétacé moyen à Paléocène
3	3- Crétacé inférieur
4	4- Jurassique.

ENSEMBLE ALLOCHTONE SUD-SETIFIEN

1	1- Eocène à Thersitès et à galets des écaillles méridionales.
AS 2	2- Crétacé moyen et supérieur.
AS 3	3- Crétacé inférieur.
4	4- Jurassique carbonaté.

SERIE MERIDIONALE DU DJEBEL KALAOUN

K	Jurassique d'abord carbonaté puis marno-calcaire (points serrés) et Néocomien (points lâches).
---	--

TRIAS EXOTIQUE OU EXTRUSIF

1	Argiles, gypses broyés et glaçons calcaire-dolomitiques.
kr	Trias résédimenté.

NAPPE MERITIQUE CONSTANTINOISE

SERIES ENTIEREMENT CARBONATEES A SENONIEN TRANSGRESSIF REDUIT

1	1- Cénomarien, Turonien et Sénomien trans- gressif.
2	2- Crétacé inférieur (Néocomien à Albien).
3	3- Jurassique et Trias de la station du Nador.

SERIE INTERMEDIAIRE DU DJEBEL DJAFFA

1	1- Crétacé moyen et supérieur.
2	2- Crétacé inférieur.
3	3- Jurassique supérieur carbonaté.

SIGNES CONVENTIONNELS

1	1- Contacts stratigraphiques
2	2- Principales failles
3	3- Charriages et chevauchements (les barbelures sont du côté chevauchant).
4	4- Trace des olistolites telliens du bassin du Hodna.

a- visibles
 b- cachetés ou supposés
 c- déduits de données géophysiques

FIGURE II.5 Légende de la carte géologique de Constantine

II.4.4 Caractéristiques physiographiques du bassin versant

Sur la base des cartes topographiques à l'échelle 1/25 000 ont été calculées les différents paramètres morphologique:

II.4.4.1 Superficie du bassin versant :

Définie comme la totalité de la surface topographique drainée par un cours d'eau principal, et ses affluents cette surface est séparée par une ligne de partage des eaux.

La planimétrie de la surface de différents sous bassin versant a été évaluée à:

Tableau n°II. 1 La surface du bassin versant

Bassin versant	Superficie du bassin versant en Km ²
BV au site d'Ain Smara	2904

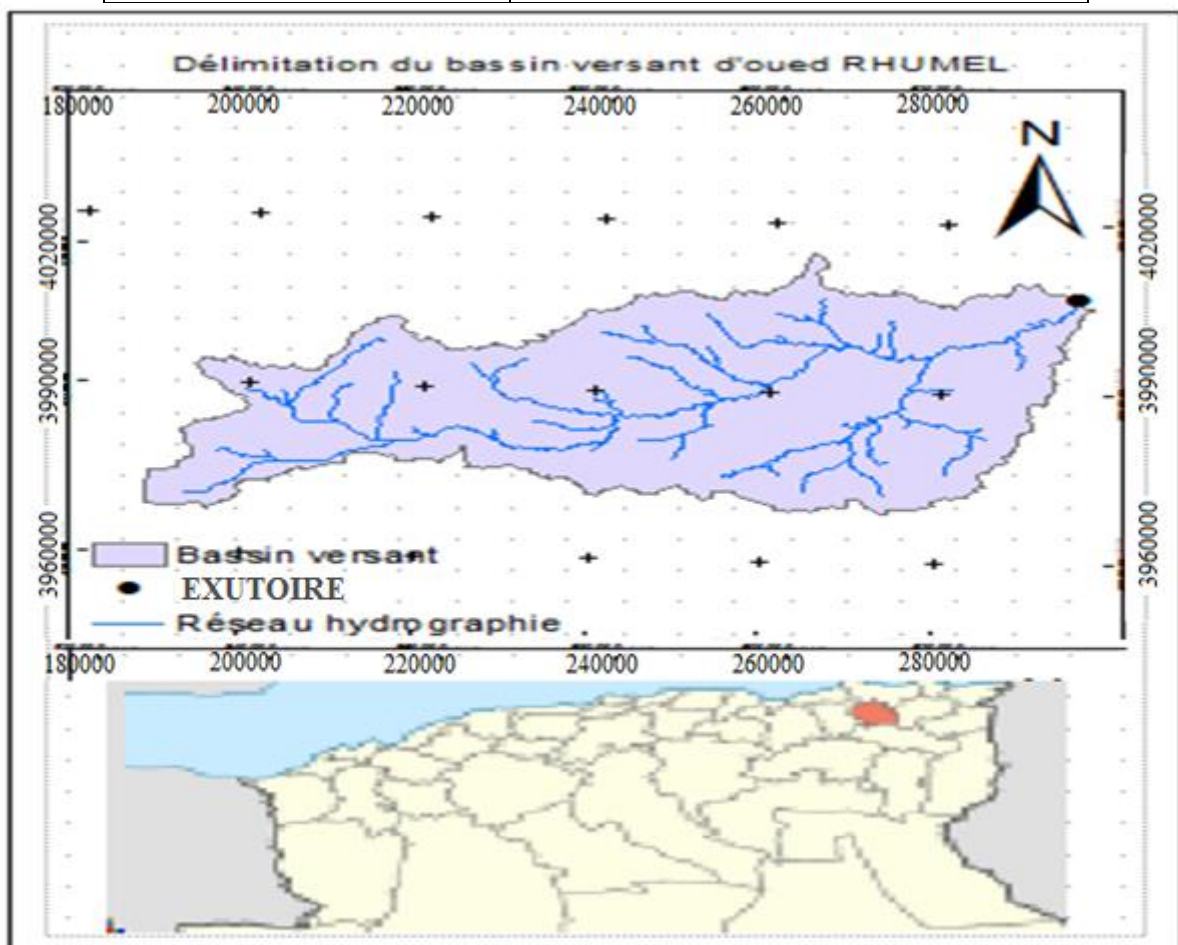


Figure n° II. 5 Délimitation du bassin-versant

Source : Arc GIS

II.4.4.2 Longueur du talweg principal :

Elle est mesurée au curvimètre et évaluée à 85 km pour le tronçon à aménager.

II.4.4.3 Paramètres de forme

1- Indice de compacité de Horton (K_H) :

L'indice de compacité de Horton exprime le rapport de la largeur moyenne du bassin versant à la longueur du cours d'eau principal. Il se calcule par la relation :

$$K_H = \frac{S}{L^2} = 0.4$$

II.1

K_H : Indice de compacité de Horton;

S : Aire totale du bassin de drainage (km²);

L : Longueur du cours d'eau principal (km) ;

2- Coefficient d'allongement (C_a) :

Ce coefficient est obtenu par la relation :

$$C_a = \frac{1}{K_H} = 2.5$$

II.2

3- Indice de compacité de Gravelius (K_C) :

L'indice de compacité est un coefficient exprimant la forme du bassin versant, il est donné par la formule suivante:

$$K_C = \frac{0.28P}{\sqrt{S}} = 1.87$$

II.3

II.4.4 Rectangle équivalent :

Les dimensions du rectangle équivalent sont déterminées par les formules suivantes (ROCHE, 1963)

Longueur L :

$$L = \frac{kc\sqrt{s}}{1.12} + \left[\sqrt{1 - \left(\frac{1.12}{Kc}\right)^2} \right]$$

II.4

Largeur l :

$$l = \frac{kc\sqrt{s}}{1.12} + \left[1 - \sqrt{1 - \left(\frac{1.12}{Kc}\right)^2} \right]$$

II.5

Avec :

K_C : Indice de compacité de Gravelius.

S : La surface du bassin versant.

L : La longueur du rectangle équivalent.

l : la largeur du rectangle équivalent.

II.4.5 Paramètres du relief

Le relief possède une influence directe sur les facteurs climatiques et une influence indirecte sur la formation des écoulements de surface. Il détermine en grande partie l'aptitude au ruissellement, l'infiltration et l'évaporation. C'est un élément capital dans le comportement hydraulique d'un bassin.

Le relief joue un rôle essentiel sur le régime de l'écoulement. Il est indiqué par les courbes de niveau et caractérisé par la courbe hypsométrique.

Une pente plus forte provoque un écoulement rapide, donc un temps de concentration plus court et une montée plus rapide des crues.

Le relief est un facteur essentiel, il est caractérisé par

- La courbe hypsométrique.

- Altitudes caractéristiques.
- Les indices de pente globale
- Densité de drainage D_g .

II.4.5.1 Courbe hypsométrique :

Le processus météorologique et le phénomène de ruissellement étant affectés par le relief, il est important de tracer la courbe hypsométrique.

Cette courbe est tracée selon les résultats des mesures de la répartition du bassin versant par tranche d'altitude, et surfaces partielles.

Tableau n°II. 2Coordonnées de la courbe hypsométrique

Altitude (H)	Surfaces partielles	Surfaces partielles	Surfaces cumulées	Surfaces cumulées
(m)	(km ²)	(%)	(km ²)	(%)
510-600	10.659287	0.37	2904	100.00
600-700	112.944113	3.89	2894.23	99.66
700-800	496.114443	17.08	2781.29	95.77
800-900	904.142961	31.12	2285.17	78.69
900-1000	942.140925	32.43	1381.03	47.56
1000-1100	326.890492	11.25	438.89	15.11
1100-1200	94.078585	3.24	112.00	3.86
1200-1300	15.613284	0.54	17.92	0.62
1200-1336	2.306671	0.08	2.31	0.08

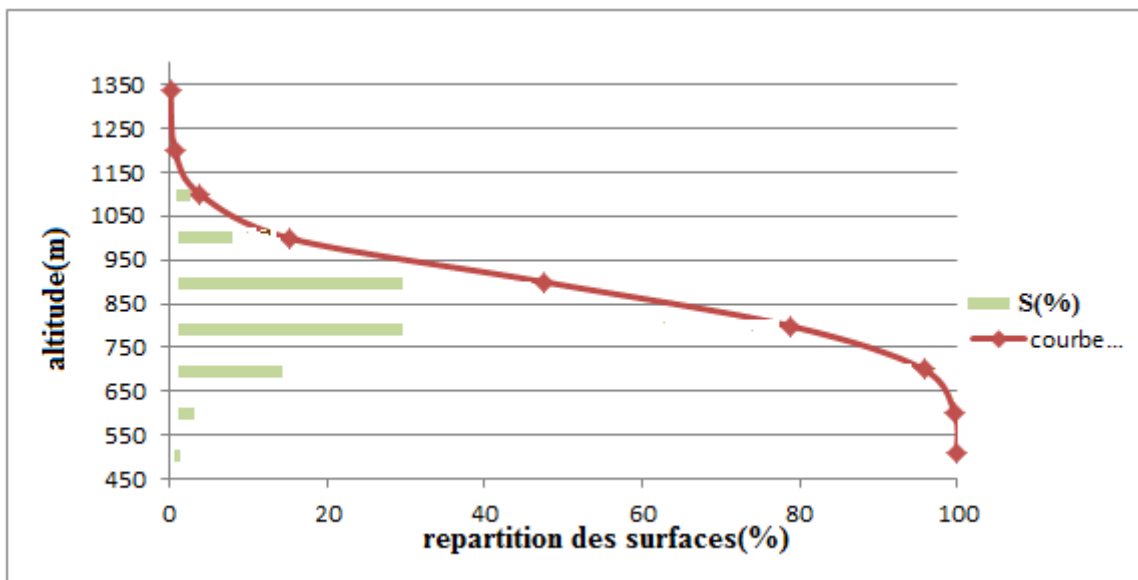


Figure n° II. 6 Répartition des surfaces et courbe hypsométrique

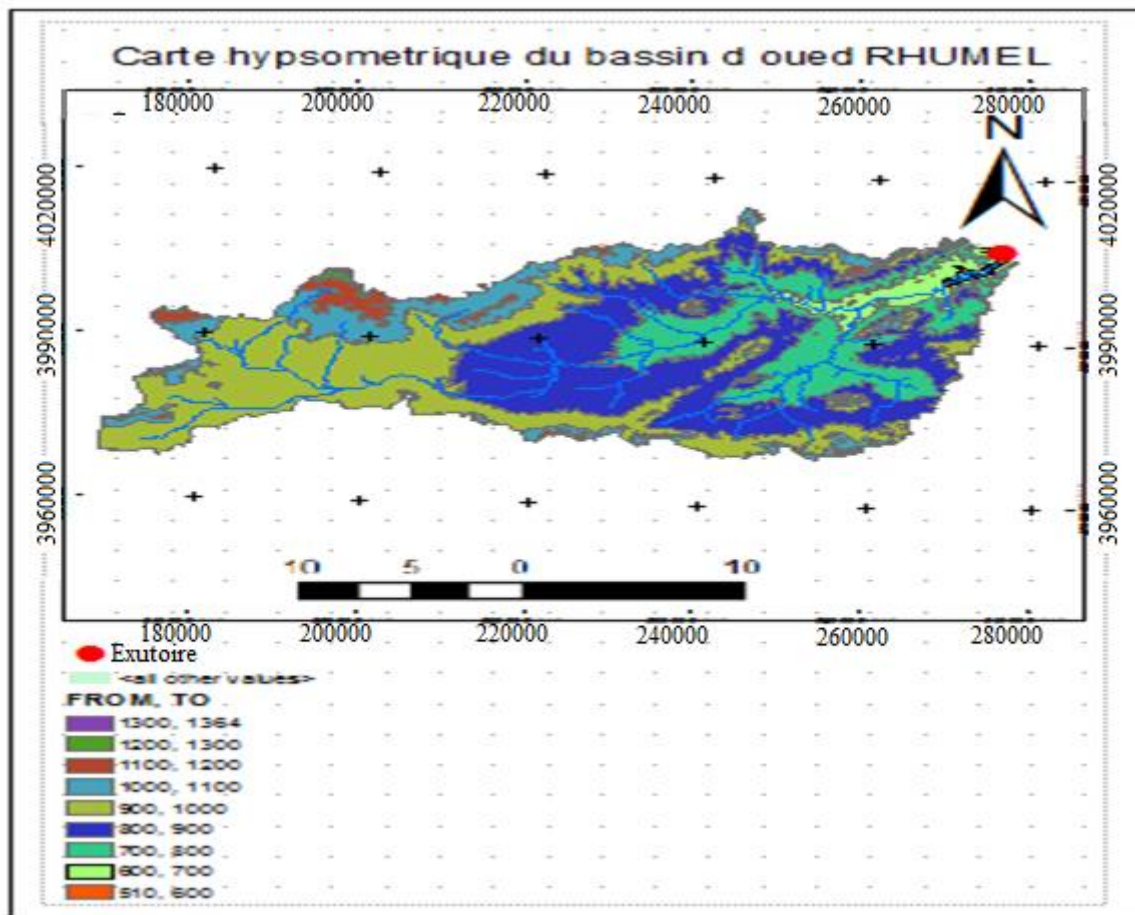


Figure n° II. 7 Carte hypsométrique

Source : Logiciel Arc GIS

II.4.5.2 Altitudes caractéristiques

- **Altitude maximale et minimale :**

Elles sont obtenues directement à partir de la carte topographique.

- **Altitude moyenne**

L'altitude moyenne H_m est calculée par la formule suivante

$$H_{MOY} = \sum \left(\frac{S_i \times H_i}{S} \right)$$

II.6

- **Altitude médiane**

L'altitude médiane correspond à celle lue au point d'abscisse 50% de la surface totale du Bassin. Sur la courbe hypsométrique. Cette grandeur se rapproche de l'altitude moyenne dans le cas où la courbe hypsométrique du bassin concerné présente une pente régulière.

II.4.5.3 Les indices de pentes

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

Tableau n°II. 3 Les indices de pentes

Les indices de pentes	Symbole	Unités
Indice de pente globale = D/L=Ig	Ig	m/km
Indice de pente moyenne	I _m	m
Dénivelé spécifique	Ds	m

II.5 Caractéristique hydrographique du bassin

II.5.1 Densité de drainage :

$$Dd = \frac{\sum_{i=1}^n l_i}{S}$$

II.7

Avec :

Li : Longueur totale des cours d'eau d'ordre i [Km].

n : L'ordre le plus élevé dans la classification.

II.5.2 Temps de concentration

II.5.2.1 La formule de Giandotti (sud Italie 1937) :

$$Tc = \frac{4\sqrt{s} + 1.5Lp}{0.8\sqrt{Hlmoy - H \text{ min}}}$$

II.8

Avec :

L_p : Longueur du cours d'eau principal (Km)=85S : La superficie du bassin versant (Km²)=2904H_{moy} : Altitude moyenne du bassin versant (m NGA)= 891.5m

II.5.2.2 Formule de VENTURA :

$$Tc = 0.1272 \frac{\sqrt[3]{S}}{\sqrt{Im}}$$

II.9

Im : Pente moyenne du cours d'eau;

S : Surface du bassin versant

II.5.2.3 Formule de TURRAZA

$$Tc = 0.108 \frac{\sqrt[3]{S*L}}{\sqrt{I}}$$

II.10

S : Surface du bassin versant en (Km²).

L : Longueur du thalweg principal en (Km).

Im : Pente moyenne du cours d'eau en (%).

II.5.2.4 Formule de Témez

$$Tc = 0.3 [L / (Ir^{1/4})]^{0.76}$$

II.11

Où :

Tc : Temps de concentration en heures

L : Longueur de la rivière principale en km

Ir : La pente moyenne de la rivière

Voici un tableau qui récapitule toute les valeurs obtenues :

Tableau n°II. 4 récapitulatif des résultats du temps de concentration

Formule utilisé	Tc
<i>Giandotti</i>	21.82
VENTURA	21.28
TURRAZA	75
Témez	22

Les formules utilisées sont celles recommandées pour le Nord algérien, celle-ci nous donnent des résultats différents. En éliminant les extrêmes maximales trouvées par la formule de Turazza nous allons opter pour la moyenne des formules de : Ventura, *Giandotti* et Témez.

Donc :

Tc=21 heures

II.5.3 Vitesse de ruissellement

$$Vr = \frac{L}{Tc}$$

II.12

L : Longueur du thalweg principal (Km)

Tc : Temps de concentration (h)

Tableau n°II. 5 Récapitulatif des caractéristiques du BV

Désignation	Symbole		Unités	Valeur
Superficie	S		Km ²	2904
Périmètre	P		Km	360
Longueur du thalweg Principal	L		Km	85
Indice de compacité	K _C		-	1.87
Rectangle équivalent	Longueur	L _r	Km	162
	Largeur	l _r	Km	18
altitudes	Maximale	H _{max}	M	1364
	Moyenne	H _{moy}	M	891.5
	Médiane	H _{med}	M	875
	Minimale	H _{min}	M	510
Indice de pente de Roche	I _p		%	30.23
Indice de pente globale	I _g		%	0.3
Indice de pente moyenne	I _{pm}		%	0.9
Densité de drainage	D _d		Km/km ²	1,22
Temps de concentration	T _c		Heure	21
Vitesse de ruissellement	V _r		Km/h	4.25

CONCLUSION:

Dans ce chapitre, nous avons déterminé toutes les informations et les caractéristiques géographiques, topographiques, géologiques, hydrogéologiques et hydro-morphologiques de la région d'étude pour une présentation de la zone et afin d'estimer la crue.



CHAPITRE III

III.1 Introduction

L'hydrologie est une science qui étudie la phase du cycle de l'eau qui débute avec l'arrivée de celle-ci sur la surface de la terre, Elle englobe les précipitations, le ruissellement et les eaux souterraines, C'est une science particulière car elle regroupe plusieurs sciences fondamentales très diversifiées et a pour but de répondre aux problèmes concernant la ressource en eau, L'hydrologie est devenue une science importante de l'art de l'ingénieur intéressé à la l'exploitation et au contrôle des eaux naturelles ,des études hydrologiques plus ou moins poussées sont indispensables pour toute mise en œuvre de projets hydroélectriques, de distribution d'eau, de protection contre les crues ,d'assainissement d'irrigation ,drainage ,de barrages et de navigation fluvial .

Les études hydrologiques donc sont très indispensables, Elles ont pour objectif d'étudier les conditions d'écoulement d'une part, et d'autre part d'estimer la crue contre laquelle il est nécessaire de protéger l'ouvrage hydraulique, Les analyses peuvent être basées sur les statistiques si l'on dispose déjà d'un échantillon d'observations de mesures du site étudié,

Le dimensionnement, la sécurité et la bonne exploitation des ouvrages hydrauliques sont toujours liés à une évaluation saine non seulement des débits disponibles en moyenne mais surtout des débits extrêmes (crue-étiage).

III.2 Caractéristique climatologique

L'objectif de l'étude climatologique est de fournir les données concernant le climat, données nécessaires pour le dimensionnement du canal. Les conditions climatiques au niveau du bassin versant jouent un rôle capital dans le comportement hydrologique des cours d'eau. Les facteurs qui déterminent le climat sont : Les précipitations avec leur distribution dans le temps et dans l'espace, l'humidité, la température, le vent .ces conditions ont une influence sur l'évaporation et la transpiration. Les données climatologiques sont fournies par différents secteurs spécialisés dans la mesure, le traitement et le stockage des données.

- **Stations de référence**

Dans le bassin versant Kebir Rhumel il existe deux stations climatologiques : **La station de Constantine** et **la station de Ain El Bey** .

Pour fournir les caractéristiques climatiques au bassin étudié, nous avons utilisé les données météorologiques enregistrées à la station de **Constantine** qui présente des séries de données complètes s'étalant de 1970/2010

Tableau n° II 1 Caractéristique de la station pluviométrique

Nom de la station	X	Y	Altitude	Code
Constantine	850.35	344.75	595.00	10 04 10

Source : A.N.R.H

III.2.1 Température de l'air

Tableau n° II 2 Répartition mensuelle des températures.

mois		Sep	Oct	Novb	Dec	Jan	Fev	Mar	Avr	Mai	Juin	Juil.	Aout
T°c	TMax	28.6	24.4	17	12.9	12.3	13.4	16.7	19.7	25.6	31.3	34.7	34.2
	Tmin	15.4	11.8	6.6	3.8	2.5	2.8	4.9	7.2	11.5	15.7	18.5	18.8
	Tmoy	22	18.1	11.8	8.4	7.4	8.1	10.8	13.5	18.6	23.5	26.6	26.5

Source : A.N.R.H

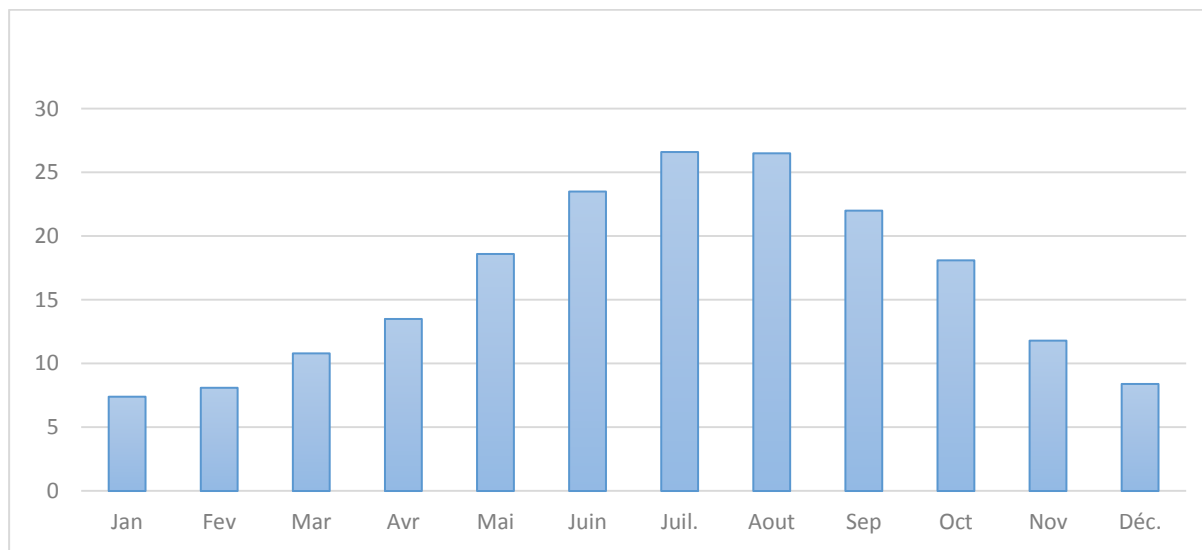


Figure n°III 1 Répartition mensuelle des températures

III.2.2 Humidité de l'air

Dans le Tableau sont mentionnées les valeurs des humidités mensuelles pour la station de Constantine.

Tableau n° II 3 Répartition mensuelle de l'humidité

mois	S	O	N	D	J	F	M	A	M	J	J	A
H(%)	16,96	22,11	25,22	25,42	15,24	21,15	16,77	11,15	7,79	6,547	7,657	9,89

Source : A.N.R.H

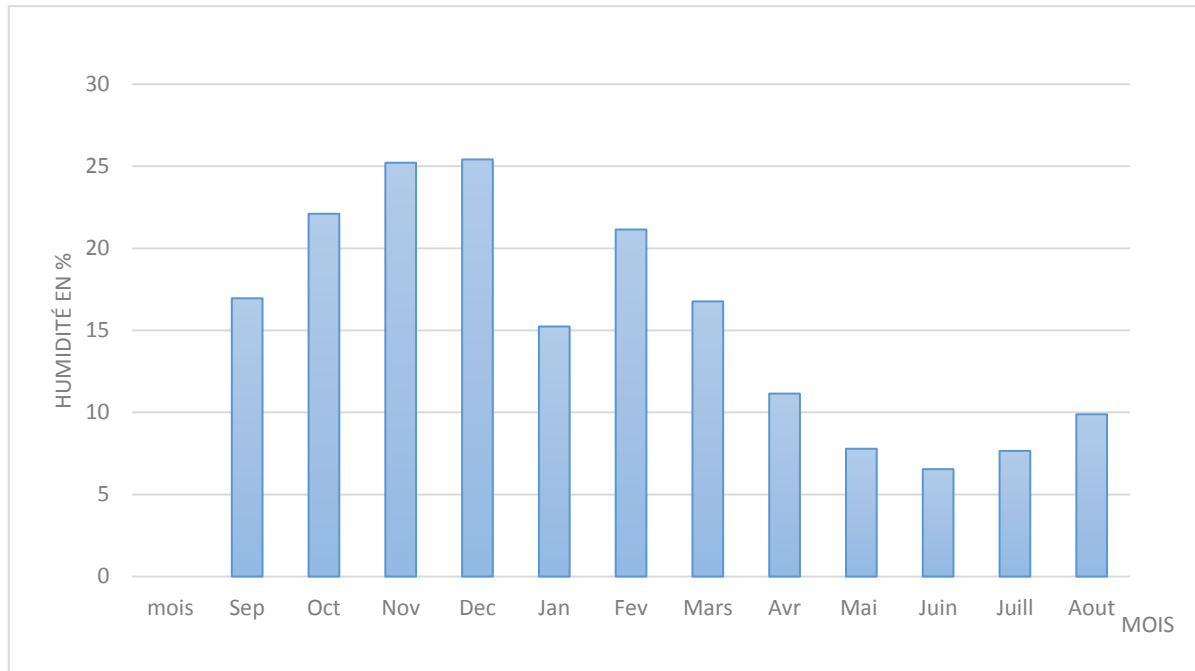


Figure n°III 2 Répartition mensuelle l humidité

III.2.3 Vent :

Les valeurs de la vitesse du vent enregistrées au niveau de la station D’AIN EL BEY période 2000/2011 sont représentées dans le tableau suivant :

Tableau n° II 4 Répartition mensuelle des vitesse du vent

mois	S	O	N	D	J	F	M	A	M	J	J	A
V (m/s)	2	2,2	2,4	1,8	2,7	2,9	2,7	2,6	2,2	2,3	2,3	2,2

Source : A.N.R.H

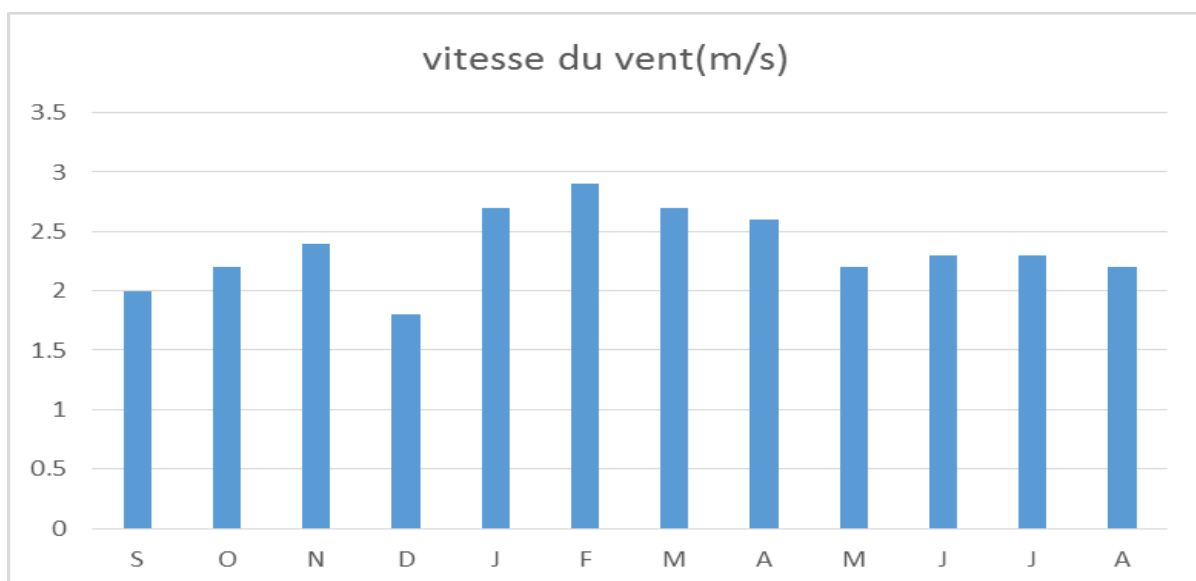


Figure n°III 3 Répartition mensuelle des vitesse du vent

III.2.4 Pluviométrie :

L'étude pluviométrique sera effectuée à partir des données des précipitations mensuelles et journalières enregistrées au niveau de la station la plus proche de la zone d'étude

III.2.4.1 Caractéristiques de la station pluviométrique :

En général, l'analyse des données disponibles est le premier pas à franchir dans l'étude d'un projet de protection contre les inondations. Pour cela ; on a besoin d'une série pluviométrique qui comporte les précipitations maximales journalières pour la période la plus longue possible. Nous prenons comme base de calcul la série pluviométrique de la station expérimentale d'AIN ELBEY sur une période de fonctionnement de 40 ans (de la période 1970-2010), qui nous a été fournie par l'ANRH de Constantine

Tableau n° II 5 coordonnées de la station pluviométrique

Nom de la station	X	Y	Altitude	Code
Ain El Bey	851.66	338.49	694.00	100603

Source : A.N.R.H

III.2.4.2 Répartition mensuelle des pluies :

Tableau n° II 6 Répartition mensuelle des pluies

Mois	Sep	Oct	Nov	dec	Jav	fév.	Mars	Avl	Mai	Juin	juill.	Aout	P _{moy}
moyenne	38,8	52,7	54,9	90,7	76,0	55,4	57,0	45,7	43,9	22,3	4,6	9,0	551
%	6.6	7.8	10.3	15.5	13.5	11.0	9.8	10.2	7.9	4.1	1.2	2.1	100

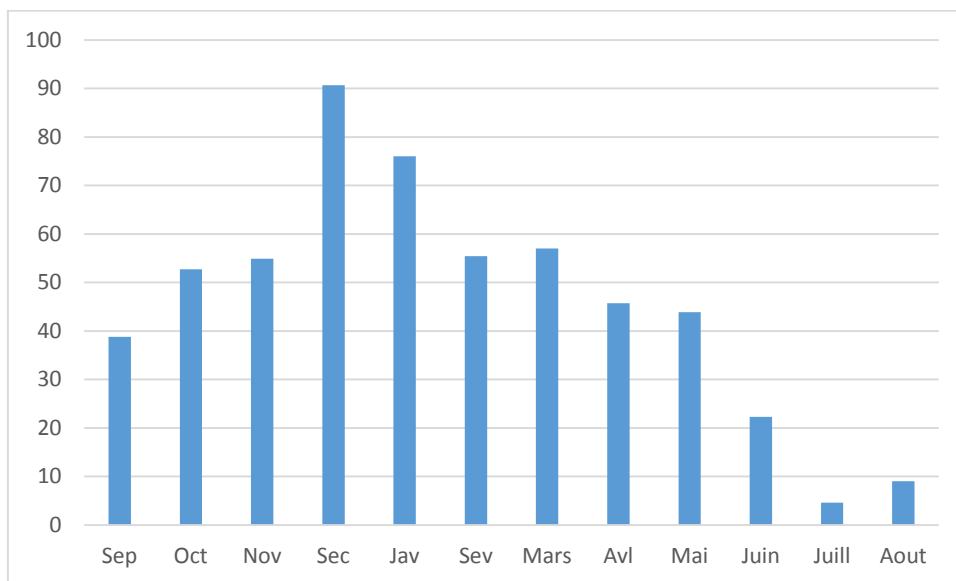


Figure n°III 4 Répartition mensuelle des Pluies

III.2.4.3 Pluies maximales journalières :

Pour comprendre au mieux le mode de répartition des précipitations et effectuer des études prévisionnelles, on effectue des études statistiques pour déterminer les lois de répartition à utiliser. Concernant l'estimation des averses maximales de courte durée nécessaire pour le calcul des débits maximum probables, on a utilisé les pluies journalières maximales de la station d'AIN EL BEY (1970-2010).

Tableau n° II 7 Pluies maximales journalières

n	Année	P _{jmax} (mm)	n	Année	P _{jmax} (mm)
1	1970-71	34,5	7	1976-77	62,2
2	1971-72	44,1	8	1977-78	25,5
3	1972-73	53	9	1978-79	53
4	1973-74	26	10	1979-80	36
5	1974-75	37,7	11	1980-81	43,6
6	1975-76	32,5	12	1981-82	29
13	1982-83	64,9	27	1996-97	38,6
14	1983-84	102	28	1997-98	48,8
15	1984-85	28,1	29	1998-99	36,1
16	1985-86	49,1	30	1999-00	35
17	1986-87	28	31	2000-01	43
18	1987-88	48,6	32	2001-02	23,6
19	1988-89	37,6	33	2002-03	50,2
20	1989-90	40,5	34	2003-04	40,5
21	1990-91	129	35	2004-05	70,3
22	1991-92	72,3	36	2005-06	35,4
23	1992-93	53,2	37	2006-07	35,7
24	1993-94	62,9	38	2007-08	57,8
25	1994-95	36,8	39	2008-09	31,1
26	1995-96	29,2	40	2009-10	74,6

Source : A.N.R.H

III.2.4.4 Ajustement des pluies maximales journalières :

L'étude consiste à faire un ajustement pour la série de données des précipitations maximales journalières par une loi théorique afin de déterminer une intensité de pluie et de période de retour. Les caractéristiques de la série sont représentées dans le tableau

Tableau n° II 8 Les caractéristiques de la série

Caractéristique	Formules	Valeurs
La somme des p _{max j} (mm)	$\sum_{i=1}^{N=40} X_i$	1880
La moyenne des p _{max j} en (mm)	$\bar{X} = \frac{\sum_{i=1}^{N=40} X_i}{N}$	47

L'écart type σ_x , pour $n > 30$ ans	$\sigma_x = \left[\sqrt{\frac{\sum_{i=1}^{N=40} (X_i - \bar{X})^2}{N-1}} \right]$	21.4
Coefficient de variation C_v	$C_v = \frac{\sigma}{\bar{X}}$	0.45

• **Choix de la loi d'ajustement :**

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

a- Ajustement de la série pluviométrique à la loi de GUMBEL :

Cette loi a une fonction de répartition qui s'exprime selon la formule suivante :

$$F(x) = e^{-e^{-y}} \quad \text{III.1}$$

Tel que : $y = a(x - x_0)$ III.2

Avec :

Y : variable réduite de GUMBEL

x : précipitation maximale journalière (mm)

x_0 : ordonnée à l'origine en (mm)

On peut écrire : $y_i = - \ln (- \ln (F(x_i)))$

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

- Classer les valeurs des précipitations par ordre croissant avec attribution d'un rang 1, 2, 3...m.
- Calculer pour chaque valeur de précipitation la fréquence expérimentale par la formule de HAZEN.

$$F(x) = \frac{m - 0.5}{n} \quad \text{III.3}$$

m : rang de précipitation

n : nombre d'observations

- calculer la variable réduite de GUMBEL donnée par la formule (II-9) :

$$Y_i = - \ln (-\ln (F (x_i)))$$

III.4

- calculer les paramètres d'ajustement « a » et « x_0 »
- représenter graphiquement les couples (x_i, y_i) sur papier GUMBEL

Les résultats de l'ajustement par la loi de « GUMBEL » sont résumés dans les tableaux suivant :

Tableau n° II 9 Caractéristique de la série

Paramètres	Caractéristiques de l'échantillon
Minimum	23,6
Maximum	129
Moyenne	42
Ecart -type	21.1
Coefficient de variation(C_v)	0.45
Coefficient d'asymétrie (C_s)	2.04
Coefficient d'aplatissement(C_k)	7.29

Tableau n° II 10 10 Résultat de l'ajustement à la loi GUMBEL

Période de retour	Probabilité de fréquence (non dépassement)	Valeurs théoriques P j max	Ecart-type	Intervalle de confiance (95%)
10000.0	0.9999	189	25.5	139 - 239
2000.0	0.9995	162	21.1	121 - 204
1000.0	0.9990	151	19.2	113 - 189
200.0	0.9950	124	14.9	95.2 - 154
100.0	0.9900	113	13.1	87.4 - 139
50.0	0.9800	102	11.2	79.6 - 124
20.0	0.9500	86.3	8.78	69.1 - 103
10.0	0.9000	74.5	6.95	60.8 - 88.1
5.0	0.8000	62.1	5.15	52.1 - 72.2

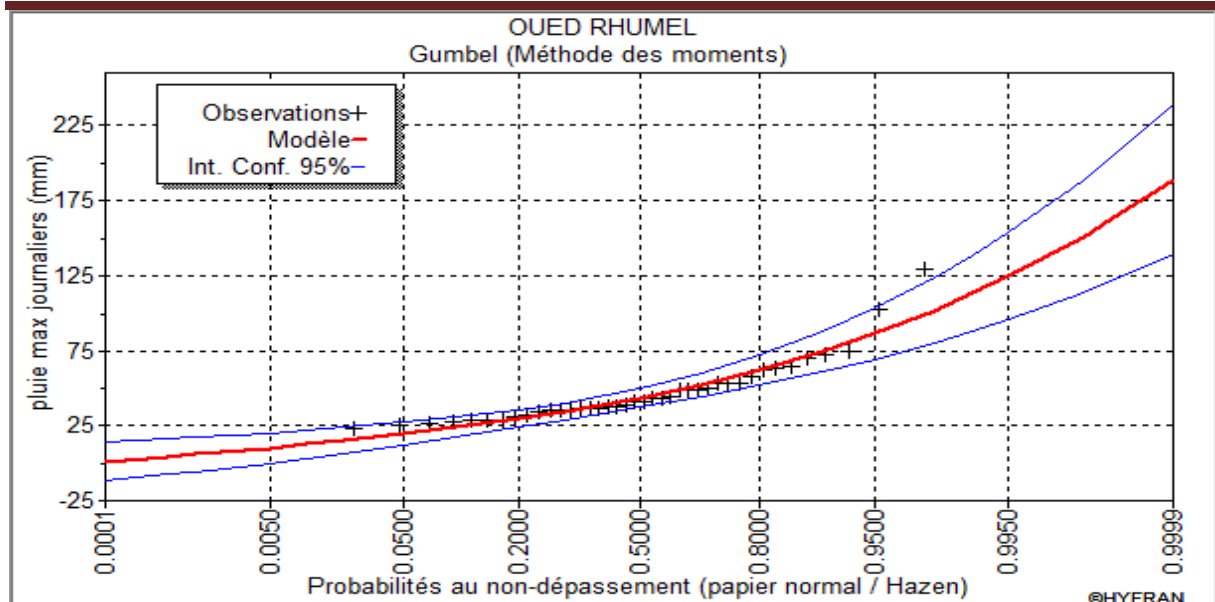


Figure n°III 5 Représentation graphique de l’ajustement à la loi de GUMBEL

b- Ajustement de la série pluviométrique à la loi de GALTON (log-normale) :

Le procédé d’ajustement est identique à celui établi pour la loi de Gumbel, seul la représentation graphique change ou elle est faite sur papier log-normale.

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

$$F(X) = \frac{1}{\sqrt{2\Pi}} \int_u^{+\infty} e^{-\frac{1}{2}u^2} du \quad \text{III.5}$$

Avec :

U : variable réduite de GAUSS :

$$u = \frac{X_i - \bar{X}}{\sigma_x} \quad \text{III.6}$$

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

$$\text{Log } x(p \%) = \overline{\text{Log } x} + \sigma_x \text{Log } u(p \%) \quad \text{III.7}$$

Tableau n° II 11 Résultat de l’ajustement à la loi GALTON

Période de retour	Probabilité de fréquence (non dépassement)	Valeurs théoriques P j max	Ecart-type	Intervalle de confiance (95%)
1000.0	0.9990	140	20.2	100 - 179
200.0	0.9950	115	14.4	86.9 - 143
100.0	0.9900	105	12.1	81.0 - 129
50.0	0.9800	94.5	10.0	74.9 - 114

20.0	0.9500	81.0	7.47	66.4 - 95.7
10.0	0.9000	70.6	5.72	59.4 - 81.8
5.0	0.8000	59.8	4.17	51.7 - 68.0

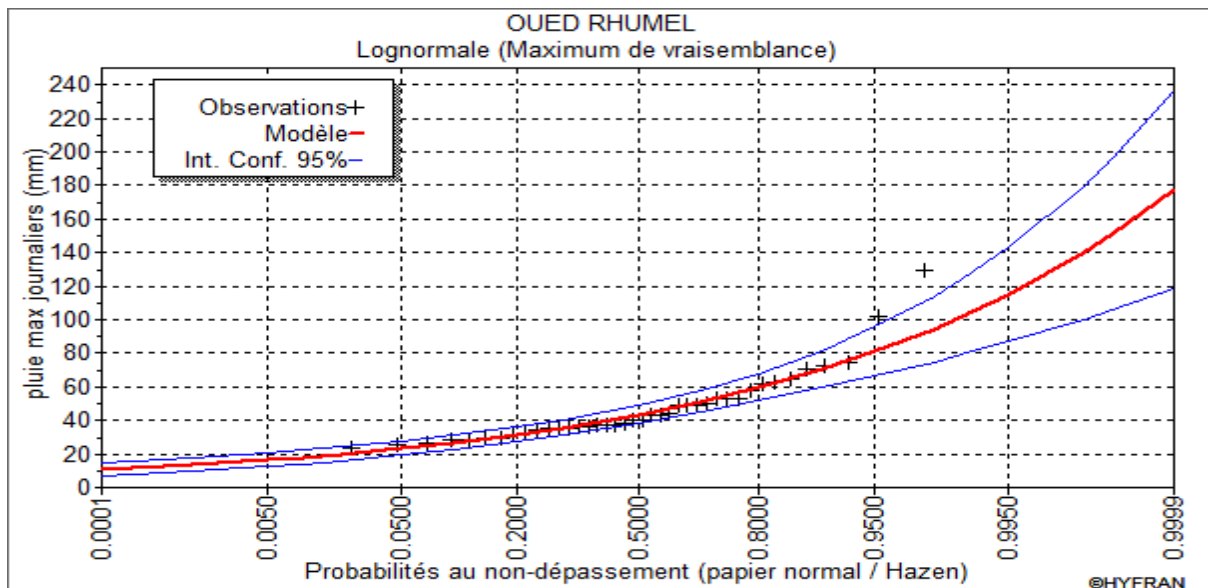


Figure n°III 6 Représentation graphique de l’ajustement à la loi de GALTON

- Comparaison entre les lois d’ajustement

La comparaison entre les lois d’ajustement va être faite en se basant sur le logiciel « Hyfran » et cela en traçant sur un même graphe les trois lois d’ajustement Gumbel et Galton. Le graphique obtenu en faisant la comparaison est illustré dans la figure qui suit :

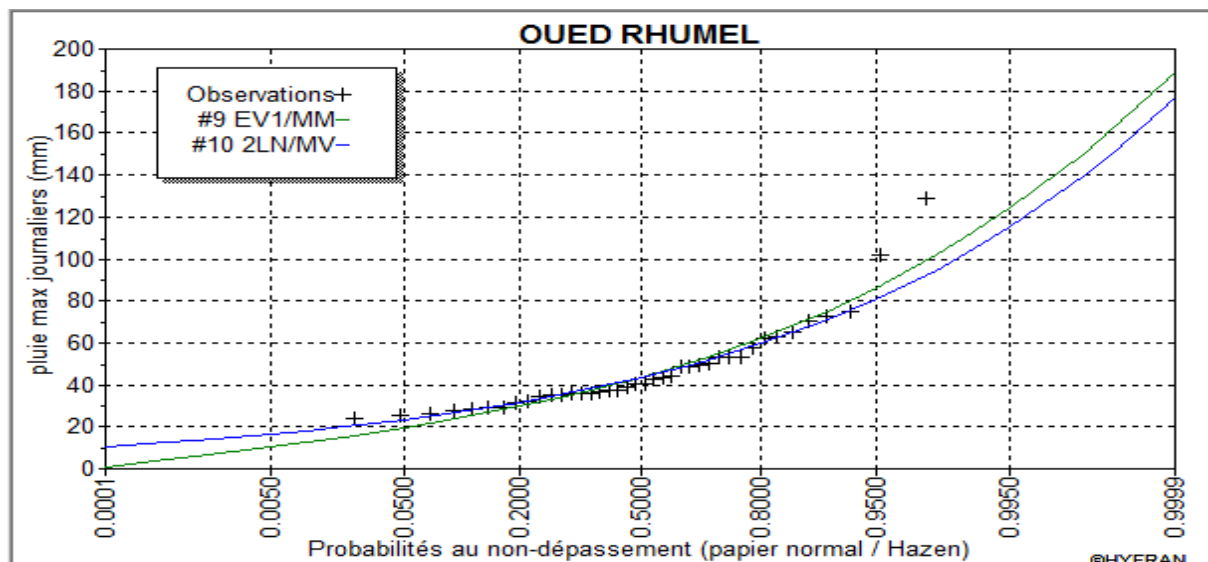


Figure n°III 7 Représentation graphique de l’ajustement des lois

• **Interprétation :**

On remarque que l'ajustement issu de la loi GALTON (log normale) est le meilleur, du moment que la position des données expérimentales sont plus proches de la courbe théorique et donc on opte pour cette loi.

III.2.5 Pluie des courtes duree :

Elle est utilisée pour l'estimation des crues, la pluie qui donne la crue critique est la pluie de durée égale au temps de concentration d'où la formule de MONTANARI applicable pour les pluies de courte durée dont l'équation est :

$$P_{maxp\%} = P_{maxj} \times \left(\frac{T}{24}\right)^b \tag{III.9}$$

$P_{maxp\%}$: pluie de courte durée de même fréquence que $P_{maxj p\%}$ (mm)

P_{maxj} : pluie maximale journalière pour une fréquence donnée (mm).

T: Temps de l'averse égale à celui du temps de concentration en heures.

b : Exposant climatique de la région de Constantine (b=0,35) (ANRH).

Les pluies maximales journalières pour les différentes périodes de retour (1000, 100, 50, 20, 10,5) sont présentées dans le tableau suivant :

Tableau n° II 12 Pluies de courte durée pour les différentes fréquences:

T	1000	100	50	20	10
Pluie max j	140	105	94.5	81	70.6
PTc	133.6	100.2	90.18	77.3	67.38

dans le calcul de dimensionnement des ouvrages hydrotechniques, une averse type de probabilité déterminée est de durée égale au temps de concentration. En effet , il n'est plus à demander que le débit maximum d'un court d'eau lors d'une épisode pluviale est celle gérée par une averse tombée pendant une durée déterminé appelée temps de caractéristique en temps de concentration. La répartition statistique des précipitations temporelles est donnée par la relation suivante :

$$I_t = \frac{P_t}{T_c}$$

Tableau n° II 13 Précipitations et les intensités pour les différentes fréquences:

	5		10		20		50		100		1000	
Fréquence	20		10		5		2		1		0,2	
pmax,p%	59.8		70.6		81		94.5		105		140	
T(h)	Pmax,p%	I(mm/h)	Pmax,p%	I(mm/h)	Pmax,p%	I(mm/h)	Pmax,p%	I(mm/h)	Pmax,p%	I(mm/h)	Pmax,p%	I(mm/h)
1	18.45	18.45	21.78	21.78	24.99	24.99	29.16	29.16	32.40	32.40	43.20	43.20
2	23.85	11.92	28.15	14.08	32.30	16.15	37.68	18.84	41.87	20.93	55.83	27.91
3	27.70	9.23	32.71	10.90	37.53	12.51	43.78	14.59	48.65	16.22	64.86	21.62
4	30.82	7.70	36.38	9.10	41.74	10.44	48.70	12.17	54.11	13.53	72.15	18.04
5	33.47	6.69	39.51	7.90	45.33	9.07	52.89	10.58	58.77	11.75	78.36	15.67
6	35.80	5.97	42.27	7.05	48.50	8.08	56.58	9.43	62.87	10.48	83.82	13.97
7	37.91	5.42	44.75	6.39	51.34	7.33	59.90	8.56	66.56	9.51	88.74	12.68
8	39.83	4.98	47.02	5.88	53.94	6.74	62.94	7.87	69.93	8.74	93.24	11.65
9	41.60	4.62	49.11	5.46	56.35	6.26	65.74	7.30	73.04	8.12	97.39	10.82
10	43.25	4.33	51.07	5.11	58.59	5.86	68.35	6.84	75.95	7.59	101.26	10.13
11	44.81	4.07	52.90	4.81	60.69	5.52	70.81	6.44	78.67	7.15	104.90	9.54
13	47.66	3.67	56.27	4.33	64.56	4.97	75.32	5.79	83.69	6.44	111.59	8.58
14	48.99	3.50	57.84	4.13	66.36	4.74	77.41	5.53	86.02	6.14	114.69	8.19
15	50.25	3.35	59.33	3.96	68.07	4.54	79.42	5.29	88.24	5.88	117.65	7.84
16	51.47	3.22	60.76	3.80	69.72	4.36	81.34	5.08	90.37	5.65	120.50	7.53
17	52.64	3.10	62.14	3.66	71.30	4.19	83.18	4.89	92.42	5.44	123.23	7.25
18	53.76	2.99	63.47	3.53	72.82	4.05	84.96	4.72	94.40	5.24	125.86	6.99
19	54.85	2.89	64.75	3.41	74.29	3.91	86.67	4.56	96.31	5.07	128.41	6.76
20	55.90	2.79	65.99	3.30	75.72	3.79	88.34	4.42	98.15	4.91	130.87	6.54
21	56.92	2.71	67.20	3.20	77.10	3.67	89.94	4.28	99.94	4.76	133.25	6.35
22	57.91	2.63	68.36	3.11	78.43	3.57	91.51	4.16	101.67	4.62	135.56	6.16
23	58.87	2.56	69.50	3.02	79.73	3.47	93.02	4.04	103.36	4.49	137.81	5.99
24	59.80	2.49	70.60	2.94	81.00	3.38	94.50	3.94	105.00	4.38	140.00	5.83

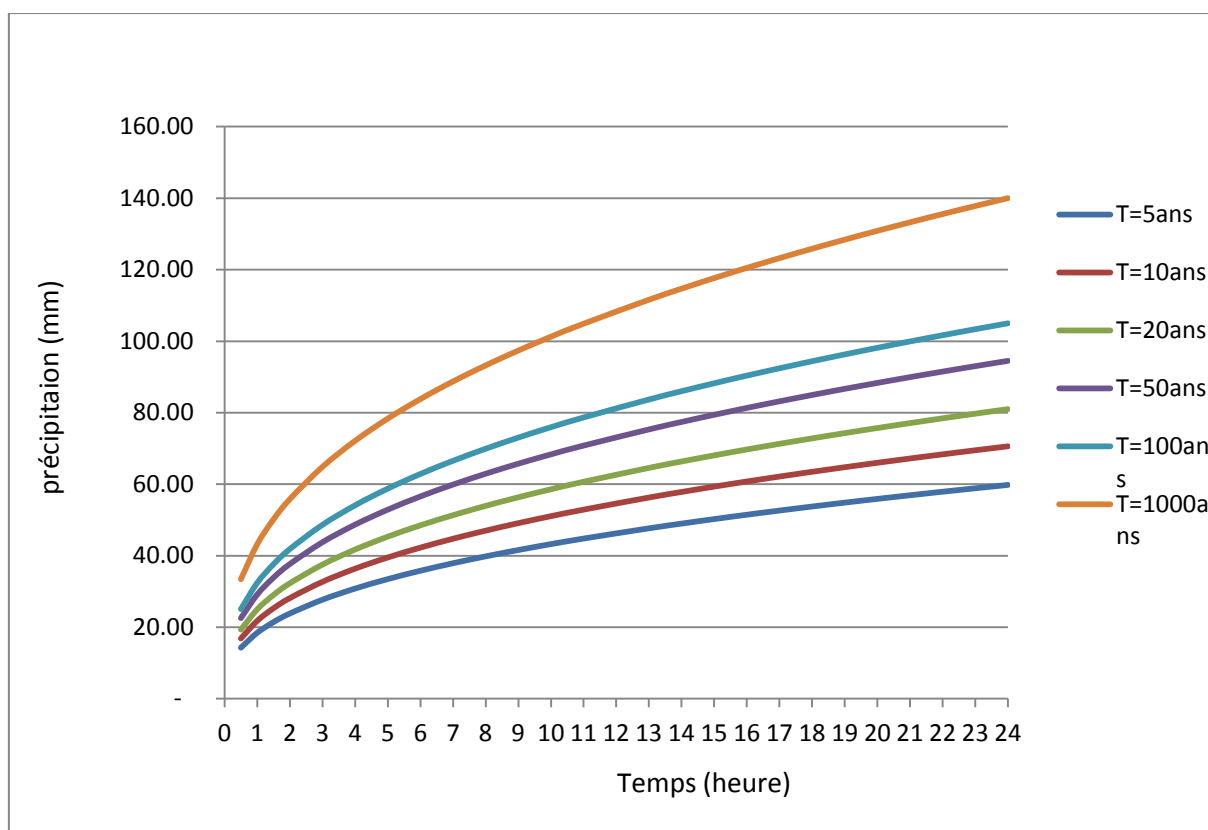


Figure n°III 8 Courbes Pluie- Durée - Fréquence(PDF)

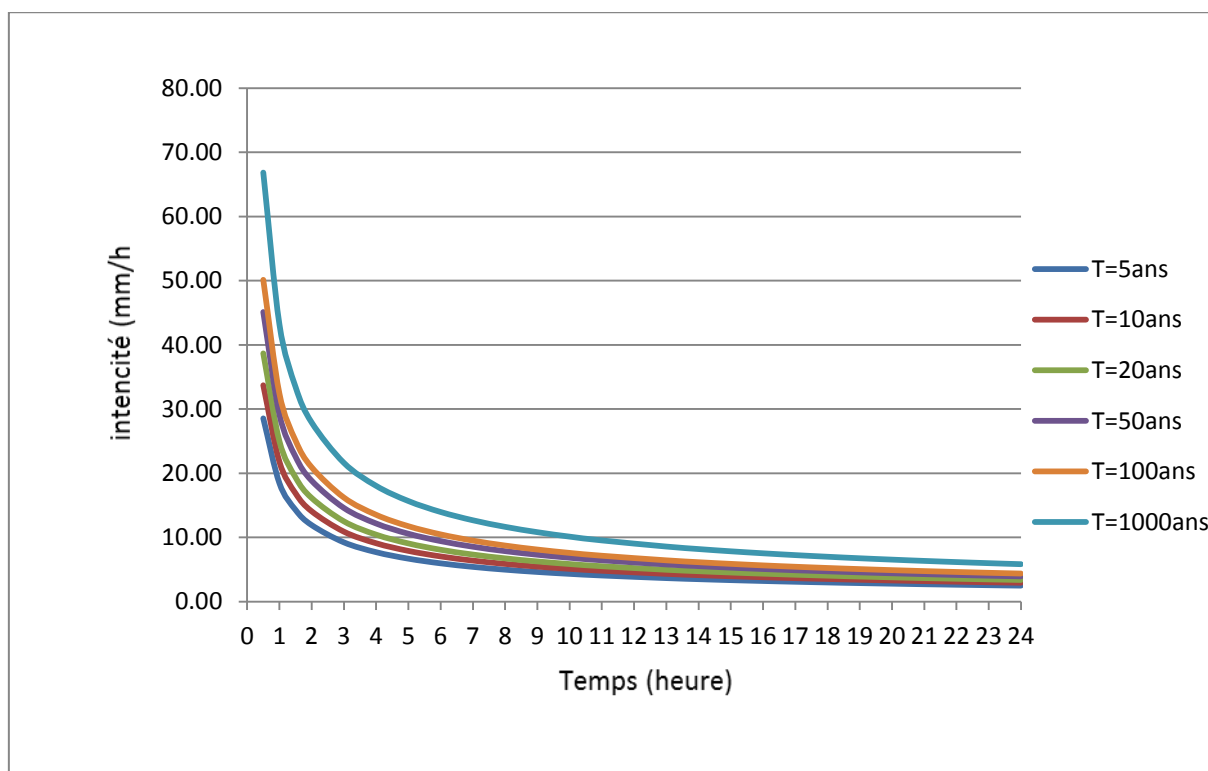


Figure n°III 9 Courbes Intensité- Durée - Fréquence (IDF)

III.3 Etudes des apports

La détermination des apports est orientée de préférence vers les observations hydrométriques lorsqu'elles existent sur le bassin versant propre du site à étudier, ou par analogie avec un bassin voisin. À défaut de ces dernières, des modèles et des formules empiriques basées sur la pluviométrie peuvent être utilisés ces modèles dépendent de la précipitation et du déficit.

L'estimation de l'apport moyen annuel du bassin versant est calculée grâce à deux approches

- Les formules empiriques.
- La série d'observations de la station hydrométrique.

III.3.1 Les formules empiriques :

Pour l'évaluation des apports, nous avons utilisé les formules empiriques les plus employées en Algérie.

$$A = Le * S \quad \text{III.10}$$

Ou :

A : Apport moyen annuel en Hm³

S : Superficie du Bassin versant. En Km²

Le : lame d'eau écoulée

III.3.1.1 Formule de l ANRH

$$A_{\text{moy}} = 0,915 * P_{\text{MOY}}^{2,648} * S^{0,842} \quad \text{III.11}$$

A : Apport moyen annuel en Hm³

P_{moy} : précipitations moyennes interannuelles en m ; P= 0.551m

S : Superficie du Bassin versant. En Km²

III.3.1.2 Formule de SAMIE

$$Le = P_{\text{moy}}^2 (293 - 2,2 \sqrt{S}) \quad \text{III.12}$$

Avec :

A : Apport moyen annuel en Hm³

P_{moy} : précipitations moyennes interannuelles en m; P= 0.551m

S : Superficie du Bassin versant. En Km²

III.3.1.3 Formule de COUTAGNE

$$Le = P_{\text{moy}} (0,164 - 0,00145 \sqrt{S}) \quad \text{III.13}$$

P_{moy} : précipitations moyennes interannuelles en m; $P= 0.551m$

S : Superficie du Bassin versant. En Km2

III.3.1.4 Formule de MEDINGUER

$$Le = 1,024 (P_{moy} - 0,26)^2 \quad \text{III.14}$$

Ou :

P_{moy} : Pluie moyenne annuelle (m)

Tableau n° II 14 Synthèse des résultats de calcul de l'apport moyen annuel

La formule	L'apport moyen annuel (Hm ³)	Lame d'eau écoulée (mm)
l'ANRH	155.35	53.5
MEDINGUER	251.8	86.71
COUTAGNE	137.4	47.3
SAMIE	154	53

On remarque d'après les résultats obtenus suite à l'utilisation des différentes estimations données dans le tableau ci-dessus que les valeurs des apports se rapprochent entre elles sauf la valeur donner par la formule de MEDINGUER .

Pour cela on retiendra la valeur moyenne donné par les trois formules empirique.

Donc on prend : $A=149 \text{ hm}^3$ et $Le=51 \text{ mm}$

III.4 Caractéristiques de l'écoulement :

III.4.1 Module de l'écoulement :

Il est donné par :

$$Me = A0/T \quad \text{III.15}$$

$$Me = 4.72 \text{ l/s}$$

$A0$: Apport moyen annuel (litre)

T : Temps d'une année en secondes.

III.4.2 Module de l'écoulement relatif :

$$M0 = Me \quad \text{III.16}$$

$$M0 = 0.0016 \text{ l/s/km}^2$$

Me : Module de l'écoulement (l/s).

S : Superficie du bassin (Km2).

III.4.3 **Lame d'eau écoulée :**

$$L_e = A0/S \quad \text{III.17}$$

III.4.4 **Coefficient de l'écoulement :**

Il est donné par :

$$C_e = L_e / P_{moy} \quad \text{III.18}$$

$$C_e = 0.09$$

III.5 **Apport solide en suspension :****III.5.1** **Formule de Fournier :**

En raison de l'absence de données des coefficients de variation de la perméabilité sur la zone d'étude, on opte pour l'utilisation de la formule suivante et qui est basée sur les données recueillies dans 32 bassins d'Algérie et 9 bassins de Tunisie. L'apport solide spécifique moyen annuel A en t/Km²/an dans la région de l'Est Algérien est donné par :

$$A = 2R^{0.21} \quad \text{III.19}$$

R : écoulement annuel total en mm.

III.5.2 **Formule Sogreah (1969) :**

Inspirées des relations de Tixeront, les relations Sogreah donnent les apports solides spécifiques A (t/Km²/an) en fonction du ruissellement annuel de crue (mm) et de la perméabilité. Pour une perméabilité faible à moyenne,

$$A = 350.R^{0.15} \quad \text{III.20}$$

III.5.3 **Formule de Gravellovic :**

Mise au point en Yougoslavie et utilisée en Algérie dans le cadre d'un projet régional, la formule est basée sur 2 fonctions :

1- Une fonction donnant la production annuelle de sédiment Pe en (m³/Km²/an) :

$$P_e = T.H_m \cdot \pi \sqrt{Z}^3 \quad \text{III.21}$$

$$T = \frac{t_0}{10} + 0.1 \quad \text{III.22}$$

H_m: Pluie moyenne annuelle (mm) ;

T : coefficient thermique ;

t₀ : température moyenne annuelle (C°) ;

Z : coefficient empirique lié à l'érosion du bassin :

- Erosion excessive Z de 1 à 1,5
- Erosion intense Z de 0,7 à 1
- Erosion moyenne Z de 0,4 à 0,7
- Erosion faible Z de 0,2 à 0,4

- 2- Une fonction déterminant le taux de rétention (Rm) des sédiments produits par le bassin en tenant compte des discontinuités spatio-temporelles dans le flux des matériaux arrachés :

$$R_m = \frac{\sqrt{P.H}}{0.2(L+10)} \quad \text{III.23}$$

P : périmètre en Km du bassin versant ;

H : Altitude moyenne en Km ; L : longueur du talweg principal en Km.

La dégradation spécifique est donnée par : $DS = Pe \times R_m$

$$Q_s = 284.84 \text{ t/km}^2/\text{an}$$

III.6 Détermination du débit de crue :

Les crues sont des écoulements variables dans lesquelles les débits atteignent des valeurs importantes, La fréquence centennale (1%) est retenue pour le calcul de la crue de projet pour des raisons de sécurité et d'économie.

Les paramètres définissant une crue sont :

- Le débit maximum de la crue (débit de pointe).
- Le volume de la crue.
- La forme de la crue (Hydro-gramme de crues).
- Le temps de base.

Pour la détermination du débit de pointe probable de la crue des différentes périodes de retour, on passant par l'ajustement de la série des débits maximal à la loi de gamma et la loi de GUMBEL . La série des debits maximum est présentée dans l'Annexe I.

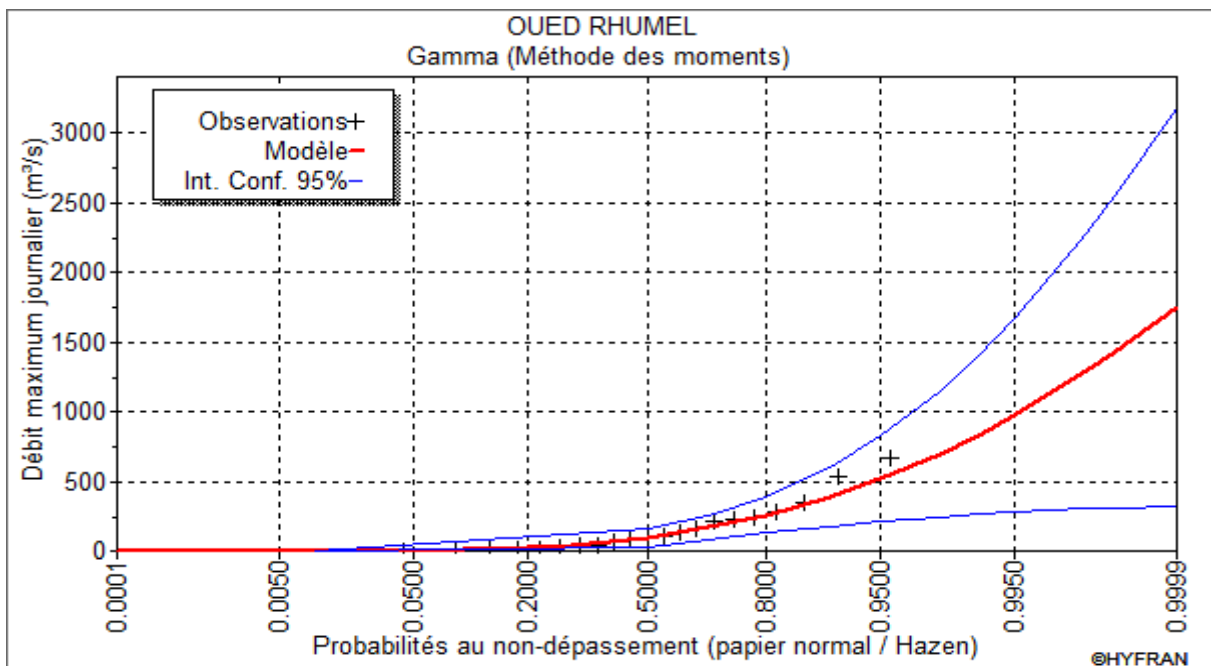


Figure n°III 10 L'ajustement de la série des débits maximal à la loi de GAMMA

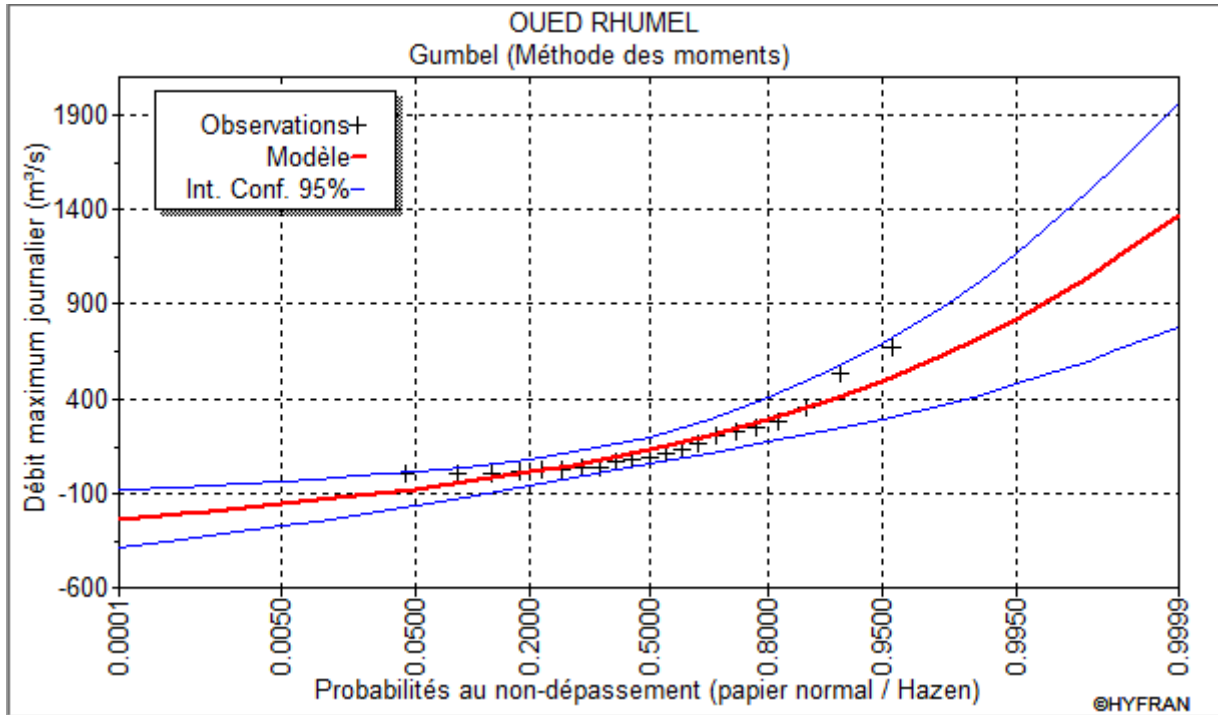


Figure n°III 11 L’ajustement de la série des débits maximal à la loi de GUMBEL

On remarque que l’ajustement issu de la GAMMA est le meilleur, du moment que la position des données expérimentales sont plus proches de la courbe théorique et donc on opte pour cette loi. Donc on donne les débits dans le tableau suivant :

Tableau n° II 15 Débits fréquentielles calculés

T	1000	100	50	20	10
Débit(m³/s)	1290	832	697	519	387

III.7 Hydrogramme de crue :

L’hydro gramme des crues pluviales exceptionnelles est généralement caractérisé par une forme triangulaire avec un sommet pointu. Un temps de montée comparativement court par rapport au temps de décrue. Parmi les modèles courants, on utilise celui de SOKOLOVSKY qui considère l’hydro gramme comme un triangle parabolique formé par deux branches.

La branche de la phase montée est exprimée par l’expression suivante :

$$Q_{montée} = Q_{max} \left(\frac{T}{T_m} \right)^2 \tag{III.24}$$

La branche de la phase décrue est exprimée par l’expression suivante :

$$Q_{déc} = Q_{max} \left(\frac{T_d - T}{T_d} \right)^3 \tag{III.25}$$

$$T_d = \delta T_m \text{ (Sokolovsky)} \tag{III.26}$$

Avec :

T_m: Temps de montée de la crue égale a e temps de concentration, (SOKOLOVSKY).

T_d: Temps de la décrue.

δ : Coefficient dépendant des caractéristiques du bassin versant ,il est pris en général compris entre (2 — 4) , celui-ci est fonction du cours d'eau (longueur), de la perméabilité et du boisement du bassin.

Dans notre cas, on prend 2 ; donc $T_d=42h$

Estimation du temps de base de la crue :

D'après Sokolovsky, le temps de base de la crue T est exprimé en fonction du temps de montée T_m, et il est exprimé comme suit :

$$T=(\gamma+1)*T_m \qquad \text{III.27}$$

Où ;

γ : Paramètre des Sokolovsky égale au rapport du temps de décrue sur le temps de montée $T_d/T_m=2$.

Donc : $T=63h$

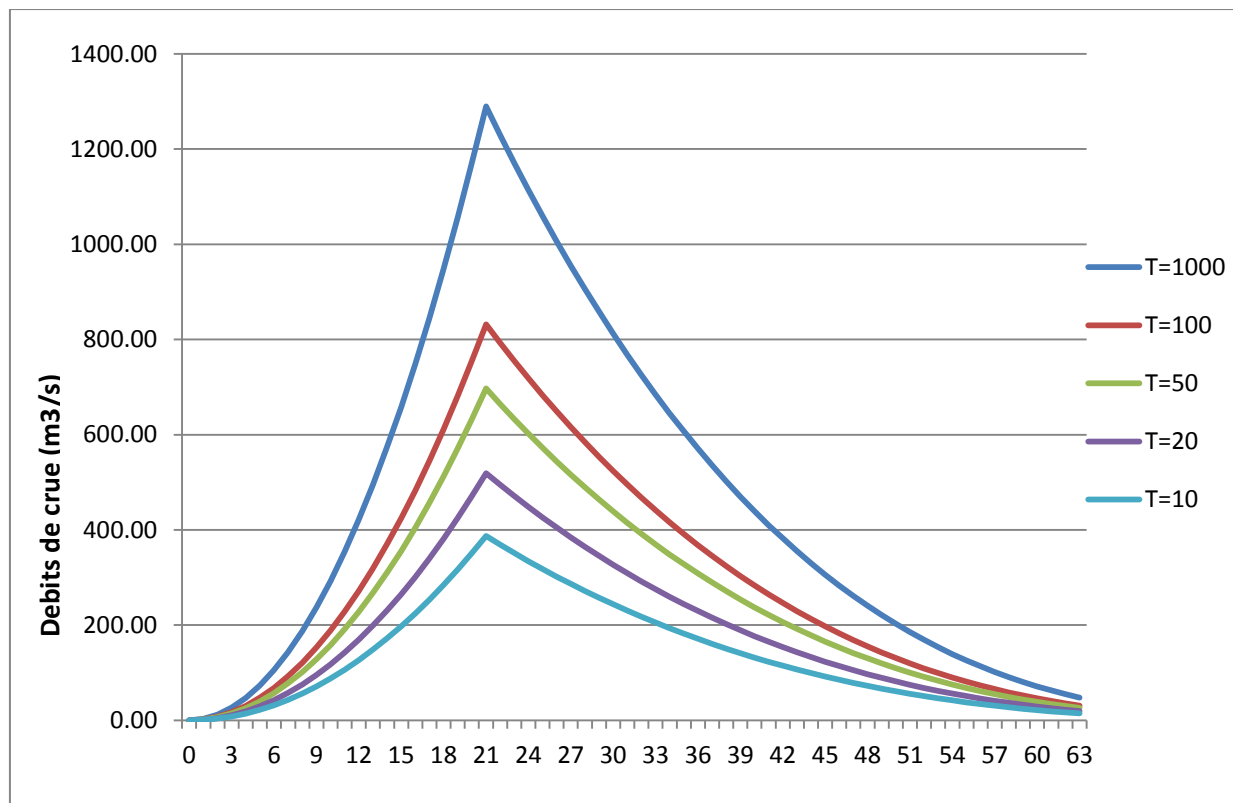


Figure n°III 12 Hydrogrammes de crues du bassin versant(SOKOLOVSKY).

CONCLUSION

A la fin de ce chapitre on a pu déterminer tous les paramètres hydrologiques nécessaires pour la conception de notre aménagement de oued Rhumel. Par plusieurs approches ces approches et ces méthodes donnent des résultats différents et parfois des résultats proches l'un de l'autre.

Nous avons estimé

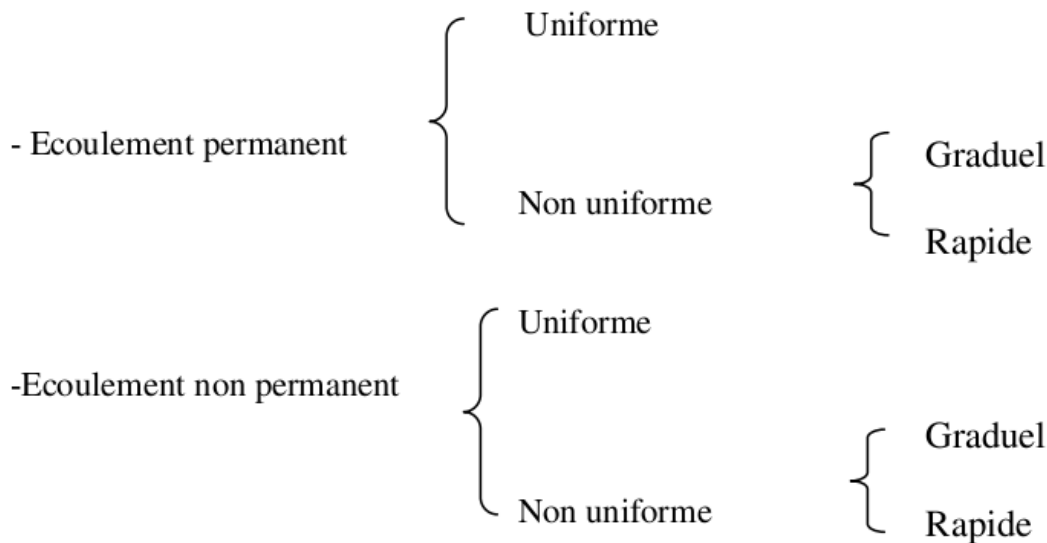
- Le temps de concentration **21 heures** donnant un
- Débit maximum de **832 m³/s**.
- Le transport solide est une caractéristique complexe dont il faut tenir compte et qui a été estimé à **284.84 t/km².an**.



CHAPITRE VI

IV.1 INTRODUCTION

Le calcul hydraulique s’inspire de la règle des valeurs extrêmes (débit et vitesse d’écoulement), donc les canaux doivent satisfaire les conditions de l’évacuation rapide et continue de toutes les quantités des eaux dans le but d’assurer une protection suffisante contre les inondations. L’hydraulique fluviale, qui fait une partie de l’hydraulique, traité des écoulements dans les canaux artificiel et naturels ayant une surface libre soumise à la pression atmosphérique et dont la forme peut varier, ce qui implique une variation possible de la forme et des dimensions da la section transversale de la masse liquide. Les types d’écoulement qu`on rencontre en hydraulique fluviale sont :



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

- 1- Si la pente longitudinale (dans le sens de l’écoulement) et la section transversale sont constatées tout le long de la masse liquide, le régime est uniforme.
- 2- Dans le cas contraire, le régime est varié.

IV.2 Génialités

IV.2.1 Ecoulement à surface libre

Il est défini comme un écoulement de liquide avec une surface qui est en contact avec l’aire libre est la pression atmosphérique, ce cas d’écoulement se fait sous l’action de la force de gravité à cause de l’existence de la pente. (Armando Lancastrre, 2010)

IV.2.2 Canaux à ciel ouvert

On appelle canal, un système de transport dans lequel l’eau s’écoule et dont la surface libre est soumise à la pression atmosphérique. Le profil de meilleure conductivité est le profil qui véhicule le débit maximum. Pour un canal de pente "i" et de coefficient de rugosité "n", La section qui véhicule le débit maximum est celle ou le rayon hydraulique est maximum, et la section est minimale. .(Armando Lancastrre,2010)

IV.2.3 Différents types de Canaux

On distingue deux catégories de canaux :

- Canaux naturels,
- Canaux artificiels,

IV.2.3.1 Les canaux naturels

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

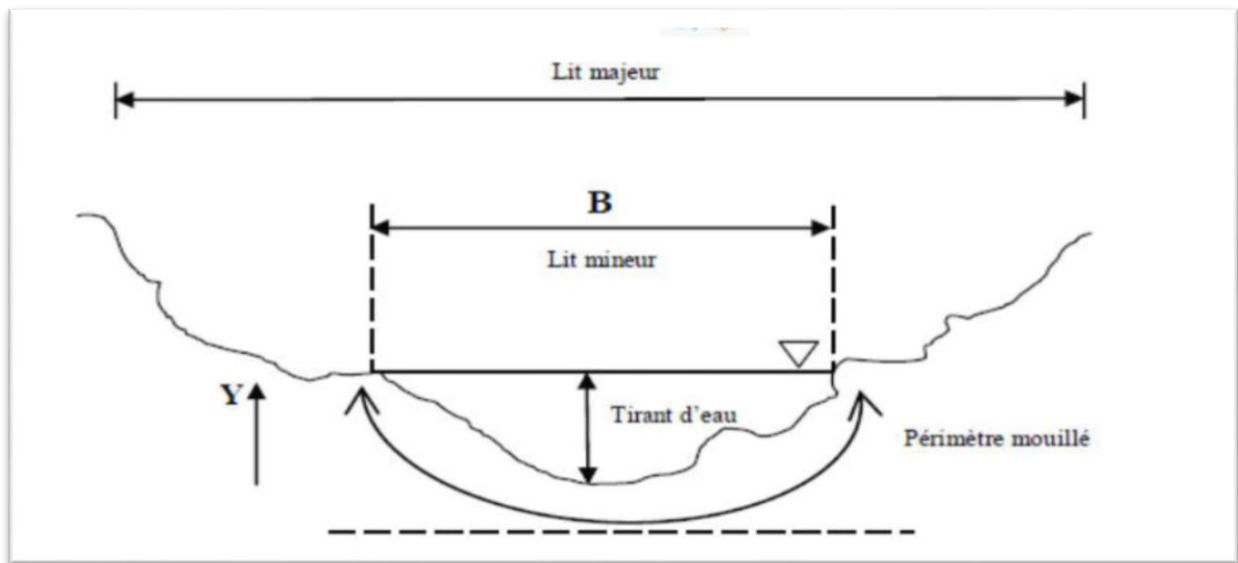


Figure n°IV 1 Canal naturel

-Section d'écoulement (ou section mouillée) S_m

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

– Périmètre mouillé P_m

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

– Largeur au miroir B

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

– Tirant d'eau

Profondeur maximale d'une section d'écoulement ;

IV.2.3.2 Les canaux artificiels

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

hydrauliques des canaux artificiels sont généralement assez régulières. L'application de la théorie hydraulique donne souvent des résultats satisfaisants. . (Armando Lancastrre,2010)

IV.2.4 Types d'écoulements

IV.2.4.1 Variabilité dans le temps

a- Ecoulement permanent : On dit un écoulement permanent si les paramètres suivants vitesse, débit et profondeur restent invariables dans le temps en grandeur et en direction

$$\frac{dv}{dt} = \frac{dQ}{dt} = \frac{dh}{dt} = \frac{du}{dt} = 0 \quad (\text{IV.1})$$

b- Ecoulement non permanent

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

$$\frac{dv}{dt} \neq \frac{dQ}{dt} \neq \frac{dh}{dt} \neq \frac{du}{dt} \neq 0 \quad (\text{IV.2})$$

IV.2.4.2 Variabilité dans l'espace

a- Régime uniforme

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

$$\frac{dv}{dx} = \frac{di}{dx} = \frac{dh}{dx} = \frac{ds}{dx} = 0 \quad (\text{IV.3})$$

b- Régime non uniforme

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

$$\frac{dv}{dx} \neq \frac{di}{dx} \neq \frac{dh}{dx} \neq \frac{ds}{dx} \neq 0 \quad (\text{IV.4})$$

c- Régime non uniforme graduellement varié

Régime d'écoulement où la variation de hauteur dans la direction d'écoulement est très faible, typiquement six désigne une longueur d'écoulement et h une variation de hauteur, On a $\Delta h/x \ll 1$.

d- Régime non uniforme rapidement varié

Régime d'écoulement où la variation de hauteur dans la direction d'écoulement est très importante, En effet à l'approche d'une singularité ou bien en cas de ressaut bien en cas de ressaut hydraulique, l'écoulement peut entrer dans un régime rapidement varié. . (Armando Lancastrre, 2010)

IV.3 Dimensionnement des canaux

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

IV.3.1 Conditions de l'écoulement uniforme

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

IV.3.2 Formules de calcul

La formule de calcul principale pour un écoulement permanent uniforme est la formule de Chézy. La vitesse moyenne du courant est sous la forme suivant :

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

On utilisant le produit suivant :

$$Q = V \cdot S \quad (\text{IV.6})$$

On obtient

$$Q = C \cdot S \cdot \sqrt{R \cdot I} \quad (\text{IV.7})$$

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

Avec :

R : Rayon hydraulique étant la surface mouillée S_m sur le périmètre mouillé P_m .

$R = S_m / P_m$ (m)

I : Pente de fond du canal (radier).

IV.3.3 Détermination de coefficient de Chézy

En utilisant les formules empiriques pour la détermination du coefficient de Chézy :

1) Formule d'AGROSKINE

$$c = \frac{1}{n} + 17.72 \log R \quad (\text{IV.8})$$

Avec :

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

R_h : Rayon hydraulique

n : Coefficient de rugosité

2) Formule de MANING-STRICKLER :

$$C = \frac{1}{n} R^{\frac{1}{6}} \quad (\text{IV.9})$$

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

R : Rayon hydraulique, avec :

n : Coefficient de rugosité avec $1/n = K_s$ (coefficient de Strickler).

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

$$V = K_s R^{\frac{2}{3}} I^{\frac{1}{2}} \quad (\text{IV.10})$$

Où :

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

R_h : le rayon hydraulique (m).

I : la pente du radie (km/km).

3) Formule de PAVLOVSKY :

$$C = \frac{1}{n} R^{\frac{1}{y}} \quad (\text{IV.11})$$

Avec :

C : Coefficient de Chézy (m^{0.5}/s)

n : Rugosité.

R_h : Rayon hydraulique, avec :

y : est l'exposant déterminé soit d'après la relation complète :

4) Formule de BAZIN

$$C = \frac{87}{1 + \frac{mb}{\sqrt{R}}} \quad (\text{IV.12})$$

Avec :

mb : coefficient de BAZIN il est entre 0,06 et 1.75 m^{0.5}.

R : le rayon hydraulique (m).

Dans notre calcul on travaille avec la formule de MANING-STRICKLER.

IV.4 Paramètres géométriques:

IV.4.1 Choix de la section de meilleure conductivité.

Le profil de meilleure conductivité est le profil qui véhicule le débit maximum. Pour un canal de pente *J* et de coefficient de rugosité *n*, la section qui véhicule le débit maximum *Q_{max}* est celle où le rayon hydraulique *R_h* est maximum, et la section *S* est minimale. Parmi toutes les formes de section, la semi-circulaire est celle qui satisfait au rayon hydraulique maximum. On a:

$$S_m = \pi \cdot r / 2 \quad (\text{IV.13})$$

$$P_m = \pi \cdot r \quad (\text{IV.14})$$

$$R_H = r / 2 = h / 2 \quad (\text{IV.15})$$

Avec :

Sm: section mouille (m²)

Pm: périmètre mouille en (m).

Rh : rayon hydraulique en (m).

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

1- Canal à section rectangulaire

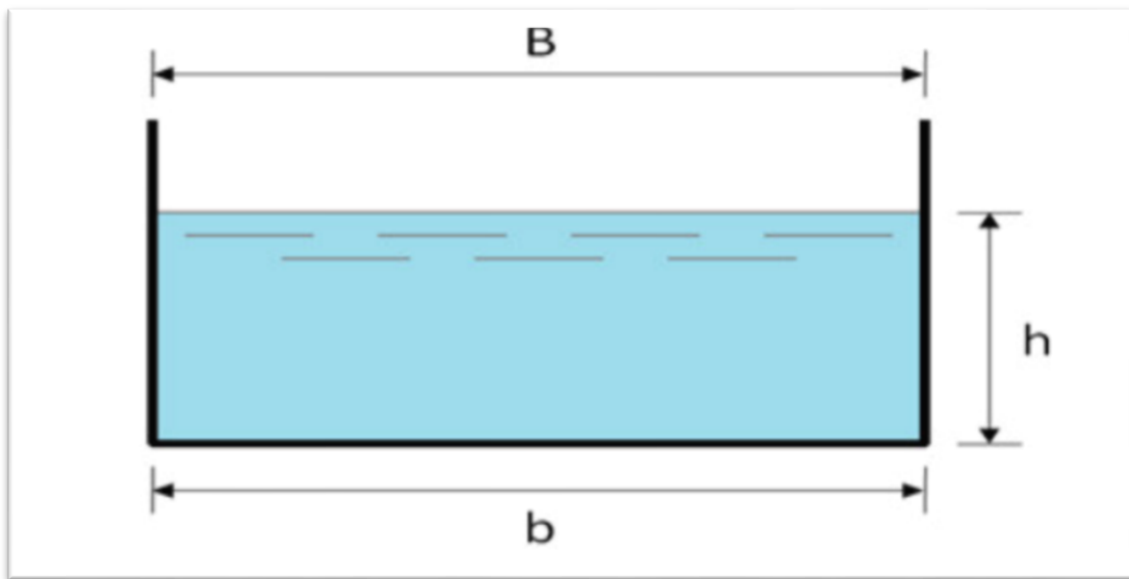


Figure n°IV 2 Canal à forme rectangulaire

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

B : La largeur supérieure du canal, en (m).

b : La largeur inférieure du canal, en (m).

B = b parce que m = 0.

On définit la surface mouillée Sm et le périmètre mouillé Pm par :

$$S_m = h \times b \tag{IV.19}$$

$$P_m = b + 2 \times h \tag{IV.20}$$

$$R_h = \frac{S_m}{P_m} \tag{IV.21}$$

Alors:

Le rayon hydraulique sera max pour une valeur de P_m min.

Le périmètre soit min pour dP = 0.

$$dS = h db + (b + m.h) dh = 0 \tag{IV.22}$$

$$dP = db + 2 (1 + m^2)^{0.5} dh = 0 \tag{IV.23}$$

Les équations dernières équations donnent :

$$b = 2h (1 + m^2)^{0.5} - m \tag{IV.24}$$

$$\beta = 2 \times (\sqrt{1 + m^2} - m) \tag{IV.25}$$

Ce qui donne :

$$R_h = \frac{h}{2} \tag{IV.27}$$

Tableau n°IV 1 Paramètres géométriques d'un canal à section rectangulaire de largeur b et de profondeur h.

Paramètre	Expression
B	2h
S	h.b
P	2h+b
R _h	$\frac{S}{P} = \frac{h \cdot b}{2h + b}$

2- Canal à section trapézoïdale :

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

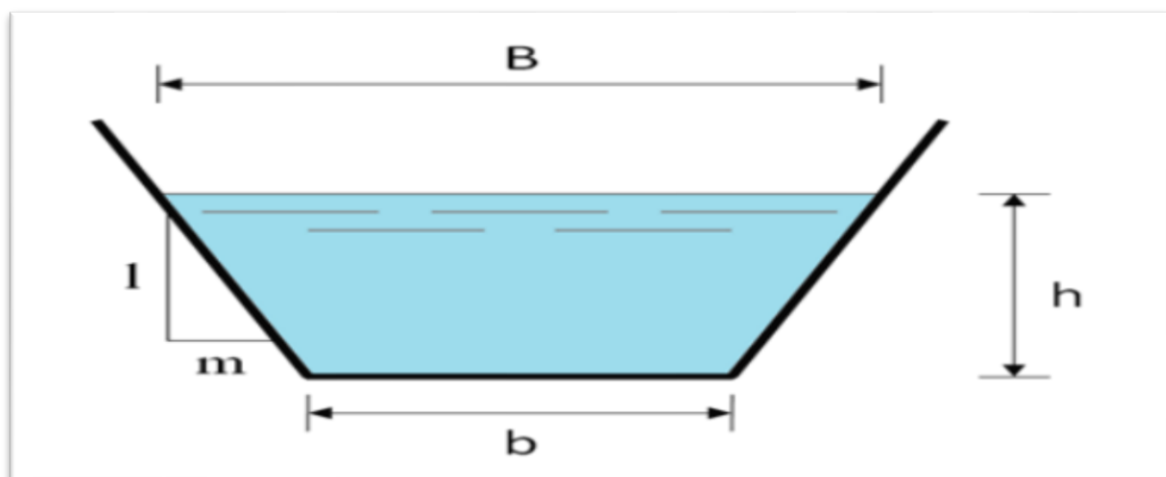


Figure n°IV 3 Canal à forme trapézoïdale.

Où :

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

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

B : La largeur supérieure du canal, en mètre.

b : La largeur inférieure du canal, en mètre.

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

$$S_m = h \cdot (b + m \cdot h) \quad (IV.28)$$

$$P_m = b + 2 \cdot h \cdot \sqrt{1 + m^2} \quad (IV.29)$$

➤ **Calcul du rayon hydraulique maximal :**

On a :

$$R_h = \frac{S_m}{P_m} \quad (IV.30)$$

Alors :

Le rayon hydraulique sera max pour une valeur de P_{min} .

Le périmètre soit min pour $dP = 0$.

On a :

$$dS = h \, db + (b + m \cdot h) \, dh = 0 \quad (IV.31)$$

$$dP = db + 2(1 + m^2)^{0.5} \, dh = 0 \quad (IV.32)$$

Ce qui donne :

$$b = 2h(1 + m^2)^{0.5} - m \quad (IV.33)$$

Avec cette valeur de b on trouve que :

$$R_H = \frac{H}{2} \quad (IV.34)$$

Alors les paramètres géométriques d'un canal à section trapézoïdale sont les suivantes :

Tableau n°IV 2 Paramètres géométriques d'un canal à section trapézoïdale

Désignation	Expression
b (m)	$2h (\sqrt{1 + m^2} - m)$
B (m)	$b + 2mh$
S (m²)	$h (b + mh)$
P (m)	$b + 2h \sqrt{1 + m^2}$
R_h	$\frac{h \cdot (b + mh)}{b + 2h \cdot \sqrt{1 + m^2}}$

➤ **Forme des profils en travers :**

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

Tableau n°IV 3 Quelques ordres de grandeur de fruit de talus

Nature de terrain	Fruit de talus (m)
Rocheux	0.25
Rocheux plus ou moins désagrégé	0.5
Argile dur	0.75
Gravier talus de déblais ordinaire	1
Terrain ordinaire	1.5
Argilo-sablonneux	2
Très sablonneux	3

Source (futura-sciences)

IV.4.2 Calcul de la profondeur normal h_n :

A un débit donné, h_n est appelé profondeur normale, une fois fixée la nature de la paroi et la pente, on dispose en régime permanent et uniforme d'une relation reliant la profondeur h au débit Q . Dans les sections évasées, le débit croît toujours lorsque la profondeur de l'eau augmente (fig IV.5) . La détermination de la profondeur normale (h_n) se fait par plusieurs méthodes ; et parmi ces méthodes on a la méthode graphique et la méthode itérative.

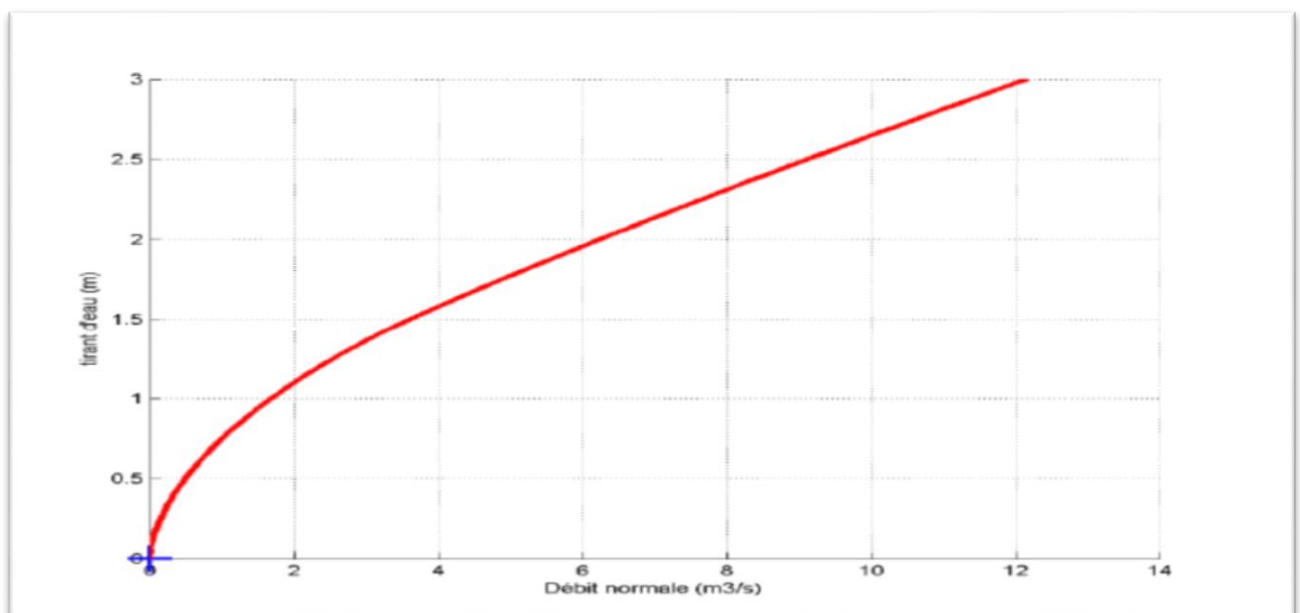


Figure n°IV 4 Relation entre le tirant d'eau et le débit normal (unistra.fr)

IV.4.2.1 Méthode graphique

On tire la valeur de hn à partir du graphe I = f(h), on trace le graphe par le calcul des valeurs de I en augmentant h avec un pas jusqu'à atteindre la valeur de la pente désiré. Donnant que :

$$I = \frac{Q^2_{normal}}{C^2 \cdot S^2 \cdot R} \tag{IV.35}$$

Cette formule est tirée à partir de l'équation générale de l'écoulement permanent uniforme

$$Q = S_m \cdot C \sqrt{R} \cdot \sqrt{I} \tag{IV.36}$$

IV.4.2.2 Méthode itérative

On tire la valeur de (B) à partir de l'équation générale de l'écoulement uniforme. Donc, on fixe la valeur de (H) et on donne des valeurs a (b) et on détermine Q jusqu' a une valeur de débit très proche on égale au Q n
Par suite on trace la courbe Q=f(b), et on détermine la valeur de b correspondante à Q n

IV.4.3 Calcul de la profondeur critique hcr

Le calcul de hcr se fait aussi par plusieurs méthodes, on cite trois méthodes qui sont :

- la méthode graphique.
- la méthode d'AGROSKINE
- la méthode itérative.

IV.4.3.1 Méthode graphique

La méthode graphique est basée sur le graphe de l'énergie en fonction de h. La valeur de hcr est la valeur qui correspond à l'énergie spécifique minimale.

• **L'énergie spécifique**

L' énergie spécifique Hs ou «charge spécifique» dans une section transversale mouillée est la valeur moyenne de l' énergie des molécules du liquide de cette section par unité de poids du liquide, cette énergie étant rapportée a l' axe horizontal passant par le point le plus bas de la section. La charge moyenne de la section par rapport à un plan de référence donnée (choisie), est la différence entre la ligne de charge et le fond du canal dans une section donnée.

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

$$H_s = H_p + H_c \dots \dots \dots \tag{IV.38}$$

H_p : Energie potentielle est égale à h ; (HP =h)

H_c : Energie cinétique est égale à ; (HC =V²/2g)

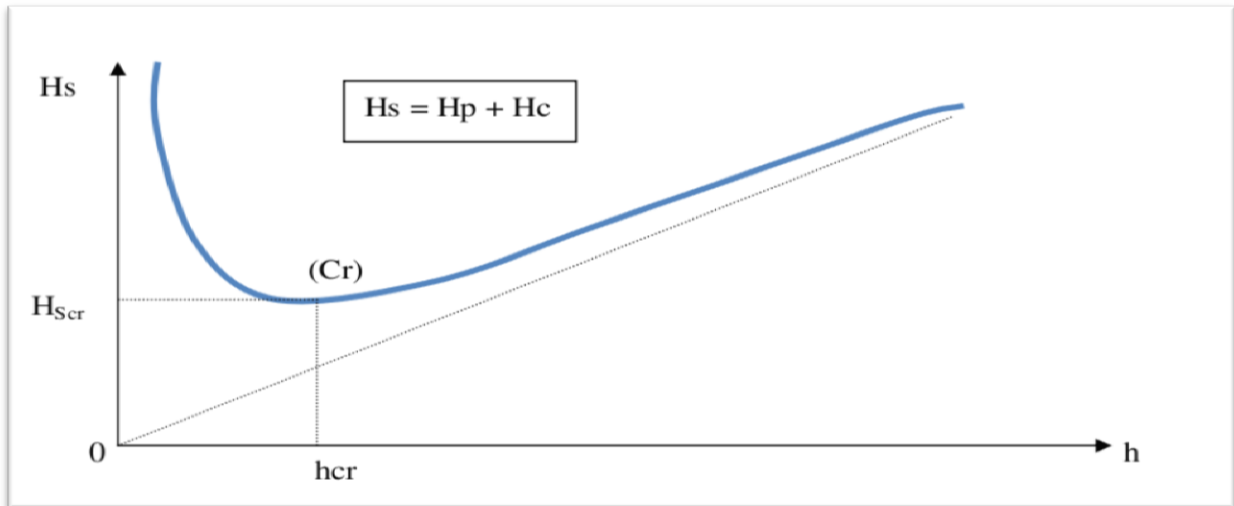


Figure n°IV 5 Energie spécifique en fonction de profondeur (huilier.fr)

IV.4.3.2 Méthode analytique d’AGROSKINE

La méthode d’AGROSKINE utilise la formule suivante :

La condition de criticité est :

$$\frac{\alpha \times Q^2 \times Bcr}{g \times S_{cr}^3} \tag{IV.39}$$

Avec

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

B : Largeur du plan d’eau en surface.

g : Accélération gravitaire prise égale à 9.81 m /s².

IV.4.3.3 Méthode itérative

Cette méthode consiste à tirer la valeur de **hcr** qui correspond à Q²/g Donc on tire la valeur de (S3/B) = Q²/g et on tire par un tableur la valeur de **hcr** qui lui correspond.

IV.4.4 Calcul de la pente critique

La valeur de la pente de fond dépend essentiellement de la topographie et de la constitution du terrain. Cette pente, généralement faible. La pente critique correspondant à la profondeur critique.

Elle est donnée par la formule suivante :

$$Q = C \cdot S_{cr} \cdot \sqrt{R_h \cdot I_{cr}} \tag{IV.40}$$

Donc :

$$I_{cr} = \frac{Q^2}{C^2 \cdot S_{cr}^2 \cdot R_h} \tag{IV.41}$$

IV.4.5 Nombre de Froude

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

$$F_r = \frac{V}{\sqrt{g \cdot h}} \quad | \quad (IV.42)$$

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

- Écoulement fluvial $Fr < 1 \Rightarrow hcr < hn$
- Écoulement torrentiel $Fr > 1 \Rightarrow hcr > hn$
- Écoulement critique $Fr = Fcr = 1 \Rightarrow hcr = hn$

IV.5 Diagnostique et modélisation du cours d'eau non Aménagé

IV.5.1 Etat de l'oued a la zone d'études :

La longueur totale de ce tronçon est de 6894,35 m. Le piquet 0 + 00 c'est un point au milieu du pont suspendu existant, la fin de notre tronçon étudié c'est un point d'intersection des oueds Rhumel et Boumerzoug.

Les cotes du lit sont de 536.1 m au début et 510,96 à la fin ; la chute de l'oued est de 25,34 m, la pente moyenne est de 0,0036755 (3,68 m sur 1km).

La direction générale du cours d'eau est de SUD-OUEST à NORD –EST.

Le coefficient de sinuosité de l'oued est de 1,36.

La largeur du fond du lit mineur de l'oued varie entre 12 et 17 mètres.

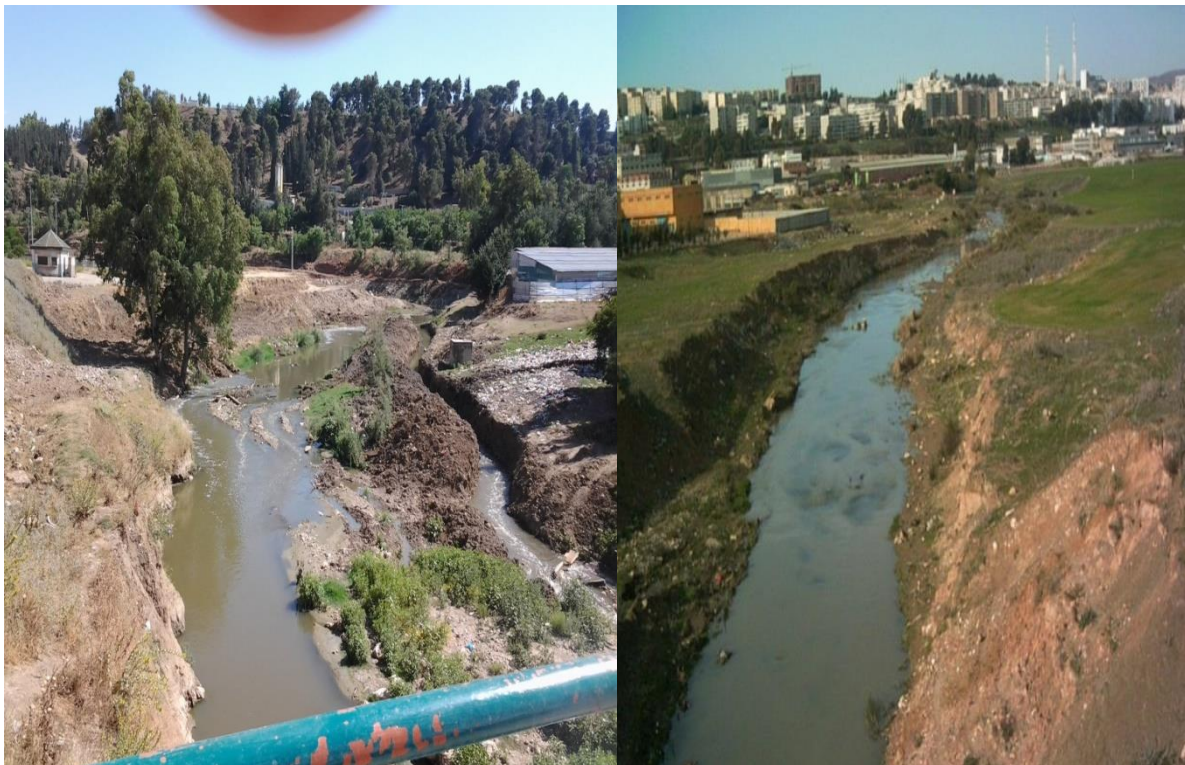


Figure n°IV 6 Oued RHUMEL



Figure n°IV 7 Pont de AIN EL BEY sur RHUMEL

IV.5.2 Equation de la ligne d'eau :

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

$$\mathbf{H = Z + V^2 / 2g + h} \quad \text{(VI-43)}$$

Et sur l'équation de la continuité :

$$\mathbf{Q = V / S} \quad \text{(VI-44)}$$

En dérivant l'équation (V-19) par rapport à x, on trouve :

$$\frac{dH}{dx} = \frac{dz}{dx} + \frac{d}{dx} \cdot \left(\frac{(Q/S)^2}{2g} \right) + \frac{dh}{dx} \quad \text{(VI-45)}$$

$$\frac{dz}{dx} = -J_f \quad \text{(VI-46)}$$

Comme :

$$\frac{dH}{dx} = -J_e = -\frac{(Q/S)^2}{C^2 R_h} \quad (\text{VI.47})$$

On trouve :

$$\frac{dh}{dx} = J_f \frac{1 - \frac{(Q/S)^2}{C^2 R_h J_f}}{1 - \frac{(Q/S)^2}{g \cdot S/B}} \quad (\text{IV. 48})$$

IV.5.3 Les différentes formes de courbe de remous :

Les courbes représentant la ligne d'eau d'un tel mouvement sont généralement appelées courbes de remous:

$$\frac{Q}{\sqrt{I}} = S \cdot C \cdot \sqrt{R_h} \quad (\text{VI-49})$$

$$S_n \cdot C_n \cdot \sqrt{R_h} = K_n \quad (\text{IV.50})$$

Donc l'équation (VI-42) devient :

$$\frac{dh}{dx} = J_f \frac{1 - \left(\frac{K_n}{K}\right)^2}{1 - Fr^2} \quad (\text{IV.51})$$

Alors :

$$Fr^2 = \frac{(Q/S)^2}{g \cdot S/B} \quad (\text{IV.52})$$

$J_f = i =$ pente de fond

D'autre part :

$$\frac{dh}{dS} = J_f \frac{1 - \left(\frac{H_n}{h}\right)^2}{1 - Fr^2} \quad (\text{IV. 53})$$

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

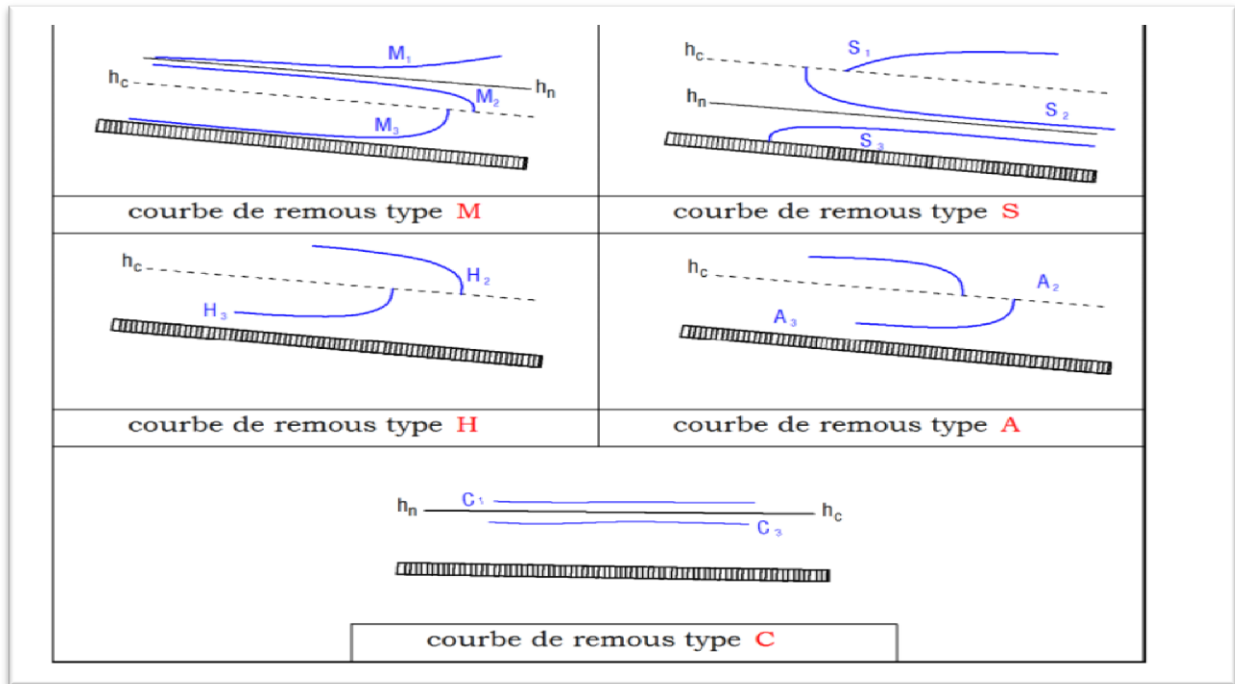


Figure n°IV 8 Différentes formes de courbes de remous (Wikipédia)

IV.5.4 Calcul de la surface d'eau

Pour le tracé de la surface d'eau, on doit passer par l'intégration de l'équation. On peut distinguer pour cela 3 méthodes de calcul :

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

Dans notre cas, on utilise le logiciel **HEC-RAS** VERSION 5.0.3 développé US ARMY CORPS OF ENGINEERS, nécessite une banque de données bien fournie concernant les tronçons des oueds considérés.

- Les données géométriques relatives à chaque section :
 - Le profil en travers, défini par une série de couples distance-altitude.
 - Les coefficients de rugosité du lit mineur et majeur.
 - Les trois distances principales à la section suivante : rive gauche, droite et axe de lit mineur
- Les données hydrométriques à savoir le débit de projet et les conditions aux limites.

Ce logiciel permet ainsi le diagnostic des systèmes d'eaux pluviales et le dimensionnement de réseaux, tout en prenant en compte les phénomènes d'influence aval. Les données d'entrées se caractérisent par leurs particularités du réseau (nœud, conduites, ...), les découpages en bassins versant (débit d'apport, ...) et par des données pluviométriques (hydrogrammes en régime transitoire, débit de projet en régime permanent). Les résultats peuvent être exploités sous forme de tableaux (hauteur, vitesse, débits, volume, pour chaque ouvrage),

par des résultats graphiques (vue en plan, profil en long) ou par une vision dynamique. .
(Armando Lancaster, 2010)

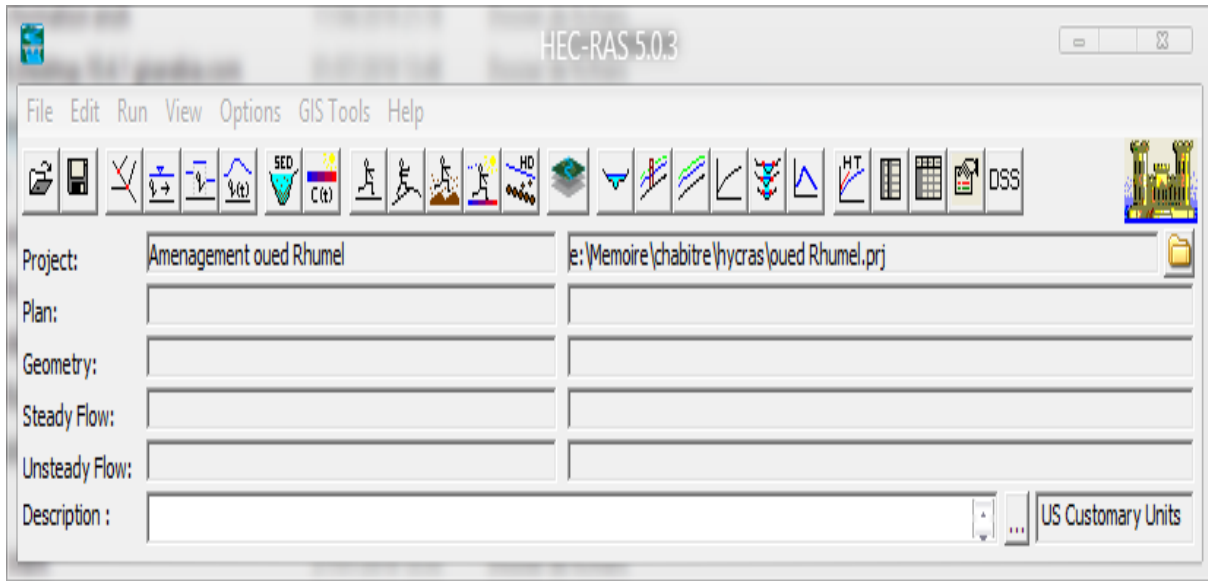


Figure n°IV 9 Fenêtre d'accueil du logiciel HEC-RAS

IV.5.4.1 Démarche de la simulation :

Cette démarche se fait en quatre étapes :

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

1. Modélisation de la rivière :

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

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

2. Modélisation de l'écoulement

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

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

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

- **auteur d'eau connue** : pour chaque profil d'écoulement, la hauteur est connue.
- **La hauteur critique** : le programme calcule lui-même la hauteur critique et l'utilise comme condition aux limites.
- **La hauteur normale** : le logiciel nous demande la pente d'énergie qui sera utilisée pour le calcul de la hauteur normale par l'équation de Manning. Si la pente d'énergie n'est pas connue, l'utilisateur peut l'estimer en introduisant la pente de la surface de l'eau, ou la pente du fond.
- **Courbe de tarage** : le logiciel nous demande d'introduire la courbe débit-hauteur. Dans notre cas, nous allons choisir la hauteur critique, puisque on ne dispose pas d'information comme la courbe de débit-hauteur, ou bien de mesures complètes qui pourraient nous permettre d'utiliser les autres alternatives..

3. Mise en marche de a simulation

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

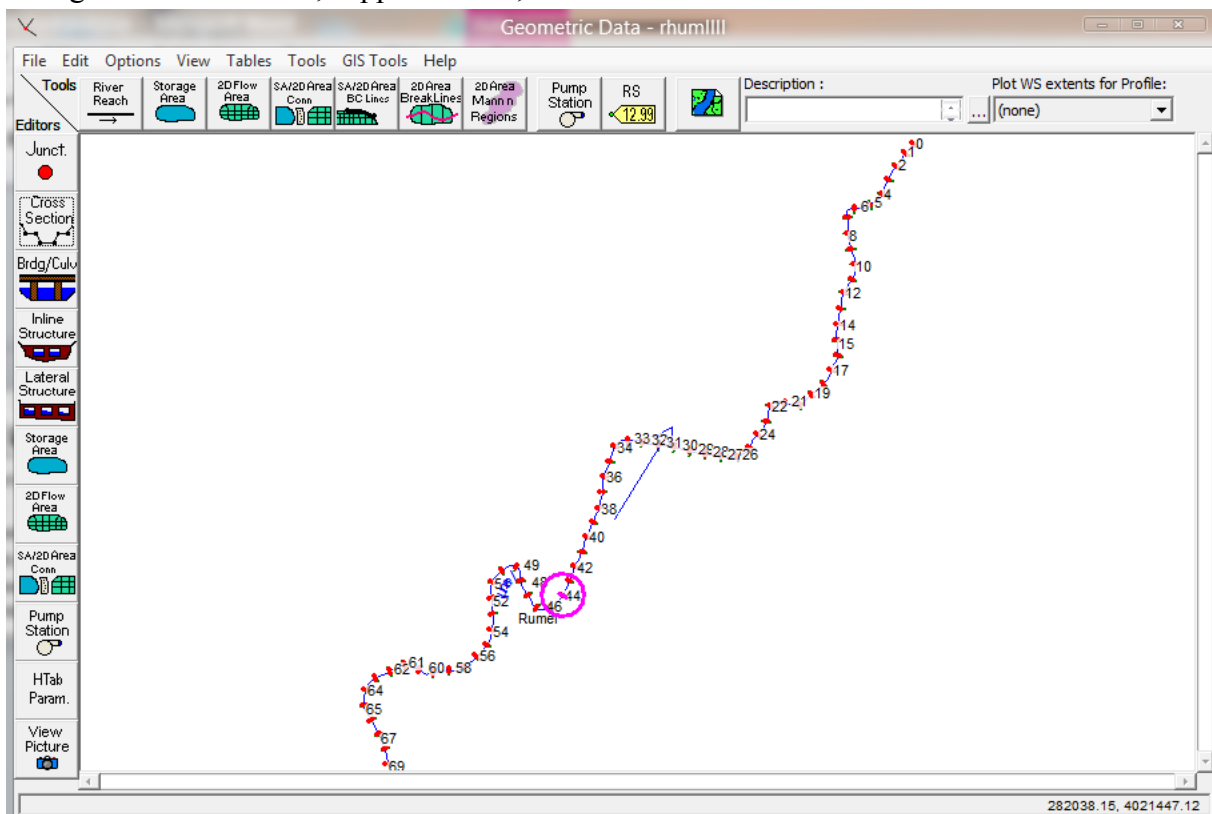


Figure n°IV 10 Définition du tracé de l'oued et des sections

4- Visualisation des résultats et constatation

Après avoir lancé le calcul sous HEC-RAS, nous pouvons obtenir de nombreux résultats. En outre, nous pouvons obtenir les profils des zones inondables selon le débit considéré. Et les vitesses d'écoulement ainsi que les lignes d'eau et d'énergie .Nous peuvent

ainsi observer la variation de la vitesse d'écoulement sur le lit mineur et les deux rives suivant chaque profil en travers. Nous remarquerons que la vitesse est très fluctuante.

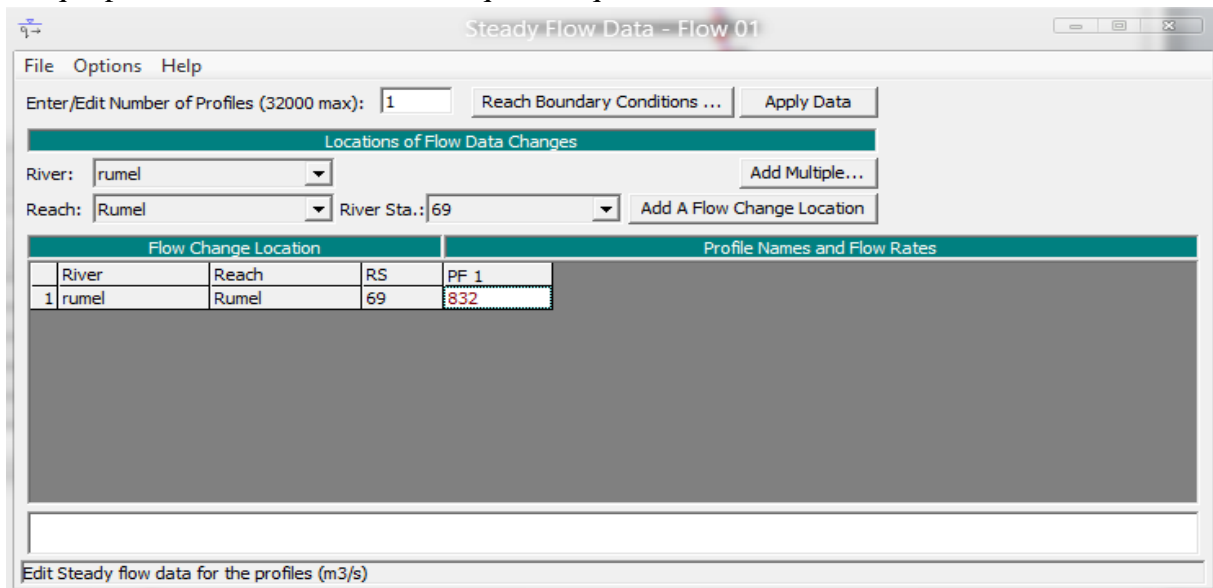


Figure n°IV 11 Définition de la crue et des conditions aux limites Calcul du ressaut :

Le ressaut hydraulique c'est un phénomène de dissipation d'énergie, il est inversible, se produit si un écoulement passe brusquement du régime sur critique $Fr > 1$ (amont), au régime sous critique $Fr < 1$ (aval). Il se manifeste par une brusque surélévation (discontinue) du niveau d'eau ($h_2 - h_1$), sur une très courte distance. Il est accompagné par des mouvements très turbulents avec des instabilités à la surface. Le ressaut provoque une dissipation importante de l'énergie mécanique ($HRH = HS_2 - HS_1$), donc il se représente sous la forme d'une barre d'écume déferlant en rouleaux.

Les principales caractéristiques d'un ressaut sont les suivantes :

- Hauteurs conjuguée (h_1 et h_2).
- Hauteur de ressaut ($h_2 - h_1$).
- La longueur approximative du ressaut (λ).

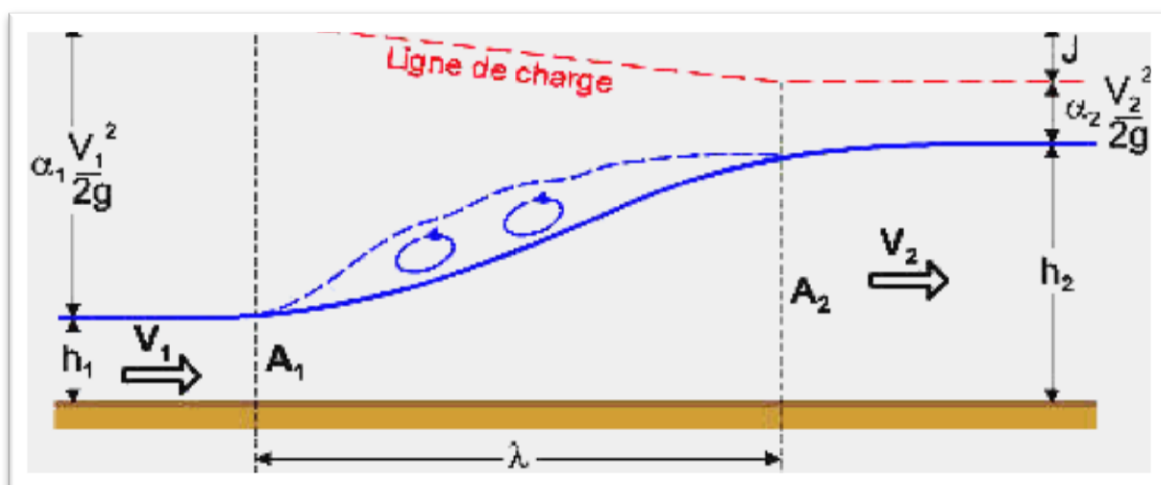


Figure n°IV 12 Schéma d'un ressaut hydraulique

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

Tableau n°IV 4 Les différents types de ressaut (Ihb.org)

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

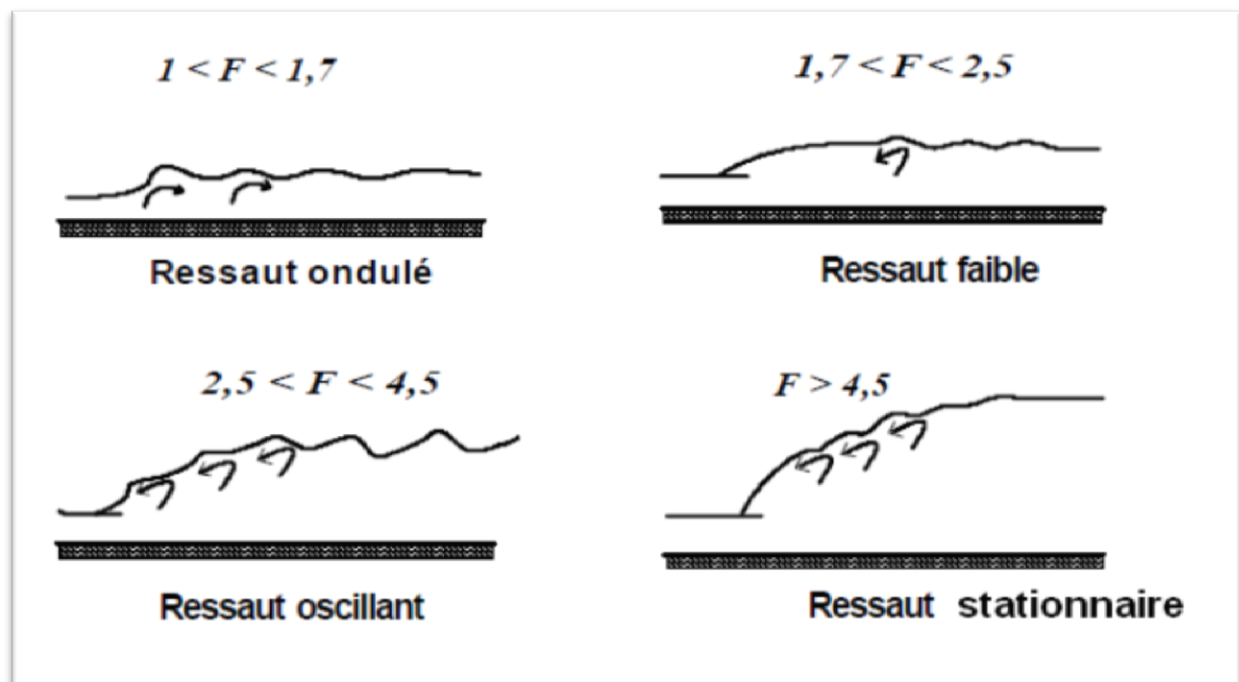


Figure n°IV 13 Typologie des ressauts (Wikipédia)

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

IV.5.4.2 Calcul avant l'aménagement de l'oued :

Pour un cours d'eau naturel, la géométrie du lit est souvent très complexe. Un cours d'eau doit laisser transiter un débit qui varie en fonction du temps. En général, celui-ci peut varier d'une année sur l'autre d'une façon extrêmement variable en fonction des précipitations enregistrées. En basant sur les données locales de l'agglomération on fait le calcul de certaines sections de l'oued là où il y a des inondations lors des fortes chutes de pluie. Pour déterminer la zone inondable pour le débit de projet, on a utilisé les résultats de simulation par le logiciel HEC-Ras. Les résultats de la simulation par le logiciel HEC-Ras pour (70) sections qui ont été prises en considération dans notre étude sont représentées dans le tableau.

IV.5.4.3 Données hydrométriques et conditions aux limites :

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

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

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

IV.6 RESULTATS DES SIMULATIONS :

Les résultats numériques des paramètres hydrauliques pour la fréquence centennale sont donnés dans le tableau en annexe. Un plan du cours d'eau en trois dimensions du modèle géométrique ainsi que le profil en long du tronçon simulé sont montrés respectivement sur les figures (IV.7 et IV.8) pour l'évènement hydrométéorologique considéré

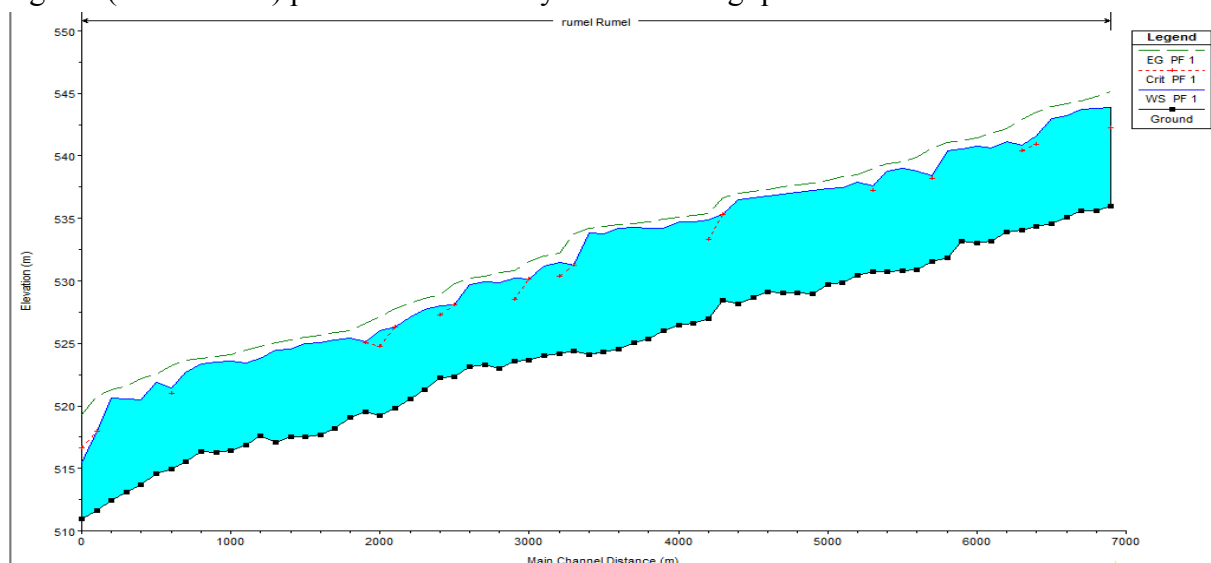


Figure n°IV 14 Profil en long du tronçon simulé avec la ligne de surface de l'eau

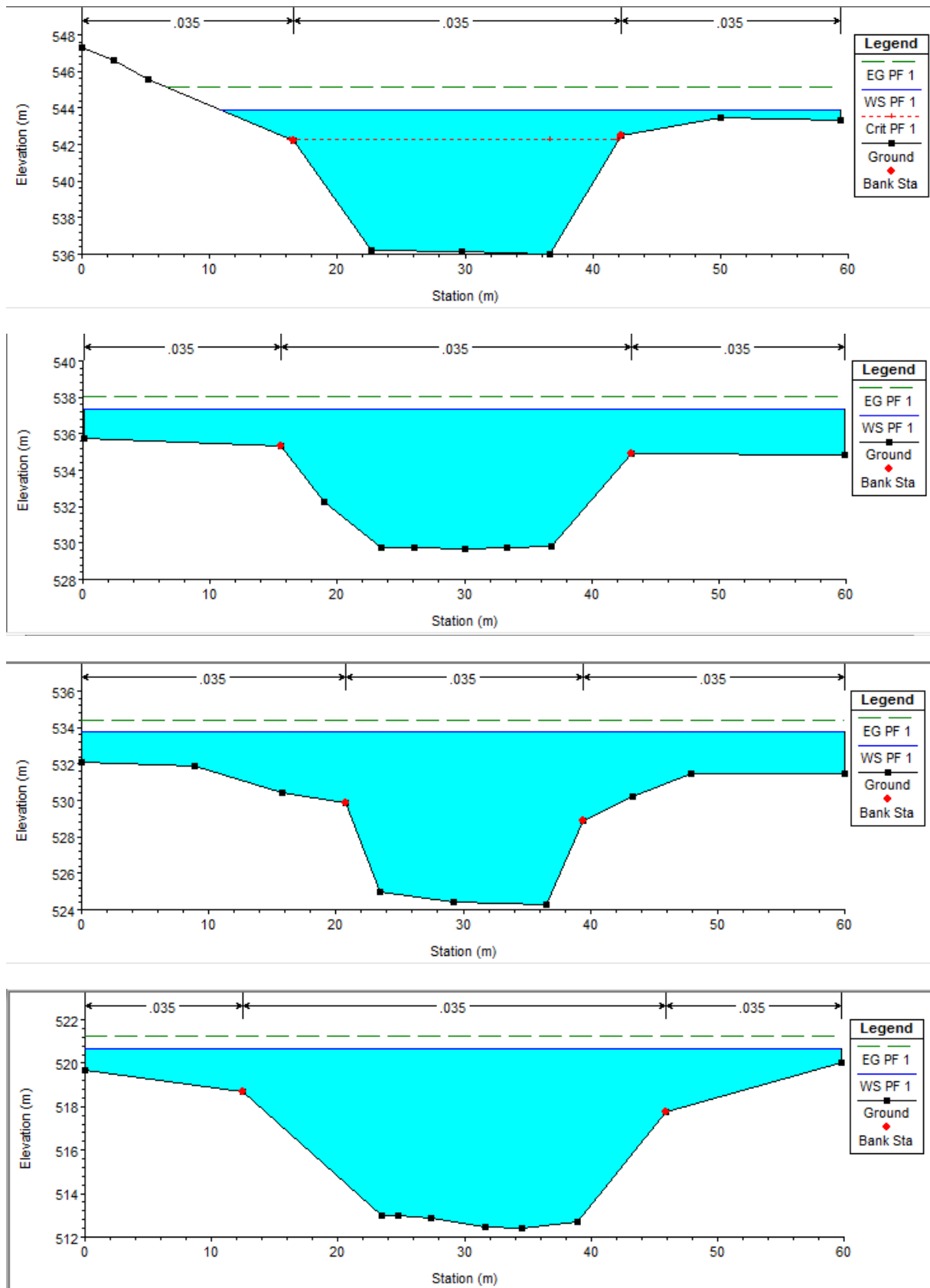


Figure n°IV 16 Sections en travers du canal et résultats de simulation (Suite et fin).

Tableau n°IV 5 Résultats de la simulation à l'état naturel sur HEC-RAS

Reach	River Sta	Profile	Q Total (m3/s)	Min Ch El (m)	W.S. Elev (m)	Crit W.S. (m)	E.G. Elev (m)	E.G. Slope (m/m)	Vel Chnl (m/s)	Flow Area (m2)	Top Width (m)	Froude # Chl
Rumel	69	PF 1	832.00	536.01	543.87	542.27	545.12	0.003399	5.01	178.09	48.51	0.64
Rumel	68	PF 1	832.00	535.63	543.77		544.72	0.002718	4.58	210.95	54.56	0.57
Rumel	67	PF 1	832.00	535.63	543.76		544.42	0.001731	3.91	254.30	59.91	0.48
Rumel	66	PF 1	832.00	535.09	543.23		544.20	0.002093	4.49	206.41	46.25	0.54
Rumel	65	PF 1	832.00	534.57	542.96		543.97	0.002371	4.56	200.04	45.40	0.56
Rumel	64	PF 1	832.00	534.38	541.61	540.95	543.53	0.005784	6.15	138.44	33.52	0.82
Rumel	63	PF 1	832.00	534.07	540.83	540.38	542.91	0.006351	6.40	132.05	26.69	0.87
Rumel	62	PF 1	832.00	533.93	541.13		542.18	0.003030	4.75	199.30	52.11	0.63
Rumel	61	PF 1	832.00	533.19	540.60		541.84	0.003259	5.00	178.40	50.79	0.65
Rumel	60	PF 1	832.00	533.06	540.78		541.43	0.001803	3.95	254.63	59.99	0.50
Rumel	59	PF 1	832.00	533.15	540.55		541.24	0.001775	3.93	246.41	60.07	0.49
Rumel	58	PF 1	832.00	531.86	540.42		541.06	0.001546	3.80	257.46	60.33	0.45
Rumel	57	PF 1	832.00	531.53	538.42	538.20	540.62	0.006874	6.62	130.37	29.59	0.89
Rumel	56	PF 1	832.00	530.85	538.80		539.86	0.002737	4.64	194.91	54.78	0.60
Rumel	55	PF 1	832.00	530.83	539.02		539.52	0.001245	3.46	288.88	59.79	0.41
Rumel	54	PF 1	832.00	530.77	538.78		539.37	0.001483	3.65	267.16	59.83	0.44
Rumel	53	PF 1	832.00	530.71	537.57	537.24	539.04	0.004967	5.46	164.25	50.78	0.78
Rumel	52	PF 1	832.00	530.45	537.91		538.52	0.001561	3.74	261.47	60.00	0.47
Rumel	51	PF 1	832.00	529.86	537.48		538.31	0.002318	4.39	228.91	59.89	0.56
Rumel	50	PF 1	832.00	529.68	537.34		538.06	0.001998	4.01	242.54	59.78	0.51
Rumel	49	PF 1	832.00	528.96	537.25		537.85	0.001536	3.64	263.67	59.89	0.45
Rumel	48	PF 1	832.00	529.01	537.06		537.69	0.001686	3.84	258.55	59.60	0.47
Rumel	47	PF 1	832.00	529.01	536.92		537.50	0.001731	3.84	265.68	59.76	0.46
Rumel	46	PF 1	832.00	529.14	536.80		537.32	0.001588	3.68	276.12	59.80	0.45
Rumel	45	PF 1	832.00	528.64	536.61		537.16	0.001644	3.77	272.35	59.48	0.45
Rumel	44	PF 1	832.00	528.12	536.47		536.99	0.001571	3.68	278.39	59.60	0.43
Rumel	43	PF 1	832.00	528.45	535.28	535.28	536.64	0.005474	5.70	180.28	60.00	0.76
Rumel	42	PF 1	832.00	527.00	534.88	533.31	535.42	0.001653	3.72	273.40	59.87	0.44
Rumel	41	PF 1	832.00	526.64	534.75		535.27	0.001374	3.59	283.20	60.00	0.42
Rumel	40	PF 1	832.00	526.48	534.70		535.11	0.001048	3.19	312.04	59.63	0.37
Rumel	39	PF 1	832.00	525.99	534.21		534.94	0.001986	3.93	236.43	59.56	0.50
Rumel	38	PF 1	832.00	525.34	534.22		534.72	0.001263	3.24	281.39	59.67	0.41
Rumel	37	PF 1	832.00	525.07	534.28		534.57	0.000606	2.67	373.05	59.43	0.29
Rumel	36	PF 1	832.00	524.54	534.20		534.50	0.000628	2.73	368.18	59.93	0.29
Rumel	35	PF 1	832.00	524.30	533.75		534.38	0.001502	3.89	267.36	60.00	0.43

Rumel	34	PF 1	832.00	524.06	533.85		534.18	0.000776	2.92	346.95	59.93	0.32
Rumel	33	PF 1	832.00	524.37	531.26	531.26	533.78	0.009692	7.03	118.39	23.55	1.00
Rumel	32	PF 1	832.00	524.17	531.44	530.41	532.19	0.002307	4.27	237.25	59.60	0.53
Rumel	31	PF 1	832.00	524.02	531.19		531.96	0.002415	4.36	234.73	60.00	0.55
Rumel	30	PF 1	832.00	523.63	530.14	530.14	531.56	0.004972	5.81	176.39	60.00	0.77
Rumel	29	PF 1	832.00	523.56	530.19	528.55	530.84	0.001748	3.85	250.17	59.99	0.50
Rumel	28	PF 1	832.00	523.02	529.85		530.63	0.002398	4.22	230.80	60.00	0.57
Rumel	27	PF 1	832.00	523.28	529.93		530.36	0.001194	3.17	299.57	60.00	0.42
Rumel	26	PF 1	832.00	523.15	529.68		530.21	0.001622	3.58	272.14	59.93	0.48
Rumel	25	PF 1	832.00	522.29	528.11	528.11	529.80	0.007005	5.88	150.01	43.94	0.93
Rumel	24	PF 1	832.00	522.22	528.04	527.24	528.93	0.003118	4.38	211.87	60.00	0.65
Rumel	23	PF 1	832.00	521.30	527.73		528.62	0.002999	4.31	209.42	56.72	0.63
Rumel	22	PF 1	832.00	520.54	527.10		528.26	0.003819	5.02	186.54	56.05	0.69
Rumel	21	PF 1	832.00	519.78	526.29	526.29	527.78	0.005297	5.56	167.98	59.28	0.81
Rumel	20	PF 1	832.00	519.20	526.01	524.73	527.12	0.003682	4.66	179.90	48.44	0.68
Rumel	19	PF 1	832.00	519.55	525.10	525.03	526.61	0.006116	5.53	159.72	53.79	0.87
Rumel	18	PF 1	832.00	519.10	525.42		526.02	0.001881	3.67	256.05	60.00	0.51
Rumel	17	PF 1	832.00	518.20	525.31		525.85	0.001364	3.43	274.81	59.93	0.44
Rumel	16	PF 1	832.00	517.68	525.03		525.68	0.001760	3.83	252.61	60.00	0.49
Rumel	15	PF 1	832.00	517.56	524.95		525.49	0.001434	3.46	270.93	59.64	0.45
Rumel	14	PF 1	832.00	517.53	524.51		525.28	0.002405	4.30	232.57	60.00	0.56
Rumel	13	PF 1	832.00	517.08	524.44		525.03	0.001640	3.55	258.06	60.00	0.48
Rumel	12	PF 1	832.00	517.61	523.83		524.77	0.003240	4.53	208.09	59.67	0.65
Rumel	11	PF 1	832.00	516.84	523.46		524.44	0.003322	4.55	201.87	59.55	0.66
Rumel	10	PF 1	832.00	516.41	523.59		524.10	0.001366	3.47	282.06	59.93	0.44
Rumel	9	PF 1	832.00	516.26	523.52		523.95	0.001091	3.15	300.51	60.00	0.40
Rumel	8	PF 1	832.00	516.32	523.36		523.83	0.001278	3.20	287.62	59.80	0.43
Rumel	7	PF 1	832.00	515.53	522.72		523.62	0.002277	4.37	214.71	53.11	0.56
Rumel	6	PF 1	832.00	514.95	521.44	521.01	523.18	0.006389	5.85	143.15	34.66	0.87
Rumel	5	PF 1	832.00	514.60	521.85		522.56	0.001804	3.84	239.35	59.64	0.50
Rumel	4	PF 1	832.00	513.72	520.50		522.17	0.005799	5.72	145.41	28.24	0.81
Rumel	3	PF 1	832.00	513.09	520.57		521.58	0.002798	4.49	189.34	39.63	0.61
Rumel	2	PF 1	832.00	512.43	520.65		521.26	0.001499	3.59	256.67	59.78	0.45
Rumel	1	PF 1	832.00	511.60	517.99	517.99	520.74	0.009505	7.35	113.77	21.56	1.00
Rumel	0	PF 1	832.00	510.96	515.43	516.61	519.27	0.021001	8.68	95.85	29.11	1.53

Min Ch. El : Altitude du radier du canal.

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

Top Width : Largeur au miroir.

Froude # chl : Nombre de Froude **E.G.**

Velchnl : Vitesse d'écoulement.

Flowarea : Section mouillée.

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

slope : Pente de la ligne d'énergie.

Interprétation :

- La vitesse d'écoulement moyenne dans l'Oued est de **4.38m/s** .
- La variation du régime d'écoulement le long de l'Oued. Cette constatation est confirmée par les valeurs du nombre de Froude qui varient entre **0.29 et 1.53**.
- La hauteur normale moyenne est : **7.39m**
- On remarque sur la simulation 3D de logiciel HEC RAS que l'eau déborde sur toute la longueur de l'oued.

IV.7 CONCLUSION :

La détermination des zones inondables par la modélisation hydraulique d'Oued Rhumel donne une vision claire et simple pour les différentes variantes optimales et scénarios d'aménagement à être réalisés afin de protéger la vie, les biens matériels et les terres agricoles avoisinent.



CHAPITRE V

V.1 INTRODUCTION :

Dans ce chapitre, différentes variantes d'aménagements seront proposées sur la base des résultats obtenus à partir des chapitres précédents et en fonction de l'analyse de notre zone d'étude afin de rétablir les dysfonctionnements observés au niveau du cours d'eau.

V.2 PRINCIPE D'AMENAGEMENT :

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

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

V.2.1 Les différents types d'aménagements envisageables :

V.2.1.1 Curage :

Qui permet une nette amélioration des conditions d'écoulement suite d'élimination de tous les obstacles et les dépôts entravant l'écoulement des eaux dans le cours d'eau pour diminuer la rugosité et accroître la débitance.

V.2.1.2 Recalibrage :

Qui permet d'élargir et d'approfondir les sections des cours d'eau pour augmenter leur capacité d'évacuation des eaux et assurer une section mouillée répondant aux critères de protections désirées.

V.2.1.3 Réalisation des canaux :

Permet de régénérer le couloir initial de l'oued. Cette solution est indispensable dans le cas où le lit de l'oued et son domaine hydraulique ont été complètement occupés des bâtiments ou par la voirie.

V.2.1.4 Protection des berges :

Qui comprend tout ouvrage visant à maintenir la stabilité des terres en dépit de l'action de l'eau. Les berges sont en effet attaquées par des courants perturbateurs générés par les crues. De même, les terres glissent par suite de l'infiltration de l'eau après le retrait de la crue. La protection des berges est également nécessaire au voisinage de certains ouvrages.

V.2.1.5 Création des canaux périphériques :

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

V.2.2 Les formules de dimensionnement des canaux :

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

$$Q = \frac{1}{n} R_h^{\frac{2}{3}} S_m I^{\frac{1}{2}} [\text{m}^3/\text{s}] \quad (\text{V.1})$$

Où les différents paramètres sont :

Q : débit de dimensionnement (m³/s).

n : rugosité du canal.

S_m : section mouillée du canal en (m²).

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

R_h : rayon hydraulique en (m) tel que :

$$R_h = \frac{S_m}{P_m} \quad (\text{V.2})$$

Tableau IV. 1 Eléments géométriques pour des sections ouvertes diverses (Wikipédia)

Section	Rectangle	Trapèze	Triangle	Cercle	Parabole
Largeur B	b	B+2*mh	2*mh	$2\sqrt{h \cdot (D - h)}$	$\frac{3S}{2h}$
Surface S	b*h	(b+mh).h	m.h ²	$\frac{1}{8}(\theta - \sin \theta)D^2$	$\frac{2}{3}bh$
Périmètre P	b+2h	$B+2h\sqrt{1+m^2}$	$2h\sqrt{1+m^2}$	$\frac{1}{2}\theta \cdot D$	$b + \frac{8h^2}{3b}$
Rayon hydraulique R	$\frac{bh}{b+2h}$	$\frac{(b+mh) \cdot h}{b+2h\sqrt{1+m^2}}$	$\frac{mh}{2\sqrt{1+m^2}}$	$\frac{1}{4}\left[1 - \frac{\sin \theta}{\theta}\right]D$	$\frac{2b^2h}{3b^2+8h^2}$
Profondeur hydraulique D _H	h	$\frac{(b+mh)h}{b+2mh}$	$\frac{1}{2}h$	$\left[\frac{\theta - \sin \theta}{\theta}\right]$	$\frac{2}{3}h$

V.2.3 Choix des paramètres de dimensionnement :

V.2.3.1 La pente du projet :

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

V.2.3.2 Coefficient de rugosité :

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

Tableau IV. 2 Les valeurs du coefficient de rugosité

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

V.2.3.3 Vitesse d'érosion

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

Tableau IV. 3 Valeurs de vitesse moyenne limite d'érosion pour les lits consolident.

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

V.2.4 Revanche des canaux :

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

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

V.3 ETUDES DES VARIANTES :

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

- a- Recalibrage du lit naturel
- b- Un canal en béton armé de forme trapézoïdale.
- c- Un canal en gabion.

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

V.3.1 Première variante : Recalibrage du lit naturel (cas d'une forme trapézoïdale)

La première variante proposée est un recalibrage du terrain naturel par une section trapézoïdale (berges et lit). La section trapézoïdale présente le profil le plus rentable hydrauliquement, pour sa grande capacité de transit des eaux, le champ de l'écoulement est maximal.

V.3.1.1 Dimensionnement :

Pour le calcul des dimensions de ce canal, en remplaçant les formules du canal trapézoïdal de la figure (V.1) dans la formule (V.1) on trouve :

$$Q = \frac{1}{n} \frac{I^{1/2} [(b+mh)h]^5}{[b+2h\sqrt{1+m^2}]^3} \quad [\text{m}^2/\text{s}] \quad (\text{V.4})$$

Les termes Q, n, I étant connus on procède à un calcul itératif en fixant b suivant la largeur moyenne du lit naturel b=16m, en choisissant un fruit de talus m = 2 pour que l'angle du talus θ avec l'horizontale est inférieur à l'angle du repos du matériau $\varphi=30^\circ$.

Les résultats de calcul pour les différents tronçons sont donnés dans le tableau suivant :

Tableau IV. 4 Dimensions de l'aménagement

Oued	Tronçon	Section départ	Section arrivée	Longueur (m)	Pente projet (%)	Largeur du fond b (m)	Hauteur du canal h (m)	Fruit talus m
RHUMEL	1	69	50	2000	0.42	16	6	2
	2	49	00	4900	0.36	16	6	2

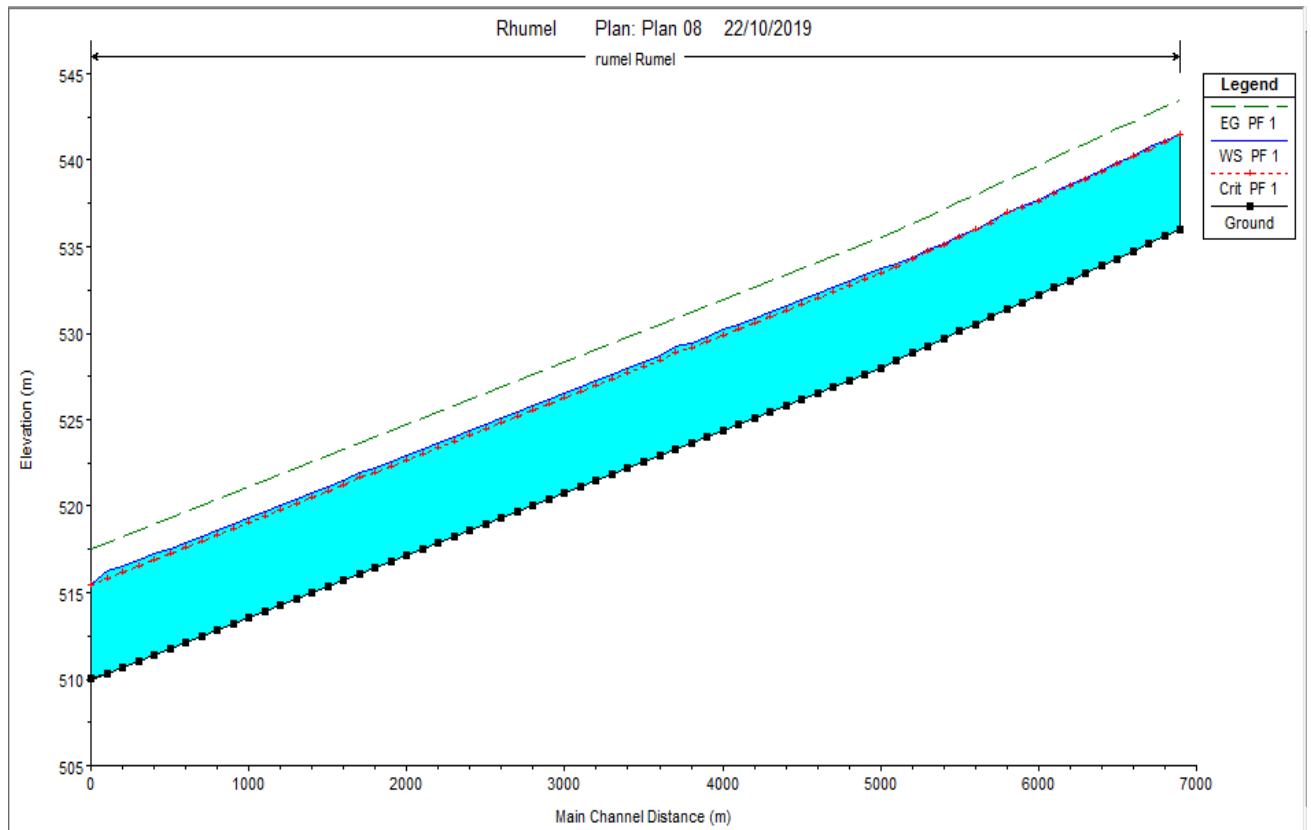


Figure VI. 1 Profil en long d'Oued Rhumel après recalibrage du lit naturel

Tableau IV. 5 Paramètres d'écoulement de la variante recalibrage du lit naturel

Oued	Profil	Débit Q (m ³ /s)	Vitesse (m/s)	Tiran d'eau h (m)	Froude	Section mouillée (m ²)	Périmètre mouillé (m)	Rayon hydraulique (m/m)	Remarque
RHUMEL	1	832	6.2	5.52	0.98	129.14	37.3	3.46	Régime fluvial
	2	832	5.89	5.74	0.91	141.18	38.6	3.66	

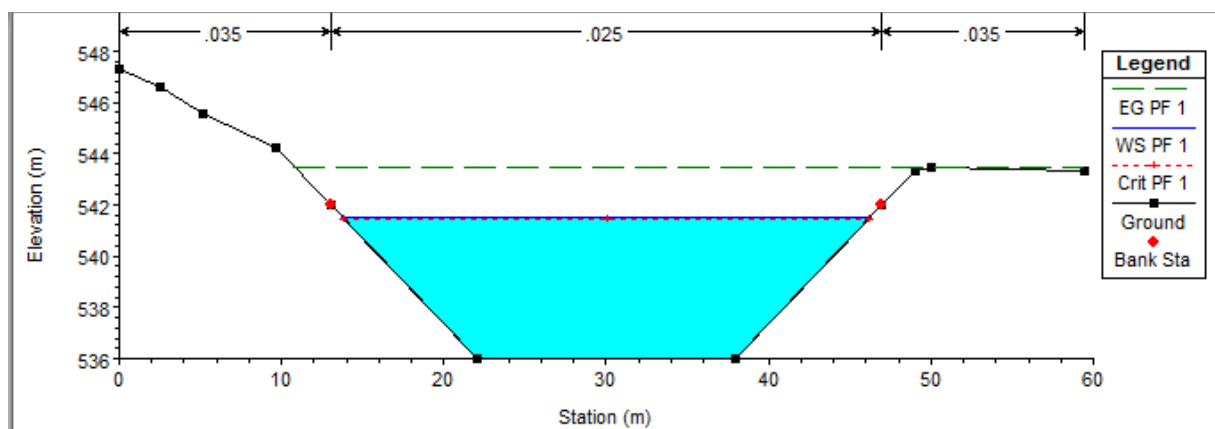


Figure VI. 2 Profil en travers des sections d'Oued Rhumel après recalibrage du lit naturel.

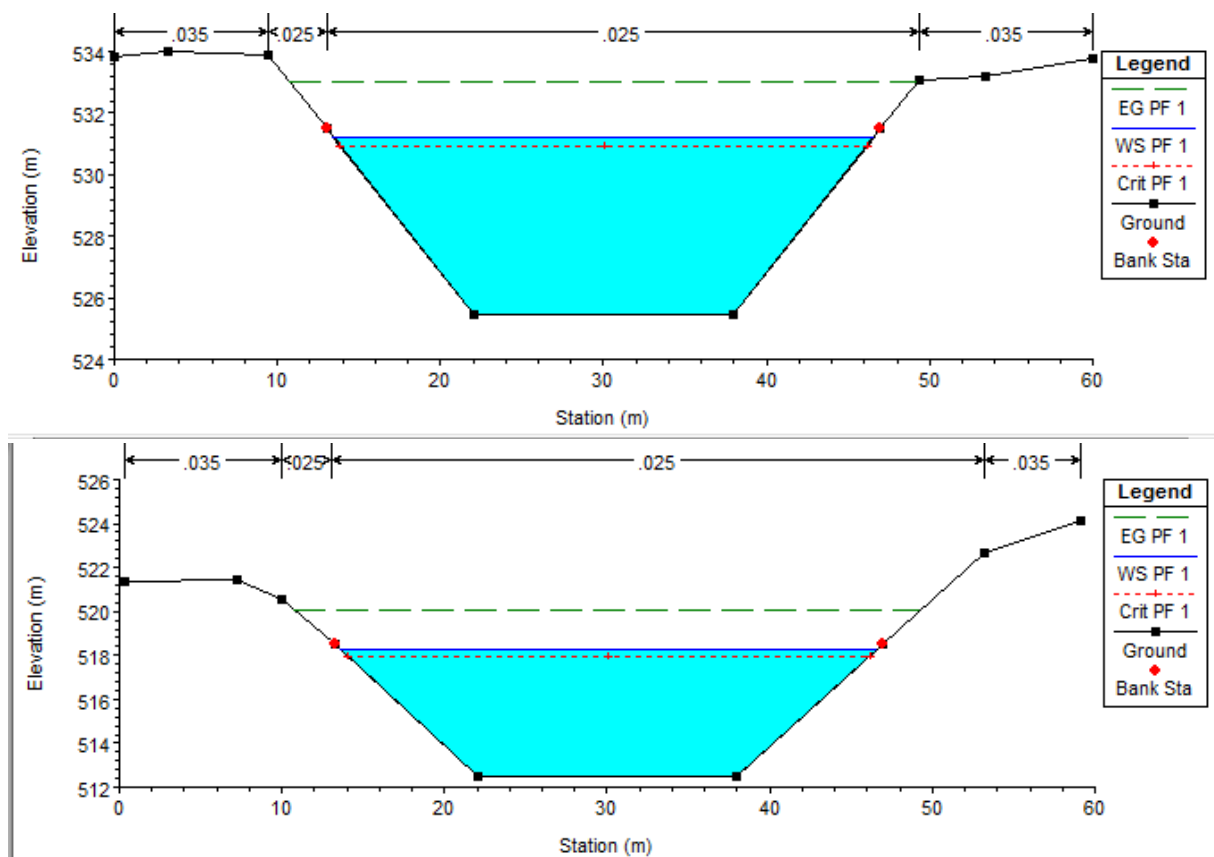


Figure VI. 3 Profil en travers des sections d'Oued Rhumel après recalibrage du lit naturel.

V.3.1.2 Etude de la stabilité du canal non revêtu

Pour le dimensionnement d'un canal non revêtu, où les berges et le fond sont constitués par des matériaux non cohérents, il est nécessaire d'en garantir la stabilité, afin d'éviter les érosions provoquées par les forces hydrodynamiques engendrées par l'écoulement. Les conditions dans lesquelles les particules du matériau non cohérent qui constituent le fond et les berges d'un canal commencent à se déplacer, appelées conditions critiques, peuvent s'exprimer en fonction des vitesses de l'écoulement (vitesses critiques), ou des tensions tangentielles exercées sur les particules (forces tractrices critiques). (Chaudhry.M.Hanif, 2007)

Dans notre démarche, on va s'intéresser au tronçon où la vitesse est importante, dans notre cas le tronçon 4 et on va se baser sur le critère de la tension critique pour l'étude de la stabilité du fond.

Les étapes de l'étude de stabilité du canal suivant cette méthode sont comme suit :

- Détermination de la contrainte tangentielle admissible à partir du diamètre moyen des grains et avec l'utilisation de l'abaque présenté dans la figure
- Calculer la contrainte tangentielle au fond.
- Calculer la contrainte tangentielle des berges

1- Force tractrice critique du fond :

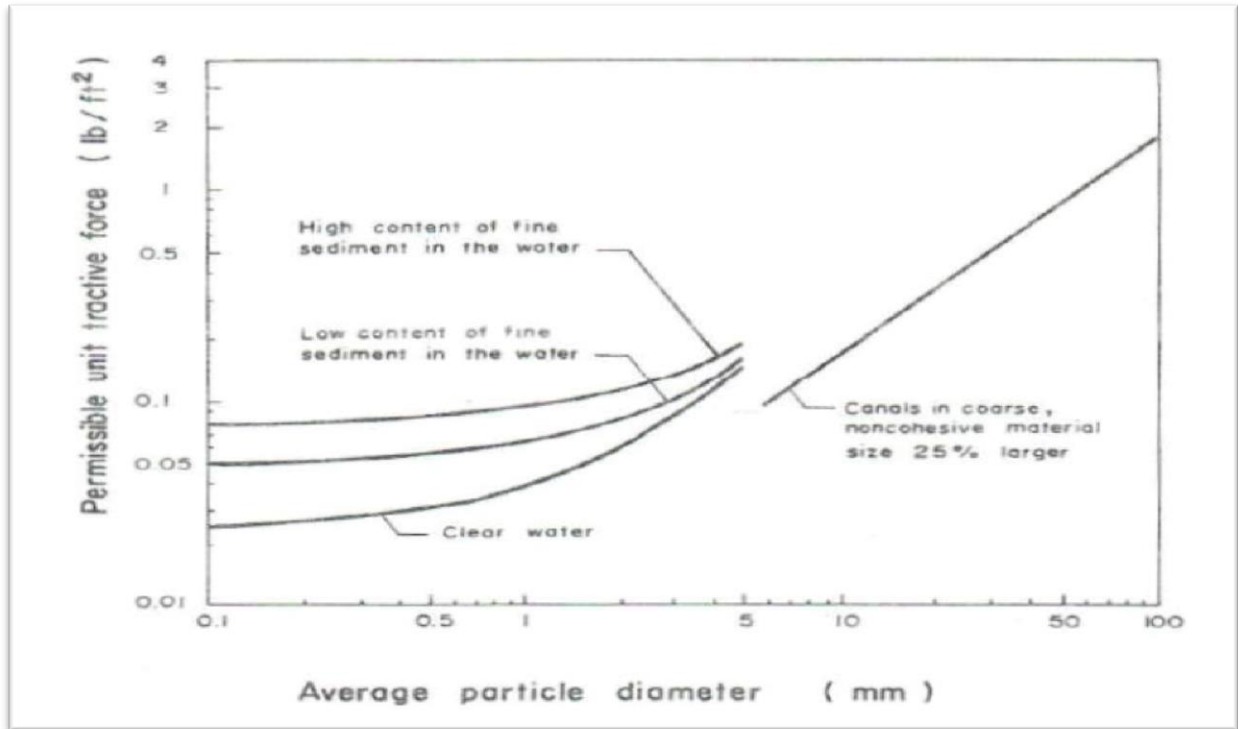


Figure VI. 4 Efforts tangential critique pour des matériaux non cohésifs (Chaudhry, 2014).

2- Calculer la contrainte tangentielle au fond

$$\tau_0 = \gamma_w R_h i \text{ [N/m}^2\text{]} \tag{V.5}$$

Avec

τ_0 : la tension tangentielle critique exercée sur le fond (N/m²)

R : le rayon hydraulique (m).

γ_w : poids volumique de l'eau (N/m³).

i : la pente du fond.

Pour notre cas, on a un sol sableux argileux avec un diamètre d_{50%} de 4 mm. Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant.

Tableau IV. 6 Résultats des contraintes tractrices.

Tronçon	contraintes tractrices.(N/m ²)	
	τ_0	τ_{0adm}
1	1.6	2.9
2	1.45	2.9

3- Calculer la contrainte tangentielle des berges

Nous avons montré déjà la stabilité du fond donc il reste de vérifier la stabilité des berges.

Pour cela on suit les étapes suivantes :

- Calculer le paramètre de réduction K tel que :

$$K = \sqrt{1 - \frac{\sin^2 \theta}{\sin^2 \varphi}} \quad (\text{V.6})$$

θ : l'angle du talus avec l'horizontale avec $m = \cotg \theta$ (pour notre cas $\theta = 33^\circ$).

φ : l'angle du repos du matériau ($\varphi = 35^\circ$).

- Calculer la contrainte tangentielle admissible des talus en multipliant K par la contrainte tangentielle admissible du fond τ_{adm}
- Calculer la contrainte tangentielle au niveau des berges par la formule suivante :

$$\tau_{0\text{berge}} = 0.76 \gamma_w R i \quad [\text{N/m}^2] \quad (\text{V.7})$$

Avec :

$\tau_{0\text{berg}}$: La tension tangentielle critique exercée sur les berges (N/m²).

R : le rayon hydraulique (m).

Y_w: Poids volumique de l'eau (N/m³).

i : la pente du fond.

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau IV. 7 Résultats des contraintes tractrices.

Tronçon	contraintes tractrices. (N/m ²)	
	τ_θ	τ_{0adm}
1	1.21	1.3
2	1.10	1.3

V.3.1.3 Estimation du coût de la variante :

A partir des quantités des terrassements et des volumes de remblai et le déblai calculés par HEC-RAS, l'estimation du cout de la variante est comme suit :

Tableau IV. 8 Cout d'estimation de la variante

Désignation travaux		Unité	Quantité	Prix unitaire (DA)	Montant (DA)
Terrassement	Déblai	m ³	492362	250	123090500
	Remblai	m ³	14657	200	2935000
Montant Totale					126025000

V.3.2 Deuxième Variante : Canal en béton armé :

La deuxième variante proposée consiste à projeter un canal trapézoïdal en béton armé. Pour le fruit de talus, nous choisissons $m = 2$.

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

V.3.2.1 Dimensionnement :

Les résultats de calcul sont donnés dans le tableau suivant :

Tableau IV. 9 Dimensions de l'aménagement (canal en béton armé)

Oued	Tronçon	Section départ	Section arrivée	Longueur (m)	Pente projet (%)	Largeur du fon b (m)	Hauteur du canal h (m)	Fruit talus m
RHUMEL	1	69	60	900	0.36	9	6	2
	2	59	45	1500	0.36	8	6	2
	3	44	15	3000	0.36	7	6	2
	4	14	0	1500	0.36	6	6	2

V.3.2.2 Paramètres de l'écoulement :

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

Tableau IV. 10 Paramètres d'écoulement de la variante canal en béton armé.

Oued	Profil	Débit Q (m ³ /s)	Vitesse (m/s)	Tiran d'eau h (m)	Froude	Section mouillée (m ²)	Périmètre mouillé (m)	Rayon hydraulique (m/m)	Remarque
RHUMEL	1	832	8.2	5.12	1.38	100	31.55	3.16	Régime torrentiel
	2	832	9.58	4.98	1.58	92	29.93	3.06	
	3	832	9.26	5.09	1.59	95.53	29.42	3.2	Régime torrentiel
	4	832	8.94	5	1.51	93.95	30.5	3.08	

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

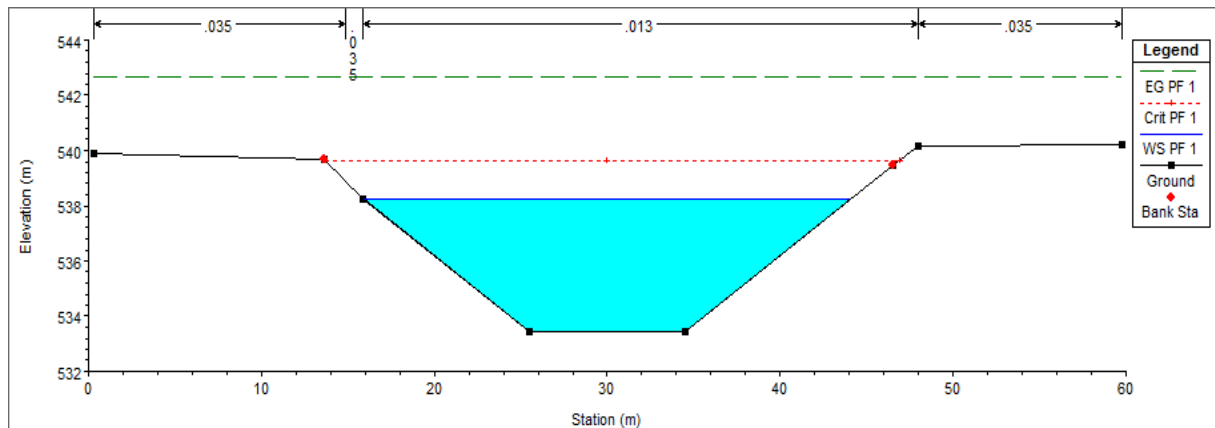


Figure VI. 5 Section du profil 1

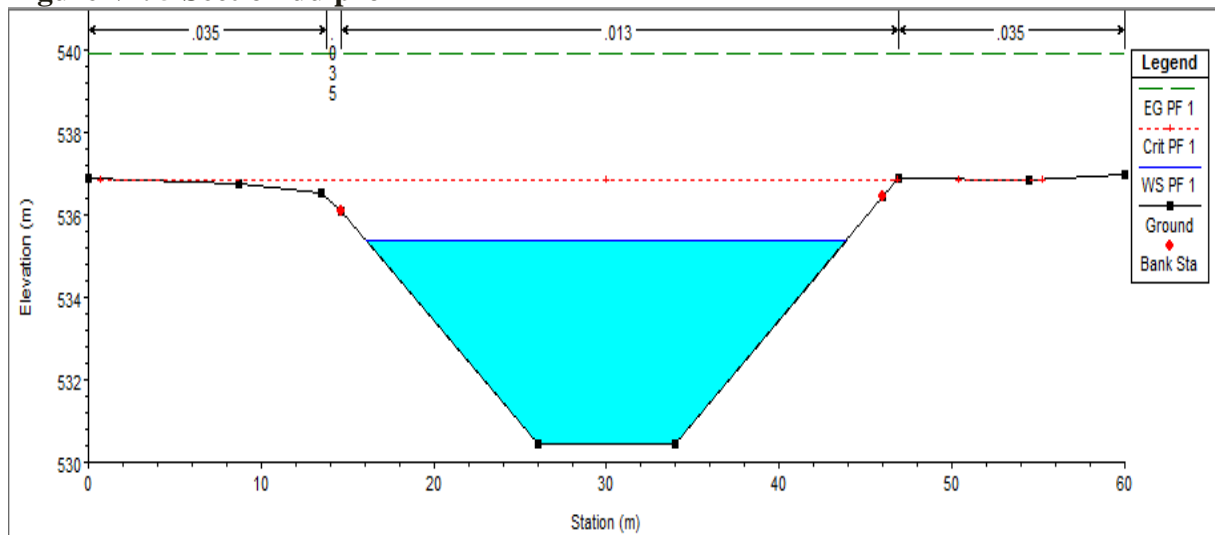


Figure VI. 6 Section du profil 2

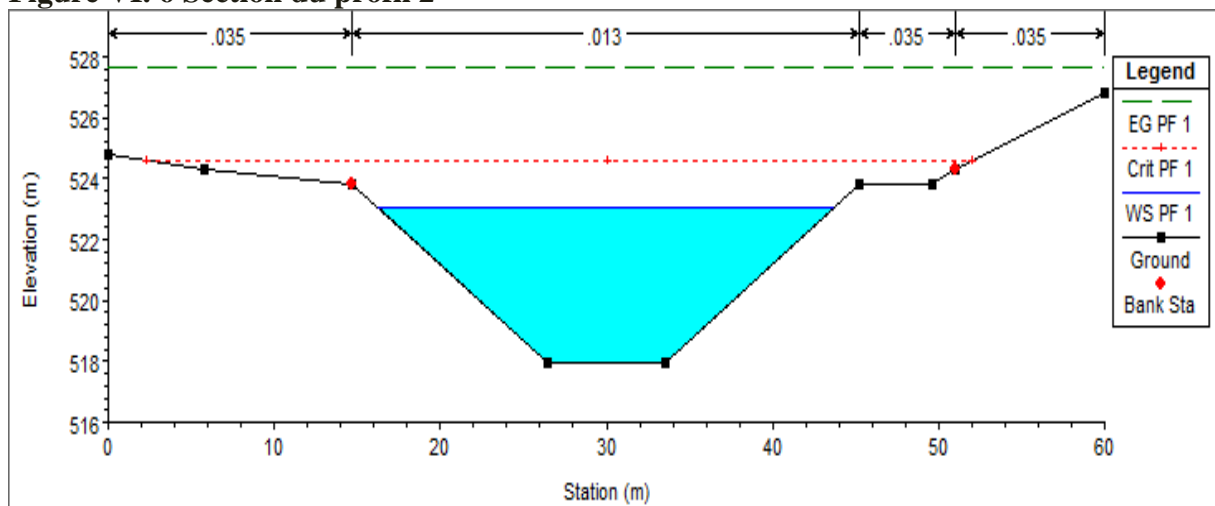


Figure VI. 7 Section du profil 3

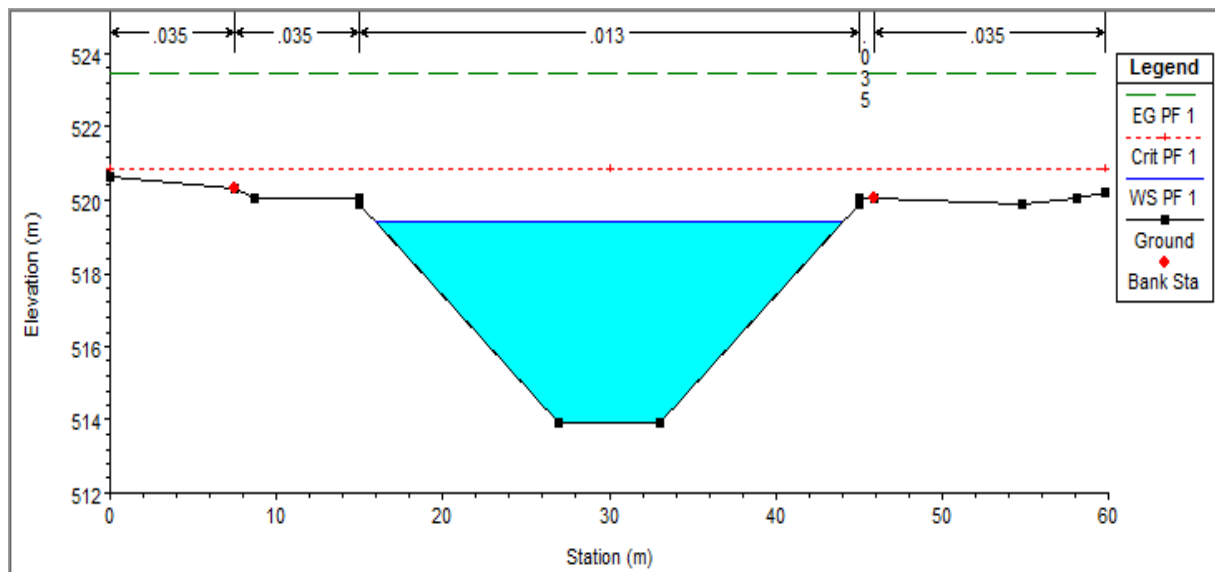


Figure VI. 8 Section du profil 4

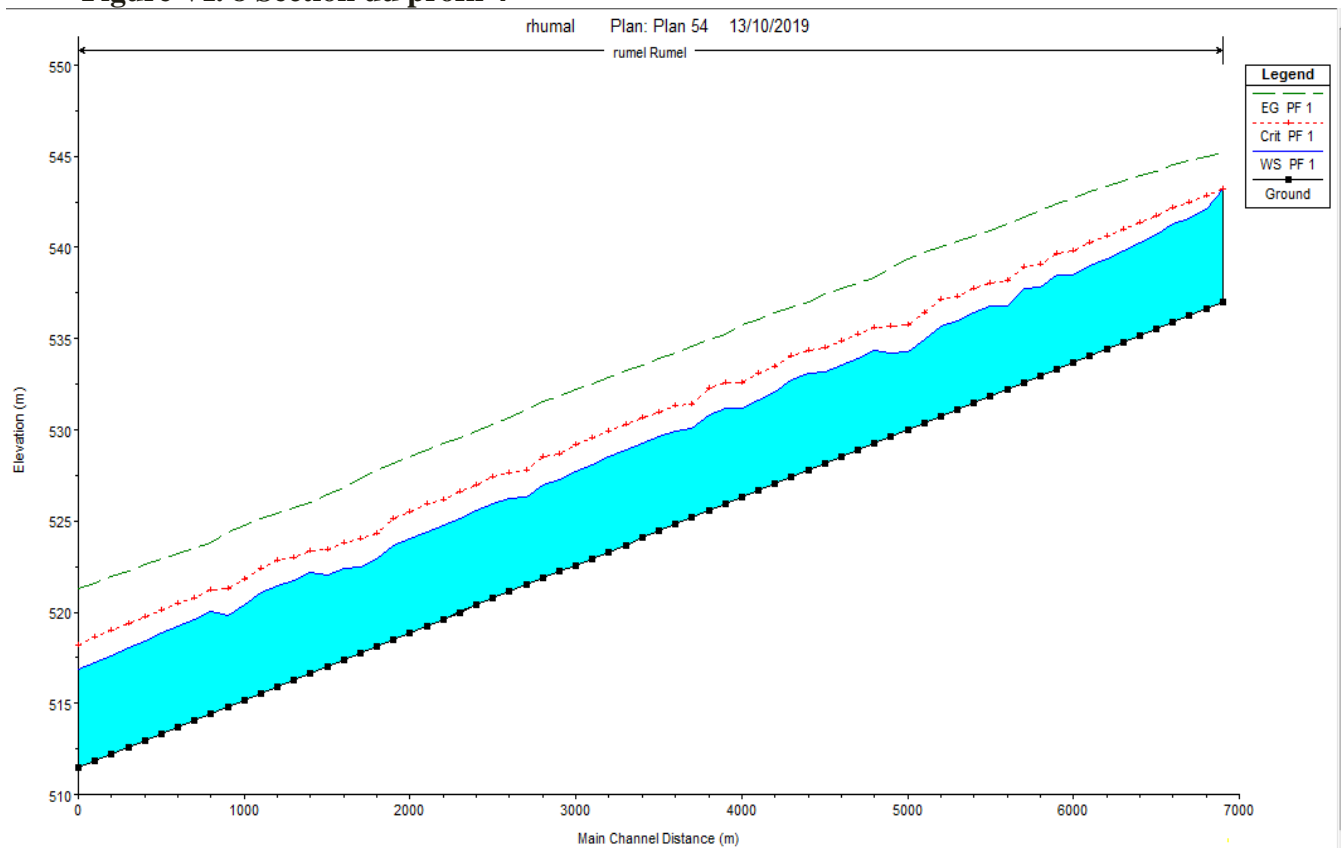


Figure VI. 9 profil en long d'Oued RHUMEL aménagé selon la deuxième variante

V.3.2.3 Etude de la stabilité du canal

Pour le calcul de vérification de stabilité on va montrer que le canal est stable au :

- Glissement
- Renversement
- Poinçonnement

La stabilité de cet ouvrage englobe celle de poinçonnement car le canal est parfaitement symétrique. Tell que on doit vérifier que :

$$\sigma_{\text{moy}} < \sigma_{\text{sol}} = 2 \text{ bar} \quad \text{V.7}$$

$$\sigma_{\text{moy}} = \frac{3\sigma_A + \sigma_B}{4} \quad \text{V.8}$$

$$\sigma_A = \frac{N}{100B} + \frac{6M_G}{100(B)^2} \quad \text{V.9}$$

$$\sigma_b = \frac{N}{100B} - \frac{6M_G}{100(B)^2} \quad \text{V.10}$$

σ_{moy} : contrainte moyenne

σ_{sol} : contrainte du sol

B : la largeur du radier

N : la somme des forces vertical

M_G : la somme des moments par apport au centre de gravité du radie

$\Sigma M_G = 0 \text{ kn.m}$

Tableau IV. 11 Somme des forces vertical en fonction de la largeur

Canal	B(m)	9	8	7	6
Rempli	N(t)	126.87	118.11	120	112.35
	σ_{moy}	1.4	1.48	1.9	1.87
Vide	N(t)	26.87	26.11	25	18.35
	σ_{moy}	0.3	0.33	0.36	0.31

$$\sigma_{\text{moy}} < \sigma_{\text{sol}} \quad \text{verifier}$$

V.3.2.4 Estimation du coût de la variante :

A partir des quantités des terrassements et des volumes de remblai et le déblai calculés par HEC-RAS et une épaisseur de 30 cm pour le béton et pour le béton de propreté on prend une épaisseur de 5 cm.

Tableau IV. 12 Estimation du coût de la variante

Désignation travaux		Unité	Quantité	Prix unitaire (DA)	Montant (DA)
Terrassement	Déblai	m ³	109365	250	27341250
	Remblai	m ³	81567	200	16313400
Béton de propreté		m ³	11619.9	6000	69719400
Béton armé		m ³	46479	35.000	1626765000
Montant Totale					1740139050

V.4 Choix de la variante d'aménagement

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

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

V.4.1 Comparaison des variantes

Pour les deux variantes, l'évacuation, la stabilité et la durée de vie importante seront relativement assurées pour les ouvrages en béton armé. Contrairement au coût de la réalisation du canal en béton armé est très élevé par rapport à le recalibrage du l'oued.

V.5 Conclusion

Les calculs hydrauliques de la section du canal d'oued RHUMEL ont été effectués pour un débit centennal de l'ordre de $832 \text{ m}^3/\text{s}$.

Les conditions naturelles du cours d'eau nous ont orientées pour le choix d'une section trapézoïdale.

Les raisons suscités, nous ont poussées à choisir un aménagement en canal en béton armé avec une largeur du fond varie entre 9 et 6 mètre et une hauteur de 6 mètre et une pente de l'ordre de 0.0036 (m/m).



CHAPITRE VI

VI.1 Introduction

En génie civil, le calcul et le dimensionnement d'un ouvrage doivent être très rigoureux, l'ensemble des facteurs qui peuvent être nuisibles pour la qualité des résultats de ces calculs. Les problèmes d'interaction sont parmi les phénomènes les plus réputés en génie civil et qui peuvent provoquer des dégâts capitaux lors d'un séisme, ces derniers peuvent se produire entre deux ou plusieurs systèmes physiques de différents types, on cite

- **Couplage entre une structure et un fluide (interaction fluide-structure) :**

Le fluide F , caractérisé par son champ de vitesse et de pression, exerce des forces aérodynamiques F_a (forces de pression) sur la surface mouillée S_m du solide S qui se déplace et/ou se déforme sous leur action. Le déplacement et/ou la déformation du solide affecte, au moins localement, le champ de l'écoulement et par conséquent la direction et l'intensité des charges aérodynamiques : ce cycle des interactions entre le fluide et le solide est caractéristique du couplage entre les deux milieux. La nature de ce couplage dépend des systèmes et dans certains cas on peut ne considérer que l'action du fluide sur le solide (ou l'inverse). La modification d'un seul des paramètres F_a , F , S_m ou S déstabilise le cycle entier qui doit converger vers un nouvel état d'équilibre.

- **Entre la structure et le sol (interaction sol-structure) :**

Le terme interaction sol-structure est utilisé aujourd'hui pour caractériser les situations où le comportement d'une structure ne peut pas être évalué de façon précise sans considérer aussi le comportement du sol en contact et de leur interface. Du point de vue de la structure, le but d'une analyse tenant compte de l'interaction sol-structure est de déterminer l'effet d'action du sol sur la structure, c'est-à-dire principalement, les pressions de contact en fonction de la déformation de la structure, ceci pour pouvoir procéder aux vérifications nécessaires à son dimensionnement. Il s'agit donc d'assurer que les hypothèses faites sur le comportement du sol sont compatibles avec la réponse de la structure, principalement avec sa déformation, ceci aussi bien à l'état limite de service qu'à l'état limite ultime.

VI.2 Génialités

VI.2.1 La capacité portante d'un sol

Est une performance technique spécifique qu'il est indispensable de connaître pour établir le système de fondation d'un ouvrage. La mesure de cette performance s'acquiert par des essais de sol superficiels (essai à la table) ou par des sondages. Caractérisé par sa résistance au tassement en fonction de la cohésion et des frottements internes.

VI.2.2 Actions et sollicitations

VI.2.2.1 Actions

Toute cause produisant un état de contrainte est une action, on peut distinguer trois types d'actions :

1- Actions permanente (G)

Les actions permanentes sont appliquées pratiquement avec la même intensité pendant toute la durée de vie de l'ouvrage. Elles comportent non seulement le poids propre des éléments porteurs, mais aussi le poids des éléments incorporés aux éléments porteurs tel que le poids des terres, équipements fixes et les efforts dus aux déformations permanentes imposées à la construction.

On note : G_{max} actions permanentes défavorables.
 G_{min} actions permanentes favorables.

2- Actions variables (Qi)

Ce sont les actions dont l'intensité est plus ou moins constante, mais qui sont appliquées pendant un temps court par rapport aux actions permanentes, on trouve :

- Les charges d'exploitation
- Les actions dues à la température
- Les actions appliquées en cours d'exécution
- Les actions climatiques.

3- Actions accidentelles (FA)

Ce sont des actions de phénomènes qui se produisent rarement et avec une faible durée d'application.

VI.2.2.2 Les sollicitations

Les sollicitations sont les efforts provoqués en chaque point et sur chaque section du canal par les actions qui s'exercent sur elle. Elles sont exprimées sous forme de force, d'effort, de moment.

Toutes les actions citées précédemment doivent être combinées afin de tirer la combinaison la plus défavorable.

$$\gamma_{F_3} \left(\gamma_{F_{G_{max}}} * G_{max} + \gamma_{F_{G_{min}}} * G_{min} + \gamma_{Q_1} * Q_1 + \gamma_{F_{Q_i}} * \sum (\Psi_{0i} * Q_i) \right)$$

$$\gamma_{Q_i} \left[\begin{array}{l} 1,5 \text{ dans le cas général ;} \\ 1,35 \text{ cas de température, charges routières, bâtiments agricoles à faible} \\ \text{densité d'occupation humaine.} \end{array} \right.$$

Ψ_{0i} : Coefficient de pondération des valeurs d'accompagnement

$$\left[\begin{array}{l} 0,77 \text{ vent, neige ;} \\ 0,6 \text{ variations uniformes de la température.} \end{array} \right.$$

➤ **Vis-à-vis l'ELU :**

$$1,35 G_{\max} + G_{\min} + 1,5 Q_1 + 1,3 \sum_{i>1}^n \Psi_{Q_i} * Q_i$$

➤ **Vis-à-vis l'ELS :**

$$G_{\max} + G_{\min} + Q_1 + \sum_{i>1}^n \Psi_{Q_i} * Q_i$$

VI.3 Caractéristiques des matériaux

VI.3.1 Le béton

Le béton est apparu durant le 19^{ème} siècle, depuis, il a été le principal matériau utilisé dans les ouvrages du génie civil. Ceci grâce à sa

- Forte résistance à la compression
- Durabilité sans entretien.

Le béton est un matériau obtenu par un mélange adéquat de granulats (sable, gravier), le liant hydraulique (ciment) et de l'eau. Il est un matériau capable de supporter des efforts de compression importants alors que sa résistance aux efforts de traction est très faible.

C'est donc pour pallier à cette insuffisance qu'est née l'idée de placer, dans les zones soumises à des efforts de traction, des barres d'acier (armatures) résistantes aussi bien en compression qu'en traction.

Le matériau résultant de l'association du béton et de l'acier est appelé béton armé.

Les déformations différées du béton comprennent le retrait et le fluage.

VI.3.1.1 Le retrait

C'est un raccourcissement pendant le durcissement du béton suite à l'évaporation de l'eau, il est de l'ordre de :

- 1,5 * 10⁻⁴ régions très humide
- 2 * 10⁻⁴ régions humide
- 3 * 10⁻⁴ régions tempérées sèche
- 4 * 10⁻⁴ régions sèche et chaude
- 5 * 10⁻⁴ régions très sèches

VI.3.1.2 Le fluage

C'est une déformation différée supplémentaire à la déformation élastique provoquée par l'application d'un chargement à une pièce en béton.

VI.3.2 Les armatures

Les armatures sont en acier, caractérisées par un même comportement en traction et en compression. Elles ont une résistance très élevée ainsi qu'une ductilité, contrainte élastique et le module de Yung pour tous les types d'armatures sont les principales caractéristiques des aciers.

Les armatures longitudinales pour le béton armé et les éléments principaux doivent être à haute adhérence (HA) avec $f_e \leq 500\text{MPa}$.

VI.4 Calcul de ferrailage

VI.4.1 LES HYPOTHESES DE CALCUL

VI.4.1.1 Béton

Béton dosé de 400 kg/m^3 de poids volumique $\gamma = 25 \text{ kn/m}^3$.

Béton dose de 150 kg/m^3 de poids volumique $\gamma = 20 \text{ kn/m}^3$.

La contrainte caractéristique du béton à la compression à 28 jours : $f_{c28} = 30 \text{ Mpa}$.

La contrainte caractéristique du béton à la traction à 28 jours : $f_{t28} = 2.1 \text{ Mpa}$.

La contrainte du béton à la compression : $\sigma_b = 14.2 \text{ Mpa}$

La contrainte admissible du béton à la compression : $\sigma_b = 15 \text{ Mpa}$.

La contrainte admissible de cisaillement du béton :

$\tau_u = 2.5 \text{ Mpa}$ pour la fissuration préjudiciable et très préjudiciable

VI.4.1.2 L'acier

- Les aciers utilisés: Les barres à haute adhérence de nuances FeE400 type 1.
- La contrainte de l'acier à la traction : $\sigma_s = 348 \text{ Mpa}$
- La contrainte admissible de l'acier à la traction :
 - Pour la fissuration préjudiciable.

$\sigma_s \leq \min \left(\frac{2}{3} f_e \text{ et } 150\eta \right) = \sigma_s = 240 \text{ Mpa}$ BAEL 80 formule 58 page 75

- Pour la fissuration très préjudiciable.

$\sigma_s \leq \min (0.5 f_e \text{ et } 110\eta) = \sigma_s = 176 \text{ Mpa}$ BAEL 80 formule 59 pages 75

NB : $\eta = 1.6$ pour les armatures à haute adhérence

VI.4.1.3 Le sol

Suivant l'étude géotechnique nous avons pris :

- La contrainte du sol : $\sigma_{sol} = 2 \text{ Bar}$
- Le poids volumique du sol $\gamma_{sol} = 18 \text{ kn/m}^2$
- L'angle de frottement du sol est 30°

VI.4.2 Bilan des forces

- Poids propre des proies : P_p
- Poids propre de la dalle (radier) : P_r
- Poids propre de l'eau : P_w
- Poussé de l'eau : F_w
- Poussé des terres : F_T
- Sur charge (0.8 t/m^2) : F_Q
- Poussé de l'eau : P_w

Le calcul est pour la section de profil n°1

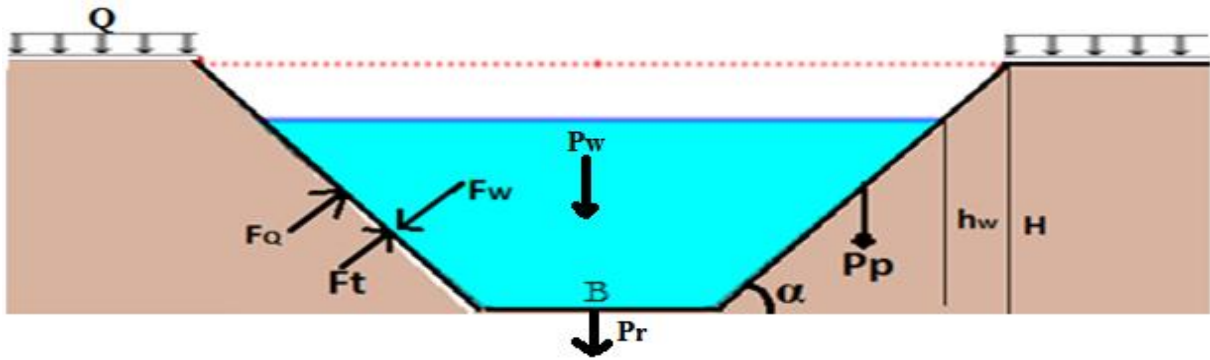


Figure n°VI. 1 Représentation des forces sur le canal

Tableau n°VI. 1 Bilan des forces

Force	Formule	Valeur
P_p	$H/\cos\alpha \cdot (1 \cdot e \cdot \gamma_b)$	10.05 t
P_r	$B \cdot l \cdot e \cdot \gamma_b$	6.75 t
P_w	$S_M \cdot 1 \cdot \gamma_w$	100 t
F_T	$A \cdot H^2 \cdot \gamma_T / 2$	8.99 t
F_Q	$A \cdot H \cdot Q$	1.29 t
F_w	$A_w \cdot h_w^2 \cdot \gamma_w / 2$	13.1 t

VI.4.3 Etude du canal vide

VI.4.3.1 Le radier

La dalle sera dimensionnée comme une poutre bi-encastée

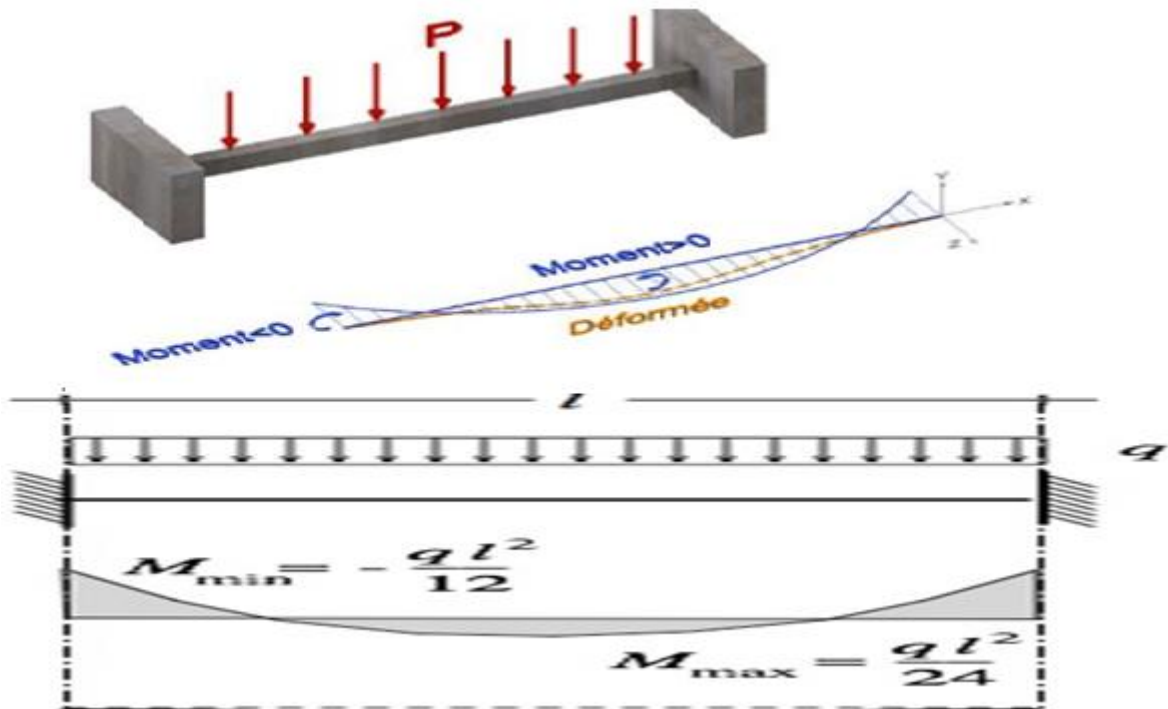


Figure n°VI. 2 Comportement d'une poutre bi-encastée

- **Calcul des contraintes**
- a- Contrainte due au poids des voiles

$$\sigma_v = \frac{1.35(Pv)}{B*100} = 0.3 \text{ bar}$$

- b- Contrainte due à la semelle

$$\sigma_s = \frac{1.35(Ps)}{B*100} = 0.10 \text{ bar}$$

$$\sigma_1 = \sigma_2 = 0.22 \text{ bar}$$

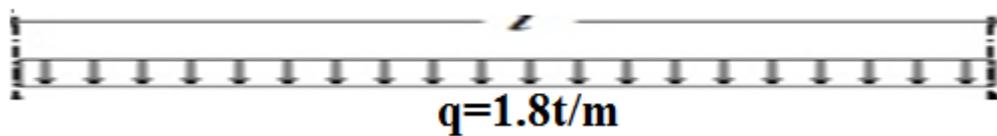


Tableau n°VI. 2 Calcul des sections de ferrailage (canal vide)

	M	B	d	ζ	α	β	As	Nbr
Appui	9.11	100	27	0.088	0.115	0.954	10	5 Φ (16)
Travi	14.58	100	27	0.141	0.152	0.939	15.55	5 Φ (20)

VI.4.3.1 Etude des voiles :

Un voile fonctionne comme une console encastree à la base, Et ils sont caractérisés par trois modes de ruptures sont représenté dans la figure suivante :

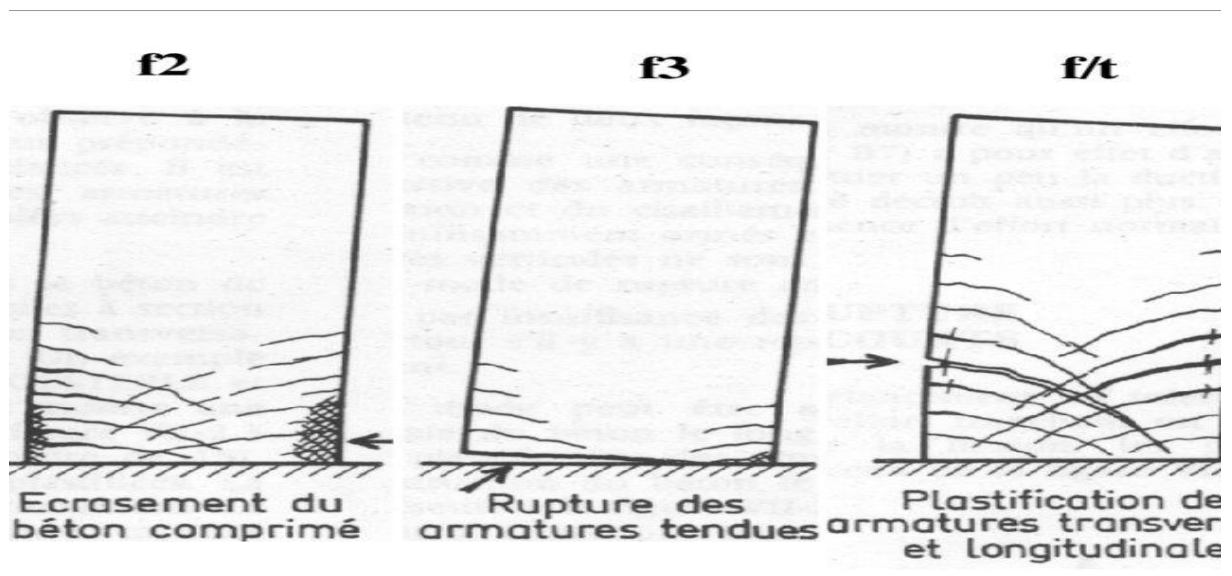


Figure n°VI. 3 Mode de rupture des voiles

Dans le but d'éviter les modes de rupture suscitée, la section du voile doit comporter suffisamment d'armatures verticales, horizontales et des armatures transversales.

• **Calcul du moment à l'encastrement**

La voile est soumise à :

La pression de terres

La pression de la sur charge

La voile est sollicitée à flexion simple avec un moment à l'encastrement M_e qui sera utilisé pour le ferrailage.

$$M_e = F_T * \frac{l}{3} + F_Q * \frac{l}{2}$$

Avec : $l = H / \sin \alpha$

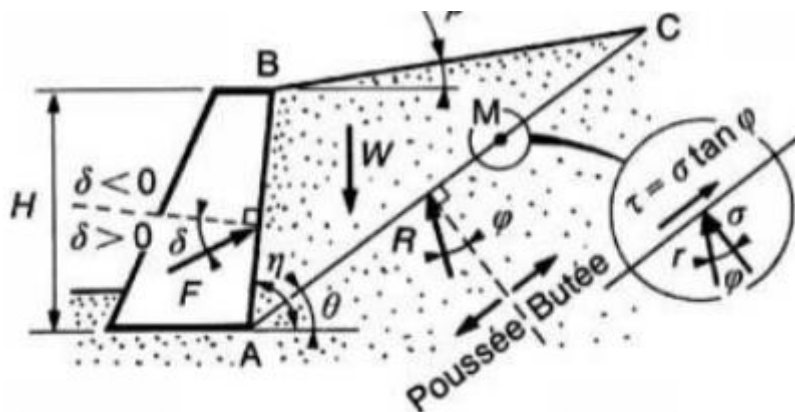
Dans notre cas on doit calculer le moment a mis hauteur (H/2) car $H > 4.5$ m.

$$M_e = \frac{1.35 * A * 6^2 * \gamma_{sol}}{2} * \cos\left(\frac{\pi}{2} - \alpha\right) * \frac{13.41}{3} + 1.5 * A * Q * 6 * \cos\left(\frac{\pi}{2} - \alpha\right) * \frac{13.41}{2}$$

$$M_{e_{h/2}} = \frac{1.35 * A * 6^2 * \gamma_{sol}}{8} * \cos\left(\frac{\pi}{2} - \alpha\right) * \frac{13.41}{6} + 1.5 * A * Q * \frac{6}{2} * \cos\left(\frac{\pi}{2} - \alpha\right) * \frac{13.41}{4}$$

Avec

A: c'est le coefficient de pousse des terres.



$$A = \frac{\sin^2(\eta - \phi)}{\sin^2(\eta) \sin(\eta + \delta) \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta) \sin(\phi - \beta)}{\sin(\eta + \delta) \sin(\eta - \beta)}} \right]^2}$$

D'après COULOMB pour un talus horizontal et angle de frottement de 30° le A est entre (0.17-0.33).

Dans notre cas **A=0.26**

Tableau n°VI. 3 Calcule Ferrailage des voiles (canal vide)

	la base	Mis hauteur
Me (t.m)	29.75	4.24
II	0.287 < II _l	0.041
A	0.435	0.052
B	0.83	0.979
As (cm ²)	38.16	6
Nbre des barres	5 Φ(32) esp=18	5 Φ(16) esp=18

VI.4.4 Etude du canal rempli

Même calcule avec la présence de la pousse de l'eau dans le calcul des moments et le poids de l'eau dans la somme des forces vertical.

VI.4.4.1 Le radier :

c- Contrainte due au poids des voiles

$$\sigma_v = \frac{1.35(Pv)}{B*100} = \mathbf{0.3 \text{ bar}}$$

d- Contrainte due à la semelle

$$\sigma_v = \frac{1.35(PS)}{B*100} = \mathbf{0.10 \text{ bar}}$$

e- Contrainte due aux poids de l'eau

$$\sigma_w = \frac{1.5(Pw)}{B*100} = \mathbf{1.6 \text{ bar}}$$

$$\sigma_1 = \sigma_2 = \mathbf{1.86 \text{ bar}}$$

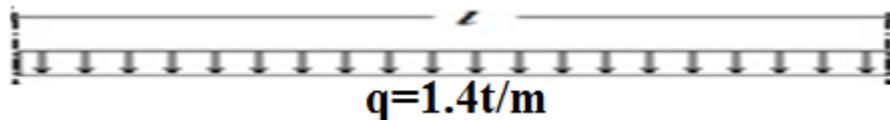


Tableau n°VI. 4 Calcule des sections de ferrailage (canal rempli)

	M	B	d	II	α	β	As	Nbr
Appui	7.08	100	27	0.068	0.088	0.964	7.42	5Φ(14)
Travi	11.34	100	27	0.109	0.145	0.942	12.82	5 Φ(20)

VI.4.4.2 Les voiles

f- Calcule du moment à l'encastrement

$$M_e = F_T * \frac{l}{3} + F_Q * \frac{l}{2} - F_W * \frac{l}{3}$$

$$Me = \frac{1.35 * A * 6^2 * \gamma_{sol}}{2} * \cos\left(\frac{\pi}{2} - \alpha\right) * \frac{13.41}{3} + 1.5 * A * Q * 6 * \cos\left(\frac{\pi}{2} - \alpha\right) * \frac{13.41}{2}$$

$$- \frac{1.5 * 5.12^2 * \gamma_w}{2} * \cos\left(\frac{\pi}{2} - \alpha\right) * \frac{11.45}{3}$$

Tableau n°VI. 5 Section de ferrailage interne

Me (t.m)	3.8
Π	0.036 < Π ₁
A	0.0374
B	0.985
As (cm ²)	4.11
Nbre des barres	5 Φ(14) esp=18

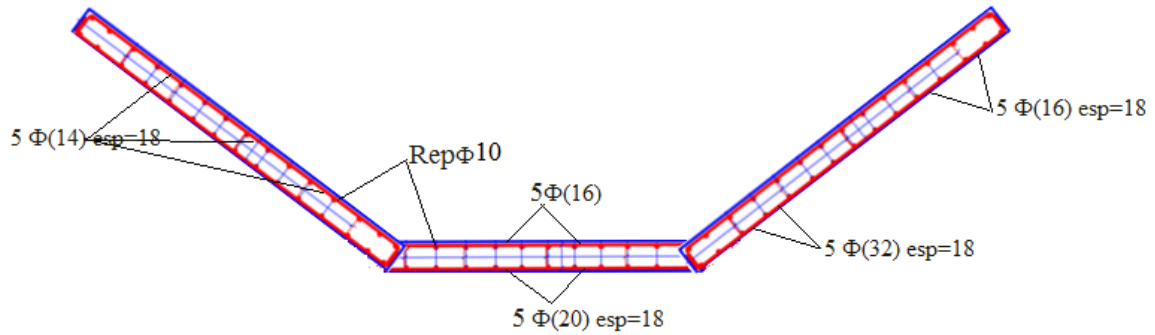


Figure n°VI. 4 Schéma de ferrailage

Remarque :

Pour les autres profils on garde même ferrailage pour les voiles car sont soumis presque par les même forces, et pour le radier on change la largeur et reste le même calcul.

Conclusion

Dans cette partie, on a pu déterminer le ferrailage nécessaire pour le canal en béton armé.



CHAPITRE VII

VII.1 Introduction

L'organisation de chantier consiste à prévoir les ressources nécessaires (humains, matérielles, et matériaux), et imposer un rythme de travail pour une bonne utilisation de ces moyens dans le but la rapidité, la qualité et l'économie.

VII.2 Généralité

VII.2.1 Rôles et responsabilités des intervenants sur chantier

VII.2.1.1 Maître de l'ouvrage

C'est une personne physique ou morale à qui les travaux sont réalisés c'est le client (promoteur, constructeur ...), son rôle est :

- Etablir ces besoins de construction.
- Organiser les opérations d'investissement.
- Choisir le maître de l'œuvre ou le bureau d'étude.
- Financier les travaux réalisés.

VII.2.1.2 Maître de l'œuvre

C'est une personne physique ou morale c'est un conseiller technique désignée par le maître d'ouvrage pour réaliser un ou plusieurs tâches de la mission de construction, son rôle est :

- Diriger les travaux.
- S'assurer la faisabilité du projet.
- Contrôler la conformité des ouvrages.

VII.2.1.3 Entrepreneur

C'est une personne physique ou morale qui est chargé de la réalisation des travaux aux conditions bien définies. Son rôle est :

- Etudier le projet coté prix.
- Déterminer les prix unitaires pour la réalisation de chaque ouvrage.
- Dessiner les plans d'installation de chantier.
- Réaliser les ouvrages prévus.

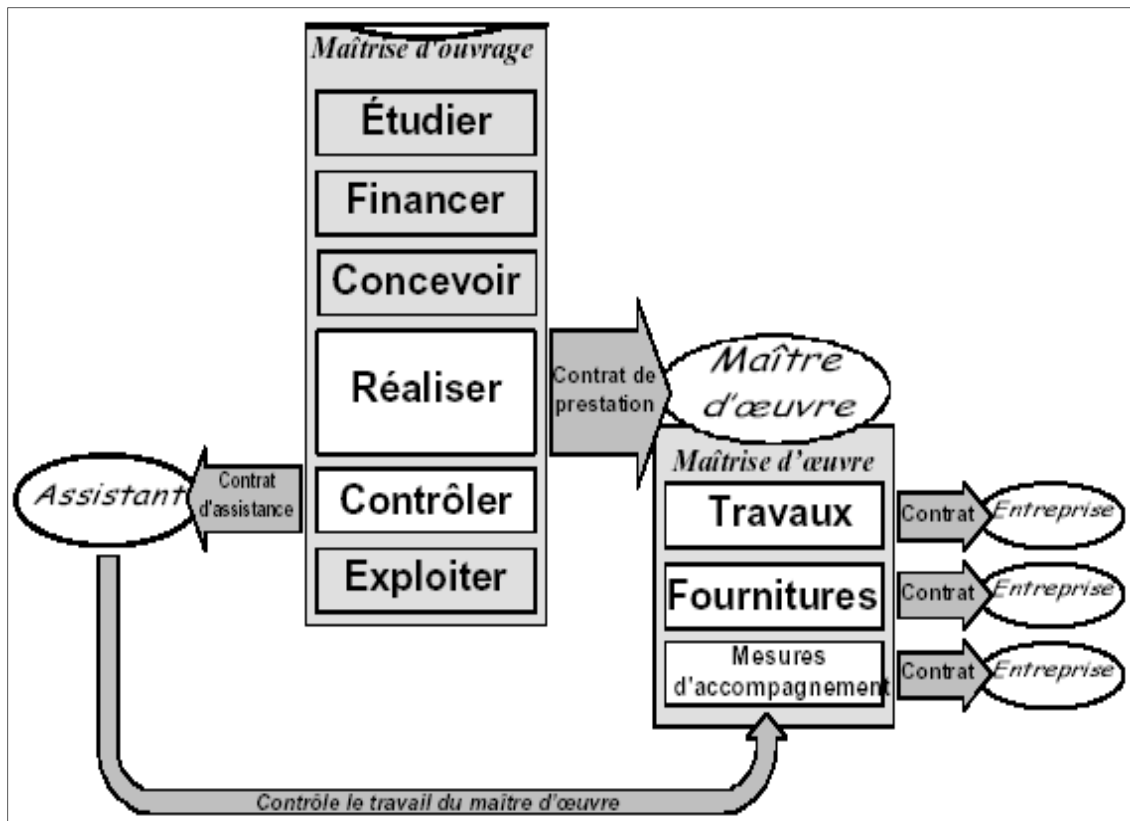


Figure n° VII. 1Rôles et responsabilités des intervenants sur chantier

VII.2.2 Travaux préparatoires et installation de l'entreprise

L'implantation d'un chantier nécessite des terrains spacieux, afin de pouvoir aménager les divers aires de stockages, ouvrir des pistes de circulation d'engins, les occupations progressives par les locaux, les engins, les postes fixes de travail. On peut distinguer les installations suivantes :

VII.2.2.1 Installations destinées au personnel

Généralement, ce sont des dortoirs, des réfectoires, des installations sanitaires et des bureaux de chantier.

VII.2.2.2 Installations destinées au stockage des matériaux

Pour les ciments, nous utilisons soit des silos métalliques, soit des baraquements en bois ou en métal. Les agrégats peuvent être stockés en plein air. Pour éviter leur mélange et faciliter le dosage du béton on doit prévoir un croisement entre les différents types d'agrégats. Les aciers sont stockés des baraquements ou des hangars afin d'éviter leur oxydation...etc.

VII.2.2.3 Installations destinées à la réparation des engins

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

VII.2.2.4 Installation destinée pour la préfabrication

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

VII.2.3 Les moyens de chantier

VII.2.3.1 Les moyens humains

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

VII.2.3.2 Les moyens matériels

On peut distinguer le matériel général de terrassement, le matériel lié au type de barrage et le matériel spécifique. Pour l'ensemble de matériel on doit mentionner les marques, les types, les puissances, les rendements et le nombre des engins affecter au chantier ainsi que leur mode d'intervention suivant le phasage des travaux.

Tableau n°VII. 1 Engins utilisés

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

VII.3 Devis quantitatif et estimatif de projet

Tableau n°VII. 2 Devis total du projet

Désignation travaux		Unité	Quantité	Prix unitaire (DA)	Montant (DA)
Terrassement	Déblai	m ³	109365	250	27341250
	Remblai	m ³	81567	200	16313400
Béton de propreté		m ³	11619.9	6000	69719400
Béton armé		m ³	46479	25000	1161975000
Montant Totale					1740139050
TVA 19%					330626419.5
Total TTC					1740139050

VII.4 Planification

La planification des travaux est un moyen qui permet de chercher constamment la meilleure façon d'utiliser avec économie la main d'œuvre et les autres moyens de mise en œuvre pour assurer l'efficacité de l'action à entreprendre. Son objectif est de s'assurer que les travaux se font dans un ordre correct à temps, aussi économique que possible. Elle consiste en (BENLAOUKLI,2004) :

- L'installation des postes de travail.
- L'observation instantanée.
- L'analyse des tâches.
- Le chronométrage.

Il existe deux principales méthodes de planification à savoir :

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

VII.4.1 Méthodes basées sur le réseau :

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

a- Réseau à flèches :

L'opération est représentée par une flèche et la succession des opérations par des nœuds.

b- Réseau à nœuds :

L'opération est représentée par un nœud et la succession des opérations par des flèches.

VII.4.1.1 Construction du réseau :

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

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

VII.4.1.2 Différentes méthodes basées sur le réseau (BENLAOUKLI, 2004)

:

- Méthode C.P.M (Méthode française) :

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

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

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

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

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

C'est-à-dire technique d'ordonnancement des tâches et contrôle des programmes, c'est une méthode consistant à mettre en ordre sous forme de réseau plusieurs tâches qui grâce à leur chronologie et leur dépendance concourent toutes à l'obtention d'un produit fini.

VII.4.2 Méthodes basées sur le graphique :

- Méthode linéaire (ligne of balance technic) :

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

- Méthode à barres :

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

VII.4.3 Les étapes de la planification :

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

VII.4.3.1 Collection des informations :

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

VII.4.3.2 Décomposition du projet :

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

VII.4.3.3 Relations entre les tâches :

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

VII.4.4 Choix de la méthode de calcul

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

VII.4.4.1 Les paramètres de calcul dans la méthode C.P.M

Les paramètres indispensables dans l'exécution de cette méthode sont les suivants : DCP, tr, DFP, DCP, DFPP et MT.

DCP	tr
DFP	DCPP
DFPP	MT

Avec :

tr : temps de réalisation.

DCP : date de commencement au plus tôt.

DCPP : date de commencement au plus tard.

DFP : date de finition au plus tôt.

DFPP : date de finition au plus tard.

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

$$DFP = DCP + tr$$

$$DCPP = DFPP - tr$$

VII.4.4.2 Chemin critique (C.C) :

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

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

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

VII.4.5 Diagramme de Gantt

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

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

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

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

Tableau n°VII. 3 Les durées de différentes opérations

Désignation d'opération	Code	Durée (Jours)
Installation du chantier	A	15
Travaux de terrassement sur oued	B	90
Compactage sur l'oued	C	45
Exécution de lit du béton de propreté de l'oued	D	60
Exécution de du béton arme de l'oued	E	180
Travaux de finition	F	30
Déménagement du chantier	G	7

Dans le tableau suivant on présente chaque tache avec celles qu'elle précède

Tableau n°VII. 4 Succession des taches

Opération	Précède	Durée (Jours)
A	B, C	15
B	D	90
C	D	45
D	B	60
E	D	365
F	G	30
G	/	15

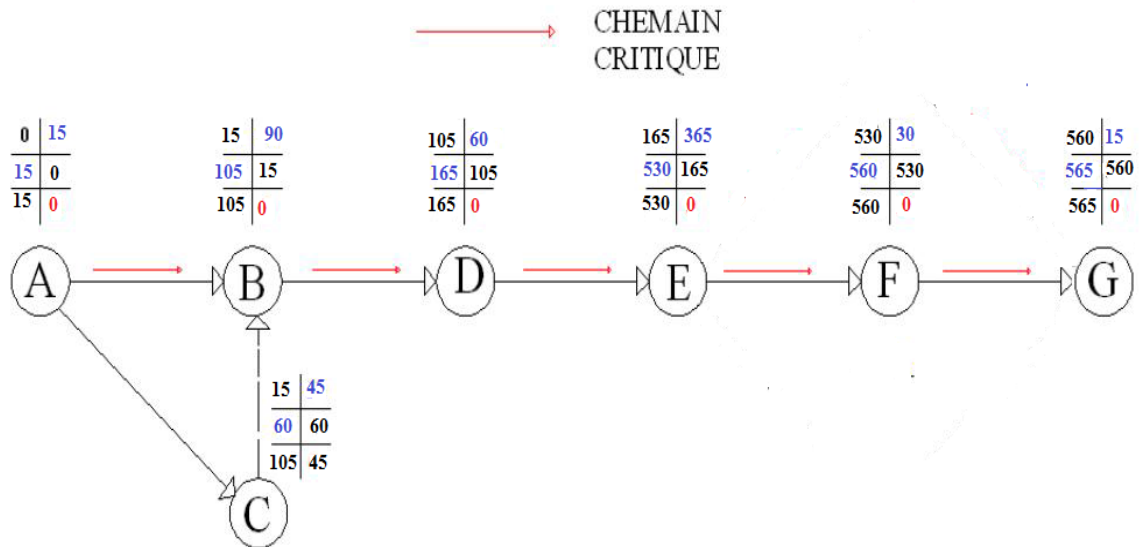


Figure n° VII. 2 Schéma d'un réseau à nœuds

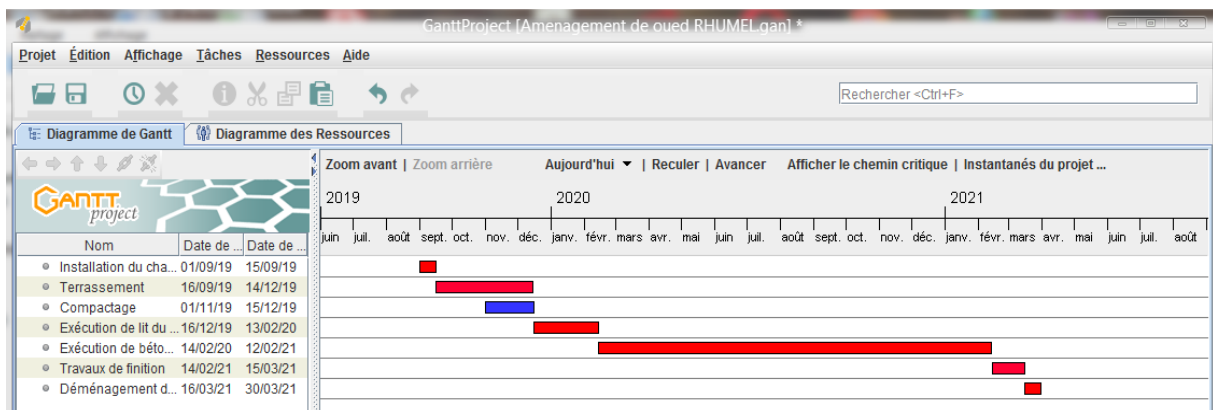


Figure n° VII. 3 Réseau de planification des taches par la méthode CPM

Conclusion

L'exécution d'un ensemble de travaux par gestion rationnelle de temps ; demande conjointement des moyens humains, techniques et matériels, afin d'aboutir à un but ultime qui est la livraison du projet dans les délais prévus, sans sortir des couts d'investissement initiaux. A l'issue de ce volet nous avons pu estimer le cout global du projet d'aménagement De oued RHUMEL est de 1740139050 DA pour un délai de réalisation de 19 mois.

Conclusion générale

Au cours de ce travail nous avons dimensionné et aménagé le cours d'eau oued RHUMEL, commune de Constantine, wilaya de Constantine. Ceci dans le but de maîtriser l'écoulement et d'éviter les débordements.

Cette étude a été faite suite aux inondations qui se sont produites, au terme de cette étude nous avons tiré les conclusions suivantes :

Le traitement cartographique a permis de déterminer les caractéristiques du bassin versant de RHUMEL, à savoir une superficie de 2904 km² et un relief fort avec une pente moyenne de l'ordre de 9 pour mille.

D'après l'étude hydrologique, le débit maximum à évacuer est estimé à 832 m³/s, nous avons déterminé les zones susceptibles à être inondées, par la simulation de l'écoulement dans les cours d'eau non aménagés par le logiciel HEC-RAS en se basant sur le modèle de Saint-Venant monodimensionnel et à l'aide du logiciel AutoCAD Civil 3D.

En second lieu nous avons choisi un aménagement adéquat après une analyse technico économique pour choisir la variante finale qui répond à notre objectif d'étude.

En effet, la variante choisie comprend un aménagement, par un canal en béton armé de forme trapézoïdale sur tout le long l'oued, avec les caractéristiques suivantes :

- Pente de talus égale à 2.
- Une hauteur de 6m
- Une largeur au lit mineur varie entre 6m et 9m.

L'étude de génie civil nous a permis la vérification de la stabilité de l'ouvrage. Et la détermination du ferraillement nécessaire.

Finalement le coût de ce projet est estimé à 1740139050 DA pour un délai de réalisation de 19 mois. Et comme tout projet celui-ci se doit être suivi afin de garantir un meilleur service et une longévité acceptable.

Bibliographie

CEMAGREF. (2004) Guide des aménagements associant l'épandage des crues dans le lit majeur et leur écrêtement dans de petits ouvrages. Antony, Cemagref.

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

Graf, W., Altinakar, M. S., 1993. Hydraulique fluviale, Tome 1. Ecoulement uniforme et non uniforme, Volume 16. Traité de Génie Civil de l'Ecole Polytechnique Fédérale de Lausanne.

Laborde J.P., 2003. Hydrologie de surface. Université de Nice-Sophia Antipolis. Laboratoire d'analyse spatiale. Nice.

Musy, A., Higy, C., 1998. Hydrologie appliquée, Edition H.G.A. Bucarest. Ecole Polytechnique Fédérale de Lausanne.

Touaïbia, B., 2004. Manuel pratique d'hydrologie. Guerouaou. Blida

TOUATI A, 2010. Intérêt de la modélisation des hydrogrammes de crues dans la protection contre les inondations. Cas de quelques oueds du nord Algérien. Mémoire de fin d'étude, ENSH Blida.

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

U.S. Army Corps of Engineers (2010b). HEC-RAS River Analysis System – User's Manual, Hydrologic Engineering Center, CPD-68, Version 4.1.

Yahiaoui A., B. Touaibia (2012). Inondations Torrentielles Cartographie des Zones Vulnérables en Algérie du Nord (Cas de l'oued Mekerra, Wilaya de Sidi Bel Abbès). Thèse de Doctorat. Ecole Nationale Polytechnique. Algérie.

Annexe 1

Tableau1 Pluies maximales journalières

n	Année	P _{jmax} (mm)	n	Année	P _{jmax} (mm)
1	1970--71	34,5	7	1976-77	62,2
2	1971-72	44,1	8	1977-78	25,5
3	1972-73	53	9	1978-79	53
4	1973-74	26	10	1979-80	36
5	1974-75	37,7	11	1980-81	43,6
6	1975-76	32,5	12	1981-82	29
13	1982-83	64,9	27	1996-97	38,6
14	1983-84	102	28	1997-98	48,8
15	1984-85	28,1	29	1998-99	36,1
16	1985-86	49,1	30	1999-00	35
17	1986-87	28	31	2000-01	43
18	1987-88	48,6	32	2001-02	23,6
19	1988-89	37,6	33	2002-03	50,2
20	1989-90	40,5	34	2003-04	40,5
21	1990-91	129	35	2004-05	70,3
22	1991-92	72,3	36	2005-06	35,4
23	1992-93	53,2	37	2006-07	35,7
24	1993-94	62,9	38	2007-08	57,8
25	1994-95	36,8	39	2008-09	31,1
26	1995-96	29,2	40	2009-10	74,6

Source : A.N.R.H

Valeurs du coefficient n de Manning

Nature des surfaces	Etats des parois			
	Parfait	Bon	Assez bon	Mauvais
A) Canaux artificiels				
Ciment lissé	0,01	0,011	0,012	0,013
Mortier de ciment	0,011	0,012	0,013	0,015
Aqueducs en bois raboté	0,01	0,012	0,013	0,014
Aqueducs en bois non raboté	0,011	0,013	0,014	0,015
Canaux revêtus de béton	0,012	0,014	0,016	0,018
Moëllons bruts	0,017	0,02	0,025	0,03
Pierres sèches	0,025	0,03	0,033	0,035
Moëllons dressés	0,013	0,014	0,015	0,017
Aqueducs métalliques à section demi-circulaire lisse	0,011	0,012	0,013	0,015
Aqueducs métalliques à section demi-circulaire plissée	0,0225	0,025	0,0275	0,030
Canaux en terre droits et uniformes	0,017	0,020	0,0225	0,025
Canaux avec pierres, lisses et uniformes	0,025	0,030	0,033	0,035
Canaux avec pierres, rugueux et irréguliers	0,035	0,040	0,045	-
Canaux en terre à larges méandres	0,0225	0,025	0,0275	0,030
Canaux en terre dragués	0,025	0,0275	0,030	0,033
Canaux à fond en terre, côtés avec pierres	0,028	0,030	0,033	0,035
B) Cours d'eau naturels				
1) Propres, rives en ligne droite	0,025	0,0275	0,030	0,033
2) Idem 1 avec quelques herbes et pierres	0,030	0,033	0,035	0,040
3) Avec méandres, avec quelques étangs et endroits peu profonds, propres	0,035	0,040	0,045	0,050
4) Idem 3, l'eau à l'étiage, pente et sections plus faibles	0,040	0,045	0,050	0,055
5) Idem 3, avec quelques herbes et pierres	0,033	0,035	0,040	0,045
6) Idem 4, avec pierres	0,045	0,050	0,055	0,060
7) Zones à eau coulant lentement avec herbes ou fosses très profondes	0,050	0,060	0,070	0,080
8) Zones avec beaucoup de mauvaises herbes	0,075	0,100	0,125	0,150

Tableau2 Series des debits

N/N	Année	Date	Qmax, m3/s	Qmax décroissant, m3/s	P, %
1	1971 - 1972	24.01.1972	39.1	670.0	4.5
2	1972 - 1973	07.10.1972	80.3	537.0	9.1
3	1973 - 1974	25.09.1973	281.2	350.0	13.6
4	1974 - 1975	18.02.1975	8.26	281.2	18.2
5	1975 - 1976	23.09.1975	113.3	242.5	22.7
6	1976 - 1977	18.05.1977	37.0	224.4	27.3
7	1977 - 1978	18.08.1978	27.1	207.9	31.8
8	1978 - 1979	16.04.1979	70.2	158.0	36.4
9	1979 - 1980	13.09.1979	350.0	128.0	40.9
10	1981 - 1982	25.09.1981	207.9	113.3	45.5
11	1985 - 1986	21.03.1986	4.77	91.0	50.0
12	1986 - 1987	30.09.1986	91.0	80.3	54.5
13	1987 - 1988	28.06.1988	11.0	70.2	59.1
14	1988 - 1989	22.12.1988	224.4	39.1	63.6
15	1989 - 1990	22.09.1989	158.0	37.0	68.2
16	1990 - 1991	11.11.1990	242.5	27.1	72.7
17	1991 - 1992	03.10.1991	128.0	19.9	77.3
18	1992 - 1993	10.10.1992	19.9	11.0	81.8
19	1993 - 1994	09.02.1994	6.70	8.26	86.4
20	1994 - 1995	08.10.1994	670.0	6.70	90.9
21	1995 - 1996	22.09.1995	537.0	4.77	95.5

Source : A.N.R.H

Annexe 2

Resultat de sumilation

Reach	River Sta	Profile	Q Total (m3/s)	Min Ch El (m)	W.S. Elev (m)	Crit W.S. (m)	E.G. Elev (m)	E.G. Slope (m/m)	Vel Chnl (m/s)	Flow Area (m2)	Top Width (m)	Froude # Chl
Rumel	69	PF 1	832.00	536.01	541.53	541.44	543.49	0.004170	6.21	133.90	32.55	0.98
Rumel	68	PF 1	832.00	535.59	541.11	541.03	543.08	0.004145	6.20	134.19	32.57	0.98
Rumel	67	PF 1	832.00	535.17	540.72	540.61	542.66	0.004070	6.16	135.08	32.66	0.97
Rumel	66	PF 1	832.00	534.75	540.23	540.19	542.23	0.004262	6.26	132.86	32.45	0.99
Rumel	65	PF 1	832.00	534.32	539.83	539.76	541.80	0.004199	6.23	133.57	32.52	0.98
Rumel	64	PF 1	832.00	533.90	539.41	539.34	541.38	0.004201	6.23	133.55	32.52	0.98
Rumel	63	PF 1	832.00	533.48	538.99	538.92	540.96	0.004200	6.23	133.56	32.52	0.98
Rumel	62	PF 1	832.00	533.06	538.56	538.50	540.54	0.004204	6.23	133.50	32.51	0.98
Rumel	61	PF 1	832.00	532.64	538.14	538.07	540.12	0.004209	6.23	133.45	32.51	0.98
Rumel	60	PF 1	832.00	532.22	537.70	537.64	539.70	0.004209	6.27	132.91	35.47	0.98
Rumel	59	PF 1	832.00	531.79	537.31	537.23	539.27	0.004169	6.21	133.91	32.55	0.98
Rumel	58	PF 1	832.00	531.37	536.94	536.94	538.85	0.003957	6.12	138.08	46.58	0.96
Rumel	57	PF 1	832.00	530.95	536.45	536.39	538.43	0.004206	6.23	133.48	32.51	0.98
Rumel	56	PF 1	832.00	530.53	536.02	535.97	538.01	0.004235	6.25	133.16	32.48	0.99
Rumel	55	PF 1	832.00	530.11	535.60	535.56	537.59	0.004170	6.25	133.77	37.64	0.98
Rumel	54	PF 1	832.00	529.69	535.18	535.12	537.17	0.004239	6.25	133.11	32.48	0.99
Rumel	53	PF 1	832.00	529.26	534.79	534.69	536.74	0.004145	6.20	134.19	32.58	0.98
Rumel	52	PF 1	832.00	528.84	534.40	534.27	536.33	0.004041	6.15	135.23	33.19	0.96
Rumel	51	PF 1	832.00	528.42	534.04	533.86	535.91	0.003883	6.06	137.37	32.87	0.95
Rumel	50	PF 1	832.00	528.00	533.74	533.44	535.51	0.003600	5.89	141.18	33.21	0.91
Rumel	49	PF 1	832.00	527.64	533.38	533.08	535.15	0.003599	5.89	141.18	33.21	0.91
Rumel	48	PF 1	832.00	527.28	533.02	532.72	534.79	0.003599	5.89	141.18	33.21	0.91
Rumel	47	PF 1	832.00	526.92	532.66	532.36	534.43	0.003599	5.89	141.19	33.21	0.91
Rumel	46	PF 1	832.00	526.56	532.30	532.00	534.07	0.003599	5.89	141.19	33.21	0.91
Rumel	45	PF 1	832.00	526.20	531.94	531.64	533.71	0.003599	5.89	141.19	33.21	0.91
Rumel	44	PF 1	832.00	525.84	531.58	531.28	533.35	0.003598	5.89	141.20	33.21	0.91
Rumel	43	PF 1	832.00	525.48	531.22	530.91	532.99	0.003598	5.89	141.20	33.21	0.91
Rumel	42	PF 1	832.00	525.12	530.86	530.56	532.63	0.003596	5.89	141.36	38.00	0.91
Rumel	41	PF 1	832.00	524.76	530.50	530.20	532.27	0.003596	5.89	141.22	33.22	0.91
Rumel	40	PF 1	832.00	524.40	530.19	529.85	531.90	0.003390	5.80	147.10	46.69	0.89
Rumel	39	PF 1	832.00	524.04	529.80	529.48	531.55	0.003553	5.87	141.84	33.27	0.91
Rumel	38	PF 1	832.00	523.68	529.45	529.11	531.19	0.003528	5.85	142.20	33.30	0.90
Rumel	37	PF 1	832.00	523.32	529.24	528.92	530.82	0.003019	5.59	155.94	46.75	0.84
Rumel	36	PF 1	832.00	522.96	528.70	528.40	530.47	0.003600	5.89	141.17	33.21	0.91

Rumel	34	PF 1	832.00	522.24	527.98	527.68	529.75	0.003601	5.89	141.16	33.21	0.91
Rumel	33	PF 1	832.00	521.88	527.62	527.32	529.39	0.003602	5.89	141.15	33.21	0.91
Rumel	32	PF 1	832.00	521.52	527.26	526.96	529.03	0.003604	5.90	141.12	33.21	0.91
Rumel	31	PF 1	832.00	521.16	526.90	526.60	528.67	0.003604	5.90	141.11	33.21	0.91
Rumel	30	PF 1	832.00	520.80	526.53	526.24	528.31	0.003606	5.90	141.09	33.20	0.91
Rumel	29	PF 1	832.00	520.44	526.18	525.89	527.95	0.003573	5.89	141.40	35.61	0.91
Rumel	28	PF 1	832.00	520.08	525.82	525.52	527.59	0.003600	5.89	141.18	33.21	0.91
Rumel	27	PF 1	832.00	519.72	525.46	525.16	527.23	0.003600	5.89	141.17	33.21	0.91
Rumel	26	PF 1	832.00	519.36	525.10	524.80	526.87	0.003600	5.89	141.17	33.21	0.91
Rumel	25	PF 1	832.00	519.00	524.74	524.43	526.51	0.003600	5.89	141.17	33.21	0.91
Rumel	24	PF 1	832.00	518.64	524.38	524.07	526.15	0.003600	5.89	141.17	33.21	0.91
Rumel	23	PF 1	832.00	518.28	524.02	523.72	525.79	0.003601	5.89	141.15	33.21	0.91
Rumel	22	PF 1	832.00	517.92	523.66	523.36	525.43	0.003603	5.90	141.13	33.21	0.91
Rumel	21	PF 1	832.00	517.56	523.30	523.00	525.07	0.003604	5.90	141.12	33.21	0.91
Rumel	20	PF 1	832.00	517.20	522.93	522.63	524.71	0.003607	5.90	141.08	33.20	0.91
Rumel	19	PF 1	832.00	516.84	522.57	522.28	524.35	0.003609	5.90	141.05	33.20	0.91
Rumel	18	PF 1	832.00	516.48	522.21	521.93	523.99	0.003586	5.90	141.61	46.79	0.93
Rumel	17	PF 1	832.00	516.12	521.94	521.66	523.62	0.003222	5.74	146.52	41.08	0.90
Rumel	16	PF 1	832.00	515.76	521.50	521.20	523.27	0.003590	5.89	141.32	33.23	0.91
Rumel	15	PF 1	832.00	515.40	521.14	520.85	522.91	0.003587	5.89	141.35	33.23	0.91
Rumel	14	PF 1	832.00	515.04	520.78	520.48	522.55	0.003583	5.88	141.41	33.23	0.91
Rumel	13	PF 1	832.00	514.68	520.43	520.11	522.19	0.003578	5.88	141.48	33.24	0.91
Rumel	12	PF 1	832.00	514.32	520.07	519.75	521.83	0.003572	5.88	141.57	33.25	0.91
Rumel	11	PF 1	832.00	513.96	519.71	519.39	521.47	0.003559	5.87	141.75	33.26	0.91
Rumel	10	PF 1	832.00	513.60	519.36	519.04	521.11	0.003536	5.86	142.09	33.29	0.91
Rumel	9	PF 1	832.00	513.24	519.03	518.68	520.76	0.003445	5.82	143.01	34.48	0.90
Rumel	8	PF 1	832.00	512.88	518.71	518.32	520.41	0.003385	5.76	144.33	33.50	0.89
Rumel	7	PF 1	832.00	512.52	518.25	517.97	520.04	0.003662	5.94	140.07	32.93	0.92
Rumel	6	PF 1	832.00	512.16	517.91	517.59	519.67	0.003566	5.87	141.65	33.25	0.91
Rumel	5	PF 1	832.00	511.80	517.56	517.23	519.31	0.003552	5.86	141.86	33.27	0.91
Rumel	4	PF 1	832.00	511.44	517.21	516.88	518.95	0.003526	5.85	142.23	33.31	0.90
Rumel	3	PF 1	832.00	511.08	516.87	516.51	518.60	0.003473	5.82	143.01	33.38	0.90
Rumel	2	PF 1	832.00	510.72	516.55	516.15	518.25	0.003389	5.77	144.28	33.49	0.89
Rumel	1	PF 1	832.00	510.36	516.25	515.80	517.90	0.003259	5.69	146.33	33.67	0.87
Rumel	0	PF 1	832.00	510.00	515.43	515.43	517.48	0.004407	6.34	131.26	32.30	1.00

Reach	River Sta	Profile	Q Total (m3/s)	Min Ch El (m)	W.S. Elev (m)	Crit W.S. (m)	E.G. Elev (m)	E.G. Slope (m/m)	Vel Chnl (m/s)	Flow Area (m2)	Top Width (m)	Froude # Chl
Rumel	69	PF 1	832.00	537.00	543.20	543.20	545.21	0.001184	6.27	132.78	34.79	1.01
Rumel	68	PF 1	832.00	536.62	542.12	542.84	544.97	0.001866	7.51	118.99	45.43	1.25
Rumel	67	PF 1	832.00	536.25	541.56	542.48	544.74	0.002041	7.96	115.02	47.00	1.31
Rumel	66	PF 1	832.00	535.87	541.25	542.12	544.50	0.002722	8.03	107.64	31.09	1.31
Rumel	65	PF 1	832.00	535.49	540.65	541.68	544.20	0.002780	8.34	99.77	29.89	1.45
Rumel	64	PF 1	832.00	535.11	540.20	541.33	543.90	0.002750	8.53	97.58	29.35	1.49
Rumel	63	PF 1	832.00	534.74	539.77	540.96	543.61	0.002885	8.68	95.87	29.12	1.53
Rumel	62	PF 1	832.00	534.36	539.33	540.57	543.31	0.002812	8.85	97.75	45.18	1.52
Rumel	61	PF 1	832.00	533.98	538.90	540.19	543.01	0.002986	8.98	94.28	31.13	1.56
Rumel	60	PF 1	832.00	533.60	538.42	539.79	542.70	0.002842	9.28	106.18	53.51	1.55
Rumel	59	PF 1	832.00	533.23	538.08	539.45	542.40	0.002967	9.24	95.63	42.09	1.57
Rumel	58	PF 1	832.00	532.85	537.53	538.91	542.06	0.003512	9.53	98.89	44.19	1.69
Rumel	57	PF 1	832.00	532.47	537.31	538.67	541.67	0.003267	9.25	90.50	28.50	1.61
Rumel	56	PF 1	832.00	532.10	536.93	538.31	541.35	0.003103	9.37	93.55	30.12	1.60
Rumel	55	PF 1	832.00	531.72	536.41	537.85	541.02	0.003106	9.66	104.82	55.53	1.62
Rumel	54	PF 1	832.00	531.34	536.08	537.61	540.68	0.003546	9.51	89.37	39.03	1.69
Rumel	53	PF 1	832.00	530.96	535.69	537.21	540.32	0.003712	9.52	87.37	27.93	1.72
Rumel	52	PF 1	832.00	530.59	535.29	536.81	539.96	0.003290	9.65	96.03	42.92	1.64
Rumel	51	PF 1	832.00	530.21	534.96	536.57	539.63	0.003307	9.64	91.96	29.98	1.66
Rumel	50	PF 1	832.00	529.83	534.52	536.14	539.27	0.003849	9.65	86.21	27.76	1.75
Rumel	49	PF 1	832.00	529.45	534.14	535.78	538.88	0.003837	9.64	86.30	27.77	1.75
Rumel	48	PF 1	832.00	529.07	533.77	535.31	538.50	0.003832	9.64	86.34	27.78	1.75
Rumel	47	PF 1	832.00	528.70	533.40	534.91	538.12	0.003722	9.63	88.49	39.85	1.73
Rumel	46	PF 1	832.00	528.32	533.01	534.57	537.74	0.003779	9.63	87.83	36.92	1.74
Rumel	45	PF 1	832.00	527.94	532.64	534.21	537.36	0.003809	9.62	86.46	28.78	1.74
Rumel	44	PF 1	832.00	527.57	532.97	534.20	536.77	0.002663	8.65	100.16	45.85	1.48
Rumel	43	PF 1	832.00	527.19	532.54	533.84	536.48	0.002938	8.79	94.65	28.39	1.54
Rumel	42	PF 1	832.00	526.81	531.92	533.28	536.15	0.002992	9.27	106.17	47.24	1.57
Rumel	41	PF 1	832.00	526.44	531.52	532.92	535.84	0.003213	9.35	103.53	43.97	1.62
Rumel	40	PF 1	832.00	526.06	531.04	532.41	535.50	0.003301	9.55	104.93	47.10	1.64
Rumel	39	PF 1	832.00	525.68	530.95	532.26	535.08	0.003122	8.99	92.54	28.09	1.58
Rumel	38	PF 1	832.00	525.30	530.54	531.89	534.75	0.003214	9.09	91.54	27.95	1.60
Rumel	37	PF 1	832.00	524.93	529.87	531.27	534.40	0.003129	9.72	111.35	52.69	1.62
Rumel	36	PF 1	832.00	524.55	529.63	531.03	534.04	0.003332	9.39	99.41	44.21	1.64
Rumel	35	PF 1	832.00	524.17	529.37	530.75	533.68	0.003310	9.19	90.54	27.81	1.63

Rumel	34	PF 1	832.00	523.79	528.97	530.38	533.34	0.003374	9.25	89.90	27.72	1.64
Rumel	33	PF 1	832.00	523.42	528.58	530.01	532.99	0.003418	9.30	89.48	27.66	1.65
Rumel	32	PF 1	832.00	523.04	528.19	529.68	532.64	0.003468	9.35	88.99	27.59	1.66
Rumel	31	PF 1	832.00	522.66	527.79	529.30	532.29	0.003511	9.39	88.58	27.53	1.67
Rumel	30	PF 1	832.00	522.28	527.40	528.91	531.93	0.003512	9.43	88.27	28.32	1.67
Rumel	29	PF 1	832.00	521.91	526.97	528.43	531.59	0.003176	9.60	96.42	40.60	1.62
Rumel	28	PF 1	832.00	521.53	526.61	528.24	531.25	0.003656	9.53	87.26	27.33	1.70
Rumel	27	PF 1	832.00	521.15	526.08	527.54	530.86	0.003793	9.70	89.93	55.16	1.87
Rumel	26	PF 1	832.00	520.77	525.87	527.36	530.43	0.003560	9.45	88.23	33.76	1.75
Rumel	25	PF 1	832.00	520.40	525.51	527.10	530.07	0.003576	9.46	87.98	27.44	1.69
Rumel	24	PF 1	832.00	520.02	525.12	526.66	529.71	0.003605	9.49	87.72	27.40	1.69
Rumel	23	PF 1	832.00	519.64	524.73	526.34	529.34	0.003631	9.51	87.49	27.37	1.70
Rumel	22	PF 1	832.00	519.26	524.34	525.86	528.98	0.003653	9.53	87.29	27.34	1.70
Rumel	21	PF 1	832.00	518.89	523.97	525.54	528.61	0.003659	9.54	87.24	27.33	1.70
Rumel	20	PF 1	832.00	518.51	523.59	525.04	528.24	0.003678	9.56	87.07	27.31	1.71
Rumel	19	PF 1	832.00	518.13	523.20	524.78	527.87	0.003694	9.57	86.93	27.29	1.71
Rumel	18	PF 1	832.00	517.75	522.63	524.11	527.47	0.003915	9.79	92.08	49.49	1.92
Rumel	17	PF 1	832.00	517.38	522.19	523.62	527.08	0.003981	9.83	90.36	43.01	1.89
Rumel	16	PF 1	832.00	517.00	522.05	523.49	526.60	0.003583	9.45	89.84	38.42	1.76
Rumel	15	PF 1	832.00	516.62	521.75	523.12	526.10	0.005494	9.27	94.08	44.25	1.70
Rumel	14	PF 1	832.00	516.24	521.85	522.97	525.54	0.002550	8.55	105.40	44.92	1.45
Rumel	13	PF 1	832.00	515.86	521.46	522.66	525.26	0.002785	8.64	96.46	33.18	1.50
Rumel	12	PF 1	832.00	515.49	521.03	522.38	524.97	0.002911	8.78	94.76	28.18	1.53
Rumel	11	PF 1	832.00	515.11	520.60	521.93	524.66	0.003033	8.92	93.32	27.97	1.56
Rumel	10	PF 1	832.00	514.73	520.07	521.48	524.32	0.003156	9.15	95.20	43.37	1.65
Rumel	9	PF 1	832.00	514.35	519.74	521.14	524.02	0.002819	9.23	99.18	41.26	1.53
Rumel	8	PF 1	832.00	513.98	519.35	520.88	523.71	0.003341	9.24	90.02	27.50	1.63
Rumel	7	PF 1	832.00	513.60	518.95	520.30	523.37	0.003403	9.31	89.40	29.01	1.65
Rumel	6	PF 1	832.00	513.22	518.55	519.93	523.02	0.003455	9.36	88.90	27.34	1.66
Rumel	5	PF 1	832.00	512.85	518.17	519.60	522.67	0.003487	9.39	88.60	27.29	1.66
Rumel	4	PF 1	832.00	512.47	517.78	519.19	522.31	0.003528	9.43	88.21	27.23	1.67
Rumel	3	PF 1	832.00	512.09	517.39	518.84	521.96	0.003563	9.47	87.88	27.19	1.68
Rumel	2	PF 1	832.00	511.71	517.00	518.50	521.60	0.003594	9.50	87.60	27.14	1.69
Rumel	1	PF 1	832.00	511.34	516.62	518.10	521.23	0.003608	9.51	87.48	27.13	1.69
Rumel	0	PF 1	832.00	510.96	516.23	517.73	520.87	0.003633	9.54	87.25	27.09	1.70