



MEMOIRE DE FIN D'ETUDES

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

Option: Conception Des Systèmes d'Assainissement

THEME :

**PROTECTION CONTRE LES INONDATIONS DE LA
LOCALITE EL BATEN, ZONE A (C. BOUSAADA, W.
M'SILA)**

Présenté par :

M^{elle} OUADAH Soulaf

Devant les membres du jury

Nom et Prénoms	Grade	Qualité
M. KHETTAL TAHAR	M.C.A	Président
Mme. KADI Latifa	M.A.A	Examinatrice
Mme. SALHI Chahrazed	M.A.A	Examinatrice
M. BOUFEKANE Abdelmadjid	M.C.A	Promoteur

Session : Novembre 2020

Remerciement

*On remercie Dieu le tout puissant de nous avoir donné la santé
et la volonté d'entamer et de terminer ce mémoire.*

*Nos remerciements les plus sincères vont à mon promoteur
Monsieur A. BOUFEKANE pour leur conseils précieux et leurs
suivis qu'il ma prodigué durant tout mon travail.*

*Je tiens à remercier l'ensemble des enseignants de l'ENSH, sous
exception pour leurs conseils durant toute ma période d'étude.*

*Mes vifs remerciements vont aux membres de Jury M^r
T.KHETTAL, M^{me} L, KADI et M^{me} C, SALHI pour accepté de
juger mon présent travail.*

*En fin, on remercie tous ceux qui nous ont aidés de plus ou loin
dans l'élaboration de ce mémoire.*

Dédicace

Je tiens c'est avec plaisir que je dédie ce modeste travail :

A ma famille, qui m'a doté d'une éducation digne, son amour a fait de moi ce que je suis aujourd'hui :

✚ A l'être le plus cher de ma vie ma très chère maman qui m'a soutenu et encouragé durant ces années d'études.

✚ Particulièrement à mon chère père, pour le gout à l'effort qui il a suscité en moi, de par sa rigueur.

✚ A vous mes sœurs et mon seul frère pour leur appui et leur encouragement

Puisse Dieu, le très haut, vous accorder santé, bonheur et longue vie et faire en sorte que jamais ne vous déçoive.

A ma chère amie *AMIRA*, ma intime et amie fidèle, qui m'a assiste dans les moments difficiles et m'a pris doucement par la main pour traverser ensemble des épreuves pénibles..

Je te suis très reconnaissance, et je ne te remercierai jamais assez pour ton amabilité, ta générosité, ton aide précieuse.

A mes amies de toujours : *SOUHILA, MOUNA, HAKIMA, AMIRA, ROMAÏSSA, KHADIDJA, IMEN et NADIA*. En souvenir de notre sincère et profonde amitié et des moments agréables que nous passés ensemble.

A tous les personnes qui ont participé a l'élaboration de ce travail à tous ceux que j'ai omis de citer.

ملخص

الهدف من عملنا هذا، هو إنجاز دراسة الحماية من الفيضانات لمنطقة الباطن ببوسعادة بولاية المسيلة. دراستنا تتكون من عدة محاور أساسية: دراسة هيدرولوجية تسمح بتحديد التدفق المحتمل للفيضان، دراسة هيدرولوجية لحساب أبعاد قنوات التهئية. وأخيرا قمنا بتقدير مدة وتكلفة إنجاز هذا المشروع.

Résumé

L'objectif de notre travail est de réaliser une étude de protection contre les inondations de la localité d'El Baten à Bousaada. Notre étude s'est composée de plusieurs parties essentielles: une étude hydrologique qui a permis la détermination du débit de crue probable, une étude hydraulique pour le calcul des dimensions des canaux d'aménagement projetés sur les oueds de la zone, et finalement nous déterminons la durée et le coût pour la réalisation de ce projet.

Abstract

The objective of our work is to carry out a study of protection against floods in the town of El Baten, in Bousaada. Our study consists of a hydrological study which allowed the determination of the calculation of the dimensions of adjustment channel. Finally, we determine the duration and the cost for this project.

Table des matières

Introduction générale.....	1
I.1. L'aléa	3
I.1.1. Définitions.....	3
I.1.2. L'aléa inondation.....	3
I.2. Les inondations	4
I.2.1. définition	4
I.2.2. Les type des inondations	5
I.2.3. Les facteurs des inondations	5
I.2.4. Les conséquences des inondations	6
I.3. Les crues	7
I.3.1. Définition	7
I.3.2.Processus de formation de crues	7
I.3.3. Les types de crues	7
I.4. Les évènements historiques des inondations en Algérie.....	7
II.1. Les caractéristiques naturelles du site	12
II.1.1. Localisation géographique	12
II.1.2. Géologie.....	13
II.1.3.Topographie de la localité.....	14
II.1.4. L'activité sismique.....	15
II.2. Les caractéristiques climatiques	16
II.2.1.Vents	16
II.2.2.Pluviométrie.....	17
II.2.3. La température	18
III. 1. Etude des caractéristiques du bassin versant.....	20
III.1.1. Définition du bassin versant	20
III.1.2. Les paramètres morpo métriques du bassin versant	20

III.1.2.1. Paramètres géométriques et relief	20
III.1.3. Caractéristiques du réseau hydrographique	31
III.1.3.1. Densité de drainage	31
III.1.3.2. Ordre de cours d'eau	31
III.1.3.3. La pente moyenne de cours d'eau	32
III.1.3.4. Profil en long du cours d'eau principal	33
III.1.3.5. Temps de concentration	35
III.1.3.6. Vitesse de ruissellement	37
III.2. Etude des précipitations maximales journalières	38
III.2.1. Analyse statistique des pluies maximales journalières	39
III.2.1.1. Etude homogénéisation de la série pluviométrique	39
III.2.1.2. Les caractéristiques statistiques de la série des pluies maximales journalières	41
III.2.2. Ajustement de la série pluviométrique maximale	42
III.2.2.1. Ajustement de la série pluviométrique à la loi de Gumbel	42
III.2.2.2. Ajustement de la série pluviométrique à la loi de Galton	43
III.2.2.3. Ajustement de la série pluviométrique à la loi de GEV	45
III.2.4. Test de validité de l'ajustement	47
III.2.4.1. Test d'adéquation du χ^2	47
III.2.4.2. Comparaison visuelle des ajustements (Analyse des graphes)	47
III.2.4.3. Comparaison numérique (Analyse statistique)	48
III.2.5. Estimation des intensités maximales	48
III.2.5.1. Pluie de courte durée	48
III.2.5.2. L'intensité maximale journalière	48
III.3. Etude des apports	50
III.3.1. Apports liquides	50
III.3.1.1. Apport moyens annuels	50
III.3.1.2. Caractéristiques de l'écoulement	52

III.3.2. Apports solides	54
III.3.3. Etude de crue	56
III.3.3.1.formules empiriques pour le calcul de la crue	57
III.3.3.2.Hydrogramme de crue.....	63
III.3.3.3.Choix de fréquence de la crue du projet	67
IV.1. Description du site à aménager	69
IV.2. Les différents aménagements d'un cours d'eau	70
IV.3. Synthèse et diagnostic	71
IV.4. Variantes proposées	71
IV.5. Choix de la forme de la section.....	72
IV.5.1. Section rectangulaire	72
IV.5.2. Section trapézoïdale	73
IV.6. Choix de variante d'aménagement.....	73
V.1. Généralité sur les écoulements à surface libre dans les canaux	76
V.1.1.Les canaux	76
V.1.1.1. définition d'un canal	76
V.1.1.2. les différents types de canaux	76
V.1.1.3.Propriétés géométriques et hydraulique des canaux	77
V.1.2. Les type d'écoulement	79
V.1.2.1.L'écoulement à surface libre	79
V.1.2.2. L'écoulement stationnaire (permanent)	80
V.1.1.3.l'écoulement non stationnaire (non permanent).....	80
V.1.2.4. l'écoulement uniforme	80
V.1.2.5. l'écoulement non uniforme	80
V.1.3. Les régimes d'écoulement	80
V.1.3.1. l'écoulement laminaire.....	80
V.1.3.2. l'écoulement transitoire.....	80

V.1.3.3.1' écoulement turbulent	80
V.1.3.3. l'écoulement fluvial	81
V.1.3.4. l'écoulement torrentiel	81
V.1.3.5. l'écoulement critique.....	81
V.2. Calcul Hydraulique des canaux choisis.....	81
V.2.1. Les formules de calcul principal.....	82
V.2.2. Détermination de coefficient de Chézy	82
V.2.3. les paramètres géométriques	84
V.2.3.1. le choix de section de meilleure conductivité	84
V.2.4. Calcul de la profondeur normale H_n	87
V.2.4.1. méthode itérative.....	87
V.2.5. Calcul de la profondeur critique h_{cr}	87
V.2.5.1. Méthode graphique.....	87
V.2.5.2. Méthode d'AGROSKINE	88
V.2.6. Calcul de la pente critique	88
V.2.7. Calcul de la ligne d'eau	88
V.2.7.1. Equation de la surface libre de la ligne d'eau	88
V.2.7.2. Calcul de la surface d'eau	89
V.3.Résultats du calcul hydraulique de la variante choisie.....	89
V.4 Hauteur des murs du canal	114
V.5. détermination des longueurs du divergent.....	115
VI.1. Devis quantitatif et estimatif du projet.....	119
V.2.Installation du chantier	121
V.2.1.Installations destinées au personnel.....	121
V.2.2.Installations destinées au stockage des matériaux	121
V.2.3.Installation destinées à la réception des engins	121
V.2.4.La préfabrication.....	121

V.3.Succession des opérations du chantier	121
V.4.Technologie des principaux travaux.....	121
V.5.Planification.....	124
V.5.1.Définition.....	124
V.5.2.Techniques de la planification	124
V.5.2.1.Méthodes basées sur le réseau	124
V.5.2.2.Méthodes basées sur le graphique.....	125
V.5.3.Les étapes de la planification.....	126
V.5.4.Estimation des durées	126
V.5.5.Choix de la méthode de calcul.....	127
V.5.5.1. Les paramètres de la méthode C.P.M.....	127
V.5.5.2. Chemin critique (C.C).....	127
V.5.5.3. Le diagramme de Gantt.....	128
V.5.6.Elaboration du réseau selon la méthode CPM.....	128
Conclusion générale	135

Liste des tableaux

Chapitre II : Présentation de la zone d'étude

Tableau II. 1 : la vitesse moyenne mensuelle des vents (Période 2001-2005).....	17
Tableau II. 2 : Coordonnées de la station de référence	17
Tableau II. 3 : Répartition mensuelle de la pluie moyenne annuelle (Période 1975-2012)	17
Tableau II. 4 : Répartition de température en fonction des mois (Période 1974-2001).....	18

Chapitre III : Etude hydrologique

Tableau III. 1 : résultats des paramètres morpho métriques des sous bassins	22
Tableau III. 2 : Répartition en (%) des surfaces élémentaires du SB N°01	23
Tableau III. 3 : Répartition en (%) des surfaces élémentaires du SB N° 02	24
Tableau III. 4 : Répartition en (%) des surfaces élémentaires du SB N° 03	25
Tableau III. 5 : Répartition en (%) des surfaces élémentaires du SB N° 04	26
Tableau III. 6 : Les altitudes caractéristiques des sous bassins.....	27
Tableau III. 7 : Classification du relief selon Ig par l'ORSTOM	28
Tableau III. 8 : Calcul de l'indice globale et classification de relief.....	28
Tableau III. 9 : Résultats de l'indice de pente.....	29
Tableau III. 10 : Indice de pente brute	29
Tableau III. 11 : Pente moyenne du bassin versant.....	30
Tableau III. 12 : Densité de drainage de chaque bassin	31
Tableau III. 13 : Ordre du bassin versant	32
Tableau III. 14 : Pente moyenne de cours d'eau	33
Tableau III. 15 : Réduplicatif de Tc des différentes formules.....	36
Tableau III. 16 : Temps de concentration de chaque SB	37
Tableau III. 17 : les vitesses de ruissellement du quatre sous bassin.....	37
Tableau III. 18 : Série des pluies maximales journalières à la station d'Ain Kerman (Période : 1975-2012).....	38
Tableau III. 19 : Calcul du test de médiane.....	40
Tableau III. 20 : caractéristiques statistiques de l'échantillon	41
Tableau III. 21 : Résultats d'ajustement à la loi de Gumbel	43
Tableau III. 22 : Résultats d'ajustement de la série de la loi de Galton.....	44
Tableau III. 23 : Résultats d'ajustement de la loi de GEV.....	46
Tableau III. 24 : Résultats du test d'adéquation de Khi^2	47

Tableau III. 25 : critères de comparaison des lois statistiques	48
Tableau III. 26 : Pluies et intensités de pluie de courte durée pour	49
Tableau III. 27 : Apport moyen liquide des différentes formules	51
Tableau III. 28 : Apport moyen liquide.....	52
Tableau III. 29 : Module de l'écoulement.....	52
Tableau III. 30 : Module de l'écoulement relatif	53
Tableau III. 31 : Lamme d'eau écoulée.....	53
Tableau III. 32 : Le coefficient d'écoulement.....	53
Tableau III. 33 : Récapitulatif des résultats des la formules de Cv.....	54
Tableau III. 34 : Coefficient de variation Cv	54
Tableau III. 35 : Valeur de K en fonction de la perméabilité.....	55
Tableau III. 36 : Masse volumétrique des différents types de sédiments.....	56
Tableau III. 37 : Apport solide annuel	56
Tableau III. 38 : Récapitulatif des résultats de la formule Mallet-Gauthier	58
Tableau III. 39 : Récapitulatif des résultats de la formule TURAZZA pour SB01	59
Tableau III. 40 : Récapitulatif des résultats de la formule TURAZZA pour SB02	59
Tableau III. 41 : Récapitulatif des résultats de la formule TURAZZA pour SB03	59
Tableau III. 42 : Récapitulatif des résultats de la formule TURAZZA pour SB04	60
Tableau III. 43 : Récapitulatif des résultats de la formule SOKOLOVSKY pour SB01	61
Tableau III. 44 : Récapitulatif des résultats de la formule SOKOLOVSKY pour SB02	61
Tableau III. 45 : Récapitulatif des résultats de la formule SOKOLOVSKY pour SB03	61
Tableau III. 46 : Récapitulatif des résultats de la formule SOKOLOVSKY pour SB04	62
Tableau III. 47 : Récapitulatif des résultats de la formule POSSETI	62
Tableau III. 48 : Résultats de calcul pour tracer l'hydrogramme de crue (SB01)	64
Tableau III. 49 : Résultats de calcul pour tracer l'hydrogramme de crue (SB02)	64
Tableau III. 50 : Résultats de calcul pour tracer l'hydrogramme de crue (SB03)	65
Tableau III. 51 : Résultats de calcul pour tracer l'hydrogramme de crue (SB04)	66
Tableau III. 52 : débit de crue centennale de chaque sous bassin	67

Chapitre IV : Diagnostic et étude des variantes

Tableau IV. 1 : Caractéristiques des oueds de la Localité El Baten.....	69
Tableau IV. 2 : Variantes proposées	72

Chapitre V : Calcul hydraulique

Tableau V 1 : Valeurs du coefficient de Manning-Strickler pour des différents matériaux	84
Tableau V 2 : Paramètres géométriques d'un canal à section trapézoïdale	86

Tableau V 3 : Paramètres géométriques d'un canal à section rectangulaire	87
Tableau V. 4 : Résultat de calcul des paramètres géométriques de l'Oued n°01.....	89
Tableau V 5 : Résultat de calcul des paramètres hydrauliques de l'Oued n°01.....	90
Tableau V 6 : Résultat de calcul des paramètres géométriques de l'Oued n°02.....	96
Tableau V 7 : Résultat de calcul des paramètres hydrauliques de l'Oued n°02.....	97
Tableau V 8 : Résultat de calcul des paramètres géométriques de l'Oued n°03.....	102
Tableau V 9 : Résultat de calcul des paramètres hydraulique de l'Oued n°03	102
Tableau V 10 : Résultat de calcul des paramètres géométriques de l'Oued n°04.....	107
Tableau V 11 : Résultat de calcul des paramètres hydrauliques de l'Oued n°04.....	108
Tableau V 12 : Hauteur des murs du canal d'oued n°01	114
Tableau V 13 : Hauteur des murs du canal d'oued n°02.....	115
Tableau V 14 : Hauteur des murs du canal d'oued n°03.....	115
Tableau V 15 : Hauteur des murs du canal d'oued n°04.....	115

Chapitre VI : Organisation de chantier

Tableau VI. 1 : Le devis quantitatif et estimatif du projet	119
Tableau VI. 2 : temps de réalisation de chaque tache de l'oued n°01.....	128
Tableau VI. 3 : Temps de réalisation de chaque tache de l'oued n°02	129
Tableau VI. 4 : Temps de réalisation de chaque tache de l'oued n°03	130
Tableau VI. 5 : Temps de réalisation de chaque tache de l'oued n°04	131

Liste de figures

Chapitre I : Généralité sur les inondations

Figure I. 1 : définition du risque majeur	5
Figure I. 2 : lit mineur et lit majeur de la rivière	3

Chapitre II : Présentation de la zone d'étude

Figure II. 1 : la localisation géographique de la zone d'étude	13
Figure II. 2: Carte géologique de la région d'étude (Source : www.google.com)	14
Figure II. 3: la localisation topographique extrait de la carte d'état majeur d'Eddis (Source : BET des travaux et des aménagements hydrauliques)	15
Figure II. 4: Carte de zonage sismique de l'Algérie (Source : RPA, 2003)	16

Chapitre III : Etude hydrologique

Figure III 1 : Courbe hypsométrique du SB N°01	23
Figure III 2 : Courbes hypsométrique du SB N°02	24
Figure III 3 : Courbe hypsométrique du SB N°03	25
Figure III 4: Courbe hypsométrique du SB N°04	26
Figure III 5: Caractéristiques morpho métriques et de relief des quatre sous bassin	30
Figure III 6: Réseau hydrographique des bassins versants de la localité d'El Baten	32
Figure III 7 : Profil en long du cours d'eau principal de SB01	33
Figure III 8 : Profil en long du cours d'eau principal de SB02	34
Figure III 9: Profil en long du cours d'eau principal de SB03	34
Figure III 10 : Profil en long du cours d'eau principale de SB04	35
Figure III 11 : Représentation graphique de l'ajustement à la loi de Gumbel	43
Figure III 12 : Représentation graphique de l'ajustement à la loi de Galton	45
Figure III 13: Représentation graphique de l'ajustement à la loi de GEV	46
Figure III 14 : Représentation graphique de l'ajustement des trois lois	47
Figure III 15 : Courbes des pluies-durée-fréquences	50
Figure III 16 : Courbes des intensités-durée-fréquences	50
Figure III 17 : Hydrogramme de crue (SB01)	64
Figure III 18 : Hydrogramme de crue (SB02)	65
Figure III 19: Hydrogramme de crue (SB03)	66
Figure III 20 : Hydrogramme de crue (SB04)	67

Chapitre IV : Diagnostic et étude des variantes

Figure IV. 1 : Centre de la localité d'El Baten.....	70
--	----

Chapitre V : Calcul hydraulique

Figure V. 1 : Schéma représentatif d'un canal.	76
Figure V. 2 : Canal naturel.	77
Figure V. 3 : Canal artificiel découvert.	77
Figure V. 4 : Canal artificiel couvert.....	77
Figure V. 5 : Présentation graphique des différentes pentes en hydraulique.	78
Figure V. 6 : Caractéristiques du tronçon 01 de l'Oued n°01	90
Figure V. 7 : Schémas hydraulique complet du tronçon 01 de l'Oued n°01.....	91
Figure V. 8 : Graphe de la ligne d'eau du tronçon 1 d'oued 1	91
Figure V. 9 : Caractéristiques du tronçon 02 de l'Oued n°01	92
Figure V. 10 : Schémas hydraulique complet du tronçon 02 de l'Oued n°01.....	92
Figure V. 11 : Graphe de la ligne d'eau du tronçon 2 d'oued 1	93
Figure V. 12 : Caractéristiques du tronçon 03 de l'Oued n°01	93
Figure V. 13 : Schémas hydraulique complet du tronçon 03 de l'Oued n°01.....	94
Figure V. 14 : Graphe de la ligne d'eau du tronçon 3 d'oued 1	94
Figure V. 15 : Caractéristiques du tronçon 04 de l'Oued n°01	95
Figure V. 16 : Schémas hydraulique complet du tronçon 04 de l'Oued n°01.....	95
Figure V. 17 : Graphe de la ligne d'eau du tronçon 4 d'oued 1	96
Figure V. 18 : Caractéristiques du tronçon 01 de l'Oued n°02	97
Figure V. 19 : Schémas hydraulique complet du tronçon 01 de l'Oued n°02.....	98
Figure V. 20 : Graphe de la ligne d'eau du tronçon 1 d'oued 2.....	98
Figure V. 21 : Caractéristiques du tronçon 02 de l'Oued n°02	99
Figure V. 22 : Schémas hydraulique complet du tronçon 02 de l'Oued n°02.....	99
Figure V. 23 : Graphe de la ligne d'eau du tronçon 2 d'oued 2.....	100
Figure V. 24 : Caractéristiques du tronçon 03 de l'Oued n°02	100
Figure V. 25 : Schémas hydraulique complet du tronçon 03 de l'Oued n°02.....	101
Figure V. 26 : Graphe de la ligne d'eau du tronçon 3 d'oued 2.....	101
Figure V. 27 : Caractéristiques du tronçon 01 de l'Oued n°03	103
Figure V. 28 : Schémas hydraulique complet du tronçon 01 de l'Oued n°03.....	103
Figure V. 29 : Graphe de la ligne d'eau du tronçon 1 d'oued 3.....	104
Figure V. 30 : Caractéristiques du tronçon 02 de l'Oued n°03	104
Figure V. 31 : Schémas hydraulique complet du tronçon 02 de l'Oued n°03.....	105
Figure V. 32 : Graphe de la ligne d'eau du tronçon 2 d'oued 3.....	105

Figure V. 33 : Caractéristiques du tronçon 03 de l'Oued n°03	106
Figure V. 34 : Schémas hydrauliques complet du tronçon 03 de l'Oued n°03	106
Figure V. 35 : Graphe de la ligne d'eau du tronçon 3 d'oued 3	107
Figure V. 36 : Caractéristiques du tronçon 01 de l'Oued n°04	108
Figure V. 37 : Schémas hydraulique complet du tronçon 01 de l'Oued n°04.....	109
Figure V. 38 : Graphe de la ligne d'eau du tronçon 1 d'oued 4.....	109
Figure V. 39 : Caractéristiques du tronçon 02 de l'Oued n°04	110
Figure V. 40 : Schémas hydraulique complet du tronçon 02 de l'Oued n°04.....	110
Figure V. 41 : Graphe de la ligne d'eau du tronçon 2 d'oued 4.....	111
Figure V. 42 : Caractéristiques du tronçon 03 de l'Oued n°04	111
Figure V. 43 : Schémas hydraulique complet du tronçon 03 de l'Oued n°04.....	112
Figure V. 44 : Graphe de la ligne d'eau du tronçon 3 d'oued 4.....	112
Figure V. 45 : Caractéristiques du tronçon 04 de l'Oued n°04	113
Figure V. 46 : Schémas hydraulique complet du tronçon 04 de l'Oued n°04.....	113
Figure V. 47 : Graphe de la ligne d'eau du tronçon 4 d'oued 4.....	114
Figure V. 48 : Le schéma de divergent.	116

Chapitre VI : Organisation de chantier

Figure VI. 1 : Bulldozers.....	122
Figure VI. 2 : Pelle rétro.....	122
Figure VI. 3 : Camion	123
Figure VI. 4 : Niveleuse	123
Figure VI. 5 : Compacteur.....	124
Figure VI. 6 : réseau à nœud de l'oued n°01	129
Figure VI. 7 : réseau à nœud de l'oued n°02.....	130
Figure VI. 8 : réseau à nœud de l'oued n°03.....	131
Figure VI. 9 : réseau à nœud de l'oued n°04.....	132
Figure VI. 10 : Diagramme de GANTT (oued n°01).....	132
Figure VI. 11 : Diagramme de GANTT (oued n°02).....	132
Figure VI. 12 : Diagramme de GANTT (oued n°03).....	133
Figure VI. 13 : Diagramme de GANTT (oued n°04).....	133

Liste des planches

Planche N°01 : Plan d'aménagement de la localité El Baten.

Planche N°02 : profil en longe d'Oued N°01 et Oued N °02

Planche N°03 : profil en longe d'Oued N°03 et Oued N°04

Planche N°04 : profil en travers d'Oued N°01 et Oued N°02

Planche N°05 : profil en travers d'Oued N°03 et Oued N°04

Liste des abréviations

BV : Bassin Versant

SB : Sous Bassin

O.R.S.T.O.M : Office de la Recherche Scientifique et Technique d'Outre Mer

Pmoy : Pluie moyenne annuelle en (mm)

Ptc: Pluie de courte durée en (mm)

Q : Débit en (m^3/s)

Re : nombre de Reynolds

Fr : nombre de FROUDE

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

m : fruit de talus du canal trapézoïdal

Ks : Coefficient de Strickler

b : la largeur du fond du canal (m)

B : la largeur du plafond du canal (la largeur au miroir) (m)

Pm, Sm : Périmètre et Section mouillées (m et m^2)

Hs : Energie spécifique (m)

h : hauteur d'eau normale (m)

hc : tirant d'eau critique (m)

hco : tirant d'eau conjugué de h par le ressaut (m)

Hsc : Energie spécifique critique (m)

V : La vitesse moyenne dans la section (m/s)

Icr : La pente critique en %

Yf : tirant d'eau fluviale (m)

J : Perte de charge linéaire par unité de longueur (m/m)

INTRODUCTION GENERALE

Introduction générale

L'eau sous toutes ses formes joue des rôles multiples dans le fonctionnement des écosystèmes. Portant, elle est également source de graves difficultés en particulier dans les domaines de la santé et de l'environnement. Les évolutions climatiques engendrent parfois des crues ou inondations et orages brutaux qui sont sans doute le risque naturel majeur qui fait le plus de victimes et de dégâts à travers le monde.

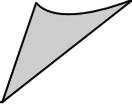
L'inondation est le débordement d'eau qui submerge les terrains environnants. Elle est consécutive à des crues, consistant en l'étalement du flux d'eau en dehors du lit mineur de la rivière, provoquant la submersion des terres avoisinantes. Une catastrophe naturelle peut résulter d'une inondation par la pluie, un tsunami, débordement de rivière.

En Algérie, au regard de l'aridité de la majeure partie du territoire, la question de l'eau revêt la forme d'une crise aiguë qui retentit négativement sur le cadre de vie, la santé des populations, l'emploi ainsi que le développement agricole et industriel du pays. Toutefois l'Algérie loin d'être le pays le plus touché par les inondations, n'est cependant pas épargné. En effet, la non maîtrise de l'urbanisation des zones inondables, là où se sont développées des habitations ou des activités et la construction accrue de grands équipements et de structures routières et autoroutières, favorisent l'expansion des crues.

La localité d'El Baten, à la ville de Bou Saada, a connue actuellement par le phénomène d'inondation de type torrentiel dans le passé dû à des fortes pluies qui tombent sur la région.

L'objectif de ce travail est d'étudier l'inondation dans la localité d'El Baten et de traiter les moyens de protection contre ce phénomène par un aménagement hydraulique de protection, qu'on va dimensionner selon les données de base et l'étude hydrologique qu'on doit faire pour déterminer le débit de crue ainsi de proposer des variantes d'aménagement choisies selon un principe technique et économique dans le but d'évacuer les eaux de pluies et d'assurer la protection de la localité contre les inondations. Finalement on doit dimensionner nos sections d'aménagements ainsi que l'estimation de coût et durée de projet.

CHAPITRE I
GENERALITE SUR
LES INONDATIONS



Chapitre I : Généralités sur les inondations

Introduction

Depuis toujours et particulièrement ces deux dernières décennies, on assiste en Algérie aux effets dévastateurs des inondations qui affectent aussi bien le Nord que le Sud de pays.

Ainsi, les catastrophes naturelles les plus fréquentes et les plus dévastatrices en Algérie sont dues aux inondations. Elles atteignent parfois l'ampleur d'une catastrophe nationale, et on admettant que les inondations sont responsables de 60% des morts dans le monde.

Ces phénomènes sont imprévisibles dans le temps et dans l'espace et elle constitue une contrainte majeure pour le développement économique et social.

I.1. L'aléa

I.1.1. Définitions

L'aléa est la manifestation d'un phénomène naturel d'occurrence et d'intensité donnée.

L'enjeu est l'ensemble des personnes et des biens susceptibles d'être affectés par un phénomène naturel.

Le risque majeur est la conséquence d'un aléa d'origine naturelle ou humaine, dont les effets peuvent mettre en jeu un grand nombre de personnes, occasionnent des dégâts importants et dépassent les capacités de réaction des instances directement concernées.

La vulnérabilité exprime et mesure le niveau de conséquences prévisibles de l'aléa sur les enjeux.



Figure I. 1 : définition du risque majeur (Source : www.google.com)

I.1.2. L'aléa inondation

Quatre paramètres principaux sont nécessaires pour qualifier l'aléa inondation.

- la période de retour de crues

On associe souvent à la notion de crue la notion de période de retour. Plus cette période est grande plus les débits et l'intensité sont importants.

- **la hauteur et la durée de submersion**

Lorsque la hauteur de submersion dépasse la cote de référence la structure porteuse de l'habitation peut être endommagée et les sols et murs gorgés d'eau et lorsque la durée de submersion est importante des problèmes sanitaires peuvent survenir, l'eau étant souvent sale et contaminée.

Pour l'homme, on considère que des hauteurs d'eau supérieure à 50 cm sont dangereuses.

- **La vitesse du courant**

Cette vitesse est conditionnée par la pente du lit et sa rugosité.

À partir de 0,50 m/s, la vitesse du courant devient dangereuse pour l'homme.

- **Le volume de matière transportée**

C'est le transport solide qui soit par suspension dans l'eau, soit par déplacement sur le fond du lit, du fait des forces liées au courant.

I.2. Les inondations

I.2.1. définition

- L'inondation** : est une submersion rapide ou lente d'une zone habituellement hors d'eau.
- Le risque d'inondation** : est la conséquence de deux composante l'eau qui peut sortir de son lit habituel d'écoulement et l'homme qui s'installe dans l'espace alluviale pour y'implanter toutes sortes de constructions, d'équipement et d'activités.
- Lit mineur** : Le lit mineur est l'espace limité par les berges et parcouru par les débits non débordants.
- Lit majeur** : le lit majeur (ou zone d'expansion de crue, ou zone inondable) est l'espace occupé par les eaux débordantes. Il est définit comme l'espace situé entre le lit mineur et la limite de la plus grande crue connue (ou crue historique).

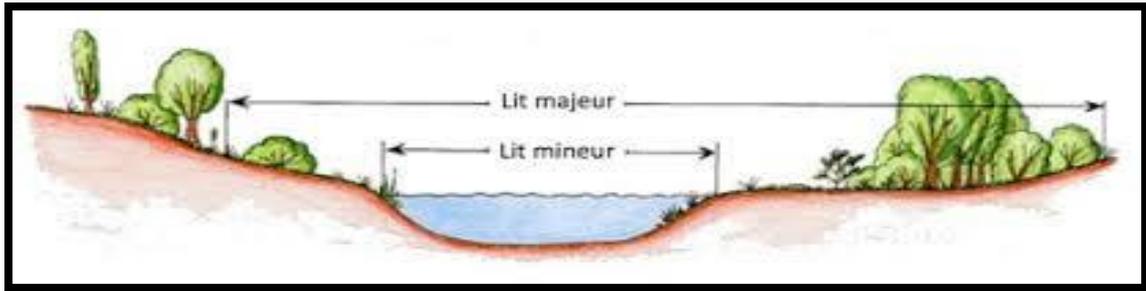


Figure I. 2 : Lit mineur et lit majeur de la rivière (Source : www.google.com)

I.2.2. Les type des inondations

- **Les inondations de plaine :** se produisent lorsque la rivière sort lentement de son lit mineur et inonde la plaine pendant une période relativement longue.
- **Les inondations par crues torrentielles :** se produisent lorsque des précipitations sont intenses sur tout le bassin versant, dont les eaux dans le cours d'eau engendrent des crues torrentielles brutales et violentes influencés par le dépôt des matières transportées.
- **Les inondations par ruissellement pluvial :** se produisent lorsque le réseau d'assainissement des eaux pluviales est saturé. Il en résulte des écoulements plus ou moins importants et souvent rapides dans les rues.
- **Les inondations par la remontée de nappe phréatique :** concernent les terrains bas ou mal drainés.
- **Les inondations par rupture d'une protection :** la rupture de digue de protection est un phénomène très brutal et d'autant plus dommageable que le site étudié est proche de la digue.
- **Les inondations par submersion marine :** les submersions marines sont une forme d'inondation qui affecte le littoral lorsque de grandes vagues provoquant l'entrée d'eau de mer à l'intérieur des terres.

I.2.3. Les facteurs des inondations

Les causes des inondations peuvent être classées en trois types :

- a) Les inondations liées à des situations météorologiques remarquables se traduisent par une forte pluviosité ou bien les perturbations orageuses d'automne et les pluies océaniques en hiver et au printemps aggravent les inondations. A la sortie de l'hiver, les inondations sont aussi accentuées par la fonte des neiges qui facilite les inondations dans les principaux massifs montagneux.

- b) Les inondations liées à la nature et l'occupation du sol dictent l'évaporation et la consommation d'eau par les plantes. L'absorption d'eau par le sol, l'infiltration dans le sous-sol ou le ruissellement influencent fortement le temps de concentration des eaux. Enfin, la topographie du lit, la pente et la forme du bassin versant jouent également, plus la pente est forte plus l'inondation sera importante.
- c) Les inondations provoquées par des facteurs liées à l'effet de l'homme tel que la défaillance des réseaux d'assainissement et de collecte des eaux pluviales, l'exhaussement des lits des cours d'eau par les décombres et les détruits ainsi les modifications climatiques causées par l'être humain.

I.2.4. Les conséquences des inondations

Les inondations peuvent provoquer des dégâts et même d'effroyables désastres, ceux-ci se manifestent surtout par :

- a) L'érosion des sols et des cours d'eau (berges emportées, affouillement, creusement de ravines, etc...) parfois fertiles et cultivés.
- b) L'asphyxie des cultures en plaine, l'eau qui a débordé peut rester durablement : la force érosive n'est plus à redouter, mais les récoltes sont menacées.
- c) La destruction des forêts par les inondations est très violente, les forêts sont détruites sur de vastes surfaces provoquant des modifications dans la composition végétale, mettant en place des formations peu denses et plus fragiles.
- d) La modification de la configuration du cours d'eau, les sapements ou les accumulations de galets chassés par à-coups lors des fortes crues, radiers et ponts peuvent être endommagés par blocage des buses voûtes.
- e) La destruction d'ouvrages d'arts (barrages, ponts), de voies de communication (routes et chemin de fer), de construction (bâtiments collectifs, usines, ou maisons individuelles) ou de récolte, etc.
- f) Des catastrophes avec de nombreux morts.

I.3. Les crues

I.3.1. Définition

La crue correspond à l'augmentation d'eau qui s'écoule dans la rivière (débit) et peut concerner l'ensemble du lit majeur de la rivière.

I.3.2. Processus de formation de crues

On distingue :

- **L'eau mobilisable**, constituée de l'eau reçue par le bassin versant.
- **Le ruissellement**, qui correspond à la part de l'eau qui n'a pu s'infiltrer dans le sol.
- **Le temps de concentration**, qui est défini par la durée nécessaire pour qu'une goutte d'eau partant du point le plus éloigné de l'exutoire du bassin versant parvienne jusqu'à celui-ci.
- **La propagation de l'onde de crue**, qui est fonction de la structure du lit et de la vallée alluviale, notamment de la pente et des caractéristiques du champ d'inondation.

I.3.3. Les types de crues

On distingue par ordre croissant :

- Les crues fréquentes, dont la période de retour est comprise entre un et deux ans ;
- Les crues moyennes, dont la période de retour est comprise entre dix et vingt ans ;
- Les crues exceptionnelles, est de l'ordre de cent ans ;
- Les crues maximales vraisemblables, qui occupent l'intégralité du lit majeur.

I.4. Les évènements historiques des inondations en Algérie

- **12 octobre 1971(Azazga) :** Les fortes pluies orageuses (pluie journalière de 183 mm d'eau) qui à occasionné 40 morts et des centaines d'habitations détruites.
- **27 au 29 mars 1973(Annaba) :** Des pluies exceptionnelles (pluie journalière de 166 mm d'eau) généralisées à l'Est algérien provoquèrent des inondations catastrophiques dans plusieurs wilaya du pays.

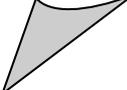
- **28 au 31 mars 1974 (Alger et Tizi-Ouzou) :** Des chutes de pluie exceptionnelles (688 mm en 4 jours) et 381 mm en une journée. Les dégâts à Tizi-Ouzou sont : 52 morts et 4570 maisons détruites, 130 villages isolés, et plus de 18 000 sinistrés, 13 ponts détruits et des dizaines de kilomètres de routes emportées.
- **01 septembre 1980 (El-Eulma) :** Les pluies orageuses violentes provoquent des crues catastrophiques de l'oued Djehadi, le débordement fait 44 morts, 50 blessés et 365 familles sinistrées.
- **11 novembre 1982 (Annaba) :** Des pluies orageuses violentes (la pluie enregistrée du 10/11 au 11/11/1982 est de 167 mm à l'Edough et 160 mm à Seraidi engendrent de fortes crues des oueds Bouhdid, Forcha et Aneb.
- **22 août 1983 (Djelfa) :** Des pluies orageuses et violentes qui se sont abattues à Birine (W. Djelfa) inondèrent la commune à 60 % et provoquèrent 10 morts, 10 blessés, 200 habitations détruites et 1200 têtes de bétail emportées par les eaux.
- **03 février 1984 (L'Est Algérien) :** Les pluies abondantes avec un foyer de maximum sur les monts de Constantine (120 mm en 3 jours) et les monts de Medjerda (80 mm en 3 jours) ont provoqué des inondations catastrophiques dans toutes les wilayas de l'Est Algérien et les dégâts ont occasionnés 29 morts et 11000 sinistrés.
- **05 juillet 1987 (Batna) :** Les pluies orageuses et très violentes (pluie journalière de 57 mm), provoquent deux morts, des dizaines de familles sinistrées et des dégâts évalués à 175 millions de centimes.
- **01 septembre 1989 (Biskra) :** Les fortes chutes de pluies accompagnées de grêles et d'un vent d'une rare violence provoquent le débordement des oueds El-Arab, El-Mellah et El-Kheddra occasionnant deux morts et 35 blessés et la destruction de 400 palmiers.
- **03 juin 1991 (Ghardaia) :** Un orage local très violent (8 mm en 3 heures) provoque neuf morts et des pertes importantes en cheptel et en palmeraies.
- **26 et 27 janvier 1992 (centre de pays) :** Les fortes pluies généralisées du 24 au 28 janvier 1992 engendrent des inondations catastrophiques dans les wilayas Alger, Blida Tipaza, Chelef, Ain Defla et Médéa. 637 familles sont sinistrées avec 361 à Alger, 106 à Tipaza, 87 à Médéa, 36 à Ain Defla et 23 à Chelef, et d'Importants dégâts sont aussi occasionnés.

- **4 avril 1996 (Annaba et El-Taref) :** Les inondations catastrophiques font cinq morts et dix blessés à Annaba et quatre ouvrages d'art endommagés à El-Taref.
- **14 janvier 1999 (Adrar) :** De fortes chutes de pluies (74 mm à Adrar) dans le Sud Ouest causèrent de graves inondations à Adrar, provoquant ainsi deux morts et plusieurs et plusieurs disparus.
- **28 septembre 2000 (Bousaada) :** Des pluies diluviennes engendrent de fortes crues de l'oued Bousaâda, qui se sont soldées par des dégâts estimés à un mort, un disparu, treize habitations détruites, trente-huit familles évacuées et 193 têtes de bétail emportées par les eaux.
- **9 et 10 novembre 2001(Bab El Oued) :** L'inondation spectaculaire et catastrophique sur l'Algérois à Bab El Oued (Bassin versant de l'oued Koriche) fit plus de 750 morts, 115 disparus et 30 millions de dinars de pertes matériels.
- **1 et 2 octobre 2008 (Ghardaia) :** Les pluies torrentielles, inhabituelles et incessantes, pendant quarante-huit heures sur la région semi-désertique de Ghardaïa, ont fait monter les eaux des différents cours d'eau (oued M'Zab dont le débit atteint 900 m³/s) et ont provoqué des inondations qui ont causé le décès d'au moins 34 personnes et fait des dizaines de blessés et de sinistrés, des centaines de maisons ont été détruites, de nombreuses routes ont été coupées et les liaisons téléphoniques ont été très perturbées. Les dégâts matériels ont été estimés à environ 2500 millions de dinars, dont 2000 millions dinars pour les infrastructures.
- **20 janvier 2009 (Adrar) :** 1 décès 5500 habitations détruites ou endommagées.
- **13 décembre 2013 (Khenchela) :** les inondations qui ont frappé le petit village de Taouzient (34 km de Khenchela), la catastrophe fait deux morts, 75 disparus.

Conclusion

Dans ce chapitre, nous avons déduis que les crues peuvent causer des dommages sur les structures d'urbanismes et la vie des personnes, ça oblige la nécessité de prévision de ce risque, donc l'ingénieur d'hydraulique doit faire l'étude de la protection contre les inondations afin de diminuer le risque et préserver les gens.

CHAPITRE II
PRESENTATION DE
LA ZONE D'ETUDE



Chapitre II : présentation de la zone d'étude

Introduction

Les risques d'inondations sont dus à plusieurs facteurs naturels, donc avant de commencer toute étude de projet de protection contre les inondations il est indispensable de faire une première étude sur la zone à aménager du point de vue géographique, géologique, climatique et hydrogéologique.

II.1. Les caractéristiques naturelles du site

II.1.1. Localisation géographique

La localité d'El Baten se situe au nord-ouest de la ville de Bou Saada (wilaya de M'Sila) à une distance de 7 km. Elle se trouve sur le sud-ouest de chott El Hodna. Elle située sur la route nationale n° 89.

Les coordonnées géographiques dans le système de coordonnées UTM du centre de la localité d'El Baten sont définies de la carte topographique d'Eddis au 1/50000 N° 31XXIII-5 Ouest comme suivant :

- $X = 607\,500\text{E m}$
- $Y = 3\,902\,000\text{N m}$
- $Z = 500\text{ m}$

Elle est limitée :

- Au Nord, par la ville Eddis.
- A l'Est, par Oued Maittar.
- A l'Ouest, par les montagnes de Gourhour.
- Au Sud, par la ville de Bou Saada.



Figure II. 1 : la localisation géographique de la zone d'étude
(Image Satellitaire non traitée)

II.1.2. Géologie

La reconnaissance géologique du site nous permettra de prendre les dispositions indispensables à la réalisation des tranchées, ainsi que le choix des engins de terrassement à utiliser.

Notre zone d'étude fait partie dans un contexte géologique régional de l'Atlas Saharien des hauts plateaux ou hautes plaines.

Les formations géologiques de la région d'El Baten appartiennent au :

- Crétacé : marnes, calcaire et grés.
- Quaternaire : formation alluvionnaire.

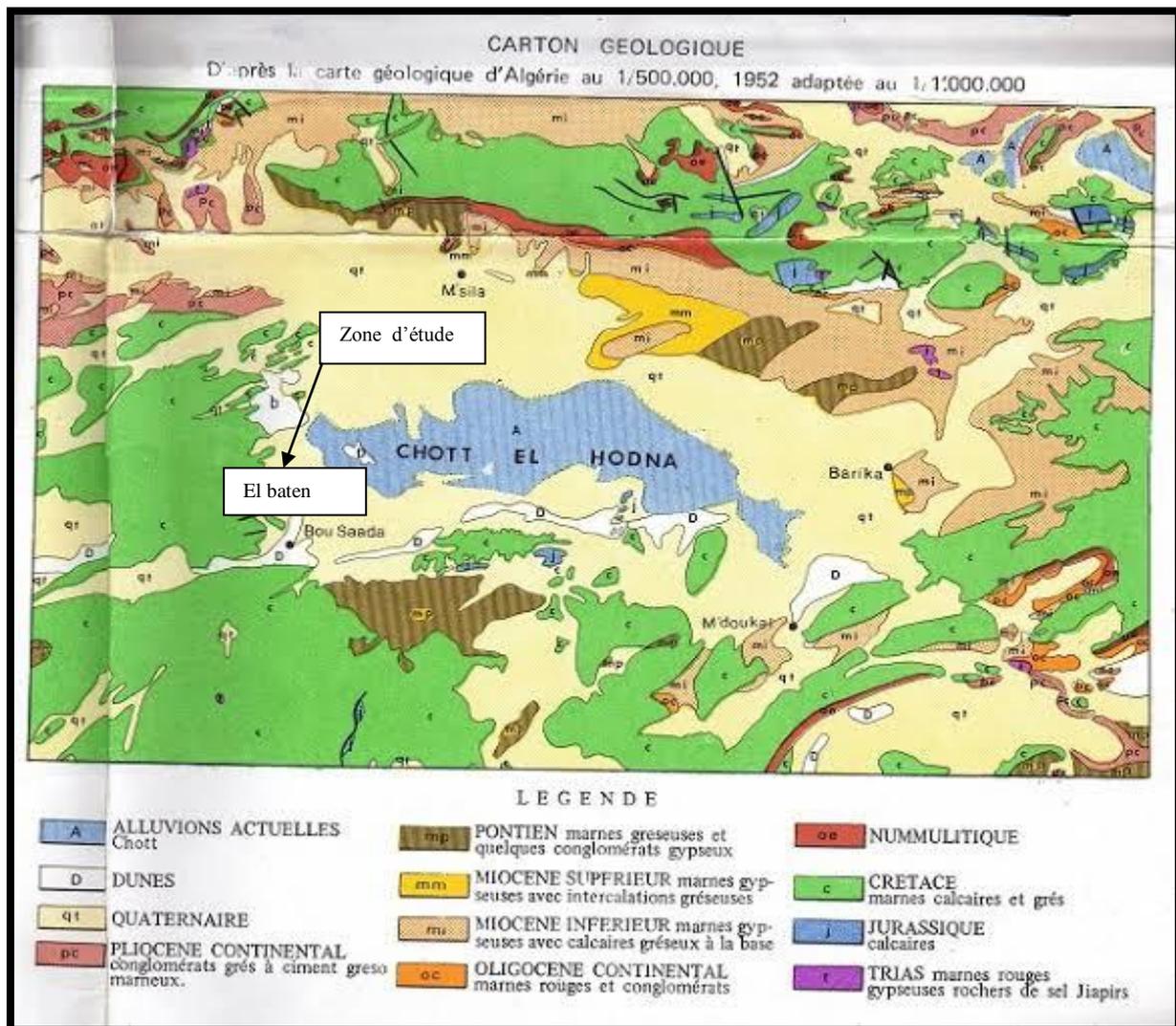


Figure II. 2: Carte géologique de la région d'étude (Source : www.google.com)

II.1.3. Topographie de la localité

La topographie est un élément joue un rôle très grand dans l'évacuation des eaux de ruissellement de pluies à cause de l'effluence de gravité. La localité d'El Baten se trouve au sud-est de djbel Garhor qui caractérisé par un sommet d'altitude 1050 m. Le bassin versant d'El Baten se termine jusqu'à 540 m d'altitude. La zone d'étude à El Baten est traversé par 04 petits oueds qui déversent dans l'oued Maiter.

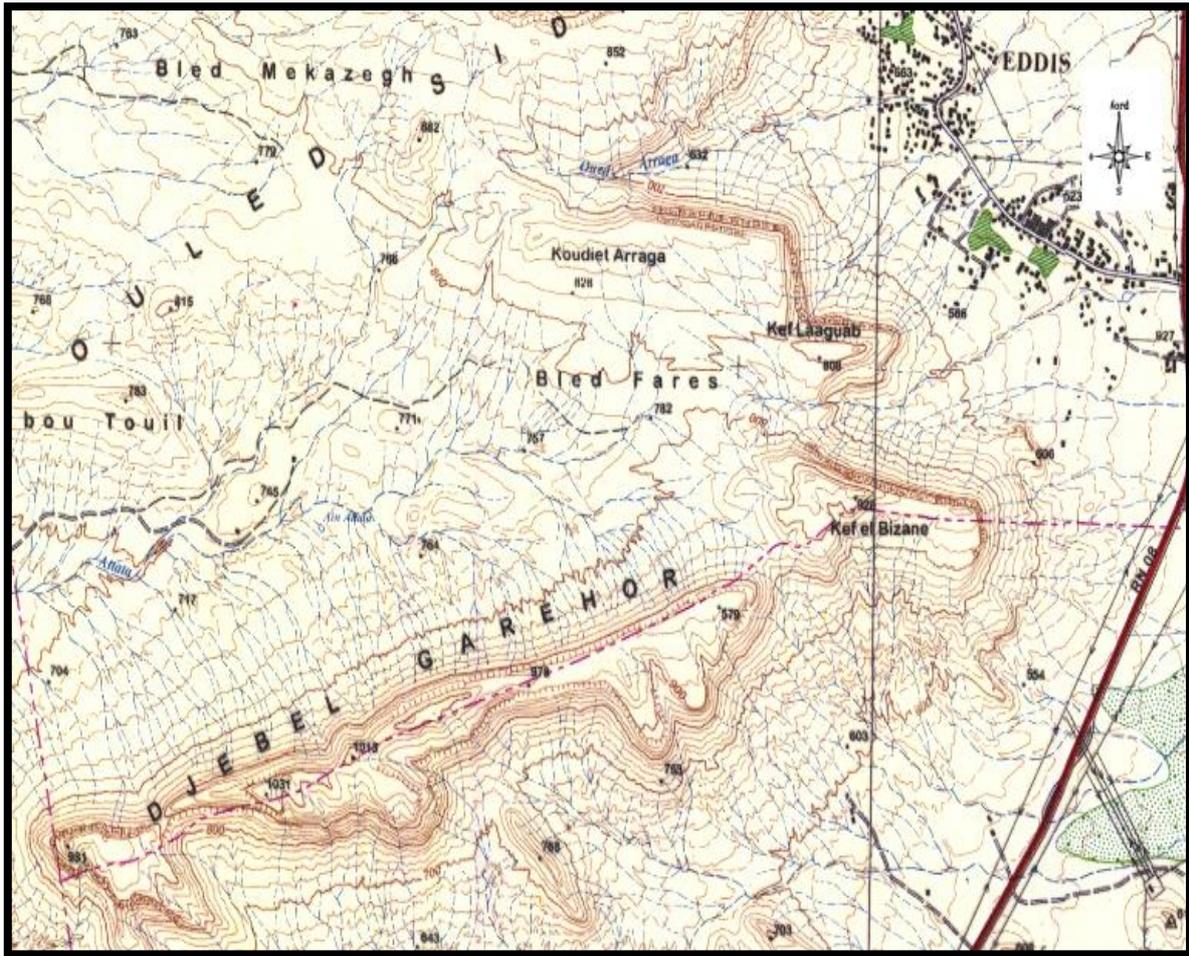


Figure II. 3: la localisation topographique extrait de la carte d'état majeur d'Eddis (Source : BET des travaux et des aménagements hydrauliques)

II.1.4. L'activité sismique

Le séisme c'est une vibration du sol provoquée par une rupture brutale des roches de la lithosphère le long d'une faille, son intensité est très variable et qui provoque de nombreuses fissures, déplacement des terrains et parfois le séisme est responsable à la modification dans le trajet des cours d'eau.

Le territoire Algérien est divisé en cinq (05) zones de sismicité définies sur la carte des zones sismiques.

- Zone 0 : sismicité négligeable.
- Zone I : sismicité faible.
- Zone II a et II b : sismicité moyenne.
- Zone III : sismicité élevée.

La carte des zones sismiques (RPA, 2003) montre que la partie où située la région d'El Baten dans la wilaya de M'sila est classée en zone I d'où une activité sismique faible.

Tableau II. 1 : la vitesse moyenne mensuelle des vents : Période 2001-2005

Mois	Jan	Fév	Mar	Avr	Mai	Juin	Juil	Août	Sep	Oct	Nov	Déc	Moy ann
Vitesse moy (m/s)	2,38	1,92	1,42	2,32	1,87	1,83	1,57	1,7	1,88	1,37	2,18	2,22	1,89

(Source : DRE M'sila)

On remarque que la vitesse moyenne des vents est de 1,89 m/s.

II.2.2.Pluviométrie

II.2.2.1. Station et données disponibles

Les données pluviométriques disponibles dans la région ont été sélectionnées à partir du réseau d'observation de l'Agence Nationale des Ressources Hydrauliques (ANRH).

Tableau II. 2 : Coordonnées de la station de référence

Station	Code	Coordonnées			Année de service
		X (km)	Y (km)	Z (m)	
Ain Kerman	05.07.02	678,7	292,65	610.00	1974

I.2.2.2. Répartition de la pluie moyenne dans l'année

La répartition mensuelle de la pluie moyenne annuelle à la station Ain Kerman est la suivante :

Tableau II. 3 : Répartition mensuelle de la pluie moyenne annuelle : Période 1975-2012

Mois	Sep	Oct	Nov	Dec	Jan	Fév	Mar	Avr	Mai	Juin	Juil	Août	Moy ann
Pluie moyenne (mm)	21,53	22,32	16,54	13,70	13,96	12,01	14,87	19,25	23,50	8,44	4,76	9,99	180,87
(%)	11,90	12,34	9,15	7,58	7,72	6,64	8,22	10,64	12,99	4,67	2,63	5,52	100

(Source ANRH Alger)

On constate que la moyenne annuelle des pluies est de 180,87 mm dans la station d'Ain Kerman, cette dernière aussi montre que le mois le plus pluvieux est de mai avec un maximum de pluie atteint 23,50 mm dans le mois de Mai, par contre elle enregistre une moyenne minimale de pluie dans le mois de juillet de 4,76 mm.

II.2.3. La température

Tableau II. 4 : Répartition de température en fonction des mois (Période 1974-2001)

Mois	J	F	M	A	M	J	J	A	S	O	N	D	AN
Tmin (°C)	2,0	4,8	5,6	10,1	14,5	20,1	23,6	23,1	21,3	11,4	7,7	2,1	12,2
Tmax (°C)	14.8	17.2	20.9	24.4	26.1	35.4	40.2	37.5	33.3	24.5	19.4	14.5	25.7
Tmoy (°C)	7.3	11.2	12.1	18.3	21	28.9	32.9	30.8	27.4	18.1	14.2	8.1	19.2

Source : DRE W M'Sila, station d'Ain Diss

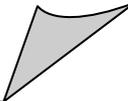
D'après le tableau précédent on constate que :

- Des minimas de température peuvent être enregistrés au mois de janvier ($T = 2,0 \text{ }^{\circ}\text{C}$) et décembre ($T = 2,1 \text{ }^{\circ}\text{C}$).
- Des maximas de température peuvent être enregistrés au mois juillet ($T = 40,2 \text{ }^{\circ}\text{C}$) et août ($T = 37,5 \text{ }^{\circ}\text{C}$).
- La température moyenne annuelle est $19,2 \text{ }^{\circ}\text{C}$.

Conclusion

La présentation de la zone d'étude fait une partie très important dans l'étude de protection, elle collecte tous les données et les informations nécessaires pour prendre une bonne vue sur la zone d'étude, dont la lecture de ces données climatologiques, géologiques et topographiques, nous venons de la décrire et fait ressortir que la localité d'El Baten est sujette au déversement des eaux pluviales des crues d'hiver, en raison de son contact directe avec ces quatre bassin située au sud-est de Djbel Garhor et au nord du oued Maiter ou les oueds oueds de la zone déversent dans ce dernier. L'étude dans les chapitres suivants à pour l'objectif de l'aménagement de ces oueds.

CHAPITRE III
ETUDE
HYDROLOGIQUE



Chapitre III : Etude hydrologique

Introduction

L'hydrologie est la science qui s'intéresse aux échanges d'eau entre l'atmosphère, la surface terrestre et son sous-sol. Ces échanges sont reliés à l'échelle du globe par le cycle de l'eau. L'hydrologie de surface étudie le ruissellement, les phénomènes d'érosion, les écoulements des cours d'eau et les inondations.

Donc l'étude hydrologique sert l'ingénieur à la détermination des caractéristiques morpho métriques, traiter les données climatiques et pluviométriques pour déterminer l'apport de différentes fréquences du bassin versant et également les débits maximums et les apports solides.

III. 1. Etude des caractéristiques du bassin versant

III.1.1. Définition du bassin versant

Le bassin versant, se définit par rapport à un point, et correspond au territoire qui draine toute les eaux vers ce point dit exutoire (point d'un cours d'eau, mer...). Il est donc défini par son exutoire et ses frontières sont les lignes de partage des eaux.

III.1.2. Les paramètres morpho métriques du bassin versant

Les principaux paramètres morpho métriques qui agissent sur la variation du régime hydraulique sont : le profil en long, les rapports de confluence et de longueur, les pentes du BV et du cours d'eau principale, ... etc. Les travaux sont effectués sur la carte topographique d'EDDIS au 1/50000 N°31XXIII-5Ouest.

III.1.2.1. Paramètres géométriques et relief

Les principaux paramètres de ce groupe sont : la superficie, le périmètre, ... etc. Tous ces paramètres sont mesurés sur la carte topographique par des outils informatiques (covadis et autocad).

III.1.2.1.1. Les paramètres géométriques

a) La surface (S)

La surface topographique est la portion du plan délimitée par la ligne de crête, ou contour du bassin, la surface du bassin s'exprime en km^2 .

b) Le périmètre (P)

Le périmètre correspond à la limite extérieure du bassin, il s'exprime en km.

c) Longueur du cours d'eau principale (Lcp)

C'est le thalweg le plus long, il s'exprime en km.

d) Indice de compacité de Gravelius (Kc)

Appelé aussi indice de forme, cet indice caractérisant la forme du bassin versant est le rapport entre le périmètre du bassin et sa surface.

$$Kc = 0.28 \frac{P}{\sqrt{S}} \dots\dots\dots(III.1)$$

Avec :

Kc : indice de compacité de Gravelius.

P : périmètre du bassin (km).

S : surface du bassin (km²).

Si Kc = 1 → le bassin versant à une forme circulaire.

Si Kc = 1.12 → le bassin versant à une forme carrée.

Si Kc ≥ 1.12 → le bassin versant à une forme allongée.

e) Coefficient d'allongement (Ca)

Ce coefficient est obtenu par la relation : $Ca = \frac{Lcp^2}{S} \dots\dots\dots(III.2)$

Avec :

Ca : coefficient d'allongement.

Lcp : la longueur d'allongement de cours d'eau principal (km).

S : la superficie du bassin versant (km²).

f) Rectangle équivalent ou rectangle de Gravelius

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

$$L_r, I_r = \frac{Kc \sqrt{S}}{1,128} \left[1 \pm \sqrt{1 - \left(\frac{1,128}{Kc} \right)^2} \right] \dots\dots\dots(III.3)$$

Avec :

Kc: le coefficient de compacité.

Lr : longueur du rectangle équivalent en (km).

lr : largeur du rectangle équivalent (km).

S : la surface du bassin versant (km²).

Le tableau suivant englobe les paramètres géométriques des bassins versants de la région d'étude :

Tableau III. 1 : résultats des paramètres morpho métriques des sous bassins

Sous bassin versant	S (km²)	P (km)	Lcp (km)	Kc	Ca	Lr (km)	lr (km)
SB1	0,611	3,521	1,651	1,26	4,47	1,26	0,48
SB2	0,636	4,659	2,26	1,64	8,03	2,0	0,32
SB3	2,1	7,775	3,33	1,5	5,28	3,19	0,65
SB4	2,5	7,679	3,48	1,35	4,84	2,93	0,85

III.1.2.1.2.Paramètres de relief

L'influence du relief sur l'écoulement se conçoit aisément, car de nombreux paramètres hydrométéorologiques varient avec l'altitude (précipitation, température,...) et la morphologie du bassin dite relief. Il est caractérisé par :

- La courbe hypsométrique.
- Les altitudes caractéristiques.
- Les indices des pentes.

a) Courbe hypsométrique

Elle représente les surfaces dominées au-dessous de chaque niveau et par conséquent, caractérise en partie le relief. On utilise aussi la courbe de distribution, c'est-à-dire, la proportion en pourcentage de la surface totale du bassin comprise entre deux courbes de niveau.

Les résultats des surfaces partielles et cumulées des quatre sous bassins par tranche d'altitudes sont représentés dans le tableau suivant:

Tableau III. 2 : Répartition en (%) des surfaces élémentaires du SB N°01

Altitude (m)	H _{moy} (m)	Si (km ²)	Si partiel (%)	Si cumulée (km ²)	Si cumulée partielle (%)	Si.Hi (km ² .m)	(Si*(H _i -H _{i-1})) ^{1/2}
800-780	790	0,009	1,47	0,009	1,47	7,11	0,424
780-760	770	0,01	1,64	0,019	3,11	7,7	0,447
760-740	750	0,011	1,8	0,03	4,91	8,25	0,469
740-720	730	0,016	2,62	0,046	7,53	11,68	0,566
720-700	710	0,02	3,27	0,066	10,8	14,2	0,632
700-680	690	0,024	3,93	0,09	14,7	16,56	0,693
680-660	670	0,036	5,89	0,126	20,6	24,12	0,849
660-640	650	0,044	7,2	0,17	27,8	28,6	0,938
640-620	630	0,035	5,73	0,205	33,6	22,05	0,837
620-600	610	0,073	11,9	0,278	45,5	44,53	1,208
600-580	590	0,083	13,6	0,361	59,1	48,97	1,288
580-560	570	0,103	16,9	0,464	75,9	58,71	1,435
560-540	550	0,147	24,1	0,611	100	80,85	1,715
Somme		0,611	100			373,33	11,50

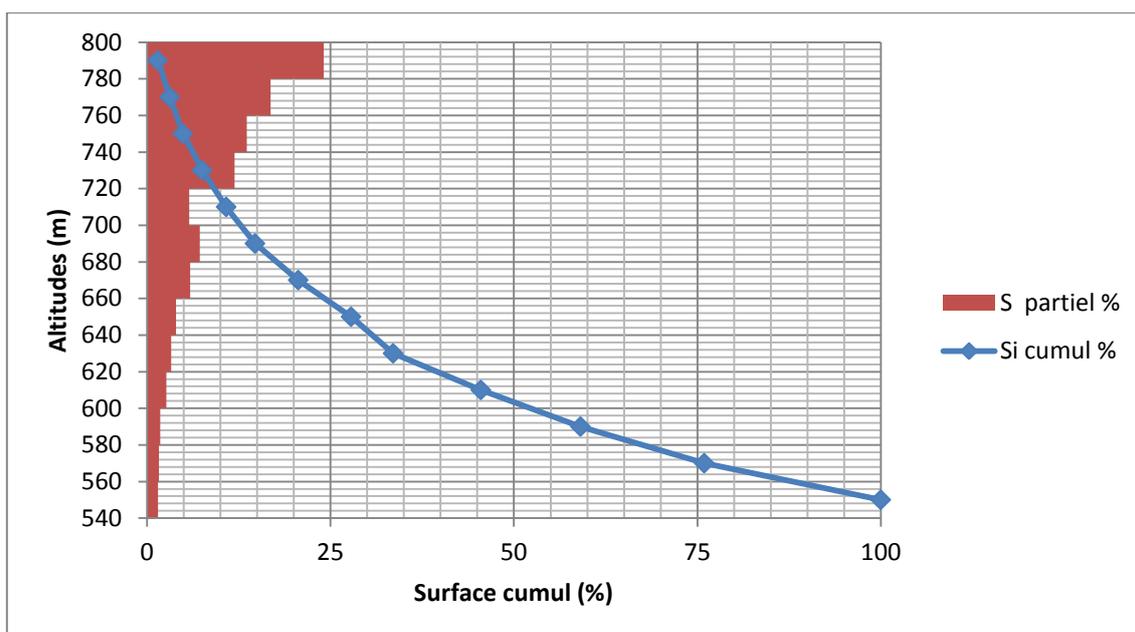


Figure III 1 : Courbe hypsométrique du SB N°01

Tableau III. 3 : Répartition en (%) des surfaces élémentaires du SB N° 02

Altitude (m)	H _{moy} (m)	Si (km ²)	Si partiel (%)	Si cumulée (km ²)	Si cumulée partielle (%)	Si.Hi (km ² .m)	(Si*(H _i -H _{i-1})) ^{1/2}
780-760	770	0,008	1,258	0,008	1,258	6,16	0,4
760-740	750	0,013	2,044	0,021	3,302	9,75	0,50
740-720	730	0,012	1,887	0,033	5,189	8,76	0,49
720-700	710	0,017	2,673	0,05	7,862	12,07	0,58
700-680	690	0,018	2,83	0,068	10,692	12,42	0,6
680-660	670	0,024	3,774	0,092	14,466	16,08	0,69
660-640	650	0,033	5,189	0,125	19,655	21,45	0,81
640-620	630	0,029	4,56	0,154	24,215	18,27	0,76
620-600	610	0,059	9,277	0,213	33,492	35,99	1,09
600-580	590	0,086	13,52	0,299	47,012	50,74	1,31
580-560	570	0,165	25,94	0,464	72,952	94,05	1,82
560-540	550	0,172	27,04	0,636	100	94,6	1,85
somme		0.636	100			380,34	10,92

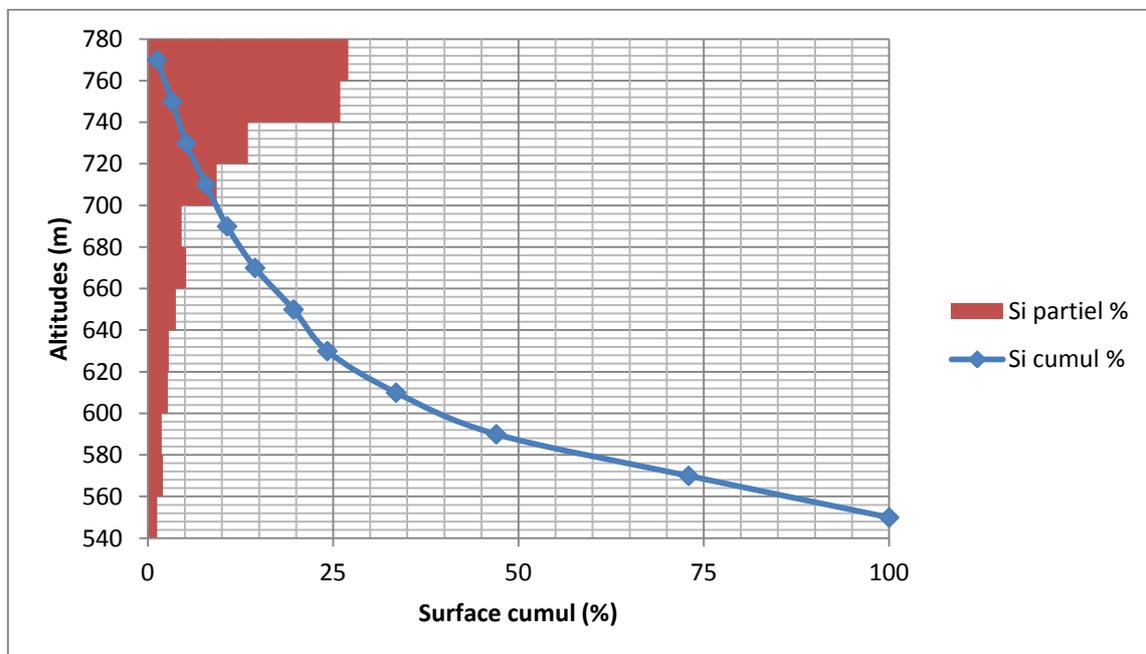


Figure III 2 : Courbes hypsométrique du SB N°02

Tableau III. 4 : Répartition en (%) des surfaces élémentaires du SB N° 03

Altitude (m)	H _{moy} (m)	Si (km ²)	Si partiel (%)	Si cumulée (km ²)	Si cumulée partielle (%)	Si.Hi (km ² .m)	(Si*(H _i -H _{i-1})) ^{1/2}
940-900	920	0,132	6,14	0,132	6,14	121,44	2,29
900-800	850	0,519	24,150	0,651	30,29	441,15	7,20
800-700	750	0,451	20,99	1,102	51,28	338,25	6,72
700-600	650	0,545	25,36	1,647	76,64	354,25	7,38
600-550	575	0,502	23,36	2,149	100	288,65	5,00
somme		2,149	100			1543,74	28,61

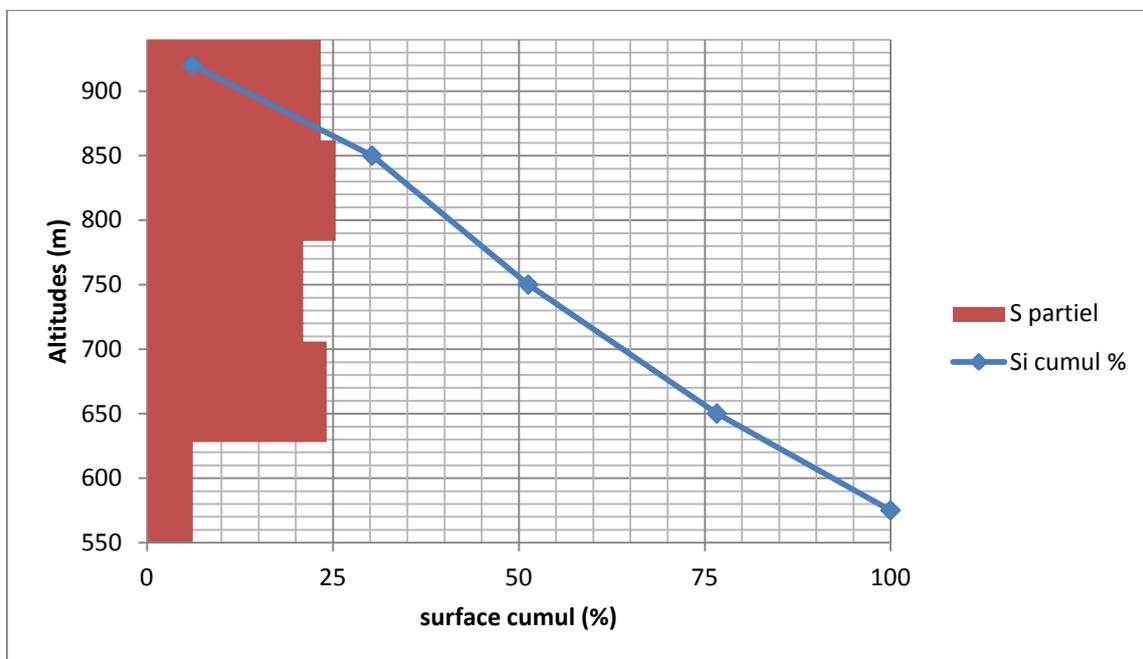


Figure III 3 : Courbe hypsométrique du SB N°03

Tableau III. 5 : Répartition en (%) des surfaces élémentaires du SB N° 04

Altitude (m)	H _{moy} (m)	Si (km ²)	Si partiel (%)	Si cumulée (km ²)	Si cumulée partielle (%)	Si.Hi (km ² .m)	(Si*(H _i -H _{i-1})) ^{1/2}
970-900	935	0,2	8	0,2	8	187	2,45
900-800	850	0,12	4,8	0,32	12,8	102	3,46
800-700	750	0,22	8,8	0,54	21,6	165	4,69
700-600	650	1,03	41,2	1,57	62,8	669,5	10,15
600-550	575	0,93	37,2	2,5	100	534,75	6,82
somme		2,5	100			1658,25	27,57

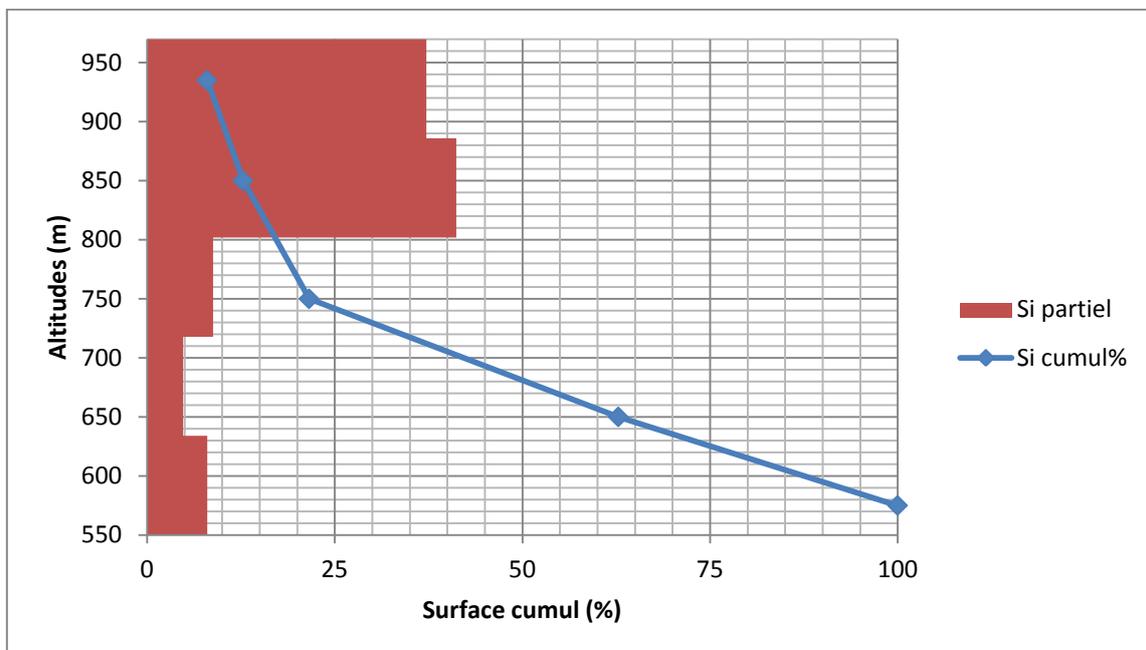


figure III 4: Courbe hypsométrique du SB N°04

b) Altitudes caractéristiques

- **Altitudes maximales et minimales**

Elles sont obtenues directement à partir de cartes topographiques et déterminent l'amplitude altimétrique du bassin versant et interviennent aussi dans le calcul de la pente.

H_{max} : l'altitude maximale du bassin versant

H_{min} : l'altitude minimale du bassin versant

- **Altitude moyenne du bassin versant**

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

$$H_{moy} = \frac{\sum S_i \cdot H_i}{S} \dots \dots \dots (III.4)$$

Avec :

S_i : surface partielle entre deux courbes de niveau (km²)

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

S : superficie du bassin versant (km²)

- **Altitude médiane du bassin versant**

L'altitude médiane correspond à l'altitude 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.

Le tableau suivant représente les résultats des altitudes caractéristiques des quatre sous bassins :

Tableau III. 6 : Les altitudes caractéristiques des sous bassins

SB	H _{max}	H _{min}	H _{moy}	H _{50%}
01	800	540	611,01	604
02	780	540	598,02	586
03	940	550	735,11	755
04	970	550	663,3	680

c) **Les indices des pentes**

L'objectif de ces indices est de caractériser les pentes d'un bassin et de permettre des comparaisons et des classifications. Et les plus communs sont :

- **Indice de pente globale**

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

$$I_g = \frac{D}{L} = \frac{H_{5\%} - H_{95\%}}{L} \dots \dots \dots (III.5)$$

Avec :

D : dénivelée entre H5% et H95% (m).

L : longueur du rectangle équivalent (km)

H5% et H95% sont respectivement les altitudes correspondantes à S5% et S95%

Après le calcul de l'indice I_g on peut classer le relief du bassin versant par la classification O.R.S.T.O.M comme le montre le tableau suivant :

Tableau III. 7 : Classification du relief selon I_g par l'ORSTOM

R1	Relief très faible	$I_g < 0,002 \text{ km/km}$
R2	Relief faible	$0,002 < I_g < 0,005$
R3	Relief assez faible	$0,005 < I_g < 0,01$
R4	Relief modéré	$0,01 < I_g < 0,02$
R5	Relief assez fort	$0,02 < I_g < 0,05$
R6	Relief fort	$0,05 < I_g < 0,1$
R7	Relief très fort	$0,1 < I_g$

Les résultats de calcul de I_g et de classification de relief du bassin versant sont résumés dans le tableau suivant:

Tableau III. 8 : Calcul de l'indice globale et classification de relief

Sous bassin	I_g (km/km)	Type de relief
SB1	0,157	Très fort
SB2	0,089	Fort
SB3	0,10	Fort
SB4	0,20	Très fort

- **Indice de pente de roche**

I_p est la moyenne de la racine carrée des pentes mesurées sur le rectangle équivalent, et pondérée par les surfaces comprises entre 2 courbes de niveau H_i et H_{i-1} . Il est donné par la formule suivante :

$$I_p = \frac{1}{\sqrt{L}} \sum \sqrt{S_i(H_i - H_{i-1})} \dots \dots \dots (III.6)$$

Avec :

L : longueur du rectangle équivalent (km)

S_i : surface partielle (%) comprise entre 2 courbes de niveau consécutives H_i et H_{i-1}

Les indices de pente de roche des quatre sous bassin sont montrés dans le tableau ci-dessous :

Tableau III. 9 : Résultats de l'indice de pente

Sous bassin	SB01	SB02	SB03	SB04
I_p	12,24	7,72	16,02	16,11

- **L'indice de pente brute**

C'est le rapport entre le dénivelé (entre H_{max} et H_{min}) et la longueur du cours d'eau principal L_{cp}, il donné par la formule suivant :

$$I_b = \frac{H_{max} - H_{min}}{L_{cp}} \dots \dots \dots (III.7)$$

Avec:

I_b : l'indice de pente brute (‰)

H_{max} : altitude maximal du bassin versant (m).

H_{min} : altitude minimal du bassin versant (m).

L_{cp} : longueur du cours d'eau principal (km).

Les résultats de calcul de l'indice de pente brute sont montrés dans le tableau ci-dessous :

Tableau III. 10 : Indice de pente brute

Sous bassin	01	02	03	04
I_b (‰)	157,48	106,19	117,12	120,69

- **Pente moyenne de bassin versant**

La pente moyenne est une caractéristique importante qui renseigne sur la topographie du bassin. Elle donne une bonne indication sur le temps de parcours de ruissellement direct

(donc sur le temps de concentration T_c). Elle influence directement le débit de pointe lors d'une averse.

La pente moyenne du bassin versant est donnée par la relation :

$$I_m = \frac{\Delta H(0.5l_1 + l_2 + l_3 + \dots + 0.5l_n)}{S} \dots \dots \dots (III.8)$$

Avec:

I_m : pente moyenne.

l_i : longueur totale de courbes de niveau (km).

ΔH : équidistance entre deux courbes de niveau (km).

S : surface du bassin versant (km²).

Les résultats de calcul des pentes moyennes des quatre sous bassin sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau III. 11 : Pente moyenne du bassin versant

Sous bassin	I_m
SB01	0,2
SB02	0,17
SB03	0,23
SB04	0,26

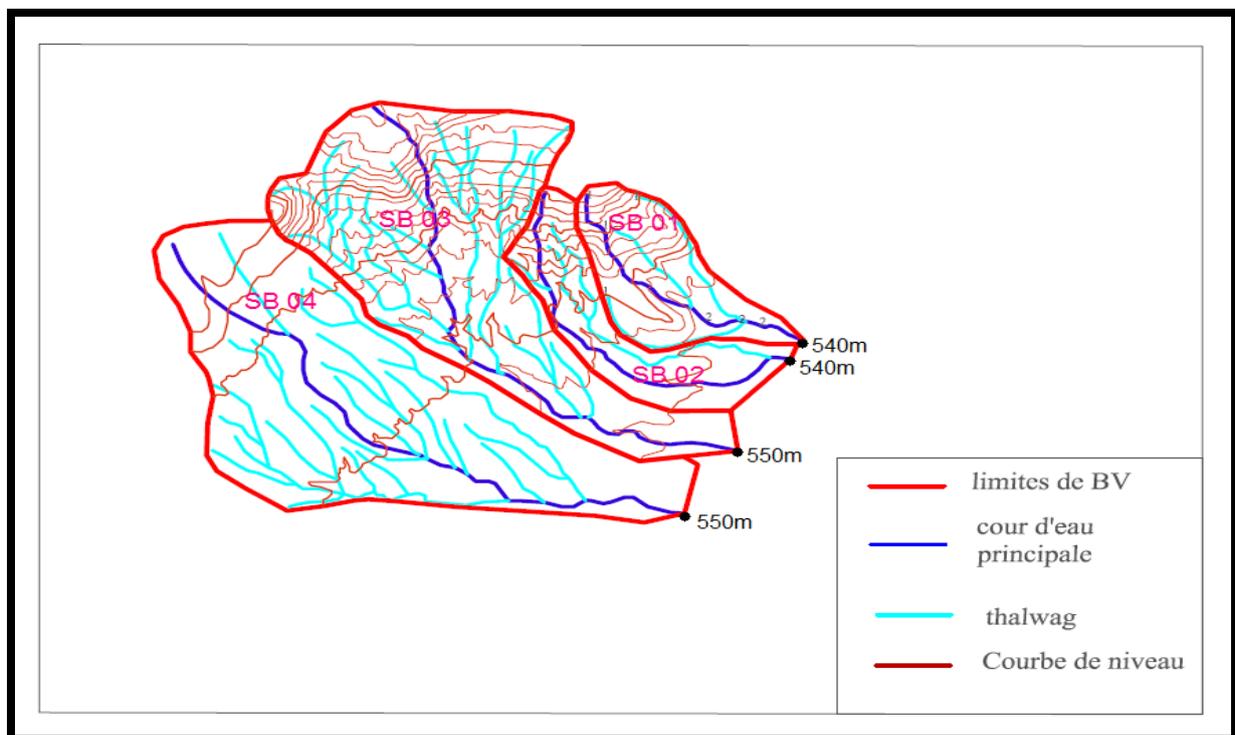


Figure III 5: Caractéristiques morpho métriques et de relief des quatre sous bassin

III.1.3. Caractéristiques du réseau hydrographique

Le réseau hydrographique se définit comme l'ensemble des cours d'eau naturels ou artificiels, permanents ou temporaires, qui participent à l'écoulement. Le réseau hydrographique qui est sans doute une des caractéristiques les plus importantes du bassin.

III.1.3.1. Densité de drainage

Elle est définie comme étant le rapport entre longueur totale de tous les talwegs L_i du bassin versant, à la surface totale S . elle reflète la dynamique du bassin, la stabilité du chevelu hydrographique et le type de ruissellement de surface. Elle est exprimée en km/km^2 .

$$Dd = \frac{\sum_{i=1}^n L_i}{S} \dots \dots \dots (III.9)$$

Avec:

$\sum L_i$: somme des longueurs de tous les cours d'eau d'ordre i (km).

S : surface du bassin versant en km^2 .

Le tableau ci-dessous rassemble la densité de drainage des sous bassins :

Tableau III. 12 : Densité de drainage de chaque bassin

Sous bassin	$\sum L_i$ (Km)	S (km^2)	Dd (km/km^2)
SB01	2,568	0,611	4,2
SB02	2,647	0,636	4,16
SB03	12,906	2,1	6,15
SB04	14,082	2,5	5,63

III.1.3.2. Ordre de cours d'eau

L'ordre des cours d'eau est une classification qui reflète la ramification du cours d'eau. Il existe plusieurs types de classifications des tronçons des cours d'eau, dont la classification de Strahler (1957) qui est la plus utilisée.

- Tous cours d'eau dépourvus de tributaires est d'ordre 1.
- Le cours d'eau formé par la confluence de deux cours d'eau d'ordre différent prend l'ordre du plus élevé des deux.
- Le cours d'eau formé par la confluence de deux cours d'eau du même ordre est augmenté de 1.
- Un bassin versant a l'ordre du plus élevé de ses cours d'eau, soit l'ordre du cours d'eau principale à l'exutoire.

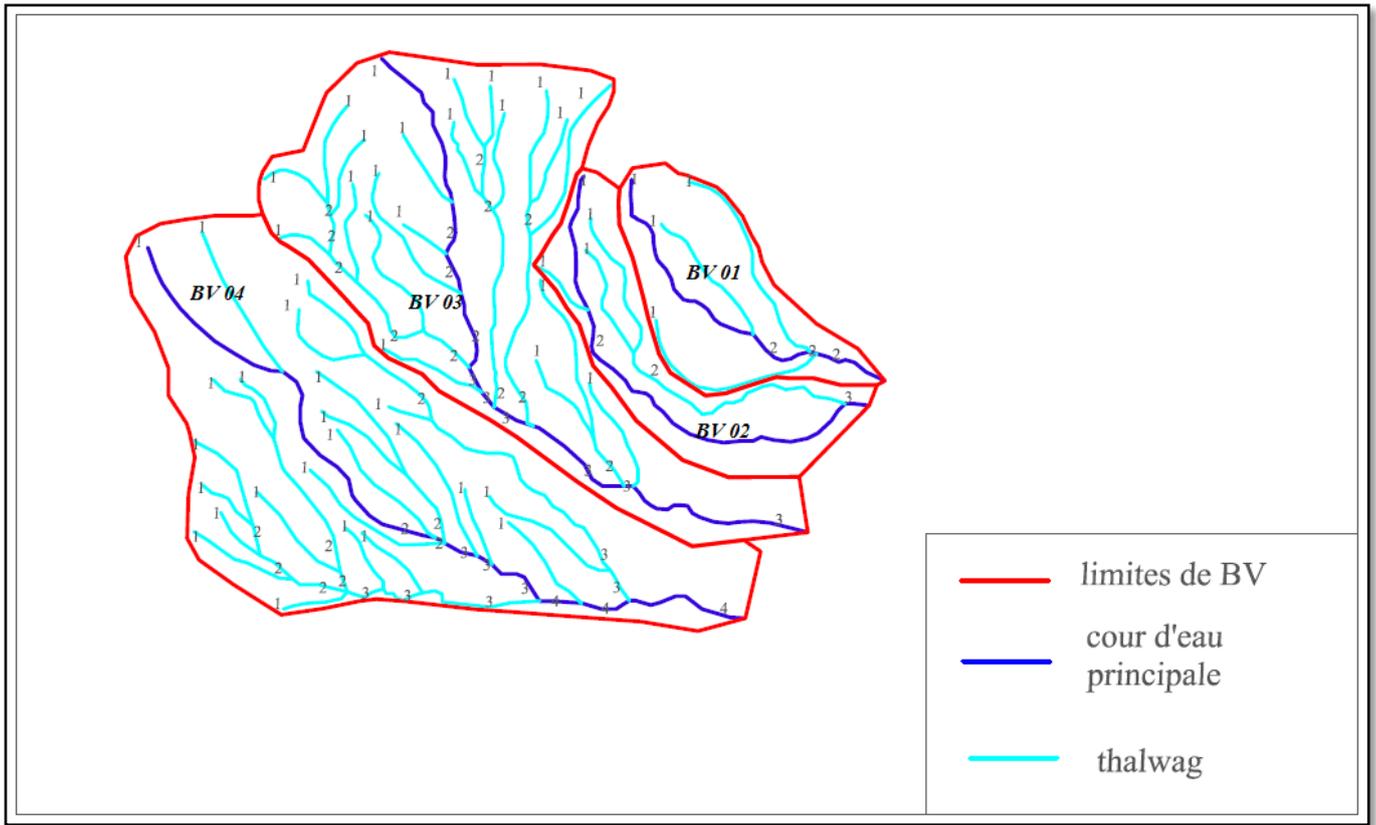


Figure III 6: Réseau hydrographique des bassins versants de la localité d'El Baten

Selon le système se STRAHLER, on trouve que l'ordre de chaque bassin versant :

Tableau III. 13 : Ordre du bassin versant

Bassin versant	01	02	03	04
L'ordre	2	3	3	4

III.1.3.3. La pente moyenne de cours d'eau

La pente moyenne de cours d'eau détermine la vitesse avec laquelle l'eau se rend à l'exutoire du bassin donc le temps de concentration.

$$I = \frac{H_{\max cp} - H_{\min}}{L_{cp}} \dots \dots \dots (III.10)$$

Avec:

- I : la pente moyenne de cours d'eau principal (m/km)
- H_{maxcp} : altitude maximale du cours d'eau principal (m)
- H_{min} : altitude minimale du bassin versant (m)

Les résultats des pentes moyennes des cours d'eau principales des quatre Sous Bassin Versant sont montrés dans le tableau suivant :

Tableau III. 14 : Pente moyenne de cours d'eau

Sous bassin	Hmaxcp (m)	Hmin (m)	Lcp (km)	I(m/km)
SB01	780	540	1,651	0,145
SB02	760	540	2,26	0,097
OSB3	930	550	3,33	0,114
SB04	962	550	3,48	0,118

III.1.3.4. Profil en long du cours d'eau principal

Ce profil est tracé à partir de la courbe topographique en tenant compte de l'altitude et la longueur du cours d'eau. Sur ce profil, peuvent figurer les infrastructures importantes ex (voies ferrées, barrages, ...) et les divers affluents.

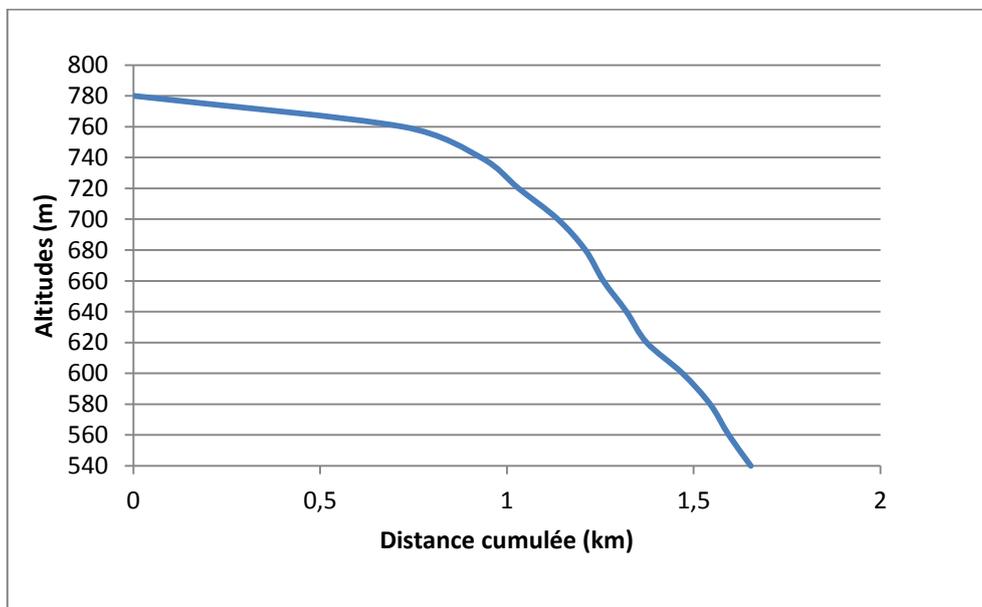


Figure III 7 : Profil en long du cours d'eau principal de SB01

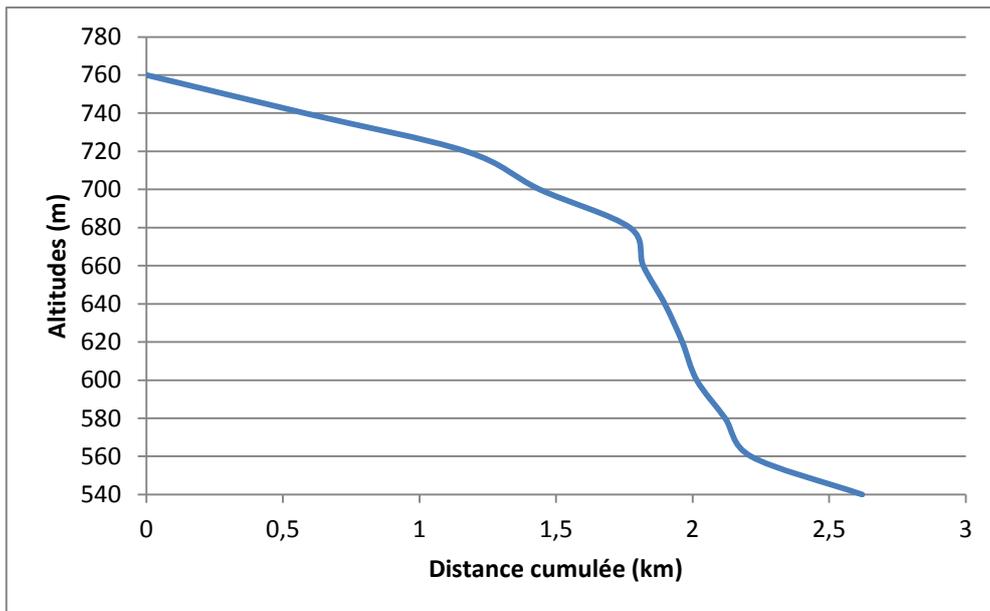


Figure III 8 : Profil en long du cours d'eau principal de SB02

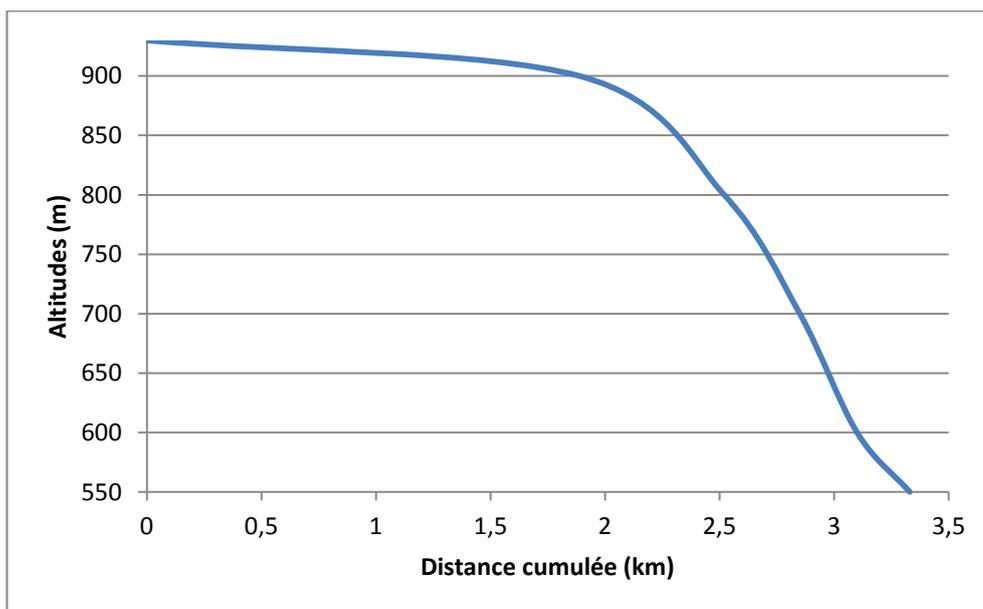


Figure III 9: Profil en long du cours d'eau principal de SB03

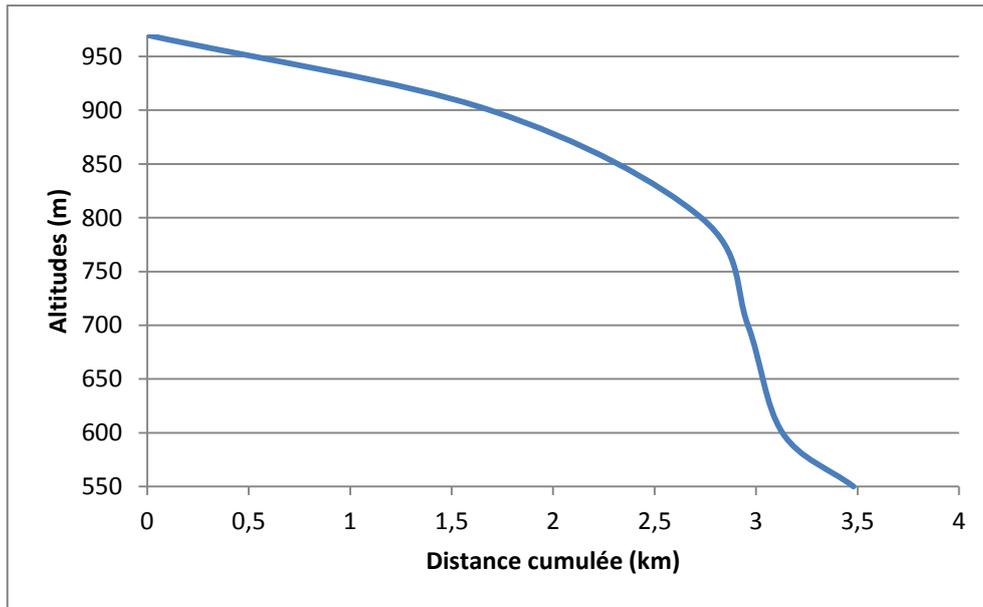


Figure III 10 : Profil en long du cours d'eau principale de SB04

III.1.3.5. Temps de concentration

Le temps de concentration des eaux sur un bassin versant se définit comme le temps que met une particule d'eau provenant de la partie éloignée du bassin pour arriver à l'exutoire.

Le temps de concentration peut être déduit de mesures sur le terrain ou s'estimer à l'aide de formules empiriques. Il existe plusieurs formules, mais les plus utilisées :

➔ Formule de CALIFORNIA

$$T_c = \left(\frac{0.87 \cdot L_{cp}^3}{H_{\max} - H_{\min}} \right)^{0.386} \dots\dots\dots(III.11)$$

Avec :

Hmax : Altitude maximale du bassin versant (m).

Hmin : Altitude minimale du bassin versant (m).

Lcp : longueur du cours d'eau principal (km).

➔ Formule de GIANDOTTI

$$T_c = \frac{4\sqrt{S} + 1.5L_{cp}}{0.8\sqrt{H_{moy} - H_{\min}}} \dots\dots\dots(III.12)$$

Avec :

Lcp : longueur du cours d'eau principal (km).

S : la superficie du bassin versant (km²).

Hmoy : Altitude moyenne du bassin versant(m).

Hmin : Altitude minimale du bassin versant (m).

➔ **Formule de KIRPICH**

$$T_c = \frac{0.000325 L_{cp}^{0.77}}{I^{0.385}} \dots\dots\dots(III.13)$$

Avec :

Lcp : longueur du cours d'eau principal (m).

I : la pente moyenne du cours d'eau principal.

➔ **Formule de GOPTCHENKO**

$$T_c = \left(\frac{L_{cp}}{1,19 \cdot S^{0,14} I_b^{0,33}} \right) \dots\dots\dots(III.14)$$

Avec :

Lcp : longueur du cours d'eau principal (km).

S : la superficie du bassin versant (km²).

Ib : indice de pente brute (‰).

Le tableau suivant résume les résultats de calcul du temps de concentration par les trois formules pour les quatre sous bassin :

Tableau III. 15 : Réduplicatif de Tc des différentes formules

Sous bassin	Tc (heure)			
	Formule de CALIFORNIA	Formule de GIANDOTTI	Formule de KIRPICH	Formule de GOPTCHENKO
SB01	0,19	0,83	0,2	0,28
SB02	0,29	1,08	0,3	0,43
SB03	0,38	0,99	0,39	0,52
SB01	0,39	1,35	0,39	0,53

Dans de nombreuses études, les projeteurs prennent une valeur moyenne des formules les plus proches. Il semblerait plus judicieux d'appliquer une formule dont on connait les limites de validité.

On adopte alors les valeurs de temps de concentration avec la moyenne de deux formules CALIFORNIA et KIRPICH :

Tableau III. 16 : Temps de concentration de chaque SB

Sous bassin	01	02	03	04
Tc(h)	0.195	0,295	0,385	0,39

III.1.3.6. Vitesse de ruissellement

La vitesse de ruissellement est donnée par la formule suivante :

$$V_r = \frac{L_{cp}}{T_c} \dots\dots\dots(III.15)$$

Avec :

Lcp : longueur du cours d'eau principal (m).

Tc : temps de concentration (s).

Le tableau suivant résume les vitesses de concentration du quatre sous bassin :

Tableau III. 17 : les vitesses de ruissellement du quatre sous bassin

Sous bassin	01	02	03	04
Vr (m/s)	2.35	2.13	2.4	2.48

III.2. Etude des précipitations maximales journalières

La pluie maximale journalière est la cause principale des crues exceptionnelles, donc la détermination de l'intensité de pluie, durée et période de retour oblige l'ajustement de la série pluviométrique.

Tableau III. 18 : Série des pluies maximales journalières à la station d'Ain Kerman (Période : 1975-2012)

Année	Sept	Oct	Nov	Déc	Jan	Fév	Mars	Avril	Mai	Juin	Jui	Aout	MAX
1975	18,2	17,6	5,7	9,4	0,7	7,4	5,6	15,8	14,1	8,2	5,5	16,1	18,2
1976	24,8	19	20,9	9,7	50	0	2,6	8,1	15,2	0	1,7	5,7	50
1977	0	0,9	47	2,6	3,2	1,3	3,1	2,6	7,4	0	0	0	47
1978	0,9	20,9	4,8	0	13,8	5,9	1,7	9,6	4,7	1,4	0	5,1	20,9
1979	0	34,1	10,6	15,7	3,8	7	15,3	20	20	37,4	6,5	14,2	37,4
1980	2	3,9	15,7	24,6	0	13,9	3,5	11,3	0	8,5	3,9	0	24,6
1981	11	6,7	0	15,4	4,2	11,7	17	15,2	15,3	7,8	0	0	17
1982	2,5	8,2	20,9	1,8	0	6,5	0	22,4	4	3,6	0	40,5	40,5
1983	0	2,5	0	0	18,4	2,8	7,2	10,4	6,8	1,3	0	11	18,4
1984	1,2	4,8	15,5	2,8	16,2	4	8,2	3,7	7,5	3,7	2,3	0	16,2
1985	19,4	12,9	7,8	8,2	4,5	4,5	16,2	3,2	3,2	50,4	0	0	50,4
1986	6,7	11,8	8,1	4,3	12,2	11	2,7	5,3	10,2	5,5	23,9	9,2	23,9
1987	0	4,5	11,7	3,2	6,5	0	5,5	18,4	15,7	21,4	0	4,5	21,4
1988	1,6	0	11,2	10,5	0	3,5	0	0	15,7	12,9	3,8	26,1	26,1
1989	6,1	10	8,5	6,7	7,8	0	16,1	17,7	41,3	0	2,5	0	41,3
1990	10,5	13,5	4,5	5,5	0	8,2	39,3	4,5	9,3	0,9	5,5	8,9	39,3
1991	15,2	31,7	11,7	4,7	8,4	6,2	6,5	3,9	25,1	8,2	15	0	31,7
1992	0	2	22,4	0	0	8	2,3	3	21,1	0	0	0	22,4
1993	26,4	0	18,7	11,7	2,2	5,8	19	0	0	0	0	4,5	26,4
1994	14	26,1	2,3	0	3,2	2,7	16,7	1,9	1,9	5,7	0	0	26,1
1995	16,6	2,9	2,5	11,4	13,2	10,7	15,7	16,8	37,7	23,1	13,7	2,6	37,7
1996	6,5	0	1,8	12,7	6,7	8,2	1,3	12,7	7,6	3,9	2,4	34,6	34,6
1997	16,5	5	14,7	3,5	22,4	7,8	7,2	7,2	2,9	6	0	2	22,4
1998	11,7	0	1,5	1,8	0	0	3	1	24,6	0	0	0	24,6
1999	8,1	30,3	6	28,2	0	0	3	1	24,6	0	0	26,6	30,3
2000	5,9	2,4	3,4	8,3	7,1	2,5	0	12,8	3	0	0	8,2	12,8
2001	7,3	8,2	5,9	7,8	6	0	0	3	12,4	1,3	6,1	6,2	12,4
2002	8,7	20,6	5,8	11,1	32,8	8,2	1,2	6,3	3,5	5,4	1,3	5,2	32,8

2003	5,4	28,2	27,3	8,4	0	1,6	10,2	11,9	24,2	0	0	19,6	28,2
2004	8,3	3,9	13,7	7,1	0,5	10,4	9,9	2,9	0	16,4	9,9	0	13,7
2005	16,7	3,5	11,7	2,3	14,5	46,2	0	14,6	14,1	2	11,5	0	46,2
2006	23,9	0	32,9	8,2	3,9	37	9,5	77,6	24,8	17,7	4,7	3,1	77,6
2007	41	14,4	8,3	0	5,9	4,3	3,5	0	14,5	3,5	4,6	0	41
2008	16,5	46,4	2,6	12	8,2	14,8	19,2	21,9	1,2	4,1	3,2	2,2	46,4
2009	20,1	11,3	0	21,2	29,6	15,7	13,4	14,7	23,8	48	0	6,5	48
2010	3,1	27,1	15,25	10,9	12,3	7,3	10,5	9,1	4,5	3,1	0	22,9	27,1
2011	7,8	44,5	4,8	8,6	0	5,7	11,9	10,3	2	2,1	0	0	44,5
2012	17,5	27,3	46,9	9,5	0	8,1	12,7	2,1	0	0	1,5	0	46,9

Source : ANRH Alger

III.2.1. Analyse statistique des pluies maximales journalières

III.2.1.1. Etude homogénéisation de la série pluviométrique

L'Homogénéisation des données pluviométriques utilisées est une analyse statistique de l'information de base aidant à une prise de décision conséquente Elle consiste en :

- La détection des anomalies dans les séries hydrogéologiques et d'en chercher la cause ;
- La correction de ces anomalies par des méthodes appropriées ;
- L'extension des séries hydrogéologiques courtes à partir de séries de base homogènes.

Les méthodes d'homogénéisation sont nombreuses et peuvent être graphiques ou analytiques. Pour notre série on va travailler avec la méthode numérique qui consiste en l'utilisation de test de la médiane. Ce test permet de vérifier si une série de données est homogène par les étapes suivantes

La détermination de la médiane M de la série après un classement de cette dernière par ordre croissant ;

- Le remplacement de la série des valeurs non classées par une suite de signe :

- (+) pour les $x_i > M$

- (-) pour les $x_i < M$

- Le calcul des quantités N_s et T_s , tel que :

- N_s : nombre total de séries de + ou -

- T_s : taille de la plus grande série de + ou de -

- Si les conditions du test sont vérifiées, on conclut que la série à étudier est homogène.

Les conditions du test sont les suivantes :

$$N_S > \frac{1}{2}(N + 1 - u_{1-\frac{\alpha}{2}}\sqrt{N + 1})$$

$$T_S < 3.3(\log_{10}N + 1)$$

Tableau III. 19 : Calcul du test de médiane

P_{j,max}	Classement des P_{j,max}	Ordre de classement	Valeurs du départ
18,2	12,4	1	18,2-
50	12,8	2	50+
47	13,7	3	47+
20,9	16,2	4	20,9-
37,4	17	5	37,4+
24,6	18,2	6	24,6-
17	18,4	7	17-
40,5	20,9	8	40,5+
18,4	21,4	9	18,4-
16,2	22,4	10	16,2-
50,4	22,4	11	50,4+
23,9	23,9	12	23,9-
21,4	24,6	13	21,4-
26,1	24,6	14	26,1-
41,3	26,1	15	41,3+
39,3	26,1	16	39,3+
31,7	26,4	17	31,7+
22,4	27,1	18	22,4-
26,4	28,2	19	26,4-
26,1	30,3	20	26,1-
37,7	31,7	21	37,7+
34,6	32,8	22	34,6+
22,4	34,6	23	22,4-
24,6	37,4	24	24,6-
30,3	37,7	25	30,3+
12,8	39,3	26	12,8-
12,4	40,5	27	12,4-

32,8	41	28	32,8+
28,2	41,3	29	28,2-
13,7	44,5	30	13,7-
46,2	46,2	31	46,2+
77,6	46,4	32	77,6+
41	46,9	33	41+
46,4	47	34	46,4+
48	48	35	48+
27,1	50	36	27,1-
44,5	50,4	37	44,5+
46,9	77,6	38	46,9+

La médiane de cette série est $M = 29,25$

$N_s = 20$ et $T_s = 5$

Donc :

$$N_s = 20 > \frac{1}{2}(N + 1 - 1.96\sqrt{N + 1}) = 13,38$$

$$T_s = 5 < 3,3(\log_{10}N + 1) = 5,25$$

Les deux conditions sont vérifiées donc la série est homogène.

III.2.1.2. Les caractéristiques statistiques de la série des pluies maximales journalières

Les caractéristiques statistiques de l'échantillon sont résumés dans le tableau suivant avec:

Tableau III. 20 : caractéristiques statistiques de l'échantillon

Caractéristique	Valeur
Nombre d'observation	38
Minimum	12,4
Maximum	77,6
Moyenne	32,27
Ecart-type	13,79
Médiane	29,25
Coefficient de variation Cv	0,2
Coefficient d'asymétrie Cs	0,9
Coefficient d'aplatissement	1,46

III.2.2. Ajustement de la série pluviométrique maximale

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. 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.

A l'aide de logiciel HYFRAN on a effectué l'ajustement de la série des pluies maximales journalières à la de :

- Gumbel (doublement exponentielle).
- Galton (ou log normal ou Gibrat-Gauss).
- Des extrêmes généralisés (GEV ou la loi de Jenkinson).

III.2.2.1. Ajustement de la série pluviométrique à la loi de Gumbel

La loi de Gumbel est la loi à double exponentielle sa fonction de répartition s'écrit selon la formule suivante :

$$F(x) = e^{-e^{-y}} = e^{-e^{-\alpha(x-x_0)}} \dots\dots\dots(III.16)$$

L'équation de la droite de Gumbel est : $P_{jmax=x} = 1/\alpha y + x_0 \dots\dots\dots (III.17)$

Avec :

y : la variable réduite de Gumbel

$$y = - [\ln (-\ln F(x))] \dots\dots\dots(III.18)$$

D'où :

$$F(x) = \frac{i-0.5}{N}; \text{ la fréquence expérimentale}$$

i : l'ordre de classement

N : la taille de l'échantillon

$1/\alpha$, x_0 sont les paramètres de l'ajustement de la loi de Guembel

Par la méthode du maximum de vraisemblance les résultats de l'estimation des paramètres de la loi de Gumbel donnent les valeurs suivantes :

$$x_0 = 25,46$$

$$1/\alpha = 11,11$$

L'équation de la droite de Gumbel devient : $P_{jmax} = 11,11y + 25,46$

Les résultats d'ajustement sont exposés dans le tableau suivant :

Tableau III. 21 : Résultats d'ajustement à la loi de Gumbel

Période de retour	Probabilité de non dépassement	Valeur théorique	Ecart type	Intervalle de confiance
T (ans)	q	Xt (mm)	δ	95 %
100	0,99	76,6	7,4	62,1-91,1
50	0,98	68,8	6,43	56,2-81,4
20	0,95	58,5	5,16	48,4-68,6
10	0,90	50,5	4,21	42,2-58,7
5	0,80	42,1	3,27	35,7-48,5
2	0,50	29,5	2,11	25,4-33,7

La présentation de la droite de Gumbel est montrée par la figure suivante :

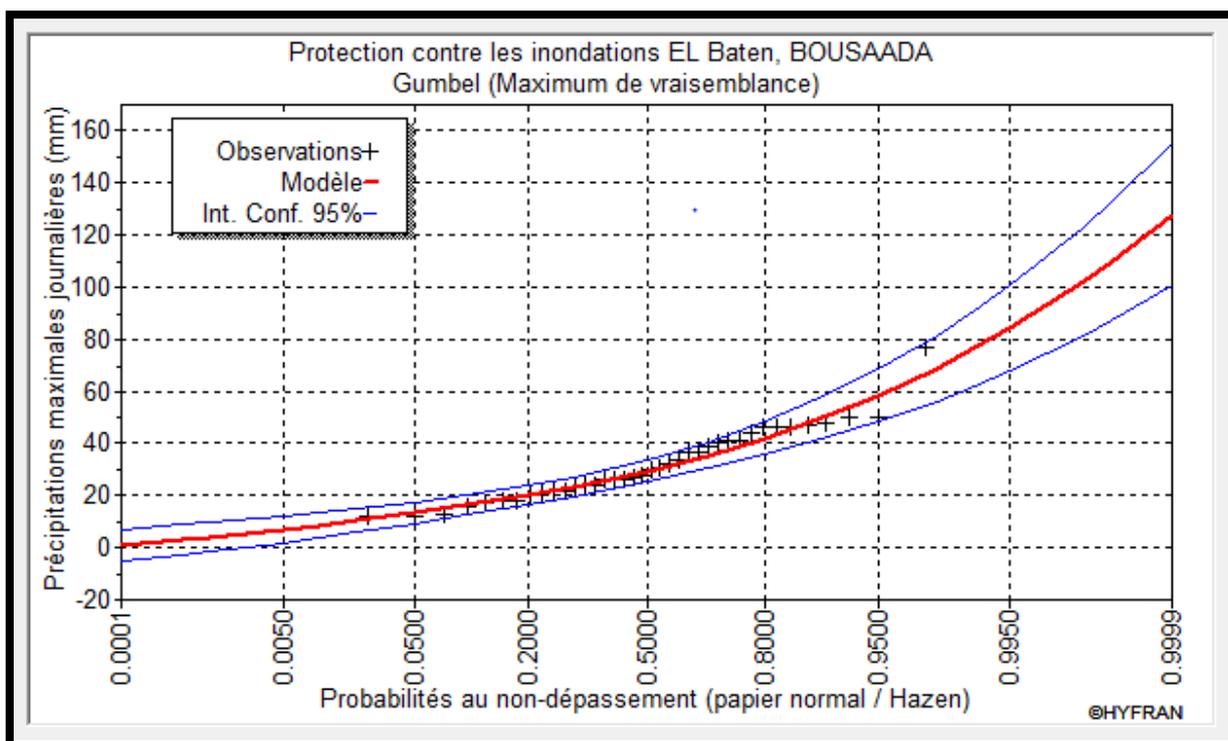


Figure III 11 : Représentation graphique de l'ajustement à la loi de Gumbel

III.2.2.2. Ajustement de la série pluviométrique à la loi de Galton

La loi de Galton s'appelle également loi Log-Normale ou loi de Gibrat-Gauss. La fonction de répartition de la loi de Galton s'exprime sous la formule suivante :

$$F(x) = \frac{1}{2\sqrt{2\pi}} \int_y^{+\infty} e^{-\frac{1}{2}y^2} dy \dots \dots \dots (III.19)$$

L'équation de la droite de Galton est : $lnx = \overline{lnx} + \sigma Lny$ (III.20)

Avec :

y : la variable réduite de Galton

$$y = \frac{x - \bar{x}}{\sigma} \dots \dots \dots (III.21)$$

d'où :

x : la moyenne de la série Lnx

σ : l'écart type de la série Lnx

Les résultats de l'estimation des paramètres de la loi de Galton suivant la méthode du maximum de vraisemblance donnent les valeurs suivantes :

$$\overline{lnx} = 3,37$$

$$\sigma = 0,44$$

Les résultats d'ajustement sont exposés dans le tableau suivant :

Tableau III. 22 : Résultats d'ajustement de la série de la loi de Galton

Période de retour	Probabilité de non dépassement	Valeur théorique	Ecart type	Intervalle de confiance
T (ans)	q	Xt (mm)	δ	95%
100	0,99	81,6	11,4	59,2-104
50	0,98	72,3	9,27	54,2-90,5
20	0,95	60,3	6,72	47,1-73,5
10	0,90	51,3	5,02	41,5-61,2
5	0,80	42,2	3,55	35,3-49,2
2	0,50	29,1	2,09	25-33,2

La présentation de la droite de Galton est montrée par la figure suivante :

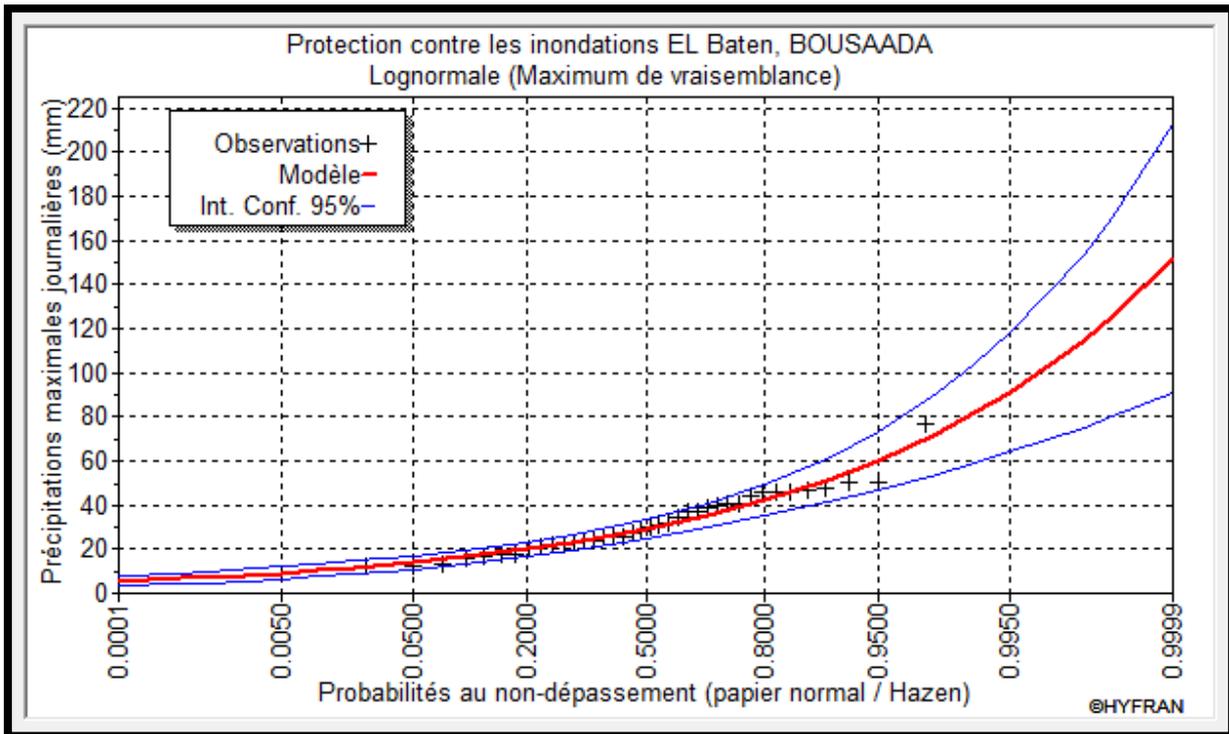


Figure III 12 : Représentation graphique de l’ajustement à la loi de Galton

III.2.2.3. Ajustement de la série pluviométrique à la loi de GEV

La loi généralisée des valeurs extrêmes (GEV) introduite par JENKINSON, est une distribution à trois paramètres qui a une fonction s’écrit comme suit :

$$F(x) = e^{-\left(1 - \frac{k}{\alpha}(x - \mu)\right)^{\frac{1}{k}}} \dots\dots\dots (III.22)$$

Avec :

- μ : paramètre de position.
- α : paramètre de dispersion.
- k : paramètre de forme.

l’équation de la droite de GEV est : $x = -(e^{-cy} + 1)b/c + a \dots\dots\dots (III.23)$

Avec :

$y : c$ est la variable réduite de GEV
 $y = -1/k \ln(1 - k(x - \mu)/\alpha) \dots\dots\dots (III.24)$

Les résultats de l’estimation des paramètres de la loi de GEV suivant la méthode du maximum de vraisemblance donnent les valeurs suivantes :

$$\begin{aligned} \mu &= 25,61 \\ \alpha &= 10,941 \\ k &= 0,0076 \end{aligned}$$

Les résultats d'ajustement sont exposés dans le tableau suivant :

Tableau III. 23 : Résultats d'ajustement de la loi de GEV

Période de retour	Probabilité de non dépassement	Valeur théorique	Ecart type	Intervalle de confiance
T (ans)	q	Xt (mm)	δ	95%
100	0,99	74,9	12,3	50,8-99,1
50	0,98	67,6	9,22	49,5-85,6
20	0,95	57,7	6,02	45,9-69,5
10	0,90	50,0	4,30	41,5-58,4
5	0,80	41,9	3,15	35,7-48,1
2	0,50	29,6	2,19	25,3-33,9

La présentation de la droite de GEV est montrée par la figure suivante :

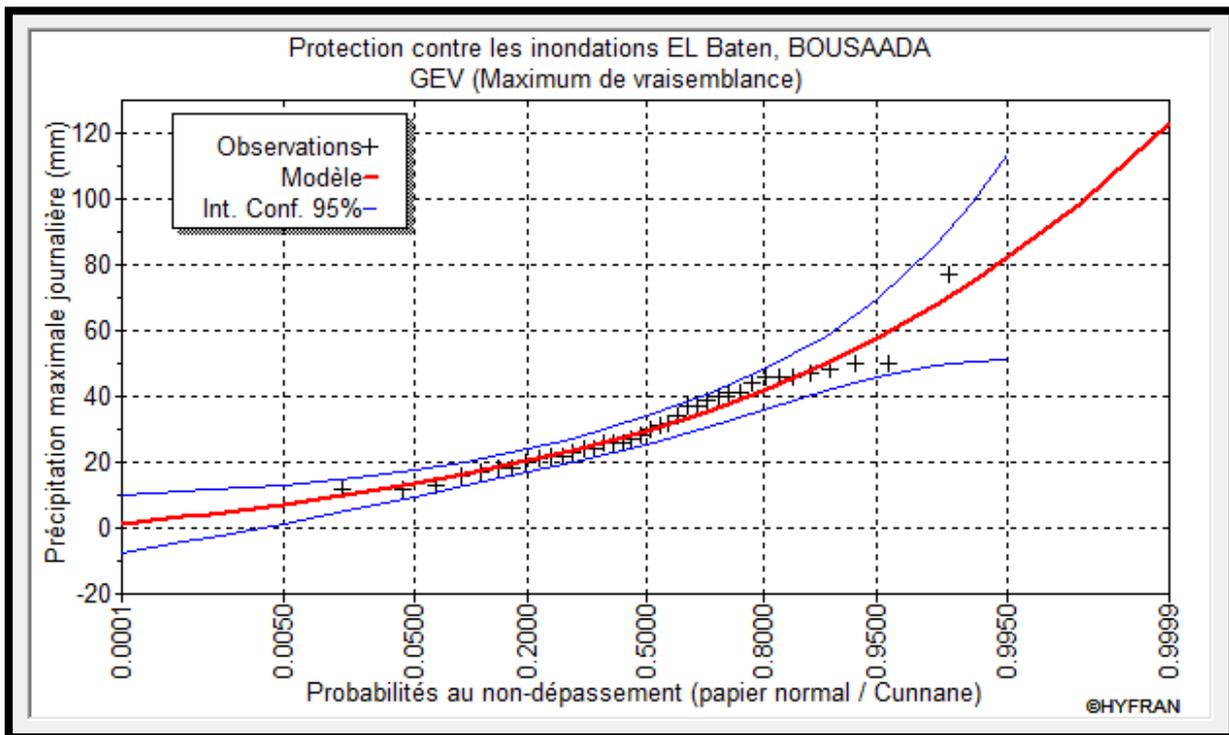


Figure III 13: Représentation graphique de l'ajustement à la loi de GEV

III.2.4. Test de validité de l'ajustement

III.2.4.1. Test d'adéquation du χ^2 (χ^2)

C'est le test d'ajustement le plus célèbre, il vérifie une adéquation des lois et par conséquent le choix du meilleur ajustement des lois statistiques. Le principe de ce test est de faire la comparaison entre les variables χ^2 théorique et χ^2 calculée.

Le test d'adéquation du χ^2 effectué à l'aide du logiciel Hyfran pour les trois lois a donné les résultats suivants :

Tableau III. 24 : Résultats du test d'adéquation de χ^2

Lois statistiques	Degré de liberté	χ^2 calculé	χ^2 théorique
Gumbel	5	3,26	11,07
Log-Normale	5	5,37	11,07
GEV	4	4,11	9,49

Selon le tableau précédent, on remarque que χ^2 calculé est inférieur à χ^2 théorique pour les trois lois Gumbel, Galton et GEV et on constate que les droites d'ajustement sont bien ajustées par rapport aux nuages de points expérimentaux

III.2.4.2. Comparaison visuelle des ajustements (Analyse des graphes)

C'est la comparaison entre les trois courbes des lois Gumbel, Galton et GEV dans un même graphe tracé à l'aide d'Hyfran.

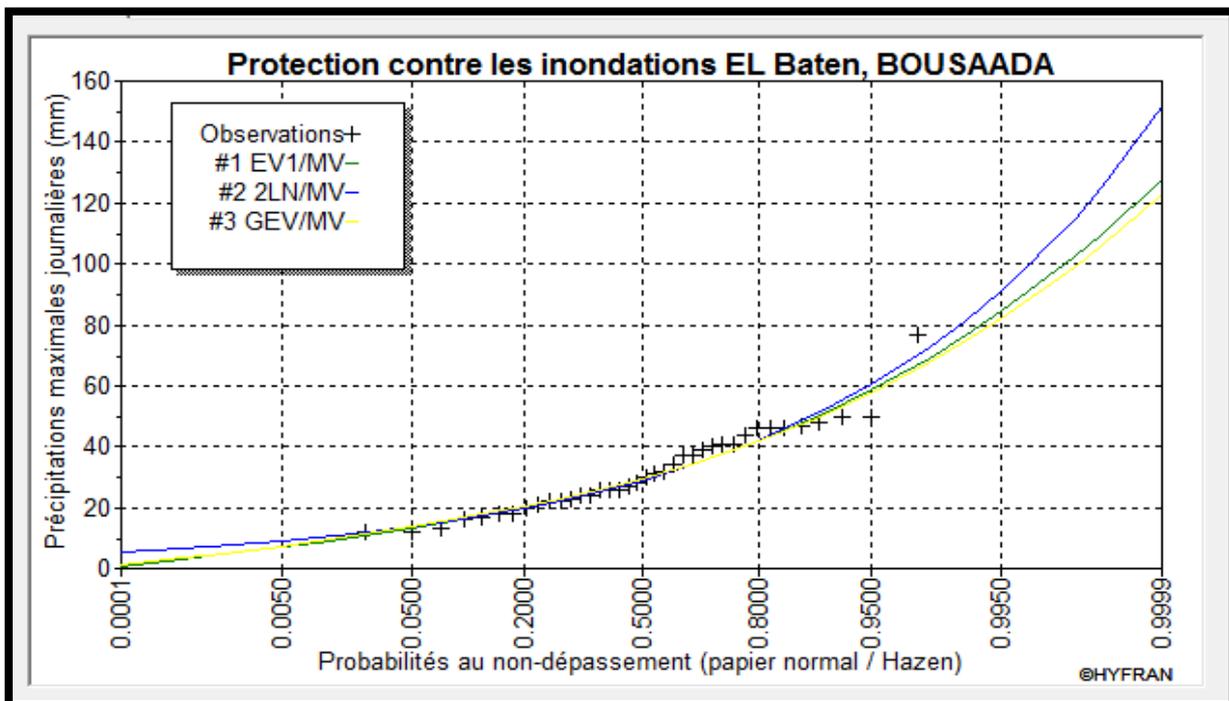


Figure III 14 : Représentation graphique de l'ajustement des trois lois

D'après le figure ci-dessus et si on compare les trois courbes, on remarque que la position des données expérimentales sont plus proches de la courbe théorique de la loi Log-Normale (Galton), donc pour notre cas la loi Log Normale (Galton) est la mieux ajustée.

III.2.4.3. Comparaison numérique (Analyse statistique)

Les critères d'information bayésien (BTC) et d'AKAIKE (AIC) permettent de comparer le degré d'ajustement.

Tableau III. 25 : critères de comparaison des lois statistiques

Modèle	Nb param.	XT	P(Mi)	P(Mi x)	BIC	AIC
Lognormale (Maximum de vraisemblance)	2	81.628	33.33	49.85	308.457	305.182
Gumbel (Maximum de vraisemblance)	2	76.578	33.33	43.02	308.752	305.477
GEV (Maximum de vraisemblance)	3	74.937	33.33	7.13	312.347	307.434

Selon le tableau, on conclue que l'ajustement à la loi de Log-Normale est la meilleure des moments que cette loi correspondante aux plus faibles valeurs de ces statistiques, et ça confirme la comparaison graphique.

III.2.5. Estimation des intensités maximales

III.2.5.1. Pluie de courte durée

Les pluies de courte durée apportent des grandes quantités d'eau dans une courte durée (d'une heure à une journée), elles peuvent également à celle qui reçues habituellement en un ou plusieurs mois. Cette courte de pluie est la cause principale des phénomènes des inondations et qui provoquent des dégâts sur la zone inondable.

Donc on passe des pluies maximales journalières aux pluies de courtes durées par la formule de MONTARI (Touiabia 2004) :

$$P_{tc} = P_{maxj} * \left(\frac{t}{24}\right)^b \dots\dots\dots (III.25)$$

D'où :

P_{maxj} : la pluie maximale journalière de fréquence donnée (mm).

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

t : la durée de l'averse (h).

b : l'exposant climatique ($b = 0,24$) (ANRH, Alger).

III.2.5.2. L'intensité maximale journalière

La pluie de courte durée P_{tc} permet de calculer les intensités maximales d'une durée t (h) et une période de retour T (ans) par la relation suivante :

$$I_t = \frac{P_{tc}}{t} \dots \dots \dots (III.26)$$

Avec :

I_t : l'intensité de la durée t (h), exprimée en (mm/h).

Le tableau suivant récapitule les résultats de calcul :

Tableau III. 26 : Pluies et intensités de pluie de courte durée pour les différentes périodes de retour

Période de retour	100ans		50ans		20ans		10ans		5ans		2ans	
	Ptc (mm)	It (mm/h)										
0,5	32,22	64,45	28,55	57,1	23,81	47,63	20,26	40,52	16,67	33,33	11,49	22,98
1	38,06	38,06	33,72	33,72	28,12	28,12	23,93	23,93	19,68	19,68	13,57	13,57
2	44,95	22,47	39,82	19,91	33,21	16,61	28,26	14,13	23,24	11,62	16,03	8,01
3	49,54	16,51	43,89	14,63	36,61	12,2	31,14	10,38	25,62	8,54	17,67	5,88
4	53,08	13,27	47,03	11,76	39,22	9,80	33,37	8,34	27,45	6,86	18,93	4,73
5	56	11,2	49,62	9,92	41,38	8,27	35,21	7,04	28,96	5,79	19,97	3,99
6	58,5	9,75	51,84	8,64	43,23	7,20	36,78	6,13	30,26	5,04	20,86	3,47
7	60,71	8,67	53,79	7,68	44,86	6,40	38,17	5,45	31,4	4,48	21,65	3,09
8	62,69	7,83	55,54	6,94	46,32	5,79	39,41	4,92	32,42	4,05	22,36	2,79
9	64,48	7,16	57,14	6,34	47,65	5,29	40,54	4,50	33,35	3,70	23	2,55
10	66,14	6,61	58,6	5,86	48,87	4,88	41,58	4,15	34,2	3,42	23,59	2,35
11	67,67	6,15	59,95	5,45	50	4,54	42,54	3,86	34,99	3,18	24,13	2,19
12	69,09	5,75	61,22	5,10	51,06	4,25	43,44	3,62	35,73	2,97	24,64	2,05
13	70,43	5,41	62,41	4,80	52,05	4,00	44,28	3,40	36,43	2,80	25,12	1,93
14	71,7	5,12	63,53	4,53	52,98	3,78	45,08	3,22	37,08	2,64	25,57	1,82
15	72,89	4,86	64,59	4,30	53,87	3,59	45,83	3,05	37,7	2,51	26	1,73
16	74,03	4,62	65,6	4,10	54,71	3,41	46,54	2,90	38,29	2,39	26,4	1,65
17	75,12	4,41	66,56	3,91	55,51	3,26	47,23	2,77	38,85	2,28	26,79	1,57
18	76,16	4,23	67,48	3,74	56,28	3,12	47,88	2,66	39,39	2,18	27,16	1,50
19	77,15	4,06	68,36	3,59	57,01	3,00	48,5	2,55	39,9	2,10	27,51	1,44
20	78,11	3,90	69,2	3,46	57,72	2,88	49,1	2,45	40,39	2,02	27,85	1,39
21	79,03	3,76	70,02	3,33	58,4	2,78	49,68	2,36	40,87	1,94	28,18	1,34
22	79,91	3,63	70,81	3,21	59,05	2,68	50,24	2,28	41,33	1,87	28,5	1,29
23	80,77	3,51	71,57	3,11	59,69	2,59	50,78	2,20	41,77	1,81	28,8	1,25

24	81,6	3,4	72,3	3,01	60,3	2,51	51,3	2,13	42,2	1,75	29,1	1,21
----	------	-----	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------

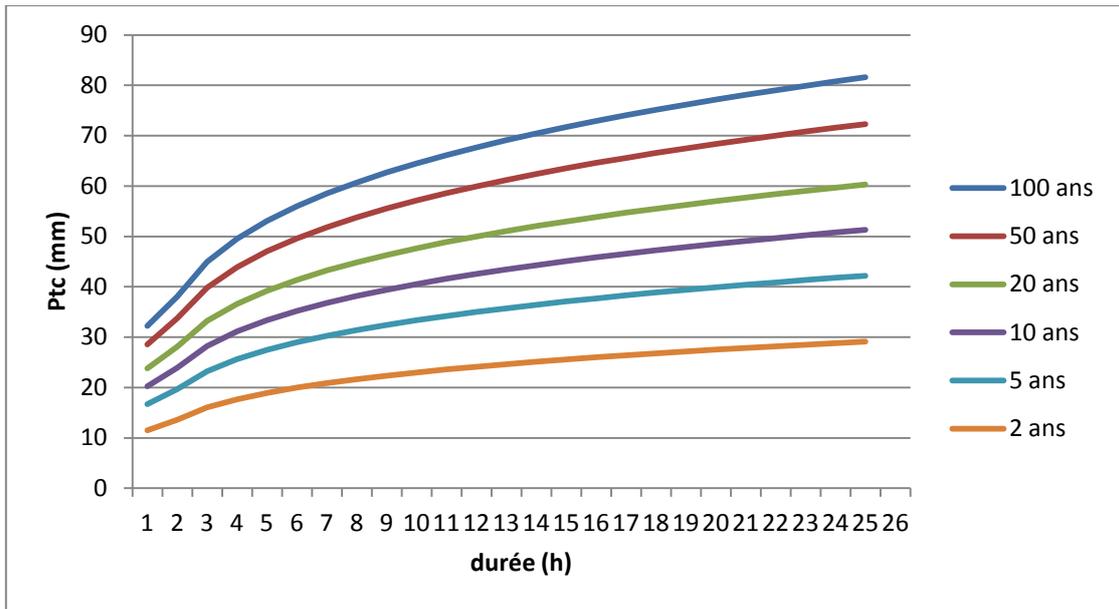


Figure III 15 : Courbes des pluies-durée-fréquences

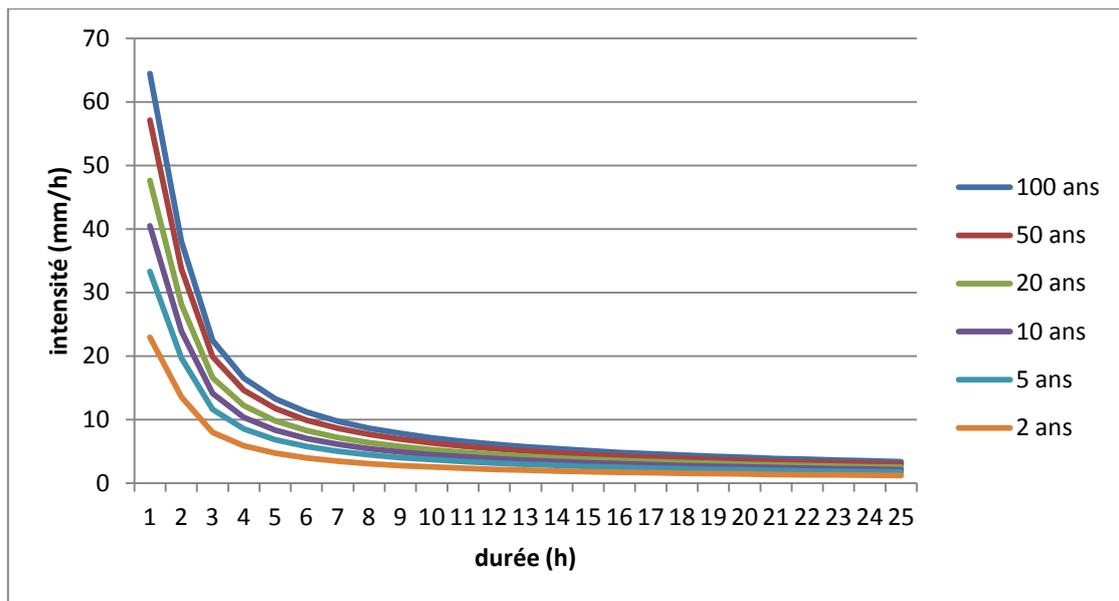


Figure III 16 : Courbes des intensités-durée-fréquences

III.3. Etude des apports

III.3.1. Apports liquides

III.3.1.1. Apport moyens annuels

En raison de l'absence des stations hydrométriques sur l'oued, l'estimation de rapport moyen annuel est déterminée à l'aide de formules empiriques :

- Formule de l'ANRH.

- Formule de SAMIE.
- Formule de DERIE.

- **Formule de l'ANRH**

$$A_0 = 0,915 \cdot P_{moy}^{2,684} \cdot S^{0,842} \dots\dots\dots (III.27)$$

Avec :

- A0 : Apport liquide en (hm³)
- Pmoy : Pluie moyenne annuelle en (m)
- S : Surface du bassin versant (km²)

- **Formule de SAMIE**

$$A_0 = Le \cdot S \dots\dots\dots (III.28)$$

$$Le = P_{moy} \cdot 2 \cdot (293 - 2,2 \cdot \sqrt{S}) \dots\dots\dots (III.29)$$

Avec :

- A0 : Apports liquide en (hm³)
- Le : Lamme d'eau écoulee en (mm).
- Pmoy : Pluie moyenne annuelle en (m).
- S : Surface du bassin versant (Km²).

- **Formule de DERIE**

$$A_0 = 0,513 P_{moy}^{2,684} S^{0,842} Dd \dots\dots\dots (III.30)$$

Avec :

- A0: Apports liquide en (hm³)
- Pmoy : Pluie moyenne annuelle en (m).
- S : Surface du bassin versant (Km²).
- Dd : densité de drainage (km/km²).

Les résultats de calcul sont mentionnés dans le tableau suivant :

Tableau III. 27 : Apport moyen liquide des différentes formules

Formule	Apport moyen liquide (hm ³)			
	SB01	SB02	SB03	SB04
ANRH	0,006	0,006	0,017	0,019
SAMIE	0,0058	0,006	0,02	0,023
DERIE	0,014	0,015	0,059	0,061

D'après le tableau ci-dessus, on remarque que les valeurs obtenues pour différentes formules sont assez proches les uns des autres, à cet effet on retiendra une valeur moyenne ou le caractère empirique des formules.

Le tableau suivant résume les valeurs moyennes des apports liquides annuelles des quatre sous bassins :

Tableau III. 28 : Apport moyen liquide

Sous bassin	SB01	SB02	SB03	SB04
Apport moyen (hm ³)	0,0086	0,009	0,033	0,034

III.3.1.2. Caractéristiques de l'écoulement

III.3.1.2.1. Module de l'écoulement

Il est donné par la formule suivante :

$$M_e = \frac{A_0}{T} \dots\dots\dots(III.31)$$

Avec :

A0 : Apport moyen annuel (litres).

T : Temps d'une année en secondes = 31 536 106 secondes

Le résultat de calcul pour les quatre sous bassins est mentionné dans le tableau suivant :

Tableau III. 29 : Module de l'écoulement

Sous bassin	SB01	SB02	SB03	SB04
Me (l/s)	27,27	28,54	105,33	107,81

III.3.1.2.2. module de l'écoulement relatif

$$M_{er} = \frac{M_e}{S} \dots\dots\dots(III.32)$$

Avec :

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

Me : Module de l'écoulement (l/s).

S : Superficie du bassin (Km²).

Le résultat de calcul pour les quatre sous bassins est mentionné dans le tableau suivant :

Tableau III. 30 : Module de l'écoulement relatif

Sous bassin	SB01	SB02	SB03	SB04
M_{er} (l/s/km ²)	44,63	44,87	50,16	43,12

III.3.1.2.3 *Lame de l'eau écoulée*

C'est le rapport entre l'apport moyen A_0 est la surface de bassin versant.

Tableau III. 31 : Lame d'eau écoulée

Sous bassin	SB01	SB02	SB03	SB04
Le (mm)	14,08	14,15	15,71	13,6

III.3.1.2.4. *Coefficient d'écoulement*

$$C_e = \frac{L_e}{P_{moy}} \dots\dots\dots(III.33)$$

Avec :

Le : lame d'eau écoulée en (mm).

Pmoy : Pluie moyenne annuelle en (mm).

Tableau III. 32 : Le coefficient d'écoulement

Sous bassin	SB01	SB02	SB03	SB04
Ce (%)	7,82	7,86	8,73	7,55

III.3.1.2.5. *Coefficient de variation*

- **Formule Algérienne de N.N Padoum**

Cette relation s'écrit comme suit :

$$Cv = 0,93 K/M_0 0,23 \dots\dots\dots(III.34)$$

Avec :

K : coefficient de réduction K = (0,25-1,00); on prend K = 0,50.

M_0 : module spécifique du bassin versant (Module de l'écoulement relatif) en (l/s/km²).

- **Formule d'Antonov**

$$C_v = \frac{0.7}{(S + 1000)^{0.097}} \dots\dots\dots(III.35)$$

Avec :

S : Superficie du bassin (Km²).

- **Formule d'UKRG Provodkhoz**

$$C_v = \frac{0.7}{M_{er}^{0.125}} \dots\dots\dots(III.36)$$

M_{er} : module de l'écoulement relatif (l/s/km²).

Tableau III. 33 : Récapitulatif des résultats des la formules de Cv

Formules empiriques	Sous bassin			
	SB01	SB02	SB03	SB04
Formule Algérienne	0,194	0,193	0,189	0,196
Formule d'Antonov	0,358	0,358	0,358	0,358
Formule d'UKRG	0,435	0,435	0,429	0,437

Après analyse des résultats des différentes formules nous estimons que la valeur moyenne de Coefficient de variation est :

Tableau III. 34 : Coefficient de variation Cv

Sous bassin	SB01	SB02	SB03	SB04
Cv	0,987	0,986	0,976	0,988

III.3.2. Apports solides

Les Apports solide dépend de l'étendue, du relief du bassin versant, de la nature géologique des sols et de leur résistance à l'érosion, liée elle même à la couverture végétale, et enfin au régime des pluies et des températures.

Le volume du solide peut être estimé par les formules de TIXERON.

➔ **Formule de TIXERON**

$$T_a = K L_e 0,15 \dots \dots \dots (III.36)$$

Avec :

T_a : volume totale en solides, en T/km² par année.

L_e : lame d'eau écoulée en (mm) déterminée à partir de l'apport moyen.

K : paramètres caractéristique de la perméabilité du bassin :

Tableau III. 35 : Valeur de K en fonction de la perméabilité

K	Degré de perméabilité
8.5	Élevée
75	Moyenne
350	Moyenne à faible
1400	Fiable
3200	Imperméabilité

Le volume apports solide est déterminé en fonction du volume total des sédiments, et du poids spécifique des sédiments :

$$V_{app.s} = \frac{T_a S}{\gamma_e} \dots \dots \dots (III.37)$$

Avec : γ_e : Masse volumétrique des sédiments à la vase humide, en T/m³ (voir tableau) :

Tableau III. 36 : Masse volumétrique des différents types de sédiments

Typologie des sédiments	Masse volumétrique (T/m ³)	Typologie des sédiments	Masse volumétrique (T/m ³)
Boue fine	0,7 - 0,8	Sable fin	1,5 - 1,6
Boue fine	0,8 - 0,9	Sable moyen	1,6 - 1,7
Boue avec mélange de sable	0,9 - 1,1	Sable moyen et lourd	1,1 - 1,8
Sable fin sédimenté	1,1 - 1,2	Sable avec gravier	1,8 - 1,9
Sable fin et moyen sédimenté	1,2 - 1,3	Gravier	1,9 - 2,1
Sable moyen sédimenté	1,3 - 1,5	Cailloux avec gravier	2,1 - 2,4

D'après le tableau précédent on prend $\gamma^e = 1.6 \text{ T/m}^3$.

Le résultat de calcul est résumé dans le tableau suivant :

Tableau III. 37 : Apport solide annuel

Sous bassin	SB01	SB02	SB03	SB04
Le (mm)	14,08	14,15	15,71	13,60
Ta (T/km²)	520,43	520,81	529,05	517,72
Vapp.s (m³)	198,74	207,02	340	808,94

III.3.3. Etude 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.

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

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, différentes formules empiriques ont été sélectionnées pour le calcul.

III.3.3.1.formules empiriques pour le calcul de la crue

- **Formule de Mallet-Gauthier**

Ils ont établi une formule expérimentale où le débit maximum de crue est fonction des précipitations, de la surface du bassin et d'un coefficient K caractéristique géographique et climatique du bassin versant.

$$Q_{\max,p\%} = \frac{2 \cdot K \cdot \log(1 + A \cdot P_{\text{moy}}) \cdot S \cdot \sqrt{1 + 4 \log T - \log S}}{\sqrt{L_{cp}}} \dots\dots\dots(\text{III.38})$$

Avec :

Q_{max,p%} : Débit maximum pour une fréquence donnée (m³/s).

P_{moy} : Pluie moyenne annuelle (m).

S : Superficie du bassin versant (Km²).

L_{cp} : Longueur du thalweg principal (Km).

K : Coefficient dépendant des caractéristiques du bassin varie entre 1 et 3 (K = 2).

A : Paramètre du bassin varie entre 20 et 30 (A = 25).

T : Période de retour (an).

Les résultats de calcul pour les périodes de retour de chaque sous bassin sont représentés dans le tableau suivant :

Tableau III. 38 : Récapitulatif des résultats de la formule Mallet-Gauthier

Période de retour (ans)		2	5	10	20	50	100
Q _{max} (m ³ /s)	SB01	2,18	2,8	3,2	3,56	3,98	4,27
	SB02	1,94	2,49	2,85	3,16	3,53	3,79
	SB03	4,66	6,34	7,35	8,24	9,03	10,0
	SB04	5,32	7,30	8,0	9,54	10,77	11,61

- **Formule de TURRAZA**

La formule de TURAZZA tient compte des pluies maximales de courtes durées, de l'intensité des pluies, de la superficie et du temps de concentration.

$$Q_{\max.P\%} = \frac{Cr * Ptc * S}{3,6 * Tc} \dots\dots\dots(III.39)$$

Avec :

Q_{max,p%} : Débit maximum pour une fréquence donnée (m³/s).

Ptc: pluie de courte durée pour un temps t = Tc en (mm).

S: superficie du bassin versant(Km²).

Tc : temps de concentration (heure).

Cr: coefficient de ruissellement de la crue considérée pour une probabilité P%.

Les résultats de calcul pour les périodes de retour de chaque sous bassin sont représentés dans les tableaux suivants :

Tableau III. 39 : Récapitulatif des résultats de la formule TURAZZA pour SB01

Période de retour (ans)	2	5	10	20	50	100
Pmaxj (mm)	29,1	42,2	51,3	60,3	72,3	81,6
Ptc (mm)	10,76	15,57	18,93	22,25	26,68	30,11
Cr	0,35	0,4	0,45	0,5	0,55	0,6
Q_{max} (m³/s)	3,27	5,42	7,41	9,68	12,77	15,72

Tableau III. 40 : Récapitulatif des résultats de la formule TURAZZA pour SB02

Période de retour (ans)	2	5	10	20	50	100
Pmaxj (mm)	29,1	42,2	51,3	60,3	72,3	81,6
Ptc (mm)	11,61	16,84	20,47	24,06	28,85	32,56
Cr	0,35	0,4	0,45	0,5	0,55	0,6
Q_{max} (m³/s)	2,43	4,03	5,51	7,20	9,50	11,69

Tableau III. 41 : Récapitulatif des résultats de la formule TURAZZA pour SB03

Période de retour (ans)	2	5	10	20	50	100
Pmaxj (mm)	29,1	42,2	51,3	60,3	72,3	81,6
Ptc (mm)	11,93	17,30	21,03	24,72	29,64	33,45
Cr	0,35	0,4	0,45	0,5	0,55	0,6
Q_{max} (m³/s)	6,32	10,48	14,34	18,72	24,70	30,41

Tableau III. 42 : Récapitulatif des résultats de la formule TURAZZA pour SB04

Période de retour (ans)	2	5	10	20	50	100
Pmaxj (mm)	29,1	42,2	51,3	60,3	72,3	81,6
Ptc (mm)	12,22	17,72	21,54	25,32	30,36	34,27
Cr	0,35	0,4	0,45	0,5	0,55	0,6
Q_{max} (m³/s)	7,61	12,62	17,26	22,54	29,73	36,61

• **Formule de SOKOLOVSKY**

La formule de SOKOLOVSKY tient compte des pluies maximales de courtes durées, de l'intensité des pluies, de la superficie du temps de concentration, et le ruissellement.

$$Q_{\max.P\%} = \frac{0,28 * Ptc * cr * S}{Tc} f \dots\dots\dots(III.40)$$

Avec

Q_{max.P%} : Débit maximum pour une fréquence donnée (m³/s).

Ptc : pluie de courte durée pour un temps t = Tc en (mm).

S : Superficie du bassin versant(Km²).

Tc : temps de concentration (heure).

Cr : Coefficient de ruissellement. Avec un exposant climatique b = 0,24.

f : Coefficient de form.

$$f = \frac{12}{4 + 3\gamma} \dots\dots\dots(III.41)$$

Avec :

γ : 2 pour les petits bassins versants

$$f = 1.2$$

Les résultats de calcul pour les périodes de retour de chaque sous bassin sont représentés dans les tableaux suivants :

Tableau III. 43 : Récapitulatif des résultats de la formule SOKOLOVSKY pour SB01

Période de retour (ans)	2	5	10	20	50	100
P_{maxj} (mm)	29,1	42,2	51,3	60,3	72,3	81,6
P_{tc} (mm)	10,76	15,57	18,93	22,25	26,68	30,11
Cr	0,35	0,4	0,45	0,5	0,55	0,6
Q_{max} (m ³ /s)	3,96	6,55	8,96	11,71	15,44	19,01

Tableau III. 44 : Récapitulatif des résultats de la formule SOKOLOVSKY pour SB02

Période de retour (ans)	2	5	10	20	50	100
P_{maxj} (mm)	29,1	42,2	51,3	60,3	72,3	81,6
P_{tc} (mm)	11,61	16,84	20,47	24,06	28,85	32,56
Cr	0,35	0,4	0,45	0,5	0,55	0,6
Q_{max} (m ³ /s)	2,94	4,87	6,67	8,71	11,49	14,15

Tableau III. 45 : Récapitulatif des résultats de la formule SOKOLOVSKY pour SB03

Période de retour (ans)	2	5	10	20	50	100
P_{maxj} (mm)	29,1	42,2	51,3	60,3	72,3	81,6
P_{tc} (mm)	11,93	17,30	21,03	24,72	29,64	33,45
Cr	0,35	0,4	0,45	0,5	0,55	0,6
Q_{max} (m ³ /s)	7,65	12,68	17,34	22,65	29,88	36,78

Tableau III. 46 : Récapitulatif des résultats de la formule SOKOLOVSKY pour SB04

Période de retour (ans)	2	5	10	20	50	100
Pmaxj (mm)	29,1	42,2	51,3	60,3	72,3	81,6
Ptc (mm)	12,22	17,72	21,54	25,32	30,36	34,27
Cr	0,35	0,4	0,45	0,5	0,55	0,6
Q_{max} (m³/s)	9,21	15,26	20,88	27,27	35,97	44,28

• **Formule de POSSETI**

$$Q_{\max,p\%} = \frac{U \cdot P_{\max,j} \cdot S}{Lcp} \dots\dots\dots(III.42)$$

Avec :

Qmax,p% : Débit maximum pour une fréquence donnée (m³/s).

S : Superficie du bassin versant (Km²).

Lc : Longueur du thalweg principal (m).

U : coefficient comprise entre 700-800, on prend U = 750.

Pmax.j : Pluie maximale journalière correspondant à la période de retour en (mm).

Les résultats de calcul pour les périodes de retour de chaque sous bassin sont représentés dans les tableaux suivants :

Tableau III. 47 : Récapitulatif des résultats de la formule POSSETI

période de retour		2	5	10	20	50	100
Pmaxj		29,1	42,2	51,3	60,3	72,3	81,6
Q_{max} (m³/s)	SB01	8,60	12,47	15,17	17,83	21,38	24,13
	SB02	6,14	8,90	10,82	12,73	15,26	17,22
	SB03	13,76	19,96	24,26	28,52	34,19	38,59
	SB04	15,67	22,73	27,64	32,49	38,95	43,96

III.3.3.2. Hydrogramme de crue

L'hydrogramme de crue est une identité de la crue. Il nous donne les caractéristiques principales de la crue tel que:

- La forme de la crue.
- Le volume de la crue.
- La durée de la crue.
- Le débit maximum de la crue (débit de pointe).

Pour le tracer l'hydrogramme de crue, on doit suivre la méthode de Sokolovski qui divise l'hydrogramme en deux parties non symétriques : une est calculée à partir du temps de montée et l'autre à partir du temps de la décrue.

a) Pour le temps de montée:

$$Q_{\text{montée}} = Q_{\text{max}} \left(\frac{T}{T_m} \right)^n \dots\dots\dots \text{(III.42)}$$

Avec :

T_m : temps de montée ($T_m = T_c$), et $n = 2$.

T_c : temps de concentration.

b) Pour la décrue:

$$Q_{\text{déc.}} = Q_{\text{max}} \left(\frac{T_d - T}{T_d} \right)^m \dots\dots\dots \text{(III.43)}$$

Avec:

$T_d = \delta T_m$ (Sokolovski), et $m = 3$.

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, on prend $\delta = 3$.

Les résultats de calcul des débits de la crue pour les différentes périodes de retour, sont donnés dans les tableaux suivants :

Tableau III. 48 : Résultats de calcul pour tracer l'hydrogramme de crue (SB01)

temps (h)	Débit de crue (m ³ /s)					
	Q(100)	Q(50)	Q(20)	Q(10)	Q(5)	Q(2)
0	0	0	0	0	0	0
0,08	3,2	2,6	1,97	1,51	1,1	0,67
0,1	5	4,06	3,08	2,36	1,72	1,04
0,12	7,2	5,85	4,43	3,39	2,48	1,5
0,14	9,8	7,96	6,04	4,62	3,38	2,04
0,16	12,8	10,4	7,88	6,03	4,41	2,67
0,18	16,2	13,2	9,98	7,63	5,58	3,37
0,195	19	15,4	11,7	8,96	6,55	3,96
0,2	18,5	15	11,4	8,73	6,38	3,86
0,4	5,21	4,23	3,21	2,46	1,8	1,09
0,6	0,55	0,45	0,34	0,26	0,19	0,12

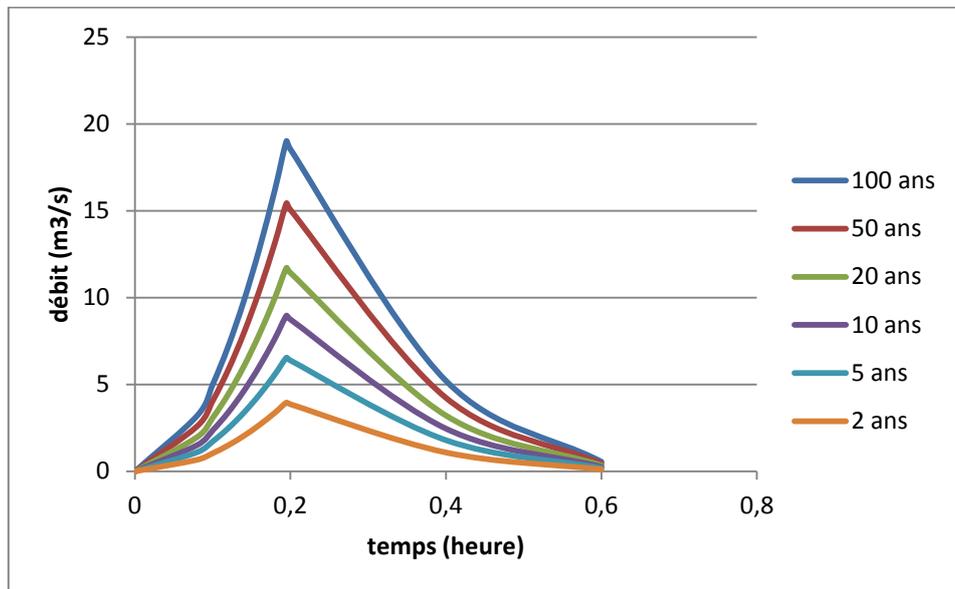


Figure III 17 : Hydrogramme de crue (SB01)

Tableau III. 49 : Résultats de calcul pour tracer l'hydrogramme de crue (SB02)

temps (h)	Débit de crue (m ³ /s)					
	Q(100)	Q(50)	Q(20)	Q(10)	Q(5)	Q(2)
0	0	0	0	0	0	0
0,08	1,01	0,84	0,64	0,49	0,36	0,22
0,1	1,58	1,32	1	0,77	0,56	0,34
0,12	2,28	1,9	1,44	1,1	0,81	0,49
0,14	3,1	2,59	1,96	1,5	1,1	0,66
0,16	4,05	3,38	2,56	1,96	1,43	0,86
0,18	5,13	4,28	3,24	2,48	1,81	1,09
0,2	6,33	5,28	4	3,07	2,24	1,35
0,295	13,8	11,5	8,71	6,67	4,87	2,94

0,4	9,69	7,87	5,96	4,57	3,33	2,01
0,6	3,98	3,23	2,45	1,88	1,37	0,83
0,8	1,12	0,91	0,69	0,53	0,39	0,23
0,9	0,45	0,36	0,28	0,21	0,15	0,09
1	0,12	0,1	0,07	0,06	0,04	0,02

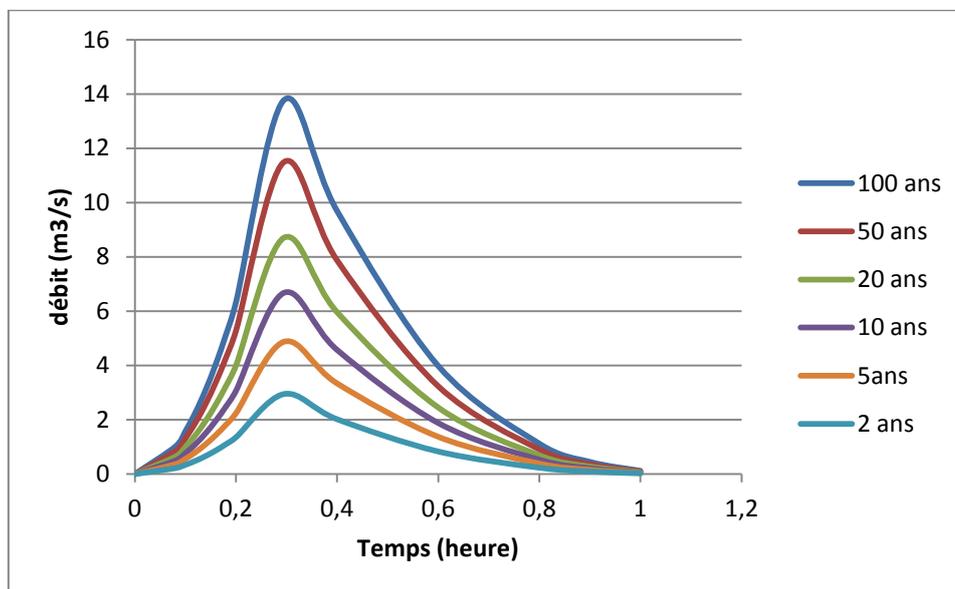


Figure III 18 : Hydrogramme de crue (SB02)

Tableau III. 50 : Résultats de calcul pour tracer l'hydrogramme de crue (SB03)

temps (h)	Débit de crue (m ³ /s)					
	Q(100)	Q(50)	Q(20)	Q(10)	Q(5)	Q(2)
0	0	0	0	0	0	0
0,08	1,59	1,29	0,98	0,75	0,55	0,33
0,1	2,48	2,02	1,53	1,17	0,86	0,52
0,12	3,57	2,9	2,2	1,68	1,23	0,74
0,14	4,86	3,95	2,99	2,29	1,68	1,01
0,16	6,35	5,16	3,91	2,99	2,19	1,32
0,18	8,04	6,53	4,95	3,79	2,77	1,67
0,2	9,93	8,06	6,11	4,68	3,42	2,06
0,385	36,8	29,9	22,6	17,3	12,7	7,65
0,4	35,4	28,7	21,8	16,7	12,2	7,36
0,6	19,8	16,1	12,2	9,35	6,84	4,12
0,8	9,67	7,86	5,96	4,56	3,33	2,01
0,9	6,26	5,08	3,85	2,95	2,16	1,3
1	3,76	3,05	2,31	1,77	1,3	0,78
1,2	0,94	0,76	0,58	0,44	0,32	0,2
1,4	0,07	0,05	0,04	0,03	0,02	0,01

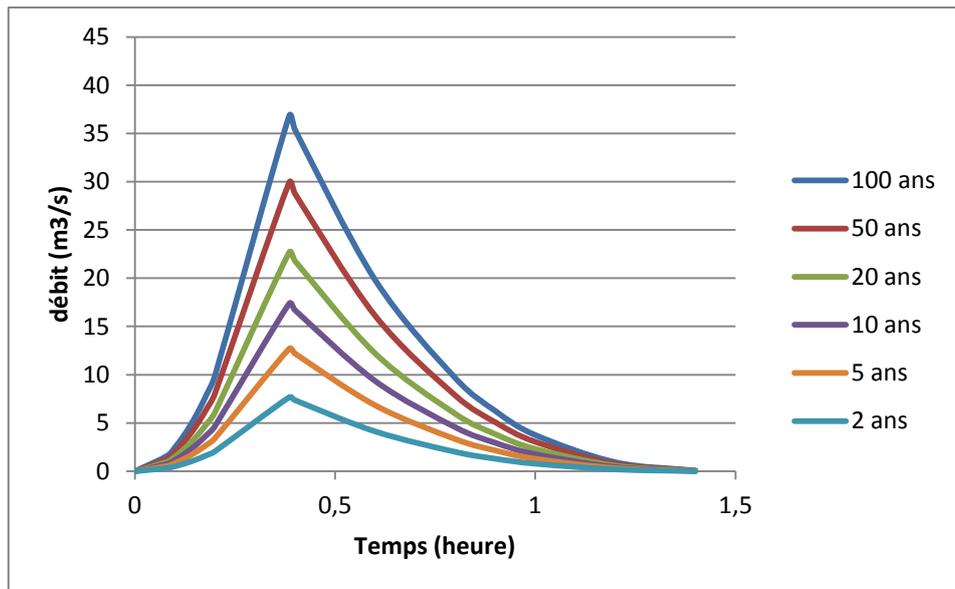


Figure III 19: Hydrogramme de crue (SB03)

Tableau III. 51 : Résultats de calcul pour tracer l'hydrogramme de crue (SB04)

temps (h)	Débit de crue (m ³ /s)					
	Q(100)	Q(50)	Q(20)	Q(10)	Q(5)	Q(2)
0	0	0	0	0	0	0
0,08	1,86	1,51	1,15	0,88	0,64	0,39
0,1	2,91	2,36	1,79	1,37	1	0,61
0,12	4,19	3,41	2,58	1,98	1,44	0,87
0,14	5,71	4,64	3,51	2,69	1,97	1,19
0,16	7,45	6,05	4,59	3,51	2,57	1,55
0,18	9,43	7,66	5,81	4,45	3,25	1,96
0,2	11,6	9,46	7,17	5,49	4,01	2,42
0,39	44,3	36	27,3	20,9	15,3	9,21
0,4	43,2	35,1	26,6	20,3	14,9	8,98
0,6	24,5	19,9	15,1	11,5	8,43	5,09
0,8	12,1	9,86	7,47	5,72	4,18	2,52
0,9	7,95	6,46	4,9	3,75	2,74	1,65
1	4,86	3,94	2,99	2,29	1,67	1,01
1,2	1,29	1,05	0,79	0,61	0,44	0,27
1,4	0,11	0,09	0,07	0,05	0,04	0,02

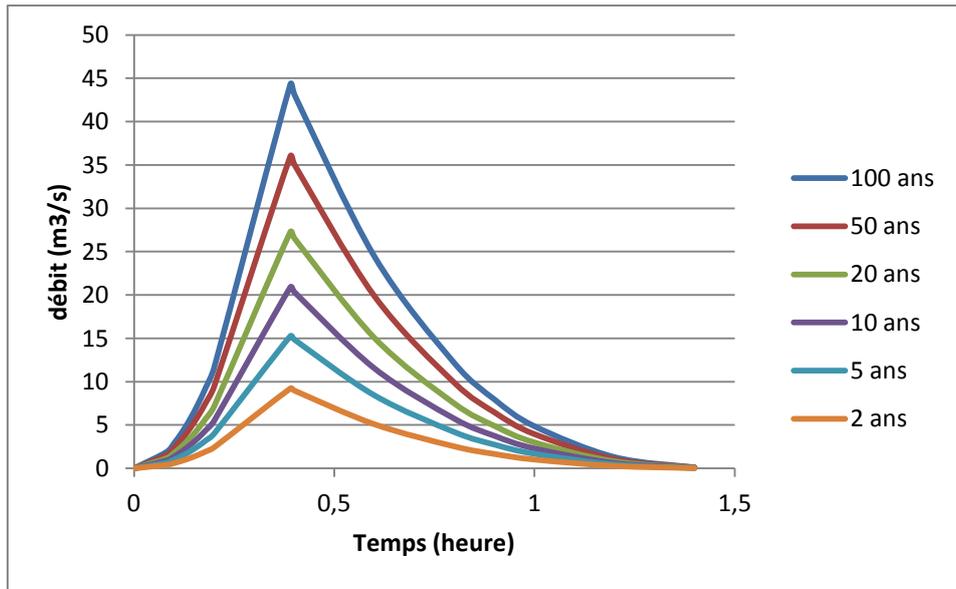


Figure III 20 : Hydrogramme de crue (SB04)

III.3.3.3.Choix de fréquence de la crue du projet

On opte pour la crue centennale :

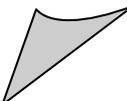
Tableau III. 52 : débit de crue centennale de chaque sous bassin

Sous bassin	SB01	SB02	SB03	SB04
Débit (m ³ /s)	19	13.8	36.8	44.3

Conclusion

Dans ce chapitre on a déterminé les caractéristiques morphométriques des sous bassins versants et les pluies fréquentielles dont le modèle fréquentiel le plus ajusté est la loi log-normal (Galton), ensuite, on a exprimé la relation pluie-durée-période de retour à l'aide de la construction des courbes IDF. Enfin, on a déterminé le débit de crue qui correspondant à une période de retour de 100 ans. Ce débit permet de dimensionner les ouvrages de projet.

CHAPITRE IV
DIAGNOSTIC ET
ETUDE DES
VARIANTES



Chapitre IV : Diagnostic et Etude des variantes

Introduction

Afin de venir à bout du problème d'inondation qui frappe la localité d'El Baten à chaque évènement de crue, nous sélectionnons pour cette étude les meilleures solutions d'aménagement compte tenu des conditions naturelles tels que la topographie, la géologie ainsi que les conditions technico-économique.

IV.1. Description du site à aménager

Le centre d'El Baten est traversé par quatre oueds qui déversent dans un oued principal appelé Oued Maiter. L'objectif de cette étude c'est d'aménager les quatre oueds pour évacuer les eaux pluviales.

Tableau IV. 1 : Caractéristiques des oueds de la Localité El Baten

Nom de l'oued	Surface du sous bassin (km ²)	Longueur du cours d'eau principal (km)	Longueur de l'oued avant la route nationale n° 8 (m)	Longueur de l'oued après la route nationale n°8 jusqu'à l'oued de Maiter (m)
Oued N°01	0,611	1,651	858	884
Oued N°02	0,636	2,26	1518	166
Oued N°03	2,1	3,33	1975	1216
Oued N°04	2,5	3,48	1736	1275

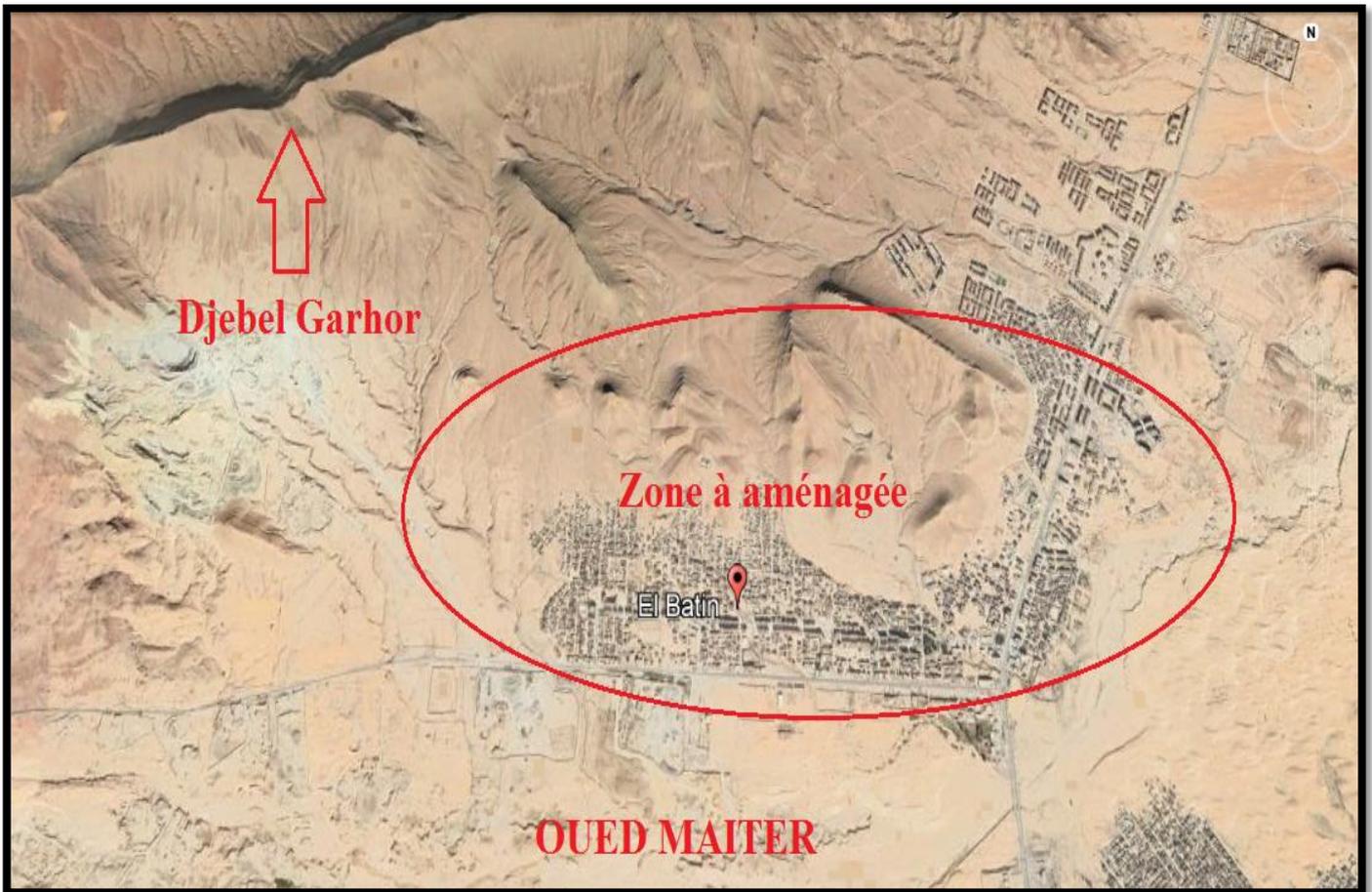


Figure IV. 1 : Centre de la localité d’El Baten

IV.2. Les différents aménagements d’un cours d’eau

➔ Définitions

Canalisation : est une structure hydraulique aménagée par l’homme dont le concepteur doit assurer la permanence d’une alimentation en eau suffisante à sa fonction, au milieu d’un environnement plus ou moins difficile. L’homme modifie alors les caractéristiques géométriques et hydrauliques d’un cours d’eau par curages, creusement, rectifications, élargissement, ...

Dragage : c’est un approfondissement du lit mineur par prélèvement de ses matériaux, creuser le lit mineur c’est dans tous les cas augmenter la pente et donc accélérer le courant et l’enfoncement du lit d’un cours d’eau abaisse le niveau de sa nappe d’accompagnement, ce qui nuit aux boisements riverains, aux sources.

Couverture du cours d’eau : la canalisation poussée à l’extrême, notamment en milieu urbain ou périurbain, avec la couverture ou la mise sous tuyau complète du cours d’eau sur des linéaires pouvant être très importants.

Endiguement : c'est l'augmentation de la hauteur des berges pour éviter le débordement des eaux, et pour préserver le maximum d'espace pour l'agriculture et l'urbanisation.

Rectification : la rectification (recouplement des méandres) de très nombreux d'eaux naturellement sinueuses ou méandriformes ont été artificiellement rectifiés sur de longues distances, généralement pour en augmenter.

Recalibrage : le principe de recalibrage consiste à augmenter la débitante du lit mineur en augmentant la section d'écoulement par élargissement du lit, approfondissement ou les deux.

IV.3. Synthèse et diagnostic

La localité d'El Baten à Bou Saada au nord de l'oued Maiter est actuellement sans aucune protection contre les inondations, c'est-à-dire les oueds concernés ne sont pas aménagés en conséquence. Cette situation se trouve aggravée par l'existence d'habitations qui se trouve soit sur le passage des oueds soit à leur proximité immédiate. Il y'aura lieu donc de :

- Etudier les différentes alternatives aux sentiers des oueds qui pénètrent dans les habitants (conversion du cours de l'oued, établir des voies et des canalisations d'assainissement).
- La conception des ferries adaptés à chaque cour d'eau à besoin de voies.
- Conception des canaux d'évacuation des eaux pour chaque oued ou ruisseau nécessitant des canaux d'évacuation.
- De prévoir des ouvrages de têtes (de réception), de raccordements, de rejets et des dispositifs d'entretiens tels que les fosses de captage et les grilles d'entretiens.

IV.4. Variantes proposées

Après l'analyse et le diagnostic sur le centre d'El Baten, on propose des variantes d'aménagement pour résoudre l'origine de risque. L'étude des variantes pour le but de sélectionner la meilleure solution d'aménagement et qui soient réalisables de point de vue technique et économique et qu'elles soient adaptée avec le terrain.

Tableau IV. 2 : Variantes proposées

Oued	Variantes proposées
Oued n°01	Fusion du oued n° 01 au oued n° 02 et réalisation de canal en forme trapèze ouverte avec du béton armé avec la réalisation des dalots lors de la pénétration aux endroits des routes ou d'un canal en forme rectangle fermé avec du béton armé.
Oued n°02	Réalisation du canal en forme trapèze ouverte avec du béton armé avec la réalisation des dalots lors de la pénétration aux endroits des routes ou d'un canal en forme rectangle fermé avec du béton armé.
Oued n°03	Réalisation du canal en forme trapèze ouverte avec du béton armé avec la réalisation des dalots lors de la pénétration aux endroits des routes ou d'un canal en forme rectangle fermé avec du béton armé.
Oued n°04	Réalisation du canal en forme rectangle fermé avec du béton armé ou d'un canal en forme trapèze ouverte avec béton.

IV.5. Choix de la forme de la section

D'après les solutions proposées pour chaque oued, on a deux choix de sections des canaux d'aménagement :

- Section rectangulaire
- Section trapézoïdale

IV.5.1. Section rectangulaire

➔ Avantage

- Section rectangulaire fermée protège contre les rejets publics.
- Pour protéger les habitants et surtout les enfants (facilite le passage des gens).
- Une facilité de réalisation.
- La réalisation d'un canal rectangulaire permet d'exploiter la surface supérieure du canal (faire des espaces verts et de verdure, espaces de jeux).

➔ Inconvénient

La section rectangulaire correspond à des hauteurs d'eau assez élevées et conduisent donc à :

- Terrassements en profondeur fort coûteux.
- Charge d'eau importante sur le fond : risque d'infiltration d'eau et de fuites.

- Stabilité des parois plus difficile à réaliser.

IV.5.2. Section trapézoïdale

➔ Avantage

- La section trapézoïdale est d'une largeur augmentant progressivement vers le haut. En cas de fortes pluies, puisque le niveau de l'eau augmente, la géométrie trapézoïdale fait en sorte que le canal ne déborde pas et que l'eau est logée dans les zones plus grandes dans la partie supérieure du trapèze.
- Cette section offre une résistance moins de frottement.
- Facilité d'entretien (faibles profondeurs).
- Assure un faible cout.

➔ Inconvénient

- l'inconvénient majeur de cette section est largeur des berges qui peut constituer une contrainte de passage à proximités des habitants.

IV.6. Choix de variante d'aménagement

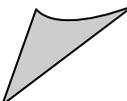
✚ Nous choisissons comme des solutions pour protéger le centre d'El Baten la variante adéquate pour chaque oued :

- **Oued N° 01:** on projette pour cet oued un canal rectangulaire fermé qui est construit en voile en béton armé posée sur un lit de béton de propreté. Ce canal est divisé en quatre tronçons de différentes pentes et largeurs variables.
- **Oued N° 02 :** on projette pour l'oued n° 02 un canal rectangulaire fermé qui est construit en voile en béton armé posée sur un lit de béton de propreté qui a divisée en trois tronçons de différentes pentes et ses largeurs constant 1,50 m.
- **Oued N° 03 :** on projette pour cet oued un canal trapézoïdal ouvert qui est construit en béton armé au dessous d'une couche de béton en propreté et après un canal rectangulaire fermé en béton armé posé sur un lit de béton de propreté (03 tronçons sont diffèrent de pentes et ses largueurs variables).
- **Oued N° 04 :** on projette pour cet oued un canal trapézoïdal ouvert qui est construit en béton armé au dessous d'une couche de béton en propreté et après un canal rectangulaire fermé en béton armé posé sur un lit de béton de propreté (04 tronçons sont diffèrent de pentes et ses largueurs variables).

Conclusion

Après l'analyse et le diagnostic du site d'aménagement de la localité d'El Baten, on est projeté pour chaque oued un canal rectangulaire fermé ou bien trapézoïdale ou les deux en même oued en béton armé des raisons des caractéristiques géologiques et d'urbanisme de la zone d'étude pour but de protéger la zone contre les évènements de crues, par la suite on va faire un calcul hydraulique qui est doit être détaillé dans le chapitre suivant.

CHAPITRE V
CALCUL
HYDRAULIQUE



Chapitre V : Calcul Hydraulique

Introduction

Les écoulements dans les canaux naturels (rivières) et artificiels sont dans la plupart des cas des écoulements à surface libre. La surface libre est l'interface entre l'air et l'eau (la pression y est égale le plus souvent à la pression atmosphérique), cette surface libre entraîne les variations des sections liquides suivant la longueur du courant. Le but de ce chapitre est d'étudier l'écoulement à surface libre dans les canaux à proposés pour l'aménagement.

V.1. Généralité sur les écoulements à surface libre dans les canaux

V.1.1. Les canaux

V.1.1.1. définition d'un canal

On appelle canal un système de transport dans lequel l'eau s'écoule et dont la surface est soumise à la pression atmosphérique.

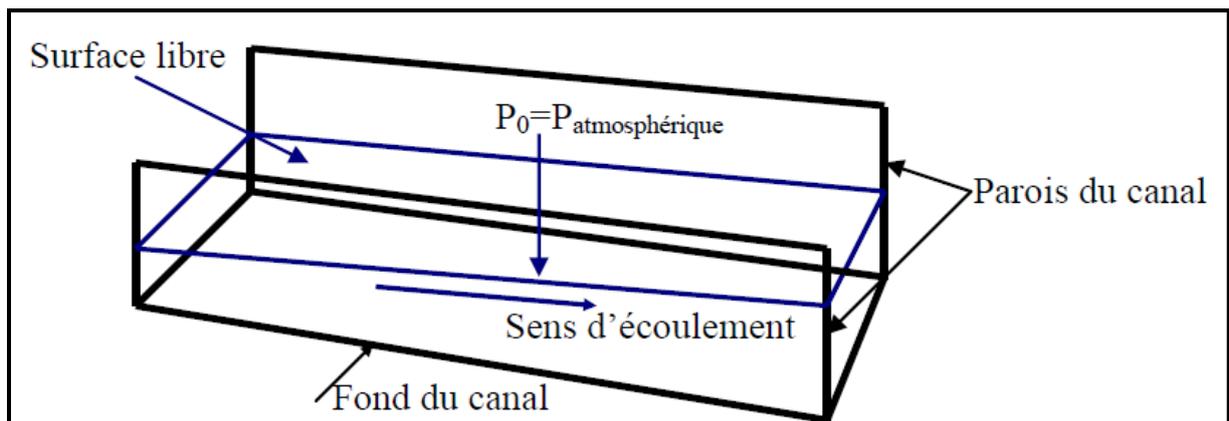


Figure V. 1 : Schéma représentatif d'un canal.

V.1.1.2. les différents types de canaux

On distingue deux catégories de canaux :

- a) les canaux naturels
- b) les canaux superficiels

V.1.1.2.1. les canaux naturels

On peut ajouter aux canaux naturels les cours d'eau qui existent naturellement sur ou sous la surface de la terre tels que : les ruisselets, ruisseaux, torrents, ravins, rivières, fleuves et estuaires

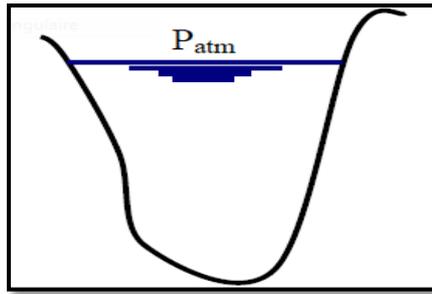


Figure V. 2 : Canal naturel.

V.1.1.2.2. les canaux artificiels

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

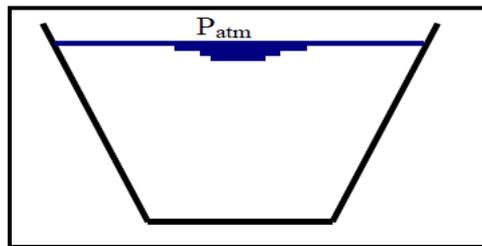


Figure V. 3 : Canal artificiel découvert.

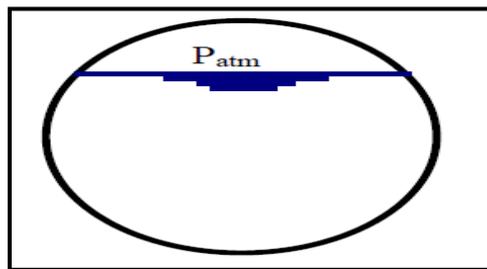


Figure V. 4 : Canal artificiel couvert

V.1.1.3. Propriétés géométriques et hydraulique des canaux

Les propriétés géométriques et hydrauliques des canaux naturels sont irrégulières et l'application des théories hydrauliques donne des résultats approximatifs. Par ailleurs, les propriétés hydrauliques des canaux artificiels sont généralement assez régulières. L'application des théories hydrauliques sur ces derniers donne souvent des résultats réalistes.

V.1.1.3.1. La section

Les éléments géométriques d'une section liquide en hydraulique à surface libre sont les suivants :

a) la section mouillée : c'est une section plane, normale à la direction de l'écoulement, dans le système international (S.I) son unité est le mètre carré (m^2).

b) Le périmètre mouillé : c'est la partie du canal en contact avec l'eau, il a comme unité le mètre (m).

c) le rayon hydraulique : c'est le rapport entre la section mouillée et le périmètre mouillé.

d) la profondeur d'eau : c'est la profondeur du point le plus bas de la section transversale.

e) la largeur superficielle de la surface libre (largeur au miroir) : c'est la distance qui sépare la rive droite de la rive gauche normalement à la direction de l'écoulement.

f) la profondeur moyenne : Elle est définie comme étant le rapport entre la section mouillée et la largeur au miroir.

V.1.1.3.2. Les pentes

On distingue trois (03) types de pentes :

- pente géométrique (pente longitudinale du radier I_r).
- Pente piézométrique I_p .
- Pente hydraulique ou gradient hydraulique.

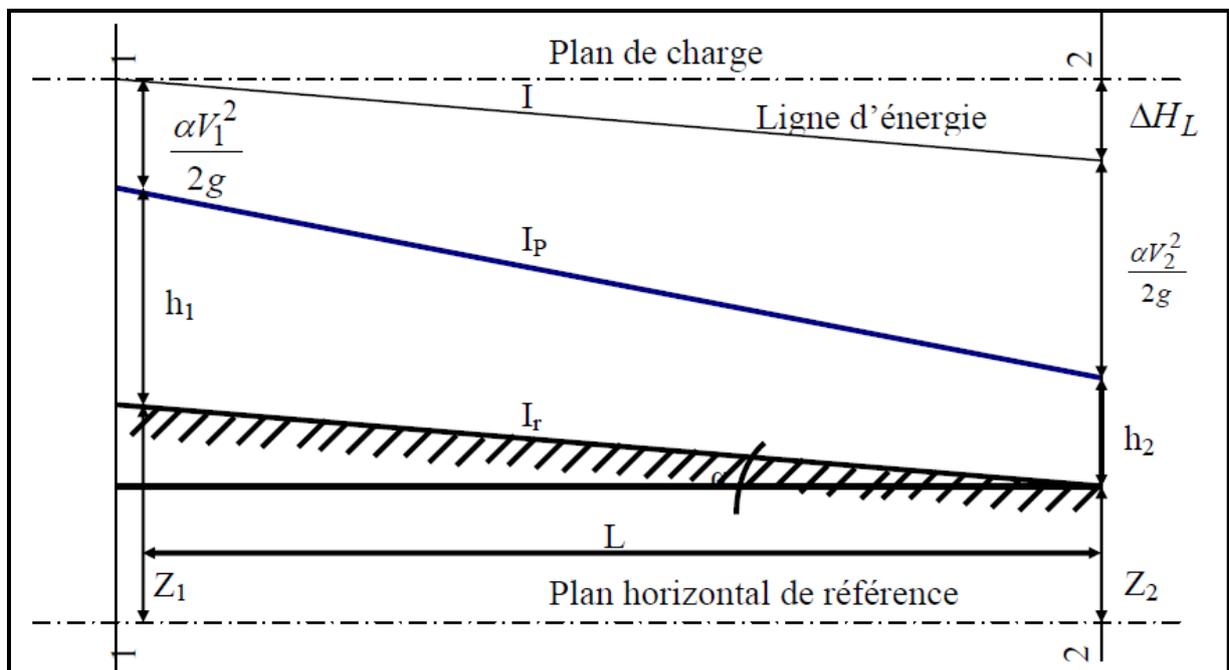


Figure V. 5 : Présentation graphique des différentes pentes en hydraulique.

a) La pente géométrique (I_r):

Elle est définie comme étant le rapport entre la différence de cotes de deux sections et la distance horizontale.

$$I_r = \frac{Z_1 - Z_2}{L} = \frac{dZ}{dL} \dots\dots\dots (V.1)$$

Elle est peut être négative, nulle ou positive.

b) La pente piézométrique (I_p):

Elle est définie comme étant le rapport entre la différence de la profondeur d'eau de sections et la distance horizontale qui les sépare.

$$I_p = \frac{h_1 - h_2}{L} = \frac{dh}{dl} \dots\dots\dots (V.2)$$

Elle est peut être négative, nulle ou positive.

c) La pente hydraulique (I):

Elle est définie comme étant le rapport entre la différence de l'énergie totale de sections et la distance horizontale qui les sépare.

$$I = \frac{\Delta H}{L} \dots\dots\dots (V.3)$$

Sachant que :

$$\Delta H = H_1 - H_2 \dots\dots\dots (V.4)$$

$$H_1 = Z_1 + h_1 + \alpha V_1^2 / 2g \quad \text{et} \quad H_2 = Z_2 + h_2 + \alpha V_2^2 / 2g \dots\dots\dots (V.5)$$

Avec :

Z : la cote géométrique ;

h: la profondeur d'eau dans le canal ;

α : le coefficient de Coriolis, il est compris entre (1:1,10) ;

V : la vitesse moyenne d'écoulement ;

g: l'accélération de la pesanteur, elle est prise égale à 9,81 m/s²

$\alpha V_1^2 / 2g$: hauteur dynamique.

Elle est positive, et elle est nulle pour les liquides parfaits.

V.1.2. Les type d'écoulement

V.1.2.1.L'écoulement à surface libre

Un écoulement à surface libre est un écoulement dont la surface est soumise à la pression atmosphérique.

V.1.2.2. L'écoulement stationnaire (permanent)

L'écoulement est dit permanent si les caractéristiques d'écoulement en tout point, sont invariantes dans le temps ($\partial v/\partial t=0$; $\partial h/\partial t=0$;ect).

V.1.1.3. l'écoulement non stationnaire (non permanent)

L'écoulement est dit non stationnaire si les caractéristiques d'écoulement en tout point, sont en fonction du temps ($\partial v/\partial t \neq 0$; $\partial h/\partial t \neq 0$; ect).

V.1.2.4. l'écoulement uniforme

L'écoulement uniforme implique deux conditions : la permanence et la continuité. L'écoulement est uniforme si la profondeur, la pente, la vitesse et la section droite demeurent constantes sur une longueur donnée du canal ($\partial h/\partial L = 0$; $\partial v/\partial L = 0$; ect).

V.1.2.5. l'écoulement non uniforme

L'écoulement est non uniforme quand la profondeur de l'écoulement varie le long du canal ouvert : $\partial h/\partial L \neq 0$. L'écoulement non uniforme peut être permanent ou pas. On peut également le qualifier de tranquille, rapide ou critique.

V.1.3. Les régimes d'écoulement

- **Le nombre de Reynolds**

Le nombre de Reynolds est le rapport entre les forces de viscosité et les forces d'inertie, il donné par la formule : $Re = \frac{Rh V}{\nu}$ (V.6)

Avec :

V : vitesse moyenne d'écoulement,

Rh : Rayon hydraulique,

ν : viscosité cinématique.

Le nombre de Reynolds permet de classer les écoulements comme suit :

V.1.3.1. l'écoulement laminaire

L'écoulement laminaire se produit pour des valeurs du nombre de Reynolds, Re inférieures ou égale à 500.

V.1.3.2. l'écoulement transitoire

L'écoulement transitoire se produit lorsque les valeurs de nombre de Reynolds comprennent entre 500 et 2000.

V.1.3.3. l'écoulement turbulent

L'écoulement turbulent se produit les valeurs de nombre de Reynolds Re supérieure

ou égale à 2000.

- **Le nombre de Froude**

Le nombre de Froude est le rapport entre les forces de pesanteur et les forces et les forces d'inertie, il donné par la formule : $Fr = \frac{V}{\sqrt{gh}}$ (V.7)

Avec :

V : vitesse moyenne d'écoulement ;

h : la hauteur d'eau ;

g : la pesanteur ($g \approx 9.81 \text{m/s}^2$).

Le rôle de nombre de Froude est de permettre de distinction entre les écoulements comme suit :

V.1.3.3. l'écoulement fluvial

L'écoulement fluvial se produit lorsque la valeur du nombre de Froude est strictement inférieure à 1.

V.1.3.4. l'écoulement torrentiel

L'écoulement torrentiel se produit pour des valeurs de nombre de Froude supérieure à 1.

V.1.3.5. l'écoulement critique

L'écoulement critique se produit lorsque la valeur du nombre de Froude est égale à 1. Par conséquent, les effets du nombre de Reynolds Re et du nombre de Froude Fr donnent quatre régimes d'écoulement

- Fluvial-Laminaire $Fr < 1$ et $Re < 500$;
- Fluvial- Turbulent $Fr < 1$ et $Re > 2000$;
- Torrentiel- Laminaire $Fr > 1$ et $Re < 500$;
- Torrentiel- Turbulent $Fr > 1$ et $Re > 2000$.

V.2. Calcul Hydraulique des canaux choisis

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.

Un écoulement uniforme à surface libre peut exister si l'égalité suivante est vérifiée :

$$I_r = I_p = I$$

Mais pour cela, il est nécessaire que la grandeur $\alpha V^2/2g$ reste constante en longueur du courant. Ceci n'est possible qu'à des conditions suivantes :

- ↳ Le débit de l'eau dans le canal est constant ($Q=\text{constant.}$) ;
- ↳ Le canal est prismatique ; c'est un canal dont la section transversale, la pente longitudinale et la rugosité sont constantes, alors que la hauteur pourrait être variable.
- ↳ La profondeur d'eau dans le canal est constante en sa longueur ;
- ↳ La ligne du fond ne se casse pas c'est-à-dire le canal a une pente constante ($I=\text{Sin}(\alpha)=\text{constante}$) ;
- ↳ La rugosité du fond et des parois est constante en longueur ($n=\text{constante}$) ;
- ↳ Les résistances locales sont absentes

V.2.1. Les formules de calcul principal

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

La vitesse moyenne du courant sous la forme suivant :

$$v = c \sqrt{Ri} \dots\dots\dots (V.8)$$

On utilisant le rapport suivant $Q = V.S$, on obtient :

$$Q = CS \sqrt{Ri} \dots\dots\dots (V.9)$$

Avec :

- C : coefficient de CHEZY ($m^{0.5}/s$)
- S : section mouille (m^2)
- Rh : rayon hydraulique $Rh = S/P$ (m)
- I : pente de fond du canal.

V.2.2. Détermination de coefficient de Chézy

Le coefficient de Chézy donné par diverse formules, dont les plus utilisées sont :

- **Formule de PAVALOVSKI**

$$C = \frac{1}{n} R^{1/y} \dots\dots\dots (V.10)$$

Avec :

- C : coefficient de Chézy ($m^{0.5}/s$)
- n : la rugosité.
- Rh : rayon hydraulique $Rh = S/P$ (m)
- y : est l'exposant déterminé soit d'après la relation complète :

$$y = 2.5\sqrt{n} - 0.13 - 0.75\sqrt{R}(\sqrt{n} - 0.10) \dots\dots (V.11)$$

Soit d'après les égalités simplifiées :

$$y = 1.5\sqrt{n} \quad \text{à } R < 1\text{m}$$

$$y = 1.3\sqrt{n} \quad \text{à } R > 1\text{m}$$

Formule de d'AGROSKINE

$$C = \frac{1}{n} + 17.72 \log R \dots\dots\dots (V.12)$$

Avec :

C : coefficient de Chézy (m^{0.5}/s)

Rh: rayon hydraulique Rh = S/P (m)

n : la rugosité

- **Formule de MANING-STRICKLER**

$$C = \frac{1}{n} R^{1/6} \dots\dots\dots (V.13)$$

Avec

C : coefficient de Chézy (m^{0.5}/s).

Rh: rayon hydraulique Rh = S/P (m).

La formule de Manning-Strickler est considérée comme une bonne approximation de la réalité, donc on va choisir pour notre étude cette formule.

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

$$V = K.Rh^{2/3} .I^{1/2} \dots\dots\dots (V.14)$$

Où :

K : coefficient de rugosité de STRICKLER.

Rh : le rayon hydraulique (m).

I : la pente du radie du canal (m/m).

Pour ce qui des valeurs de Manning, on s'est referee sur les valeurs présentées par Armando LENCASTRE (1996) :

Tableau V 1 : Valeurs du coefficient de Manning-Strickler pour des différents matériaux

Caractéristiques	K_s $m^{1/3} s^{-1}$	$n = 1/K_s$ $m^{2/3} s$
<i>Parois très lisses :</i>		
Revêtements en mortier de ciment et sable, très lisses ; planches rabotées ; tôle métallique sans soudures saillantes.....	100 à 90	0,010 à 0,0111
Mortier lissé.....	85	0,0119
<i>Parois lisses :</i>		
Planches avec des joints mal soignés ; enduit ordinaire ; grès.....	80	0,0125
Béton lisse, canaux en béton avec des joints nombreux.....	75	0,0134
Maçonnerie ordinaire ; <i>cement gum</i> ; terre exceptionnellement régulière.....	70	0,0142
<i>Parois rugueuses :</i>		
Terre irrégulière ; béton rugueux ou vieux ; maçonnerie vieille ou mal soignée.....	60	0,0167
<i>Parois très rugueuses :</i>		
Terre très irrégulière avec des herbes ; rivières régulières en lit rocheux.....	50	0,0200
Terre en mauvais état ; rivière en lit de cailloux.....	40	0,0250
Terre complètement à l'abandon ; torrents transportant de gros blocs.....	20 à 15	0,05 à 0,0667

V.2.3. les paramètres géométriques

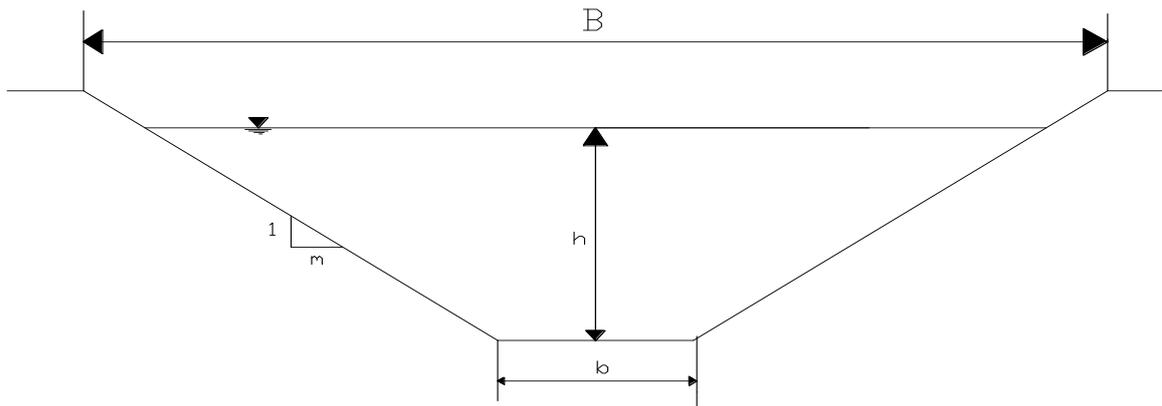
V.2.3.1. le choix de section de meilleure conductivité

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

Pour un canal de pente I_r et de coefficient de rugosité n , la section qui véhicule le débit maximum Q_{max} est celle où le rayon hydraulique R_h est maximal, et la section S est minimale. (R_h étant la surface mouillée S_m sur le périmètre mouillé P_m).

Notre choix portera sur la section (trapézoïdale puis rectangulaire) dont les caractéristiques sont la suivantes :

V.2.3.1.1. Pour la section trapézoïdale



Avec :

m : Le fruit des talus, $m = \cotg \varphi$. Dans la section la plus avantageuse

h : Le 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.

On définit la surface mouillée S et le périmètre mouillé P par :

$$S = h \cdot (b + m \cdot h) \dots\dots\dots (V.15)$$

$$P = b + 2 \cdot h \cdot \sqrt{1 + m^2} \dots\dots\dots (V.16)$$

V.2.3.1.1.2. calcul du rayon hydraulique maximal

On a: $R_h = S / P$

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

Le périmètre soit min pour $dP=0$.

On a :

$$dS = h db + (b + m \cdot h) dh = 0 \dots\dots\dots (V.17)$$

$$dP = db + 2 (1 + m^2)^{0.5} dh = 0 \dots\dots\dots (V.18)$$

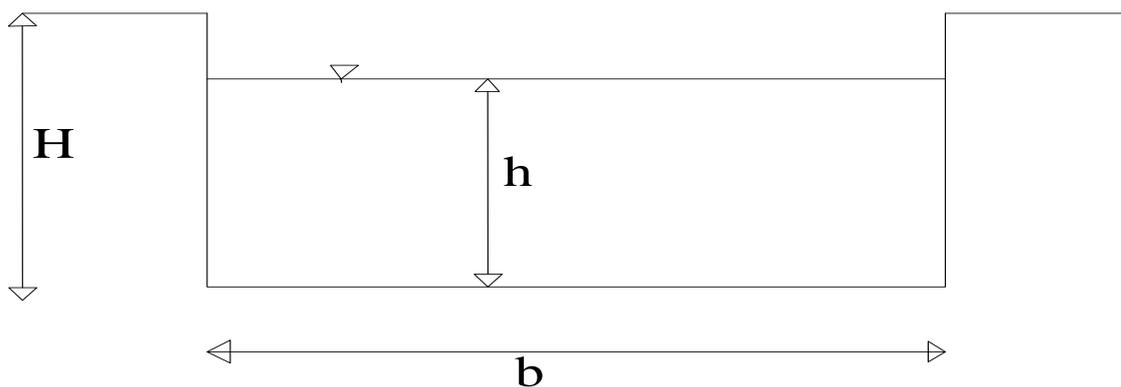
Les équations (V.17) et (V.18) donnent :

$$b = 2h (1 + m^2)^{0.5} - m \dots\dots\dots (V.19)$$

Tableau V 2 : Paramètres géométriques d'un canal à section trapézoïdale

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

V.2.3.1.2. Pour la section rectangulaire



Avec :

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

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

H : hauteur du canal en (m).

On définit la surface mouillée S et le périmètre mouillé P par :

$$S = h.b \dots \dots \dots (V.20)$$

$$P = b + 2.h \dots \dots \dots (V.21)$$

V.2.3.1.2. 1. Calcul du rayon hydraulique maximal

$$R_h = S / P$$

Alors: Le rayon hydraulique sera max pour une valeur de Pmin.

Le périmètre soit min pour $dP=0$.

Tableau V 3 : Paramètres géométriques d'un canal à section rectangulaire

Désignation	Expression
S	$h.b$
P	$b + 2h$
R_h	$b.h / b+2h$

V.2.4. Calcul de la profondeur normale H_n

La détermination de H_n se fait par plusieurs méthodes, et parmi ce méthode On a la méthode itérative.

V.2.4.1. méthode itérative

On tire la valeur de H_n à partir de l'équation générale de l'écoulement uniforme : $Q = S.C.\sqrt{RI}$

Avec :

- S : Section mouillée (m²).
- C : coefficient de CHEZY
- R : Rayon hydraulique(m).
- I : pente du canal (m/m).

On fixe la valeur de b et on donne les valeurs de H_n et on détermine Q Jusqu'a Q_{max} .

V.2.5. Calcul de la profondeur critique h_{cr}

Le calcul de h_{cr} se fait aussi par plusieurs méthodes utilisées. Parmi ses méthodes on a La méthode graphique, la méthode itérative et finalement la méthode d'AGROSKINE.

V.2.5.1. Méthode graphique

La méthode graphique est basée sur le graphe de l'énergie en fonction de h .

Et puisque la valeur de h_{cr} est la valeur qui corresponde une énergie spécifique et minimale.

Donc on construit le graphe de : $H_s = f(h)$ sachant que $H_s = E_p + E_c \dots \dots \dots$ (V.22)

- D'où :
- E_p : Energie potentielle et est égale à h .
 - E_c : Energie cinétique et égale à $V^2/2g$.

V.2.5.2. Méthode d'AGROSKINE

La méthode d'AGROSKINE utilise la formule suivante (pour un nombre de Froude égale à 1.

$$\frac{\alpha \times Q^2 \times B_{cr}}{g \times S_{cr}^3} = 1$$

La condition de criticité est : (V.23)

Et on tire la valeur de hcr de la condition de criticité.

Avec :

B : largeur du plan d'eau en surface.

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

V.2.6. Calcul de la pente critique

La pente critique correspondant à la profondeur critique. Elle donnée par la formule suivante :

$$I_{cr} = \frac{Q^2}{C^2 \cdot S_{cr}^2 R_h} \dots\dots\dots (V.24)$$

V.2.7. Calcul de la ligne d'eau

V.2.7.1. Equation de la surface libre 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.

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

Et sur l'équation de la continuité :

$$Q = V / S \dots\dots\dots (V.26)$$

Dérivant l'équation (V.2.7.1) par rapport à dx, on trouve :

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

Comme : $\frac{dz}{dx} = -J_f$ et $\frac{dH}{dx} = -J_e = -\frac{(Q/S)^2}{C^2 \cdot R_h}$

On trouve :

$$\frac{dh}{dx} = J_f \frac{1 - \frac{(Q/S)^2}{C^2 \cdot R_h \cdot j_f}}{1 - \frac{(Q/S)^2}{g \cdot S / B}} \dots\dots\dots(V.28)$$

V.2.7.2. Calcul de la surface d'eau

Pour le tracé de la surface d'eau, on doit passer par l'intégration de l'équation (V.28).

On peut distinguer pour cela 3 méthodes de calcul :

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

V.3.Résultats du calcul hydraulique de la variante choisie

Pour notre étude, on a utilisé le logiciel " CANALP21 " dont le principe de calcul est basé sur la première méthode (La méthode par approximation successive).

V.3.1. Oued N°01

L'oued N°01 est aménagé par un canal rectangulaire fermé en béton armé divisé en quatre tronçons de différentes pentes et largeurs, le canal s'étale sur une longueur de 1465 m.

Les paramètres géométriques et hydrauliques de chaque tronçon du canal projeté sont résumés dans les tableaux suivants :

Tableau V. 4 : Résultat de calcul des paramètres géométriques de l'Oued n°01

Tronçons	Type	Lon (m)	Q(100) (m ³ /s)	I (m/m)	m	Ks	b (m)	B (m)	h (m)	Pm (m)	Sm (m ²)	Hs (m)
01	rect	601	19	0.0195	/	75	2	2	1.32	4.64	2.64	3.95
02	rect	159	19	0.0181	/	75	2	2	1.35	4.72	2.72	3.84
03	rect	638	32.8	0.0187	/	75	2.3	2.3	1.76	5.83	4.06	5.08
04	rect	67	69.6	0.0113	/	75	6	6	1.46	8.93	8.81	4.64

Tableau V 5 : Résultat de calcul des paramètres hydrauliques de l'Oued n°01

Tronçons	Q(100) (m ³ /s)	Rh (m)	h (m)	hc (m)	hco (m)	Hsc (m)	V (m/s)	Fr	Régime d'écoulement	Icr (%)
01	19	0.57	1.32	2.09	3.13	3.14	7.19	1.99	torrentiel	4.9
02	19	0.57	1.35	2.09	3.06	3.14	6.98	1.91	torrentiel	4.9
03	32.8	0.69	1.76	2.74	4.03	4.12	8.06	1.93	torrentiel	5
04	67	0.77	1.46	2.39	3.64	3.59	7.89	2.08	torrentiel	2.7

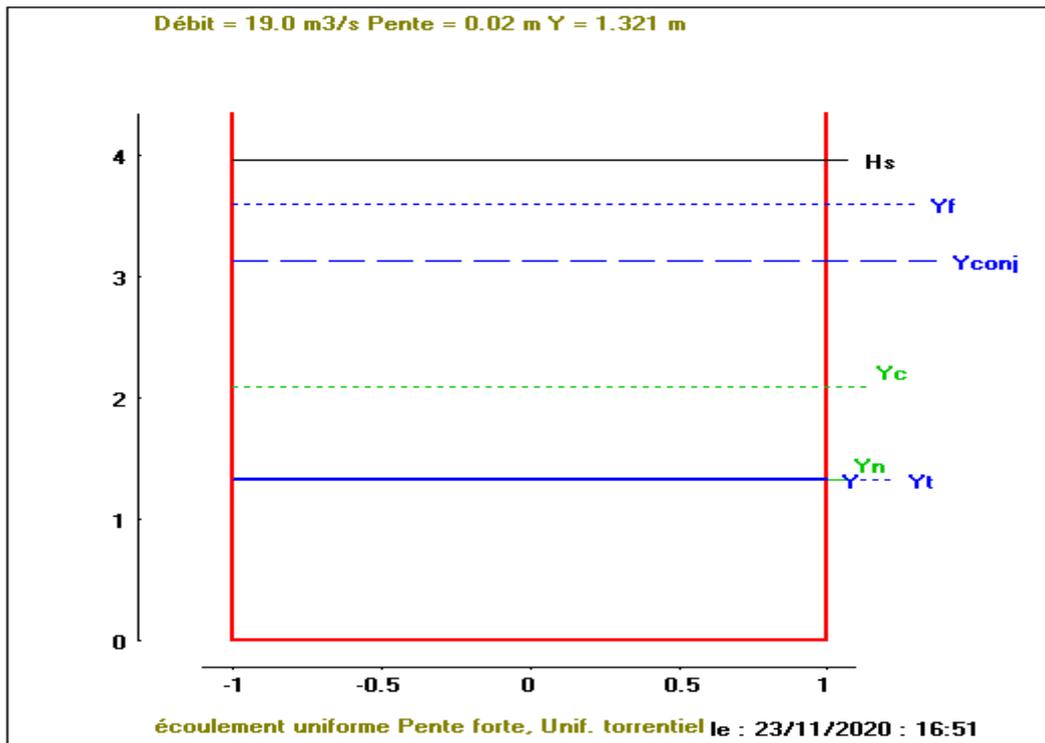


Figure V. 6 : Caractéristiques du tronçon 01 de l'Oued n°01

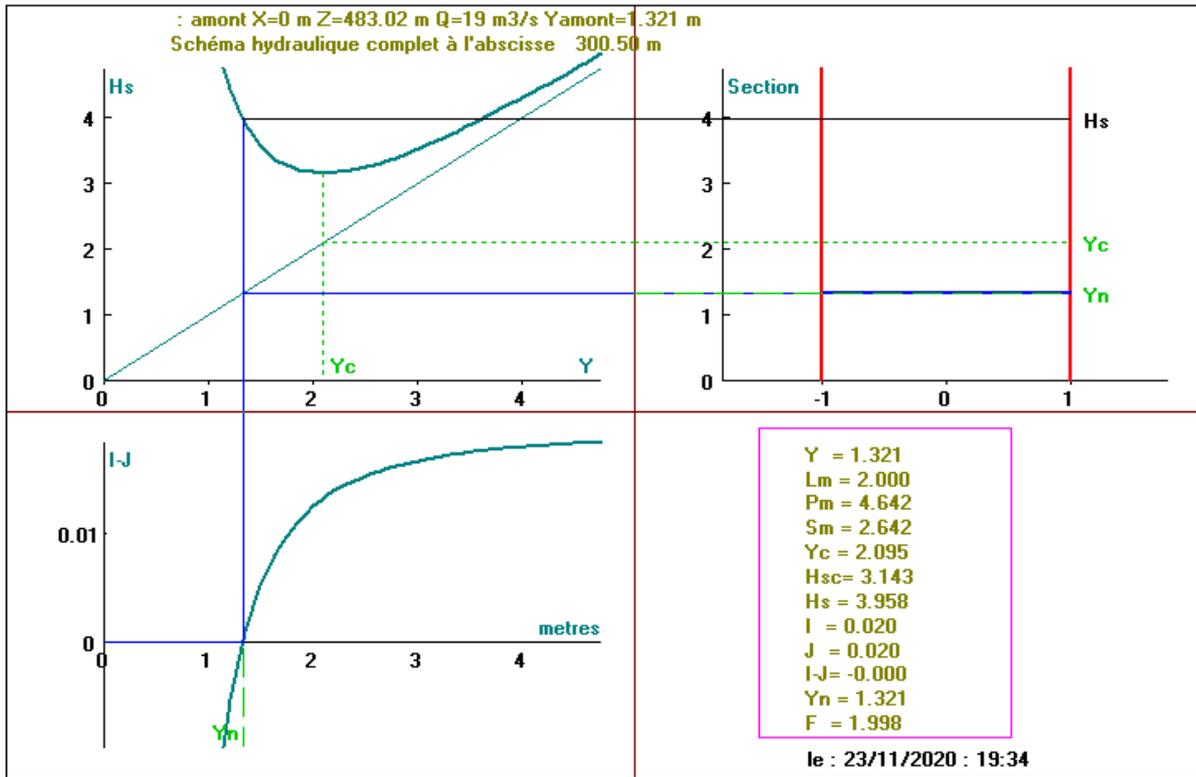


Figure V. 7 : Schémas hydraulique complet du tronçon 01 de l'Oued n°01

Le résultat de simulation nous a donné un écoulement torrentiel d'une hauteur égale à 1.32m, et dans ce tronçon on a $h_c > h$, $i_c < i$ et $Fr > 1$ et d'après ça on constate que le type de remous et de type S2 comme cette la montre dans la figure suivant :

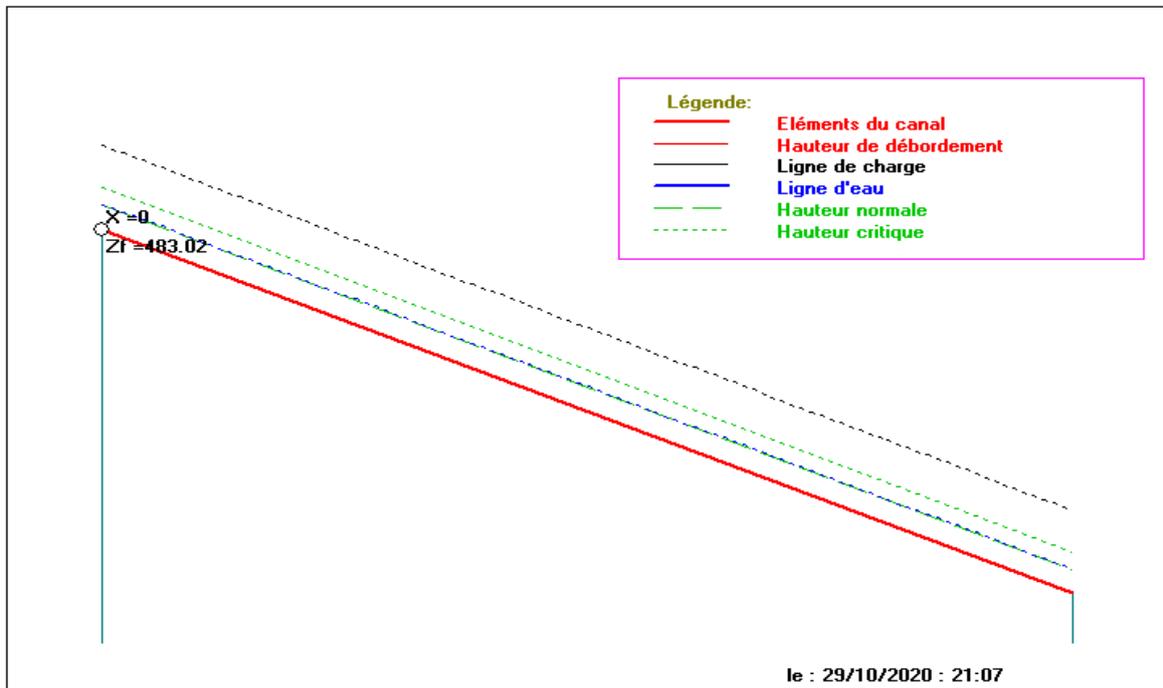


Figure V. 8 : Graphe de la ligne d'eau du tronçon 1 d'oued 1

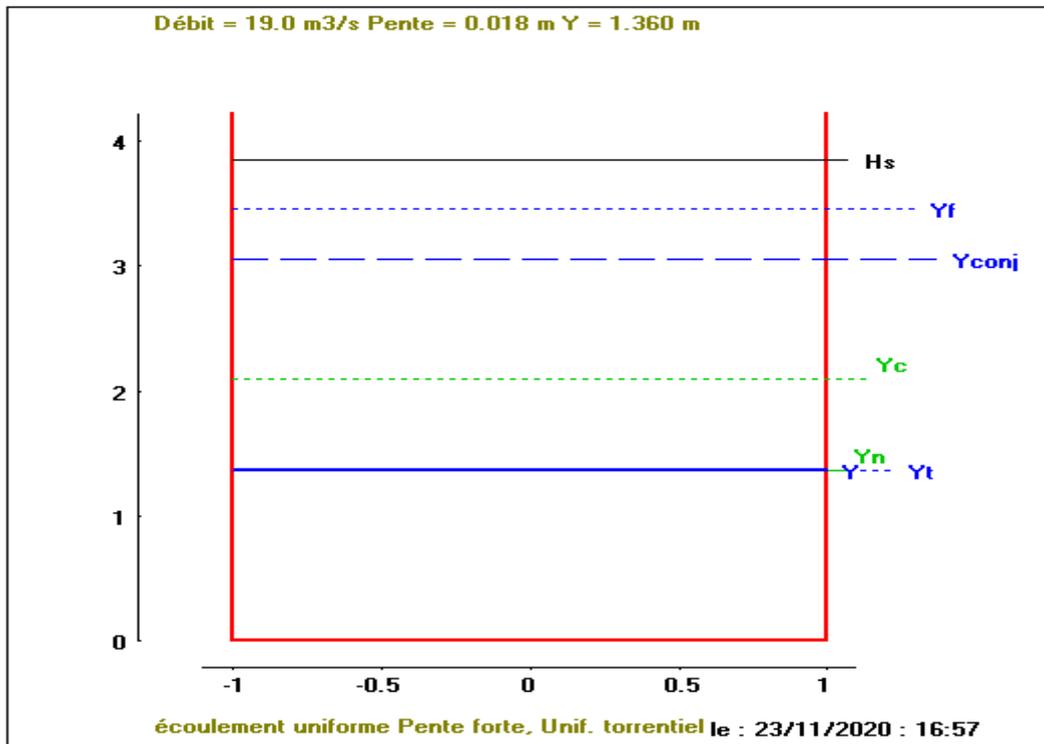


Figure V. 9 : Caractéristiques du tronçon 02 de l'Oued n°01

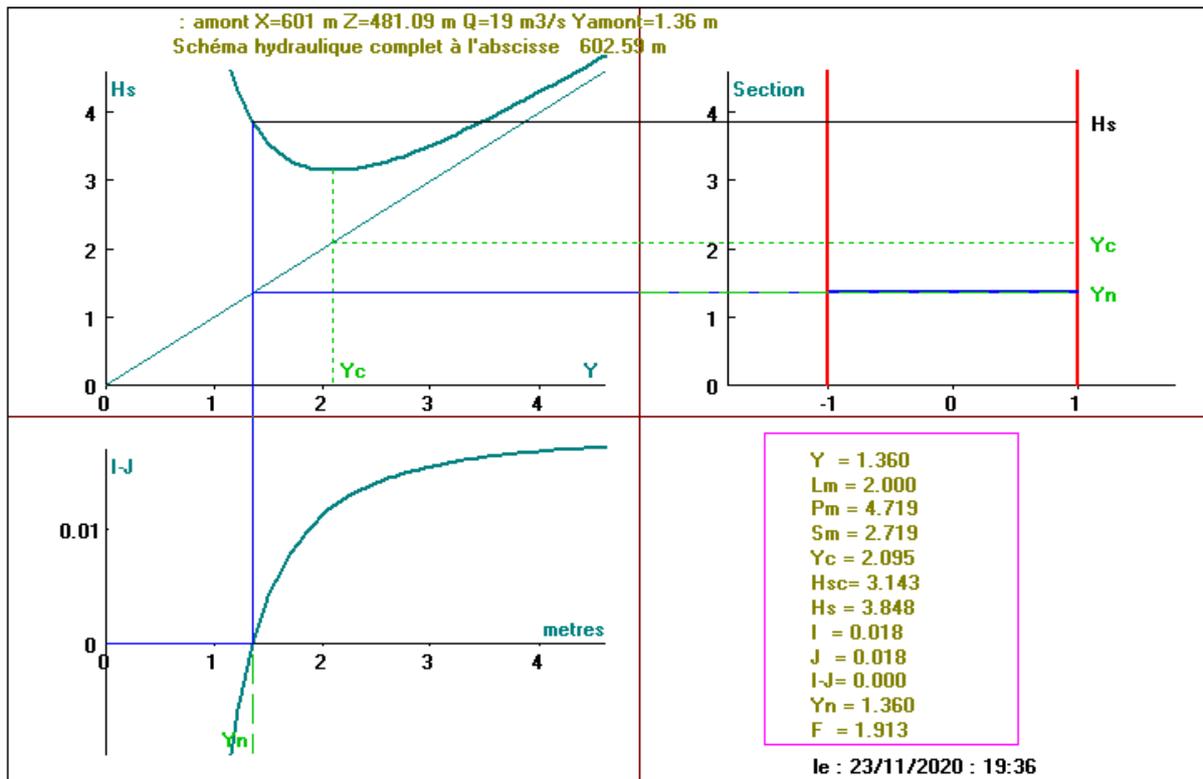


Figure V. 10 : Schémas hydraulique complet du tronçon 02 de l'Oued n°01

Le résultat de simulation nous a donné un écoulement torrentiel d'une hauteur égale à 1.36m, et dans ce tronçon on a $h_c > h$, $i_c < i$ et $Fr > 1$ et d'après ça on constate que le type de

remous et de type S2 comme cette la montre dans la figure suivant :

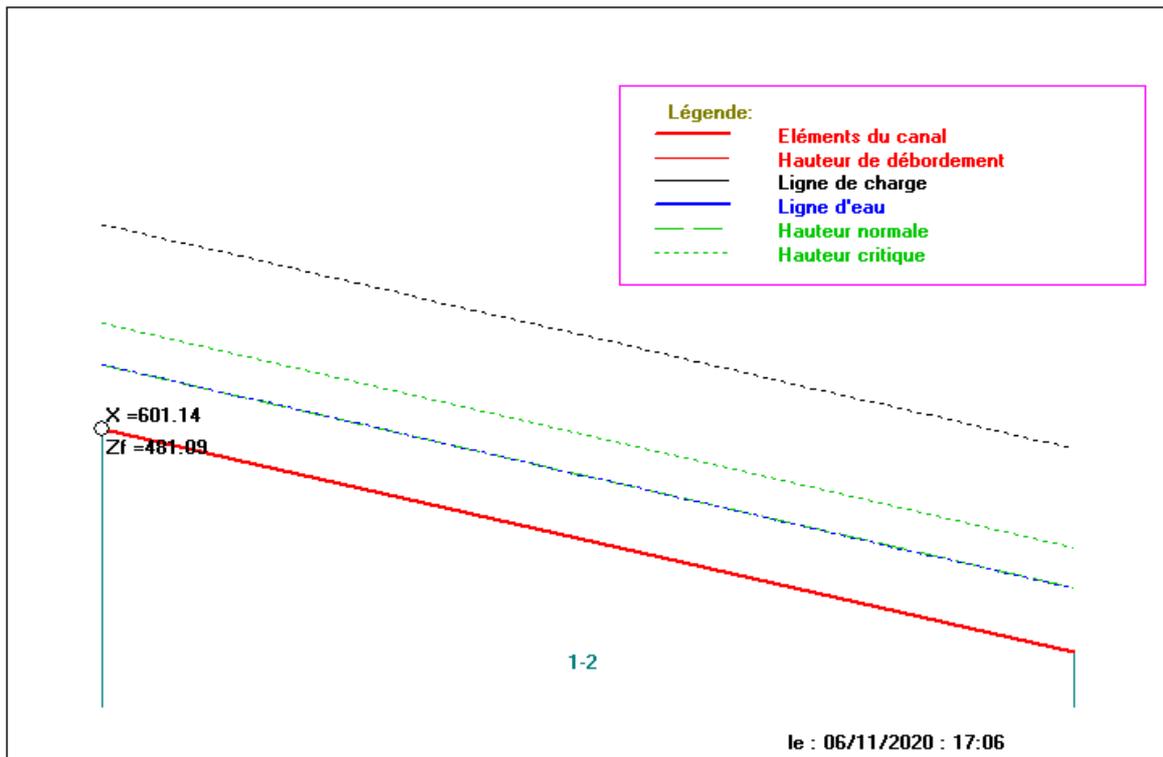


Figure V. 11 : Graphe de la ligne d'eau du tronçon 2 d'oued 1

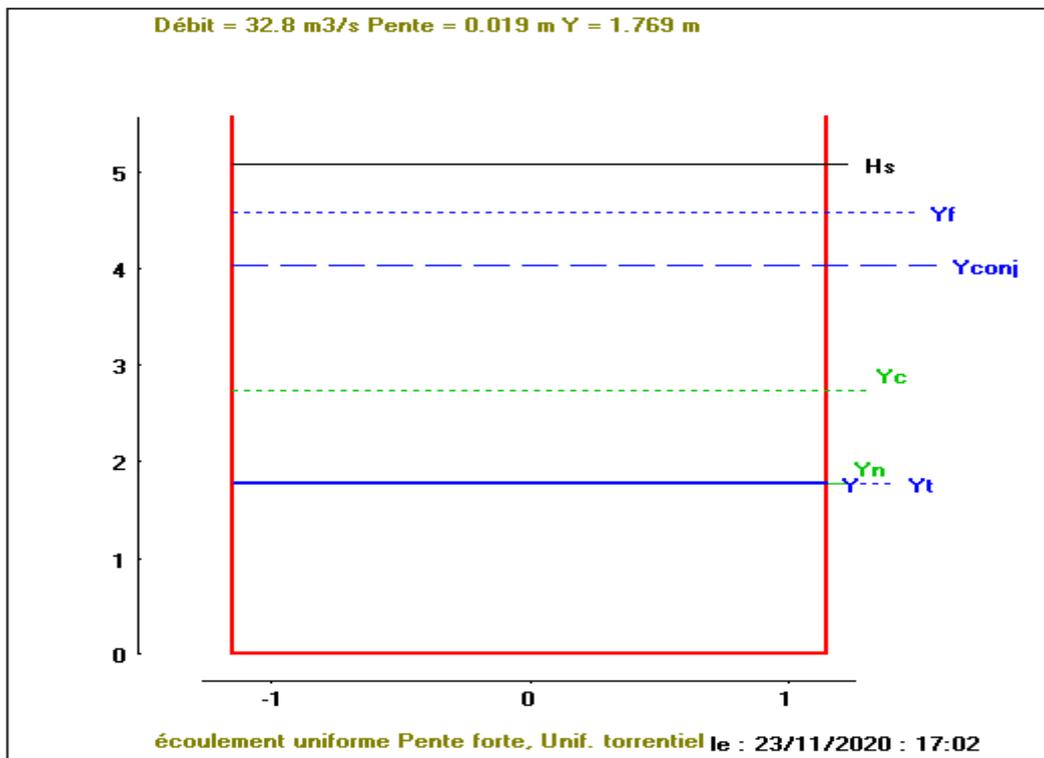


Figure V. 12 : Caractéristiques du tronçon 03 de l'Oued n°01

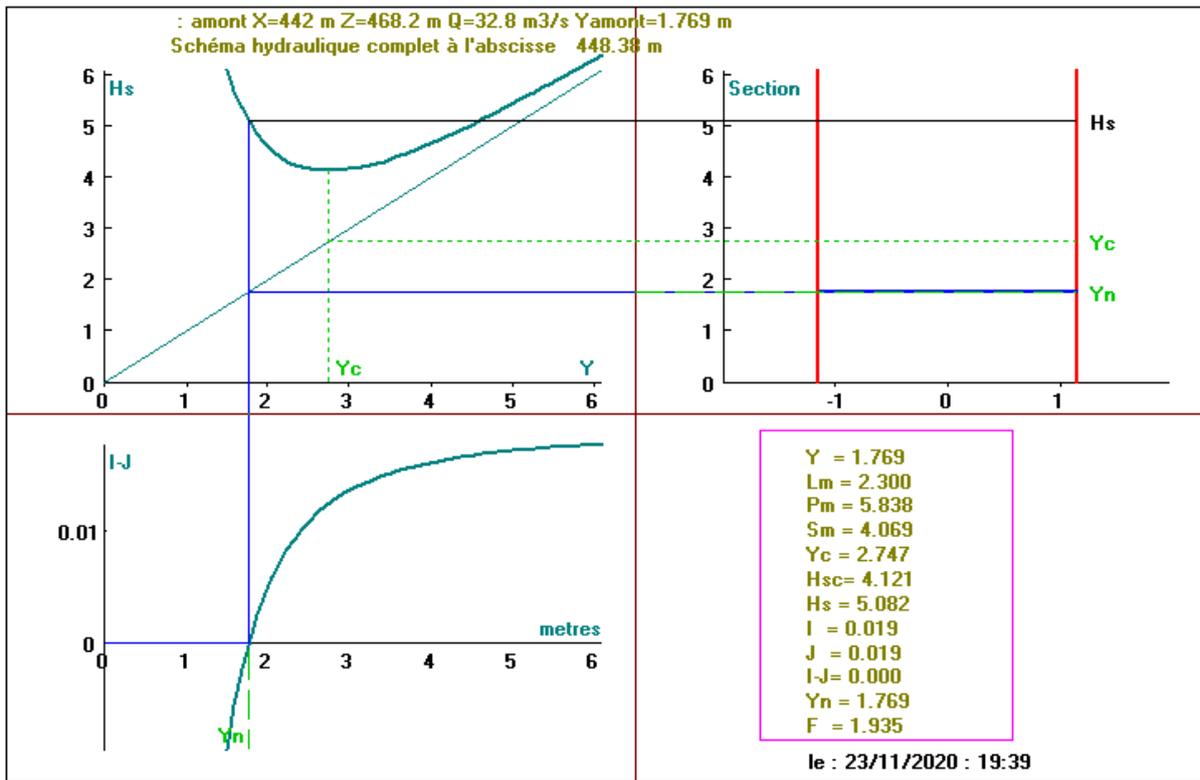


Figure V. 13 : Schémas hydraulique complet du tronçon 03 de l'Oued n°01

Le résultat de simulation nous a donné un écoulement torrentiel d'une hauteur égale à 1.76m, et dans ce tronçon on a $h_c > h$, $i_c < i$ et $Fr > 1$ et d'après ça on constate que le type de remous est de type S2 comme cette la montre dans la figure suivant :

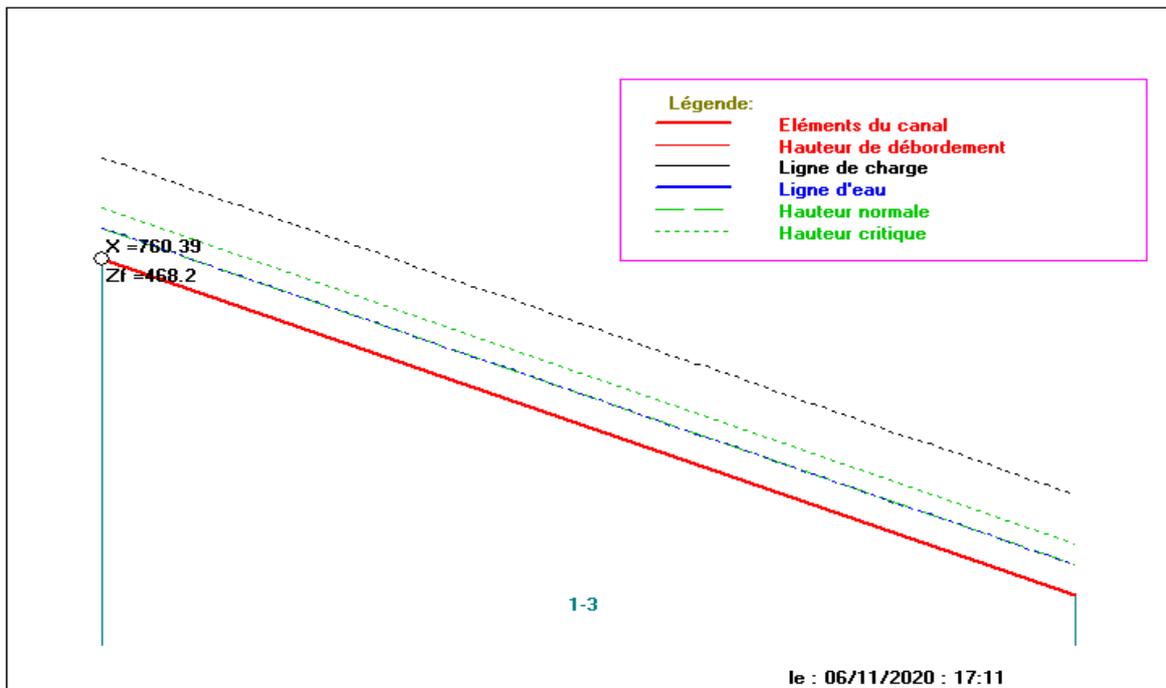


Figure V. 14 : Graphe de la ligne d'eau du tronçon 3 d'oued 1

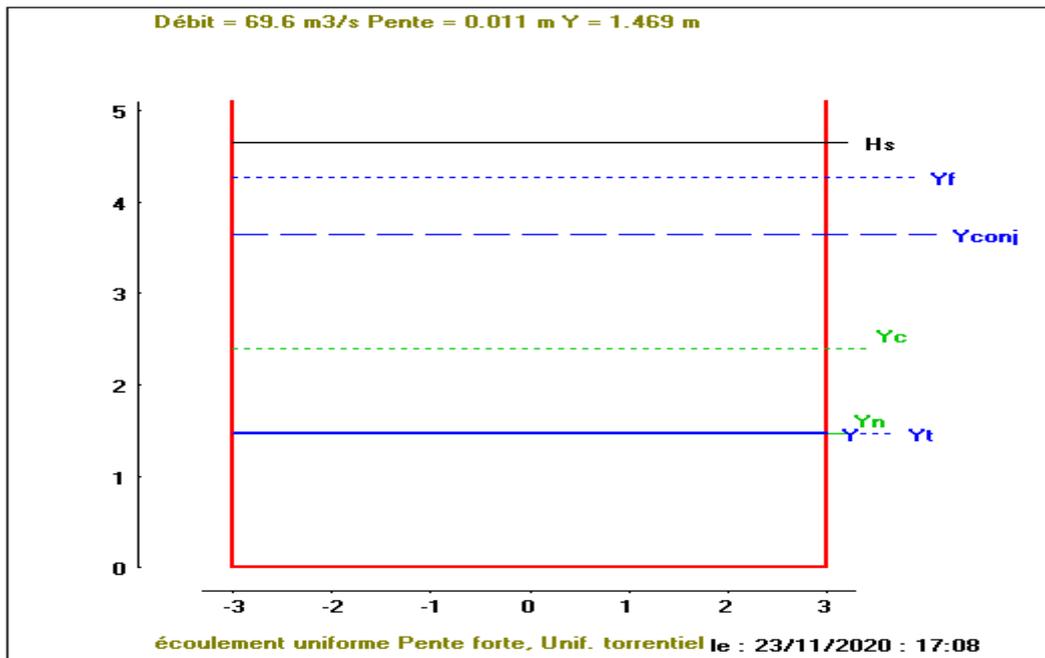


Figure V. 15 : Caractéristiques du tronçon 04 de l'Oued n°01

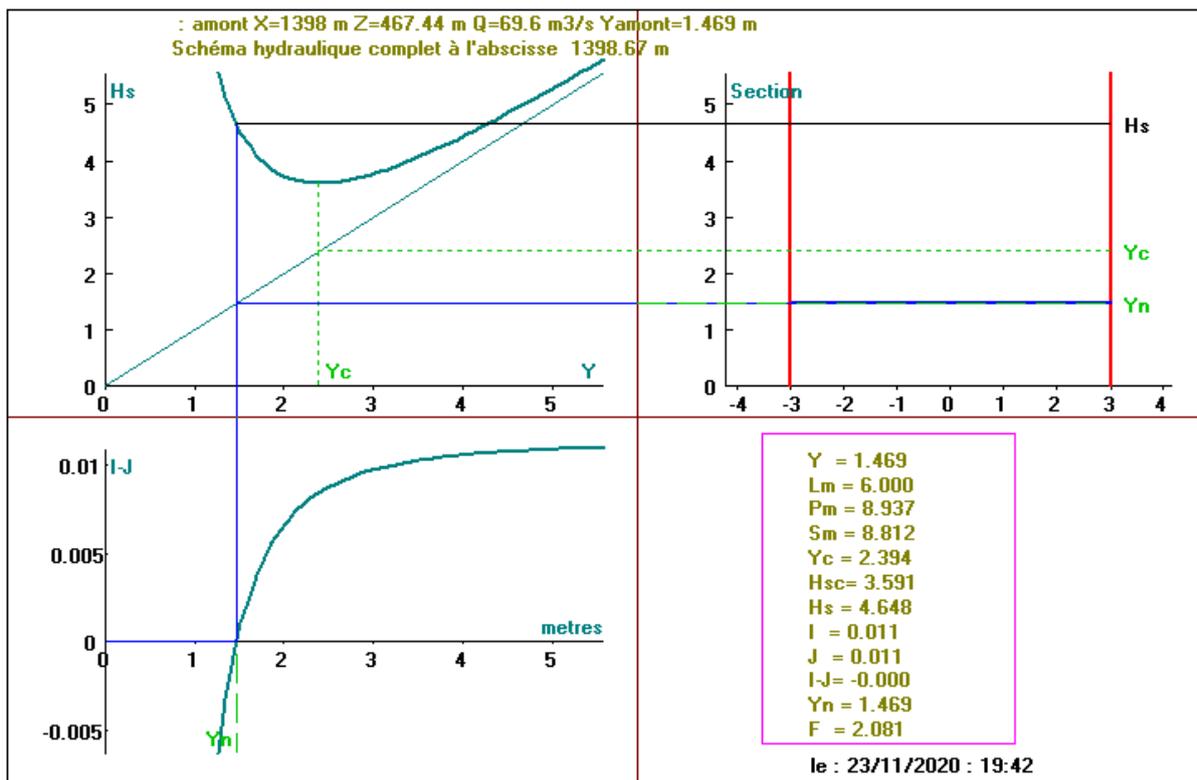


Figure V. 16 : Schémas hydraulique complet du tronçon 04 de l'Oued n°01

Le résultat de simulation nous a donné un écoulement torrentiel d'une hauteur égale à 1.46m, et dans ce tronçon on a $h_c > h$, $i_c < i$ et $Fr > 1$ et d'après ça on constate que le type de remous et de type S2 comme cette la montre dans la figure suivant :

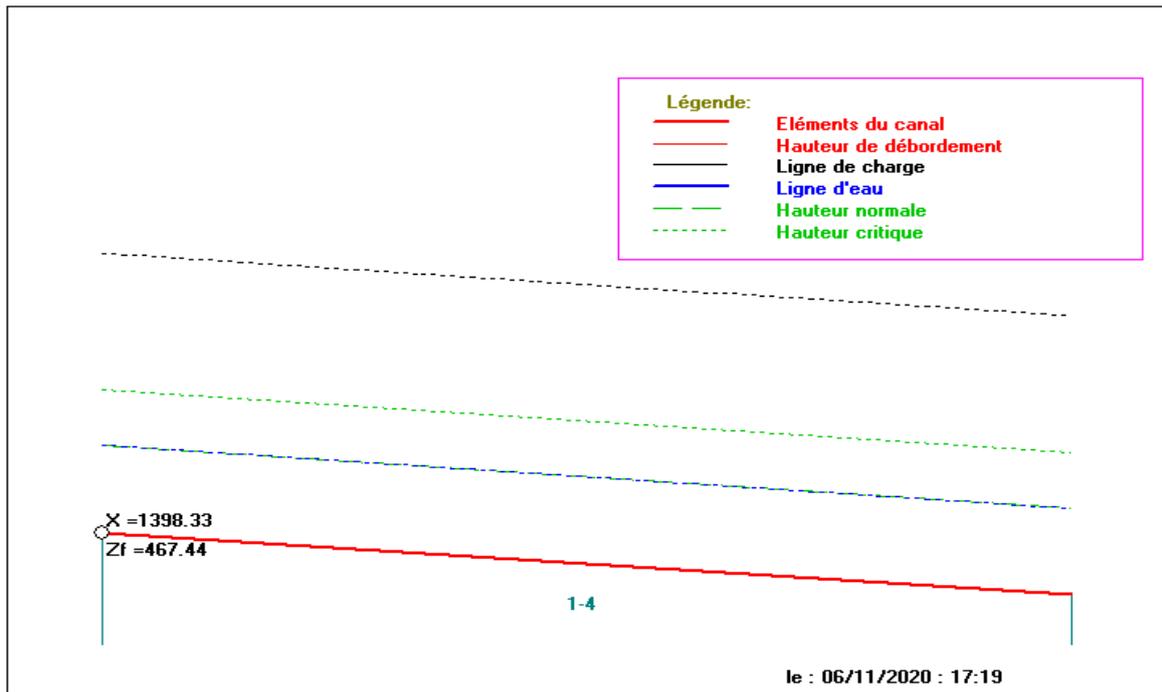


Figure V. 17 : Graphe de la ligne d'eau du tronçon 4 d'oued 1

V.3.2. Oued N°02

L'oued N°02 est aménagé par un canal rectangulaire fermé en béton armé divisé en trois tronçons de différentes pentes et un largeur de 1.5m, le canal s'étale sur une longueur de 1349 m.

Les paramètres géométriques et hydrauliques de chaque tronçon du canal projeté sont résumés dans les tableaux suivants :

Tableau V 6 : Résultat de calcul des paramètres géométriques de l'Oued n°02

Tronçons	Type	Lon (m)	Q(100) (m ³ /s)	I (m/m)	m	Ks	b (m)	B (m)	h (m)	Pm (m)	Sm (m ²)	Hs (m)
01	rect	622	13.8	0.0387	/	75	1.5	1.5	1.07	3.65	1.61	4.8
02	rect	589	13.8	0.0325	/	75	1.5	1.5	1.15	3.08	1.72	4.4
03	rect	137	13.8	0.0259	/	75	1.5	1.5	1.26	4.02	1.89	3.97

Tableau V 7 : Résultat de calcul des paramètres hydrauliques de l'Oued n°02

Tronçons	Q(100) (m ³ /s)	Rh (m)	h (m)	hc (m)	hco (m)	Hsc (m)	V (m/s)	Fr	Régime d'écoulement	Icr (%)
01	13.8	0.44	1.07	2.05	3.05	3.07	8.55	2.63	torrentiel	6.4
02	13.8	0.45	1.15	2.05	3.33	3.07	7.98	2.37	torrentiel	6.4
03	13.8	0.47	1.26	2.05	3.12	3.07	7.29	2.07	torrentiel	6.4

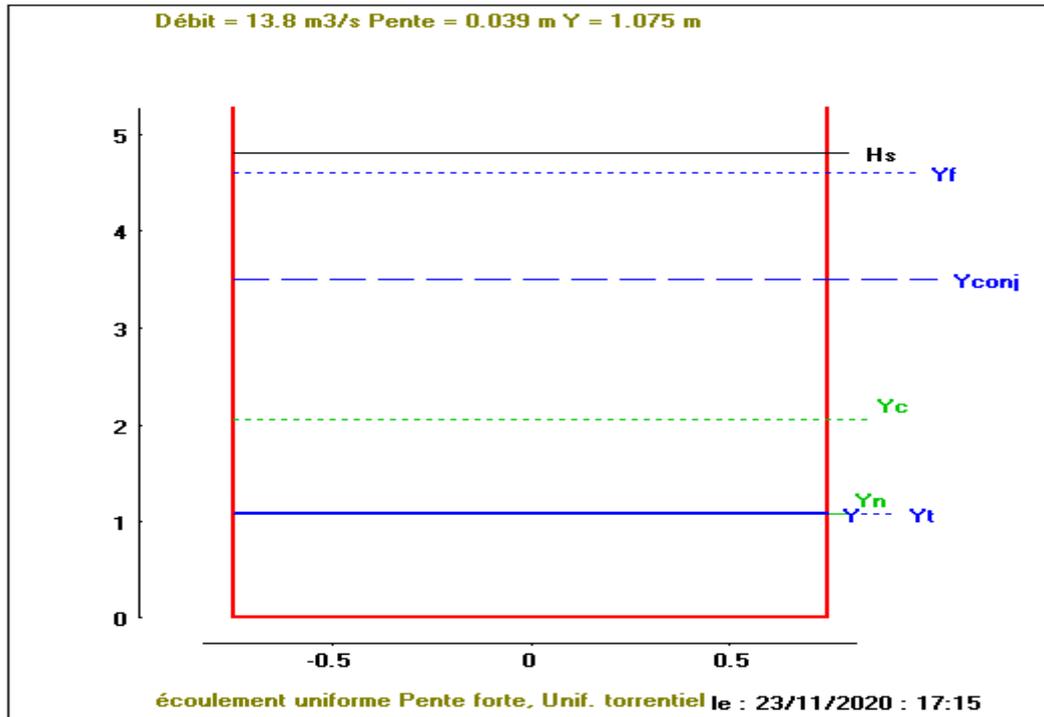


Figure V. 18 : Caractéristiques du tronçon 01 de l'Oued n°02

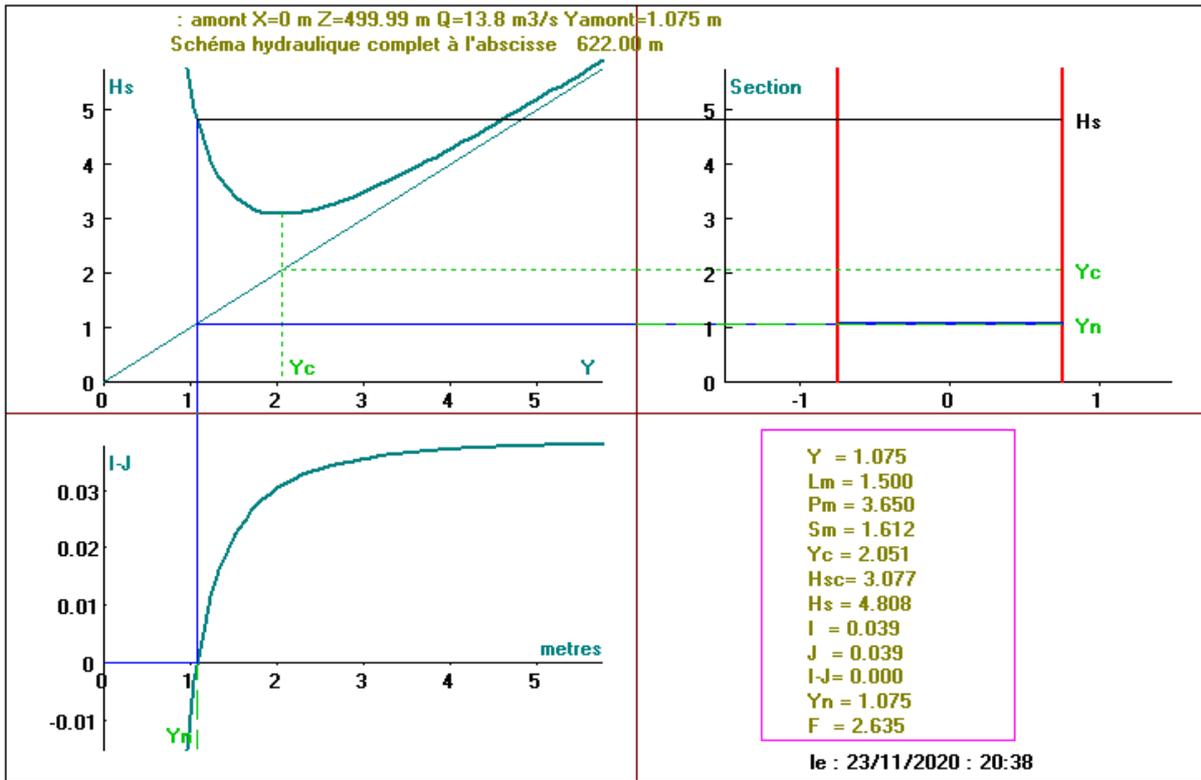


Figure V. 19 : Schémas hydraulique complet du tronçon 01 de l'Oued n°02

Le résultat de simulation nous a donné un écoulement torrentiel d'une hauteur égale à 1.07m, et dans ce tronçon on a $h_c > h$, $i_c < i$ et $Fr > 1$ et d'après ça on constate que le type de remous et de type S2 comme cette la montre dans la figure suivant :

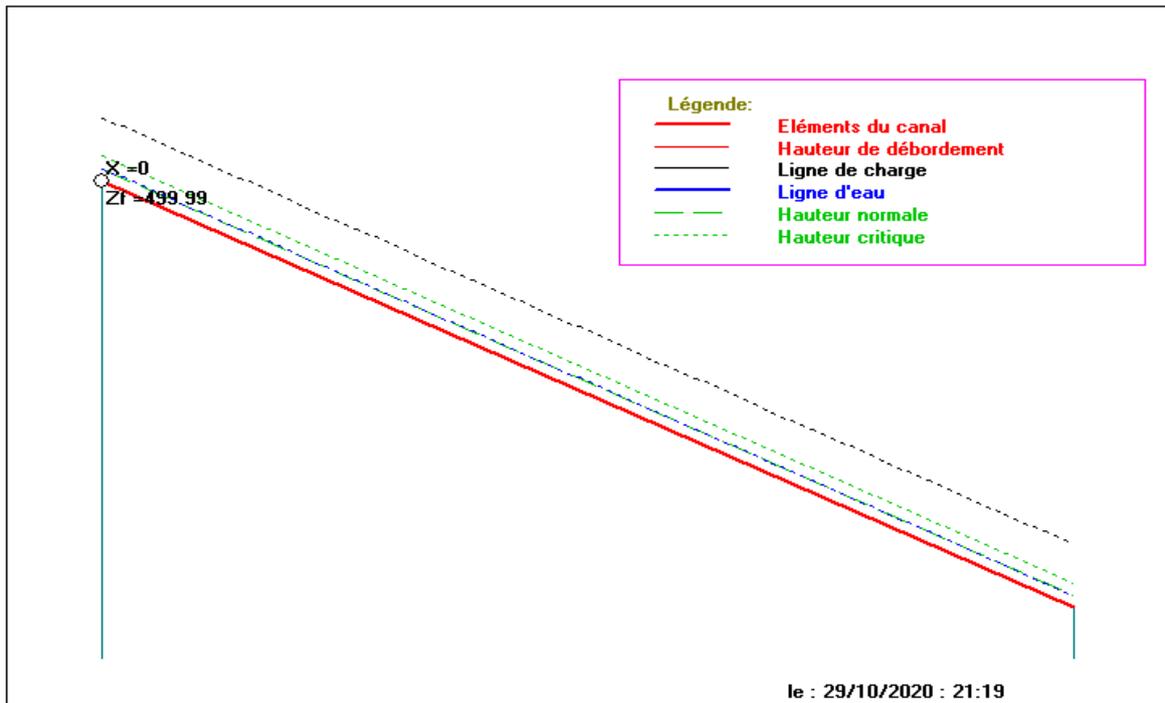


Figure V. 20 : Graphe de la ligne d'eau du tronçon 1 d'oued 2

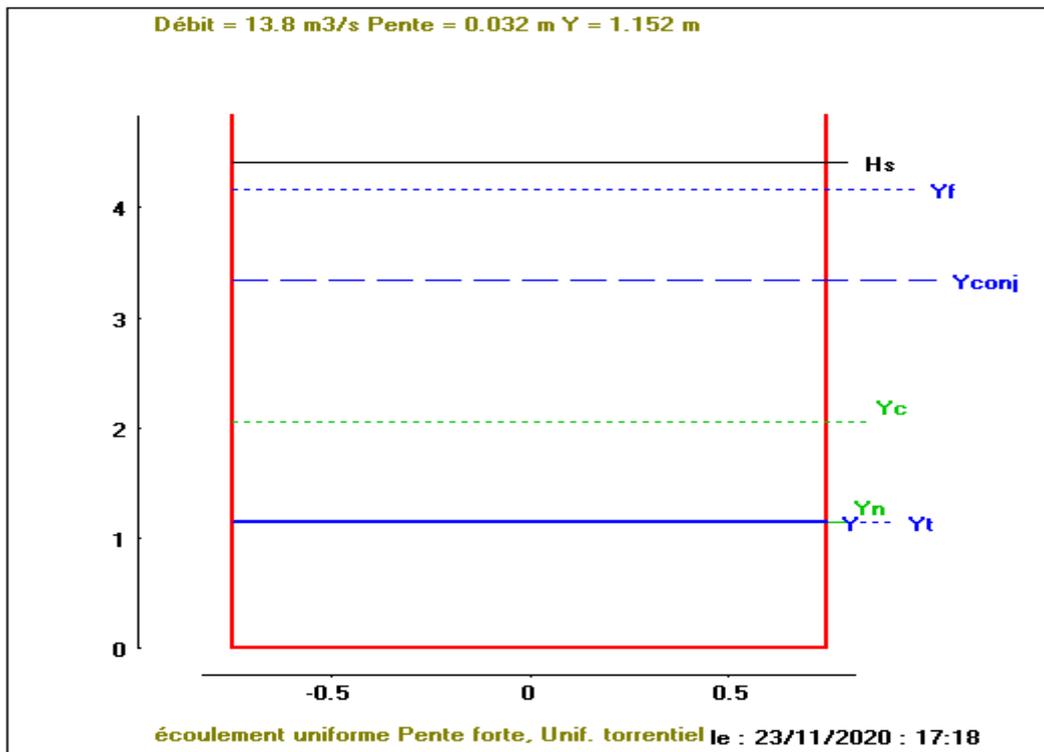


Figure V. 21 : Caractéristiques du tronçon 02 de l'Oued n°02

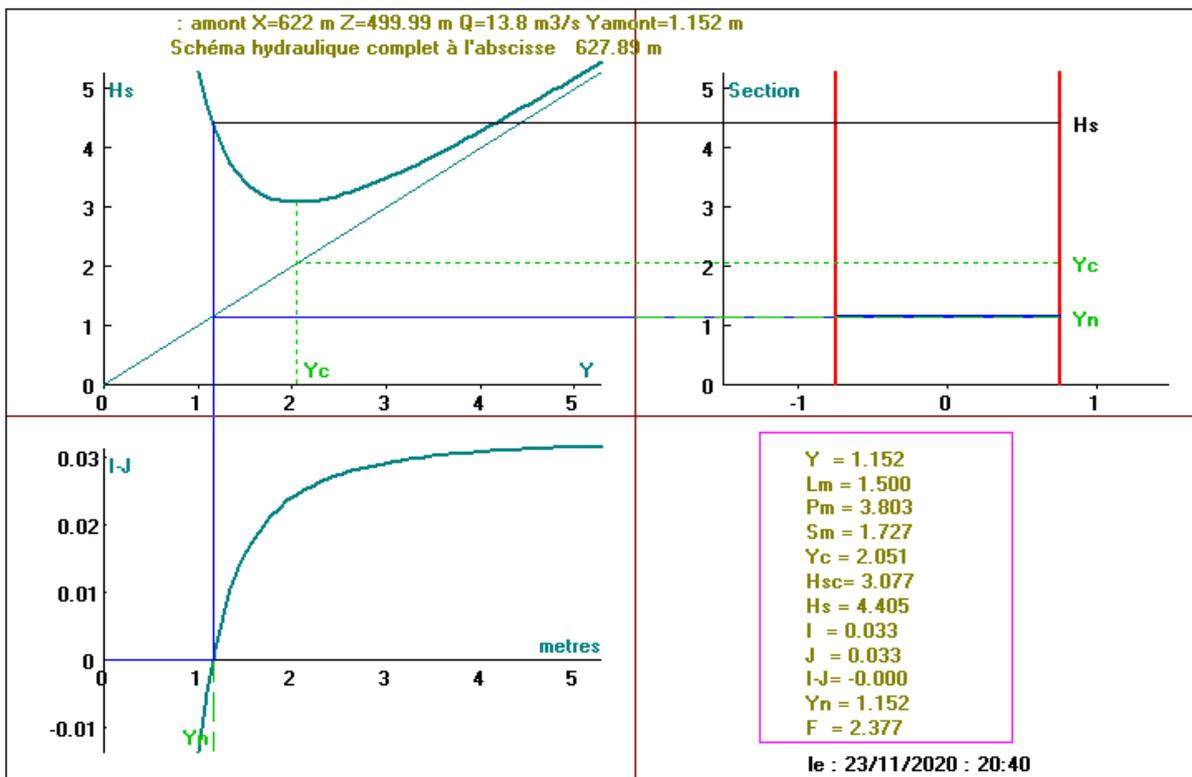


Figure V. 22 : Schémas hydraulique complet du tronçon 02 de l'Oued n°02

Le résultat de simulation nous a donné un écoulement torrentiel d'une hauteur égale à

1.15m, et dans ce tronçon on a $h_c > h$, $i_c < i$ et $Fr > 1$ et d'après ça on constate que le type de remous est de type S2 comme cette la montre dans la figure suivant :

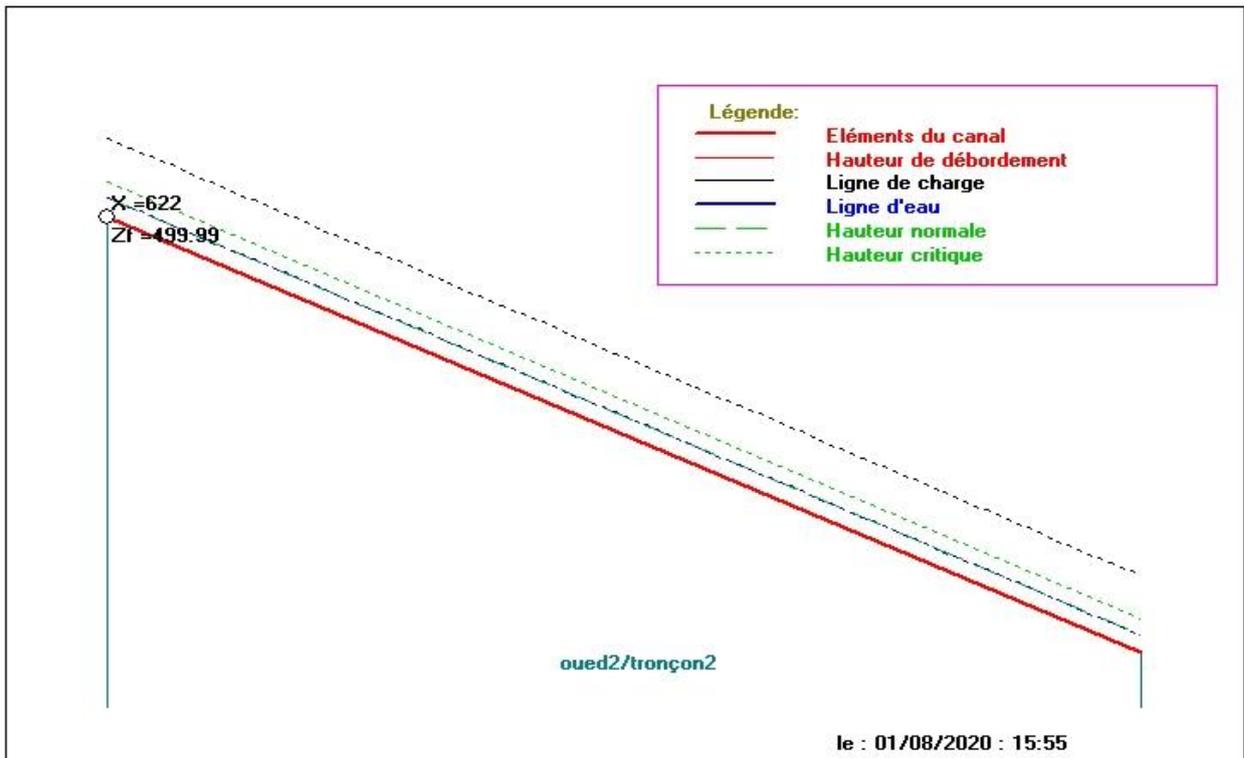


Figure V. 23 : Graphe de la ligne d'eau du tronçon 2 d'oued 2

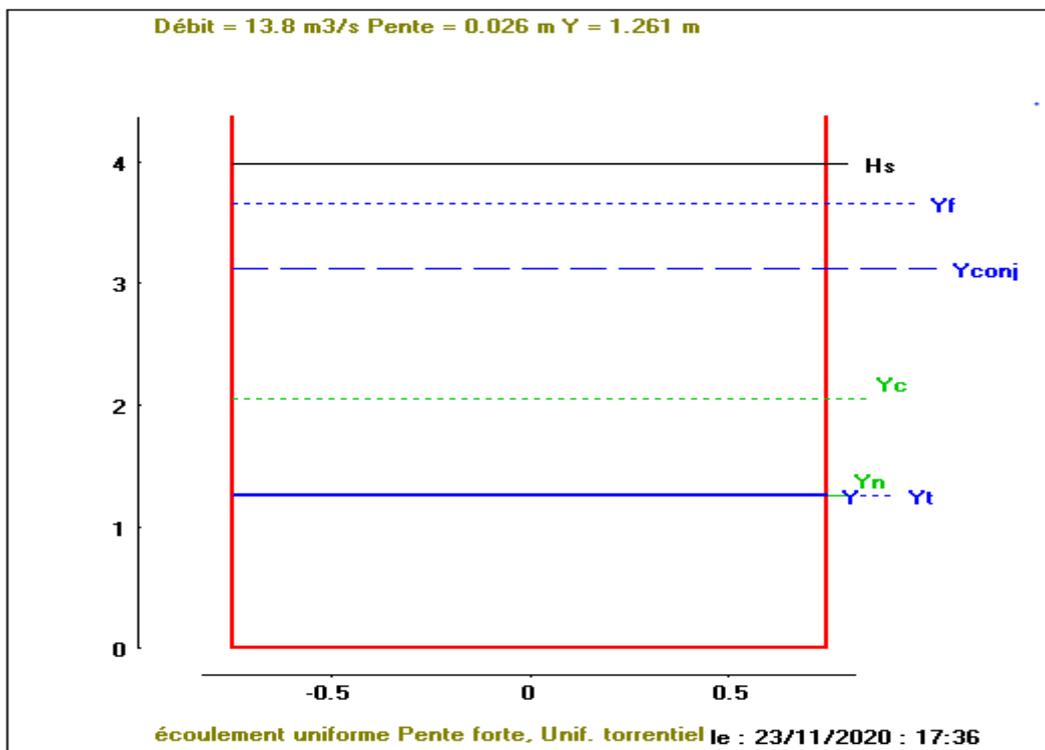


Figure V. 24 : Caractéristiques du tronçon 03 de l'Oued n°02

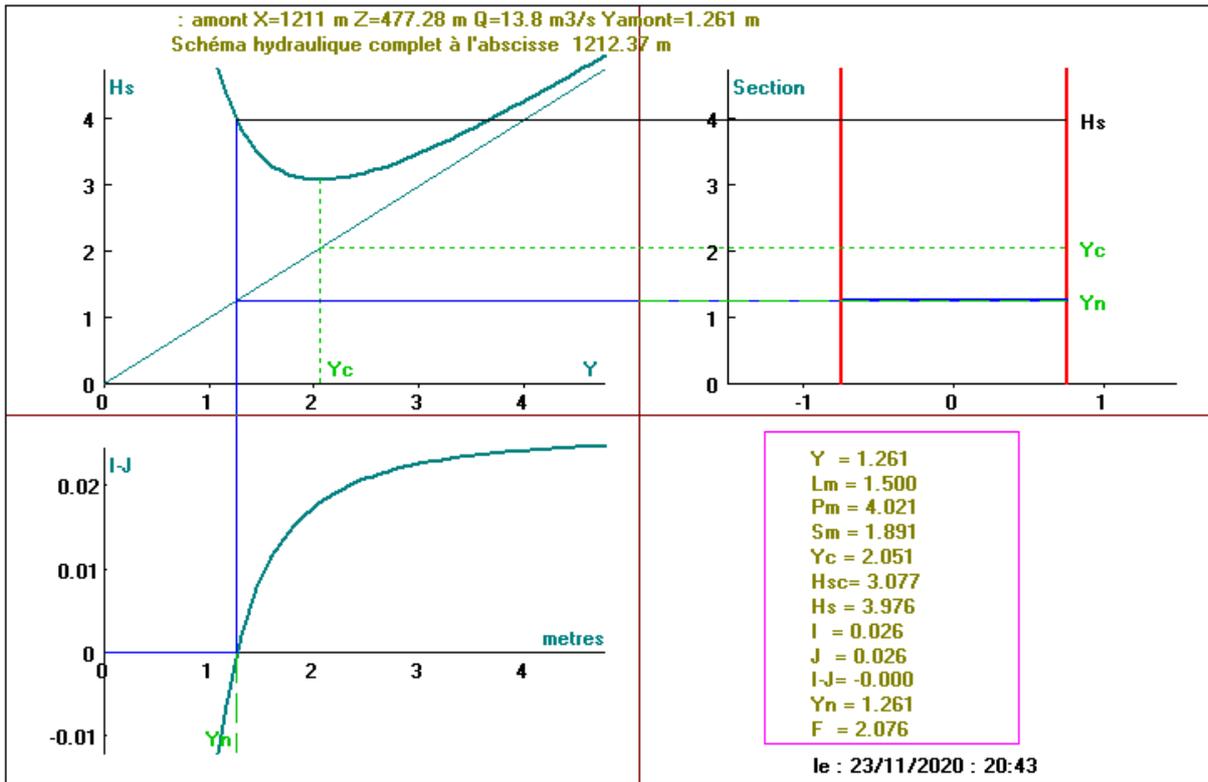


Figure V. 25 : Schémas hydraulique complet du tronçon 03 de l'Oued n°02

Le résultat de simulation nous a donné un écoulement torrentiel d'une hauteur égale à 1.26m, et dans ce tronçon on a $h_c > h$, $i_c < i$ et $Fr > 1$ et d'après ça on constate que le type de remous et de type S2 comme cette la montre dans la figure suivant :

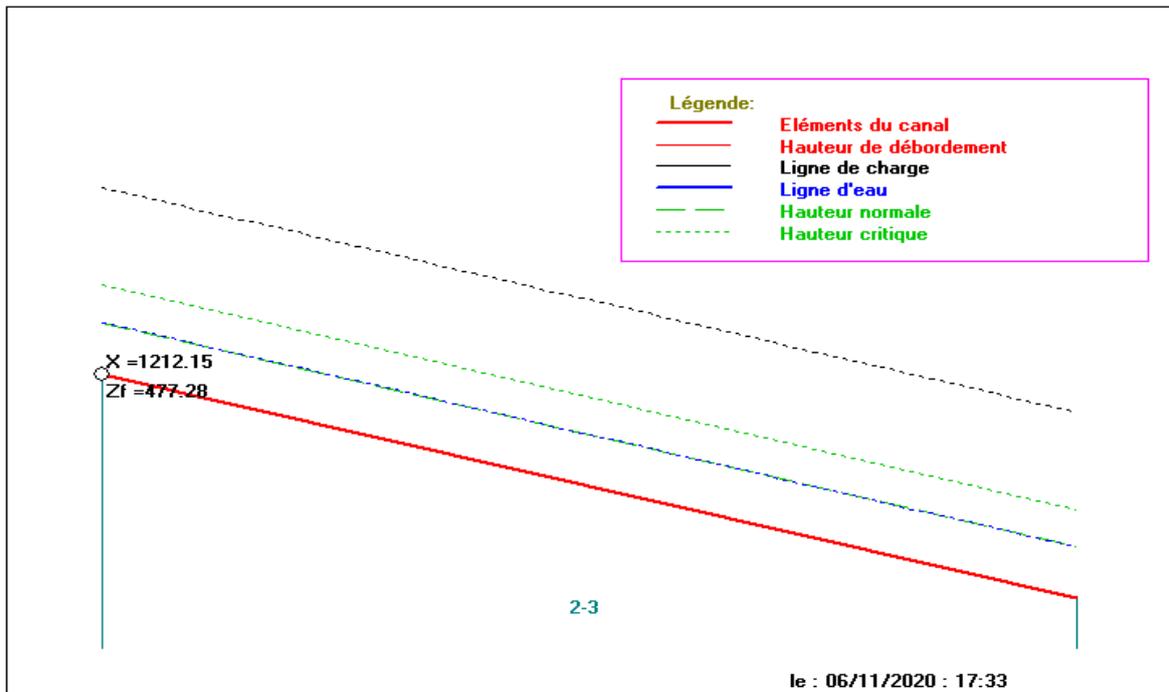


Figure V. 26 : Graphe de la ligne d'eau du tronçon 3 d'oued 2

V.3.3.Oued N°03

L'oued N°03 est aménagé par un canal trapézoïdal ouvert en béton armé d'une largeur 3m puis un canal rectangulaire fermé en béton armé divisé en deux tronçons de différentes pentes et largeurs 4 m, les deux types de canal s'étalent sur une longueur de 3013m.

Les paramètres géométriques et hydrauliques de chaque tronçon du canal projeté sont résumés dans les tableaux suivants :

Tableau V 8 : Résultat de calcul des paramètres géométriques de l'Oued n°03

Tronçons	Type	Long (m)	Q (100) (m ³ /s)	I (m/m)	m	Ks	b (m)	B (m)	h (m)	Pm (m)	Sm (m ²)	Hs (m)
24.9	trap	548	36.8	0.0425	1	75	3	4.37	0.86	5.42	3.3	7.15
24.9	rect	1741	36.8	0.0258	/	75	4	4	1	6	4	5.31
24.9	rect	723	36.8	0.0165	/	75	4	4	1.16	6.33	4.67	4.32

Tableau V 9 : Résultat de calcul des paramètres hydraulique de l'Oued n°03

Tronçons	Q(100) (m ³ /s)	Rh (m)	h (m)	hc (m)	hco (m)	Hsc (m)	V (m/s)	Fr	Régime d'écoulement	Icr (‰)
01	36.8	0.6	0.86	1.98	3.7	2.69	10.1	4.23	torrentiel	2.1
02	36.8	0.66	1	2.05	3.68	3.07	9.19	2.93	torrentiel	3.3
03	36.8	0.73	1.16	2.05	3.3	3.07	7.86	2.32	torrentiel	3.3

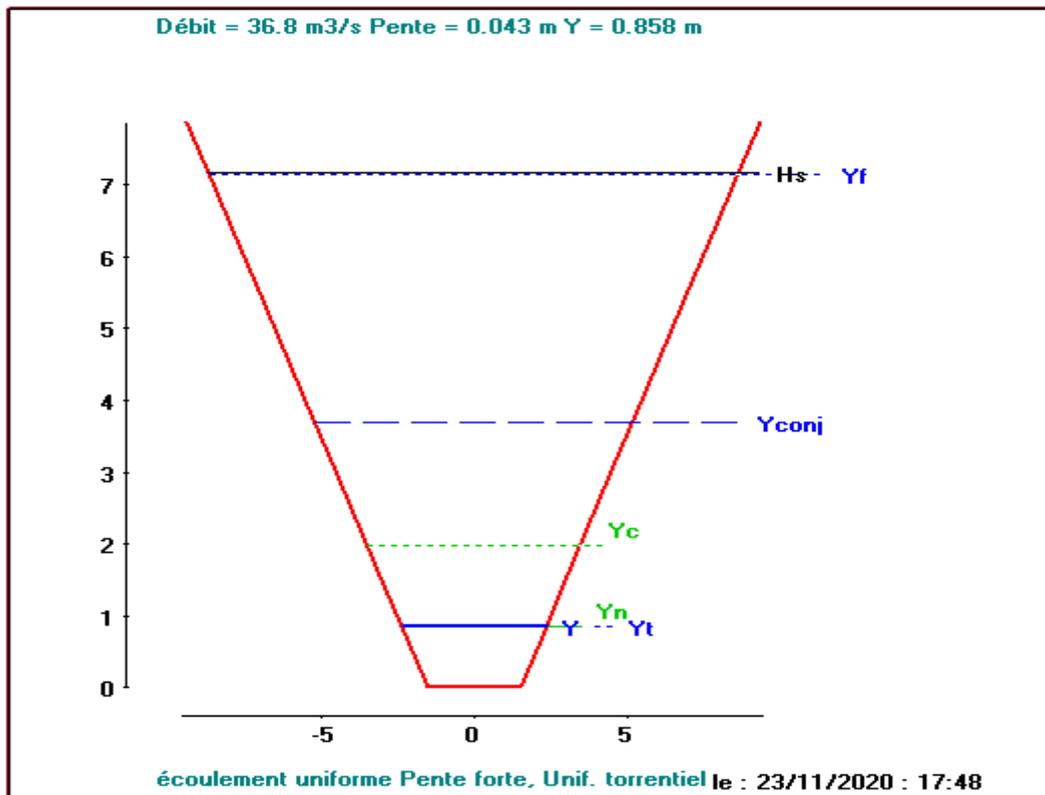


Figure V. 27 : Caractéristiques du tronçon 01 de l'Oued n°03

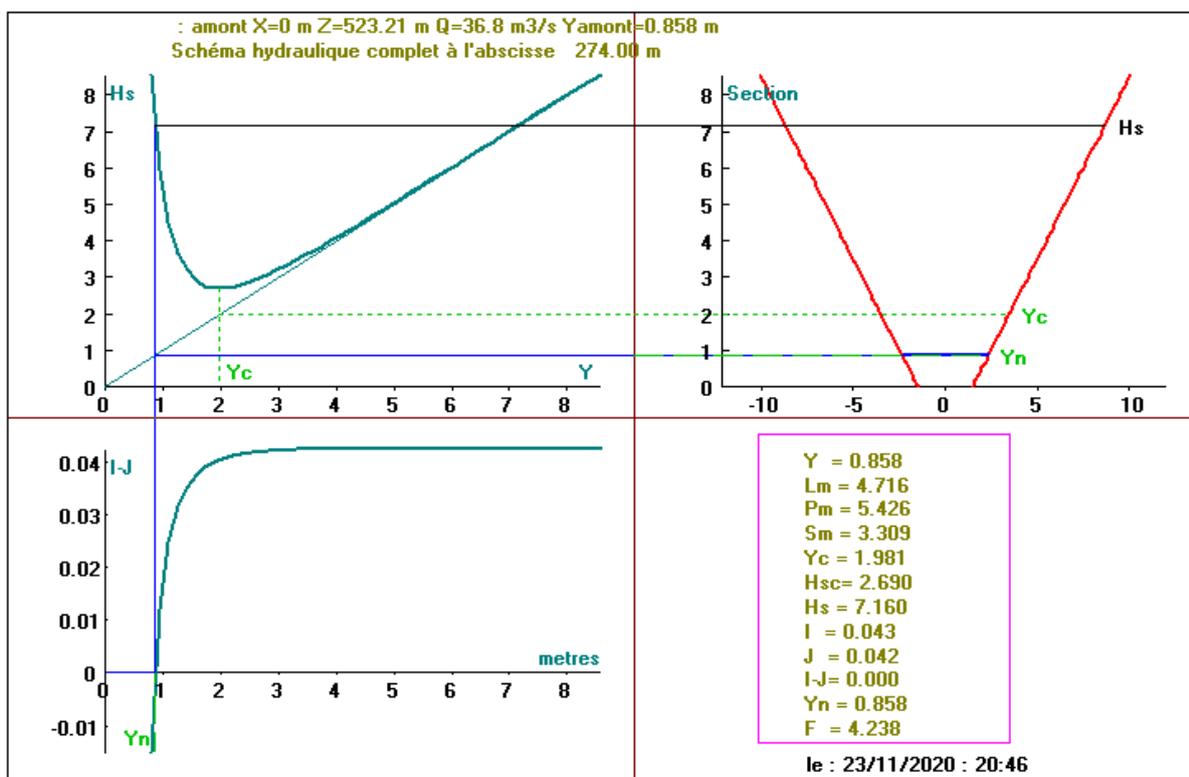


Figure V. 28 : Schémas hydraulique complet du tronçon 01 de l'Oued n°03

Le résultat de simulation nous a donné un écoulement torrentiel d'une hauteur égale à 0.85m, et dans ce tronçon on a $h_c > h$, $i_c < i$ et $Fr > 1$ et d'après ça on constate que le type de

remous et de type S2 comme cette la montre dans la figure suivant :

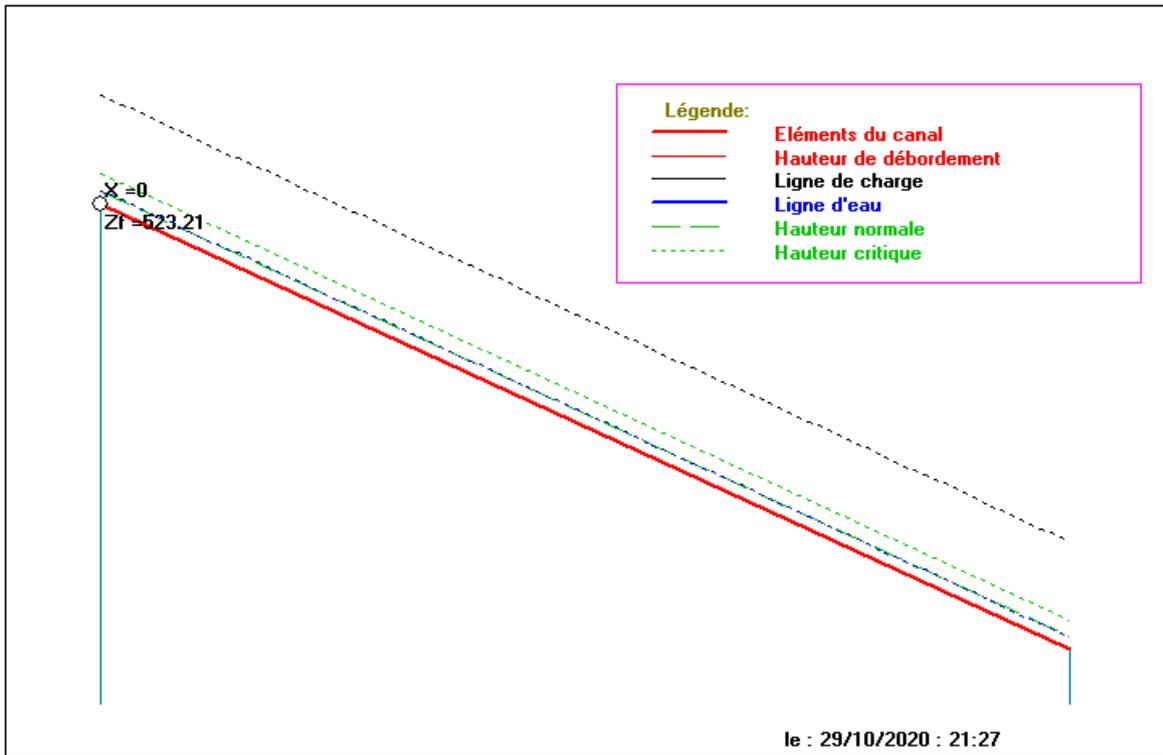


Figure V. 29 : Graphe de la ligne d'eau du tronçon 1 d'oued 3

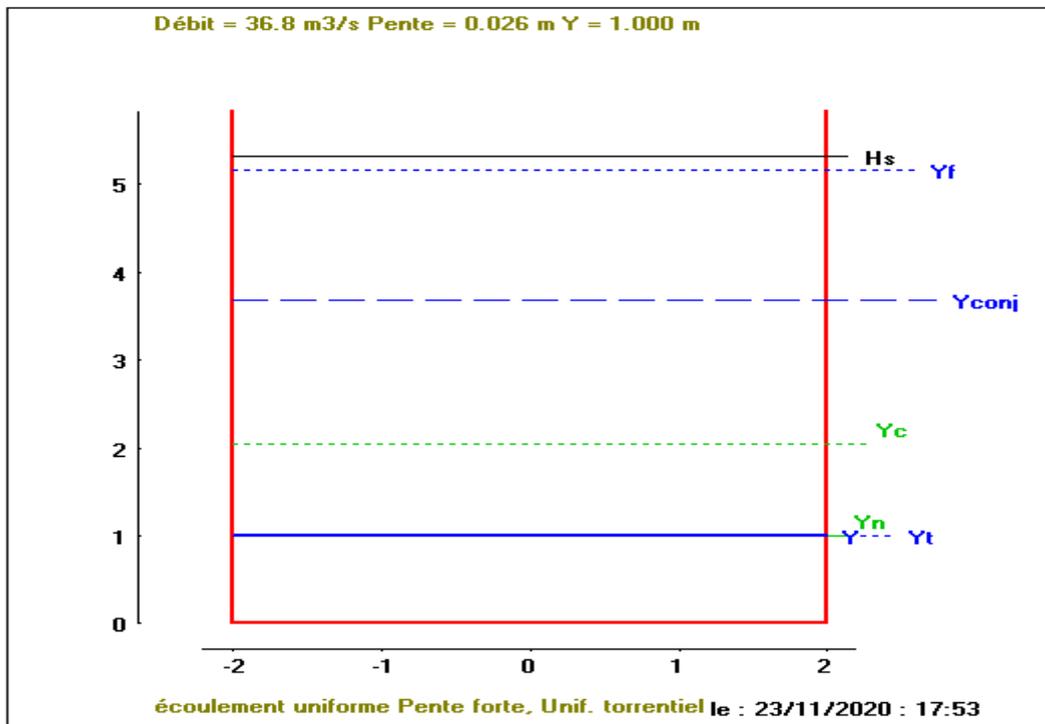


Figure V. 30 : Caractéristiques du tronçon 02 de l'Oued n°03

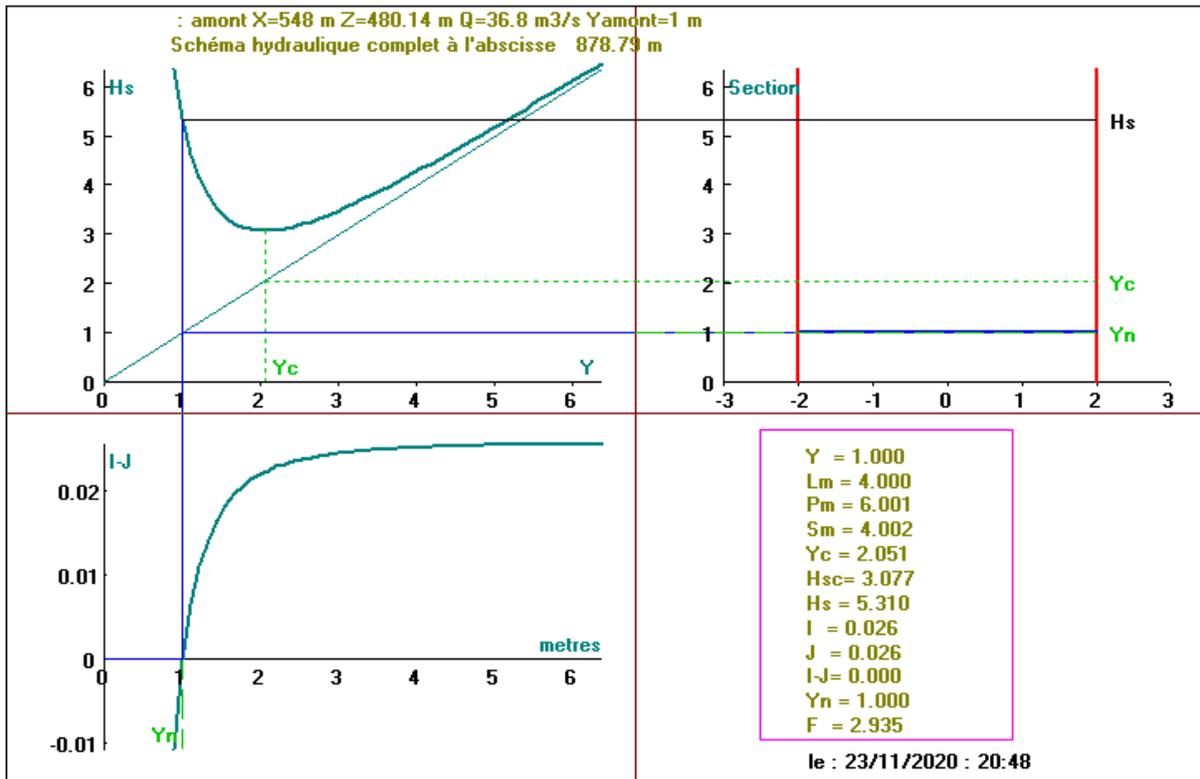


Figure V. 31 : Schémas hydraulique complet du tronçon 02 de l'Oued n°03

Le résultat de simulation nous a donné un écoulement torrentiel d'une hauteur égale à 1m, et dans ce tronçon on a $h_c > h$, $i_c < i$ et $Fr > 1$ et d'après ça on constate que le type de remous et de type S2 comme cette la montre dans la figure suivant :

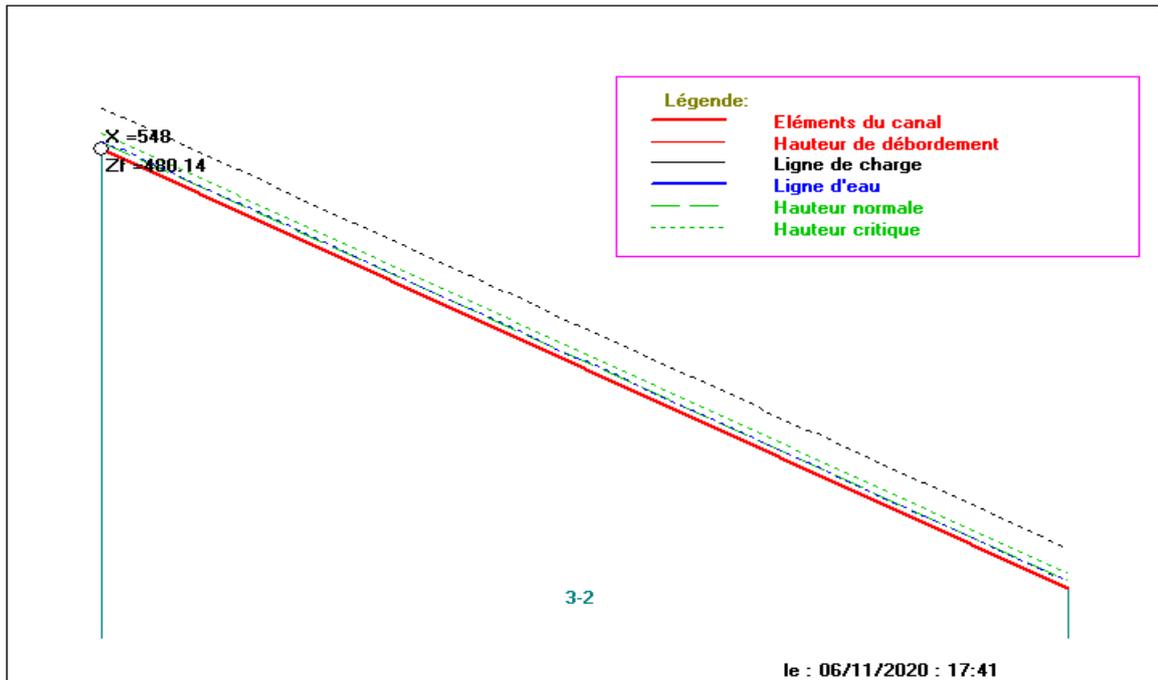


Figure V. 32 : Graphe de la ligne d'eau du tronçon 2 d'oued 3

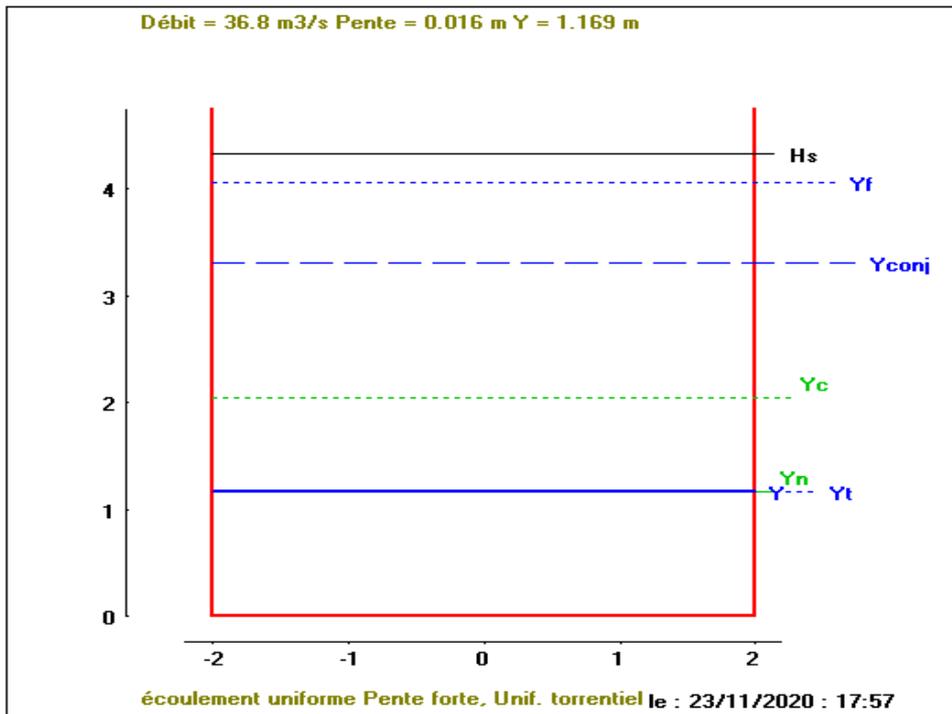


Figure V.33 : Caractéristiques du tronçon 03 de l'Oued n°03

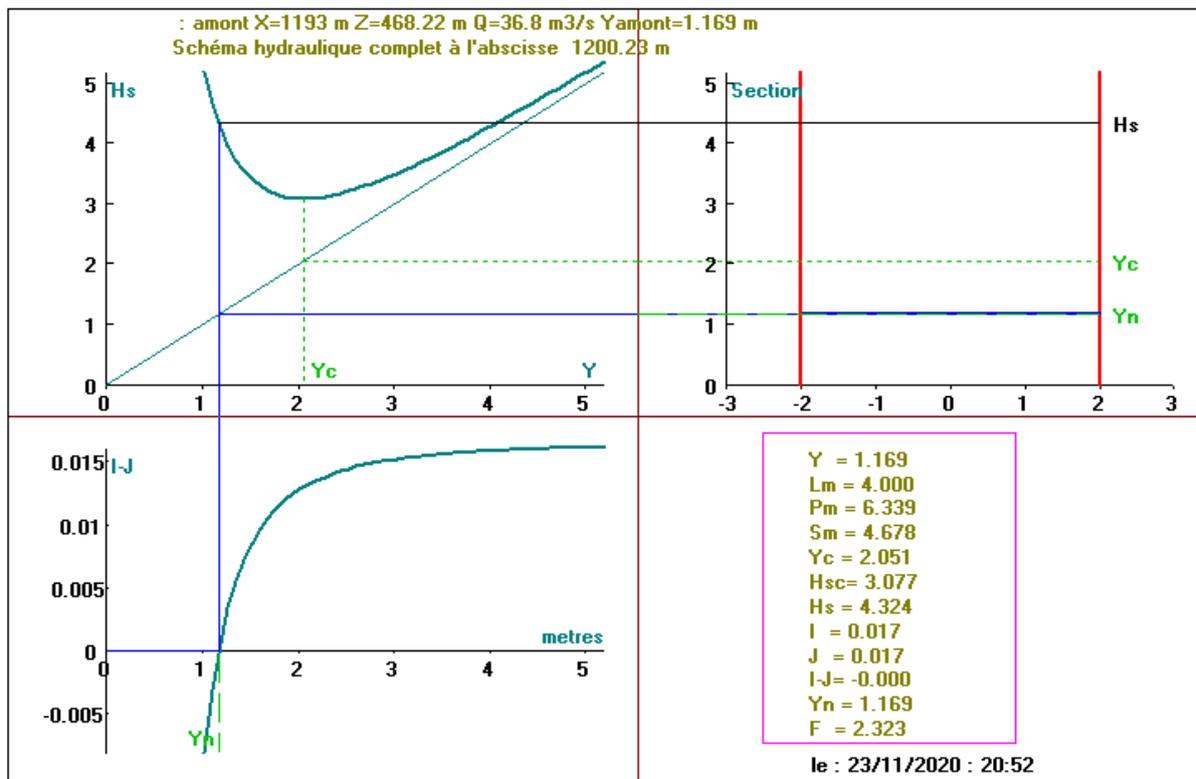


Figure V.34 : Schémas hydrauliques complet du tronçon 03 de l'Oued n°03

Le résultat de simulation nous a donné un écoulement torrentiel d'une hauteur égale à

1.17m, et dans ce tronçon on a $h_c > h$, $i_c < i$ et $Fr > 1$ et d'après ça on constate que le type de remous est de type S2 comme cette la montre dans la figure suivant :

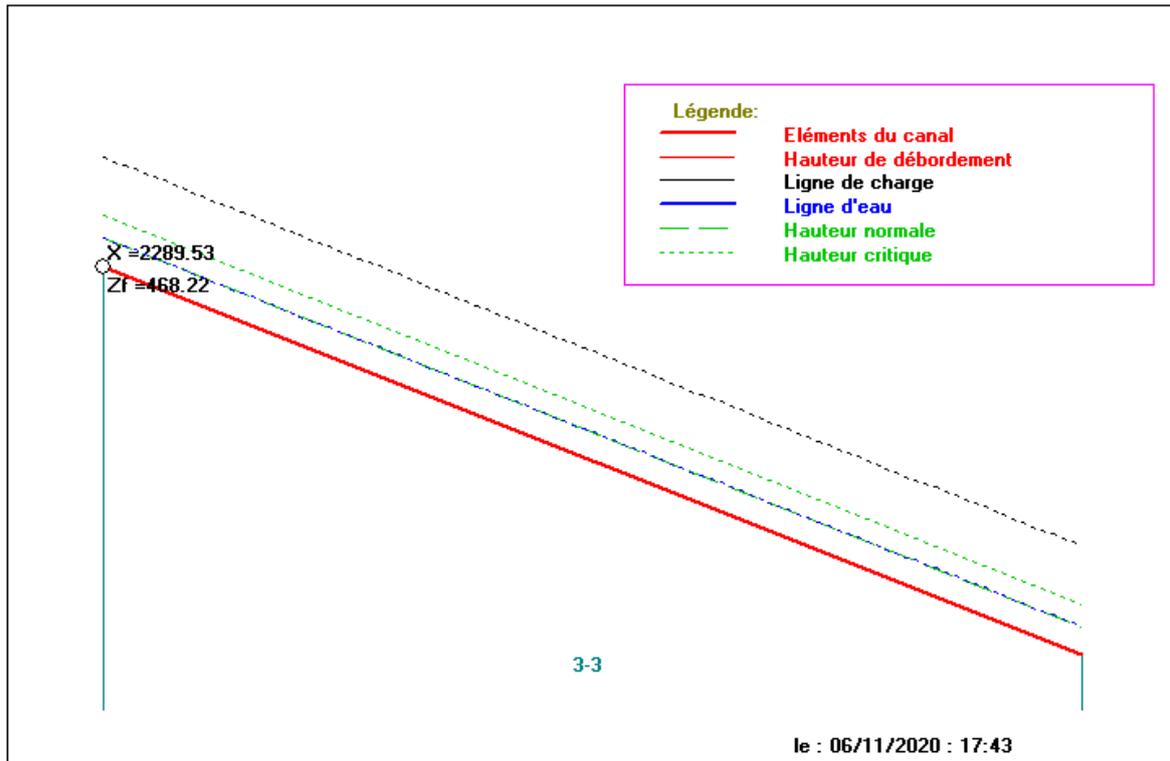


Figure V. 35 : Graphe de la ligne d'eau du tronçon 3 d'oued 3

V.3.4.Oued N°04

L'oued N°04 est aménagé par un canal trapézoïdal ouvert en béton armé d'une largeur de 1.5m puis un canal rectangulaire fermé en béton armé divisé en trois tronçons de différentes pentes et largeurs de 2.5m, les deux types de canal s'étalent sur une longueur de 3059m.

Les paramètres géométriques et hydrauliques de chaque tronçon du canal projeté sont résumés dans les tableaux suivants :

Tableau V 10 : Résultat de calcul des paramètres géométriques de l'Oued n°04

Tronçons	Type	Lon (m)	Q(100) (m ³ /s)	I (m/m)	m	Ks	b (m)	B (m)	h (m)	Pm (m)	Sm (m ²)	Hs (m)
01	trap	678	44.3	0.0536	1	75	1.5	3.35	1.22	4.95	3.32	10.25
02	rect	1087	44.3	0.0247	/	75	2.5	2.5	1.83	6.16	4.58	6.59
03	rect	799	44.3	0.0207	/	75	2.5	2.5	1.96	6.43	4.91	6.1
04	rect	496	44.3	0.0154	/	75	2.5	2.5	2.21	6.92	5.52	5.48

Tableau V 11 : Résultat de calcul des paramètres hydrauliques de l'Oued n°04

Tronçons	Q(100) (m ³ /s)	Rh (m)	h (m)	hc (m)	hco (m)	Hsc (m)	V (m/s)	Fr	Régime d'écoulement	Icr (%)
01	44.3	0.67	1.22	2.66	4.83	3.47	13.31	4.62	torrentiel	2.3
02	44.3	0.74	1.83	3.17	5.06	4.76	9.67	2.28	torrentiel	5.2
03	44.3	0.76	1.96	3.17	4.8	4.76	9.01	2.05	torrentiel	5.2
04	44.3	0.79	2.21	3.17	4.38	4.76	8.01	1.72	torrentiel	5.2

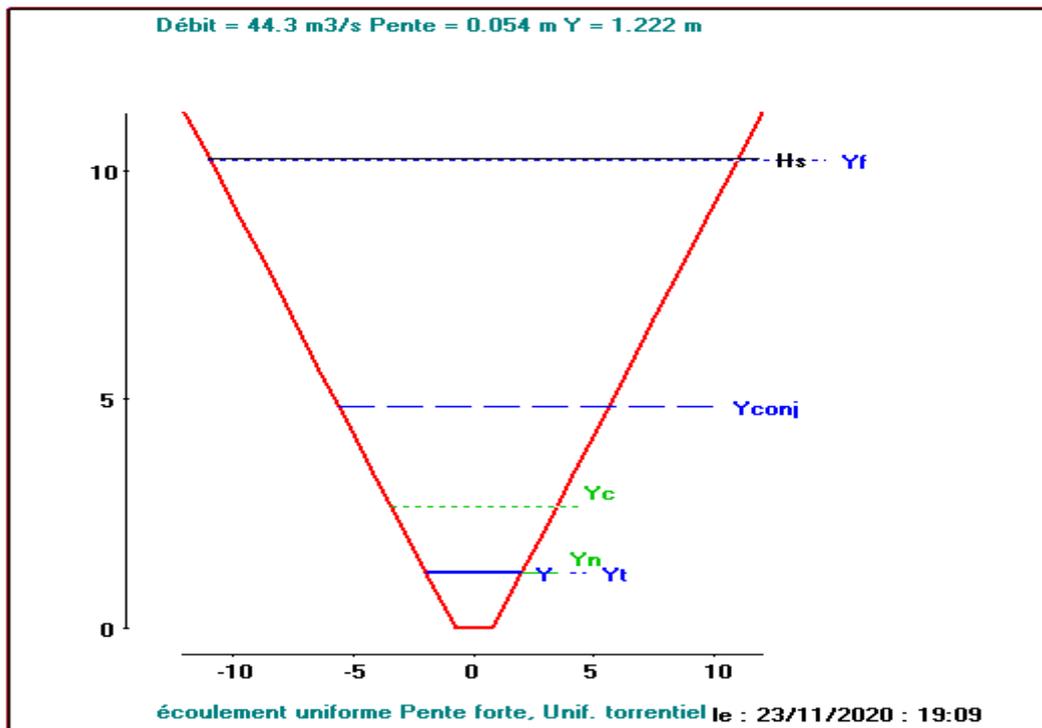


Figure V. 36 : Caractéristiques du tronçon 01 de l'Oued n°04

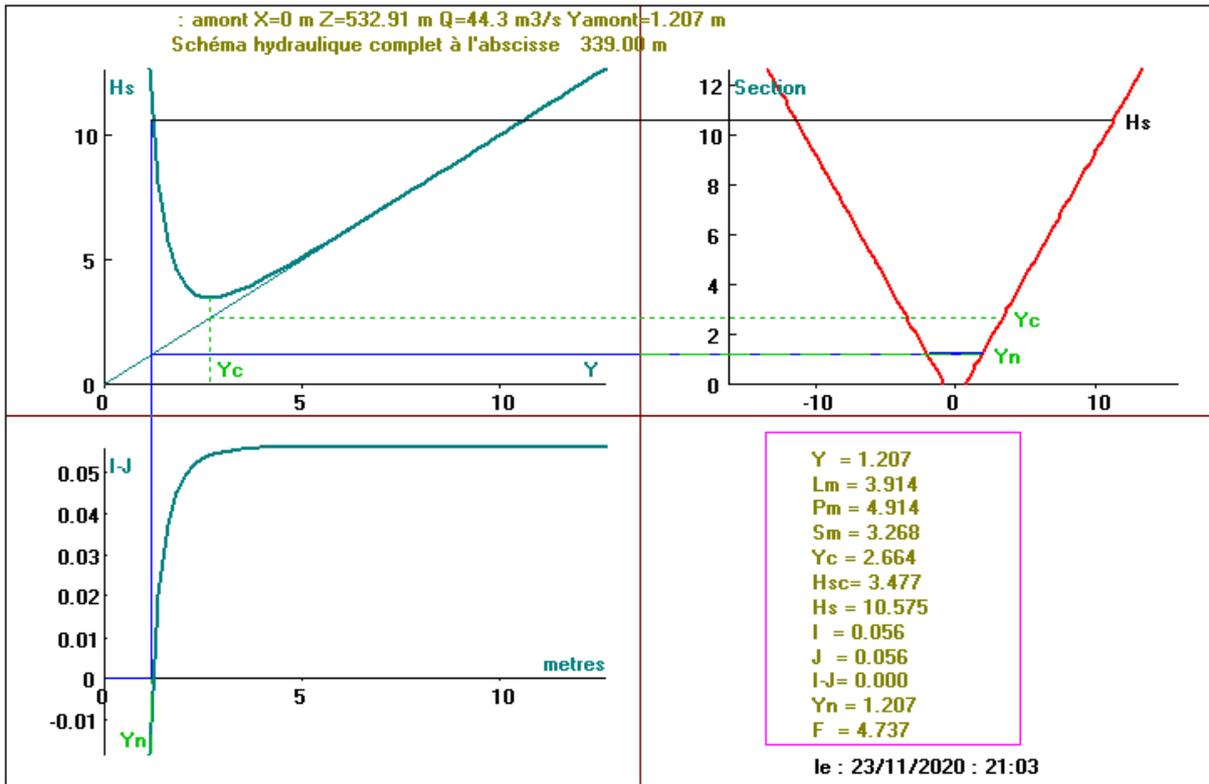


Figure V. 37 : Schémas hydraulique complet du tronçon 01 de l'Oued n°04

Le résultat de simulation nous a donné un écoulement torrentiel d'une hauteur égale à 1.2, et dans ce tronçon on a $h_c > h$, $i_c < i$ et $Fr > 1$ et d'après ça on constate que le type de remous et de type S2 comme cette la montre dans la figure suivant :

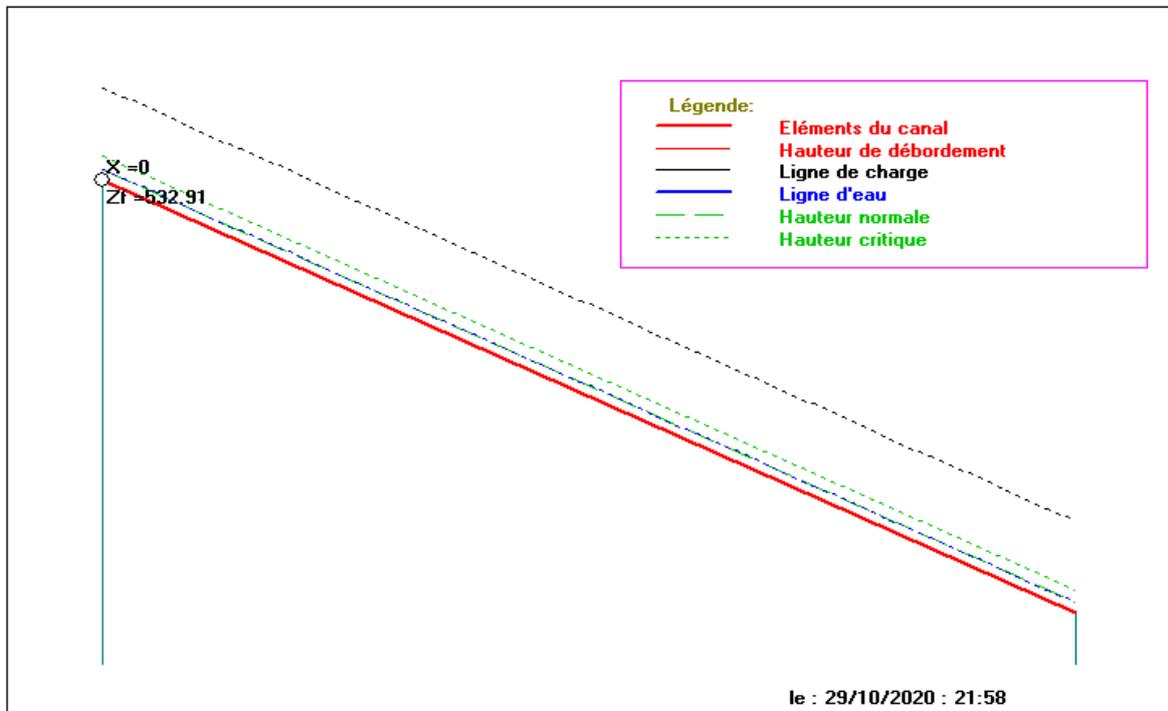


Figure V. 38 : Graphe de la ligne d'eau du tronçon 1 d'oued 4

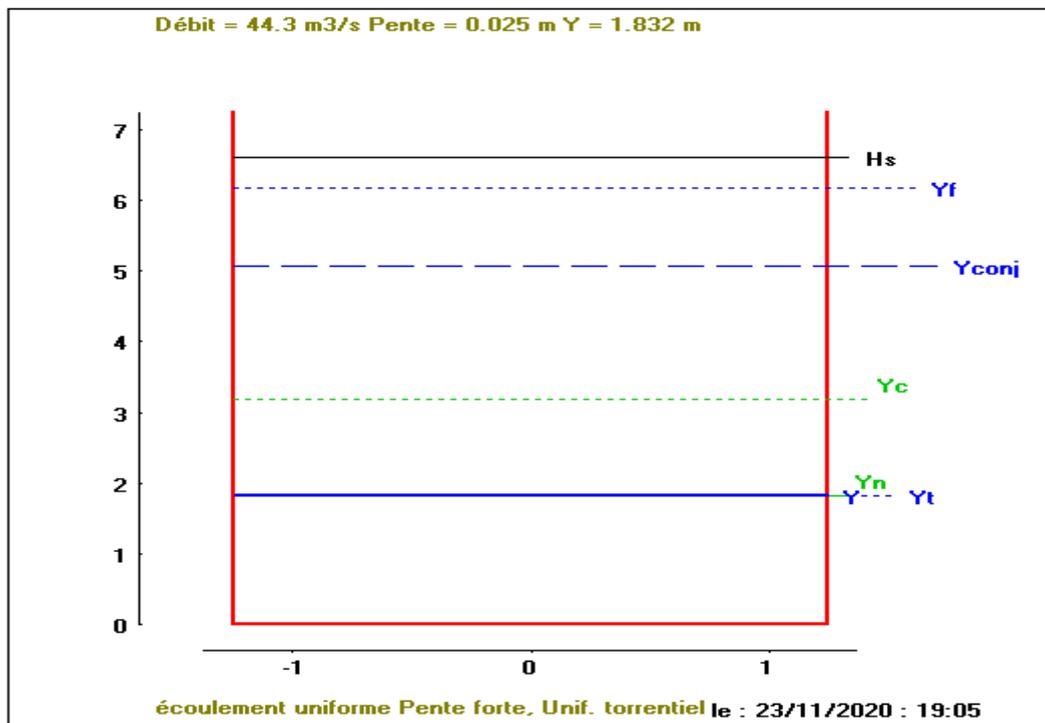


Figure V. 39 : Caractéristiques du tronçon 02 de l'Oued n°04

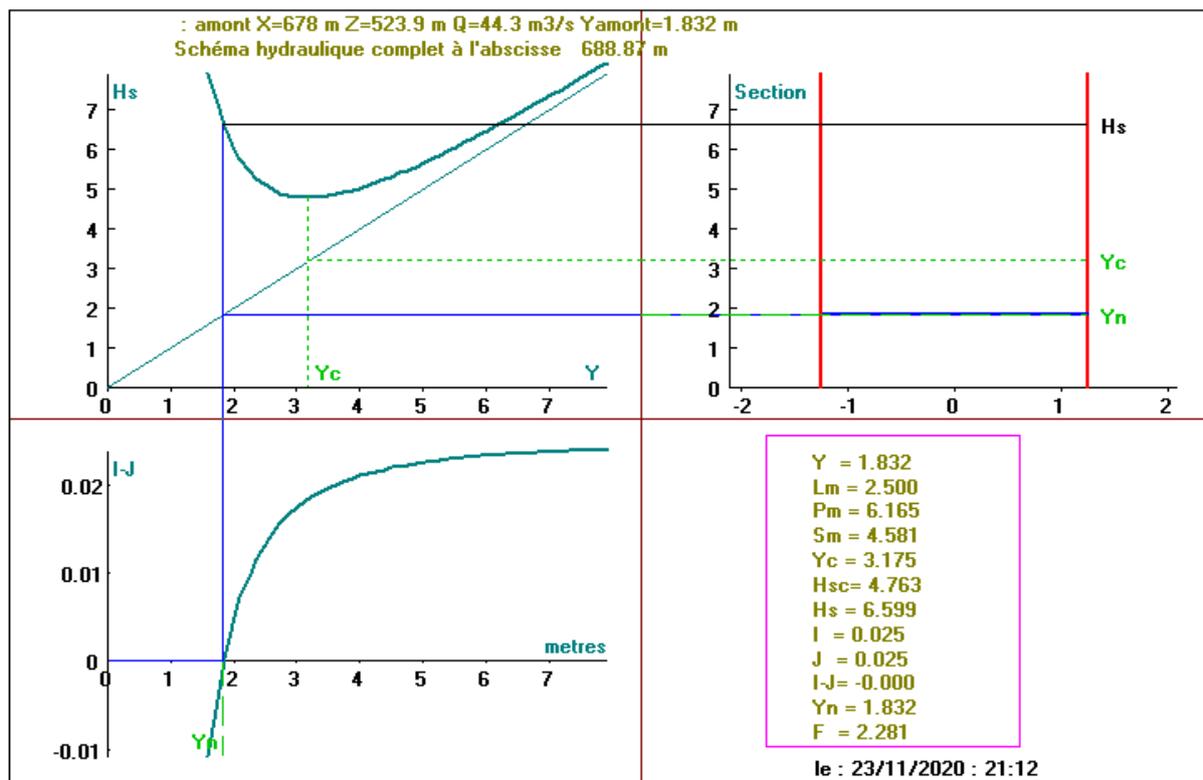


Figure V. 40 : Schémas hydraulique complet du tronçon 02 de l'Oued n°04

Le résultat de simulation nous a donné un écoulement torrentiel d'une hauteur égale à 1.83, et dans ce tronçon on a $h_c > h$, $i_c < i$ et $Fr > 1$ et d'après ça on constate que le type de

remous et de type S2 comme cette la montre dans la figure suivant :

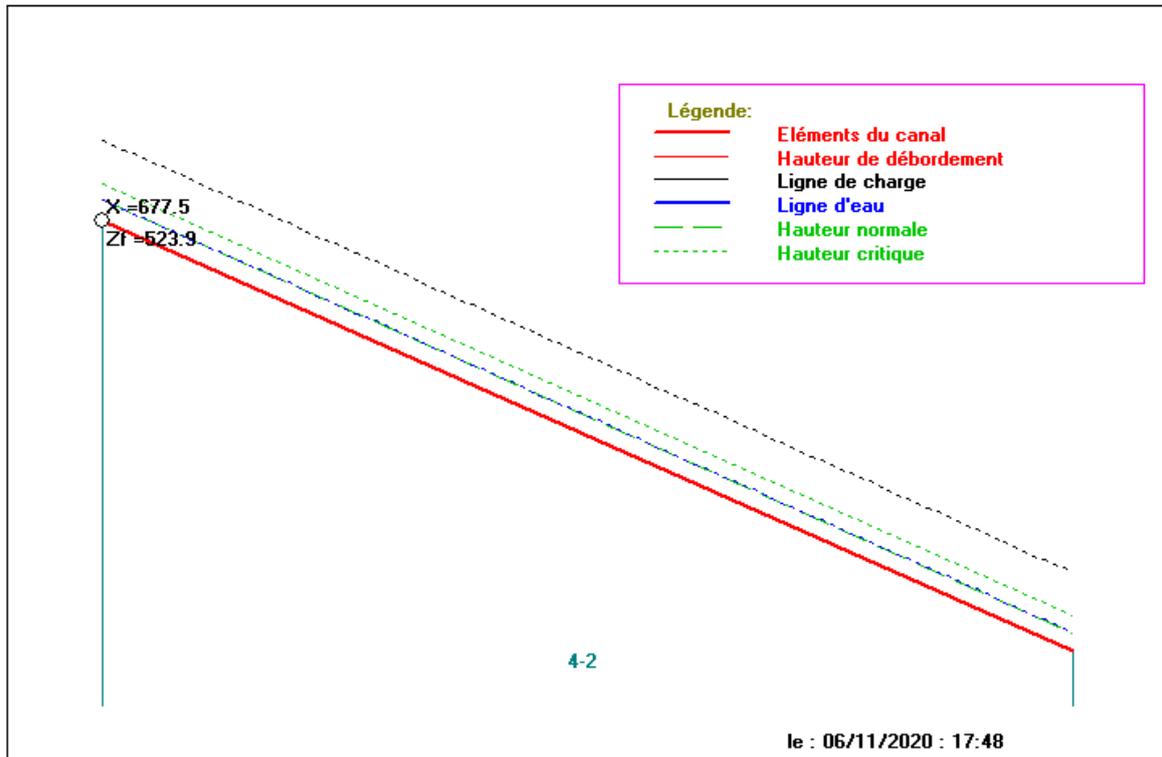


Figure V. 41 : Graphe de la ligne d'eau du tronçon 2 d'oued 4

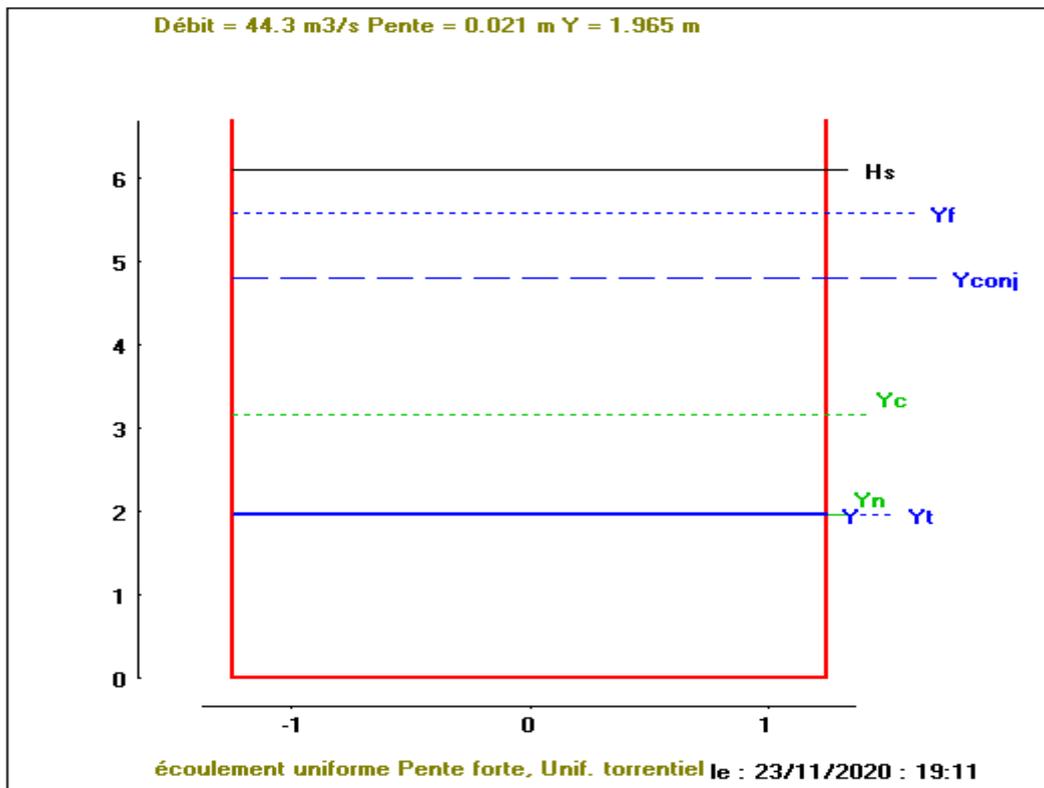


Figure V. 42 : Caractéristiques du tronçon 03 de l'Oued n°04

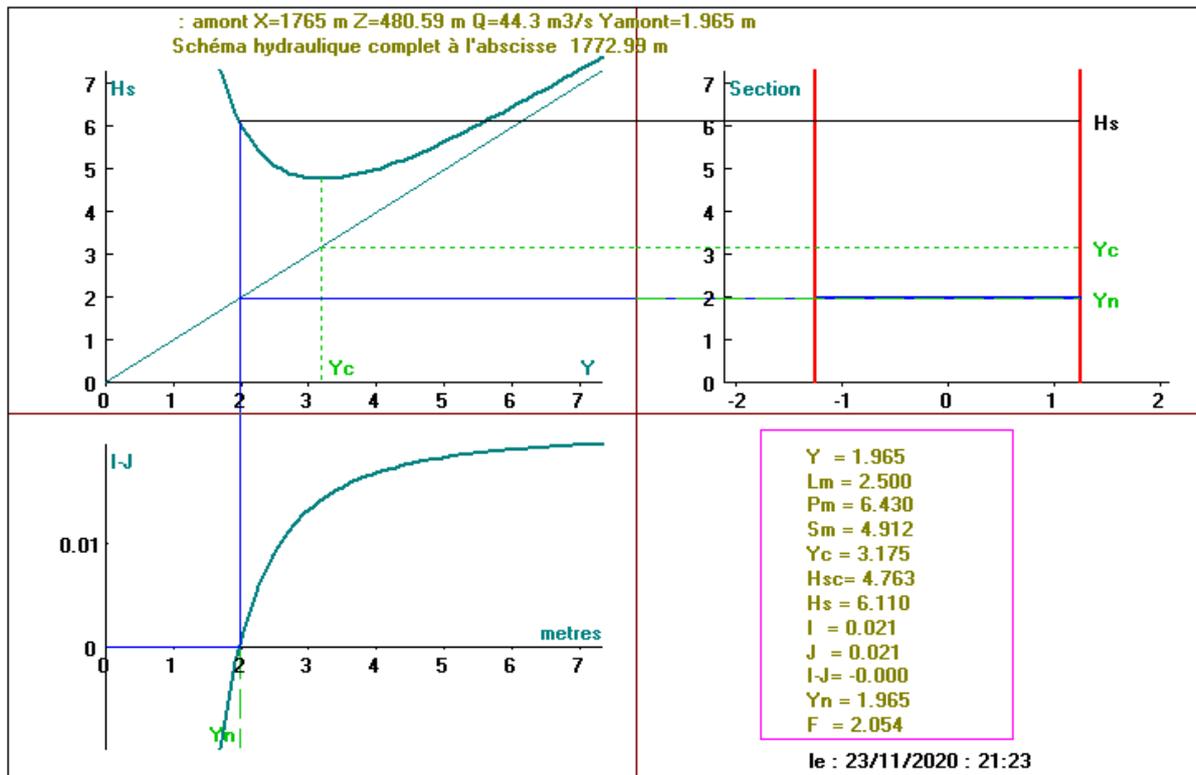


Figure V. 43 : Schémas hydraulique complet du tronçon 03 de l'Oued n°04

Le résultat de simulation nous a donné un écoulement torrentiel d'une hauteur égale à 1.97, et dans ce tronçon on a $h_c > h$, $i_c < i$ et $Fr > 1$ et d'après ça on constate que le type de remous et de type S2 comme cette la montre dans la figure suivant :

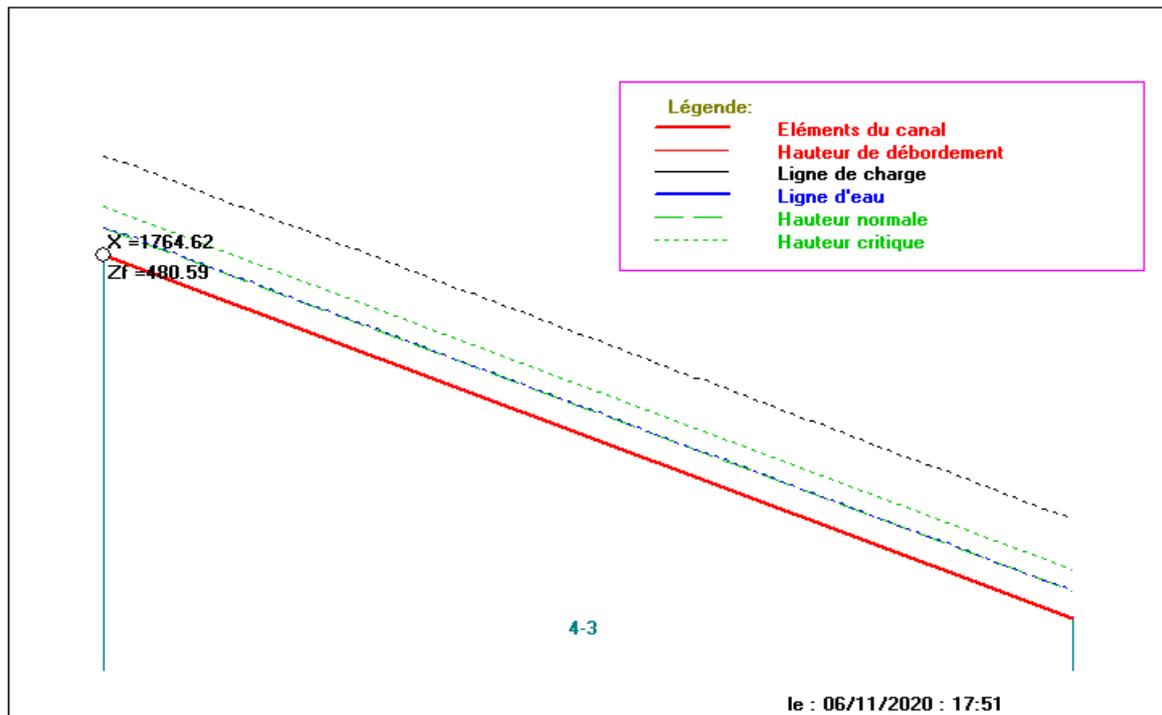


Figure V. 44 : Graphe de la ligne d'eau du tronçon 3 d'oued 4

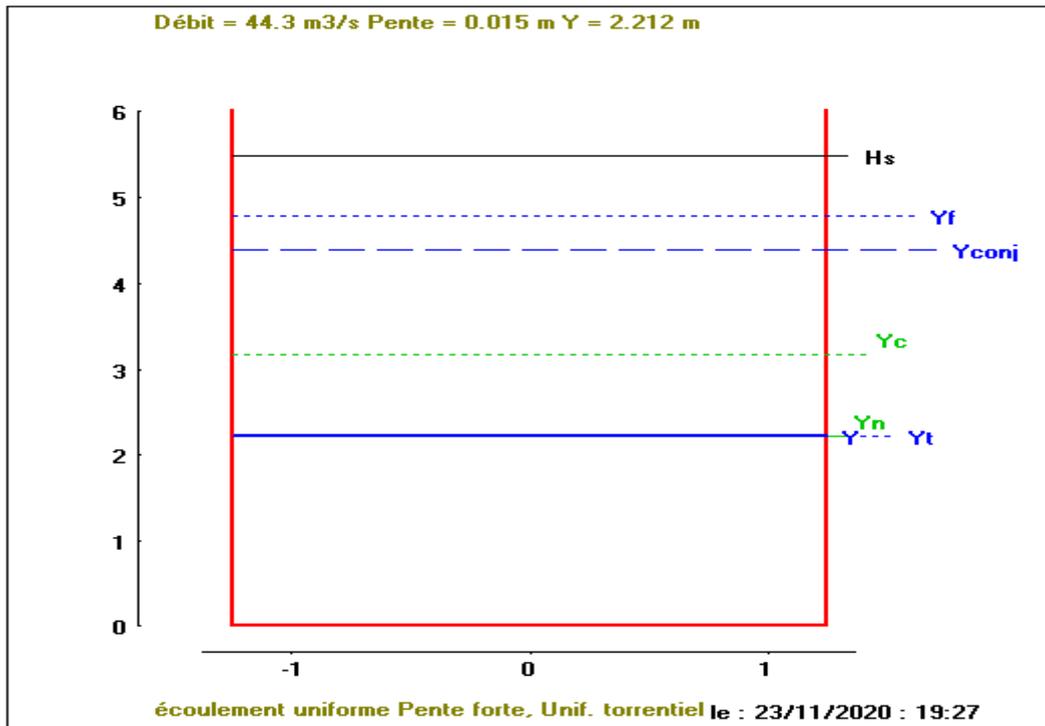


Figure V. 45 : Caractéristiques du tronçon 04 de l'Oued n°04

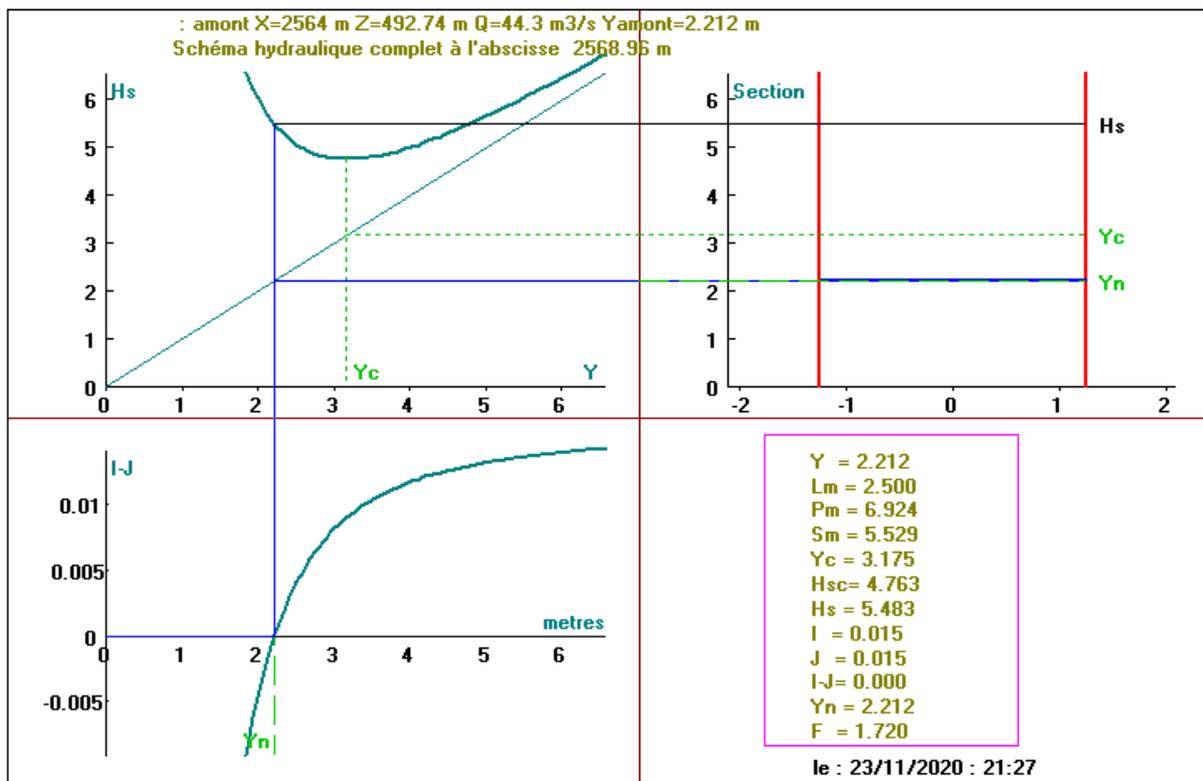


Figure V. 46 : Schémas hydraulique complet du tronçon 04 de l'Oued n°04

Le résultat de simulation nous a donné un écoulement torrentiel d'une hauteur égale à 2.21, et dans ce tronçon on a $h_c > h$, $i_c < i$ et $Fr > 1$ et d'après ça on constate que le type de remous est de type S2 comme cette la montre dans la figure suivant :

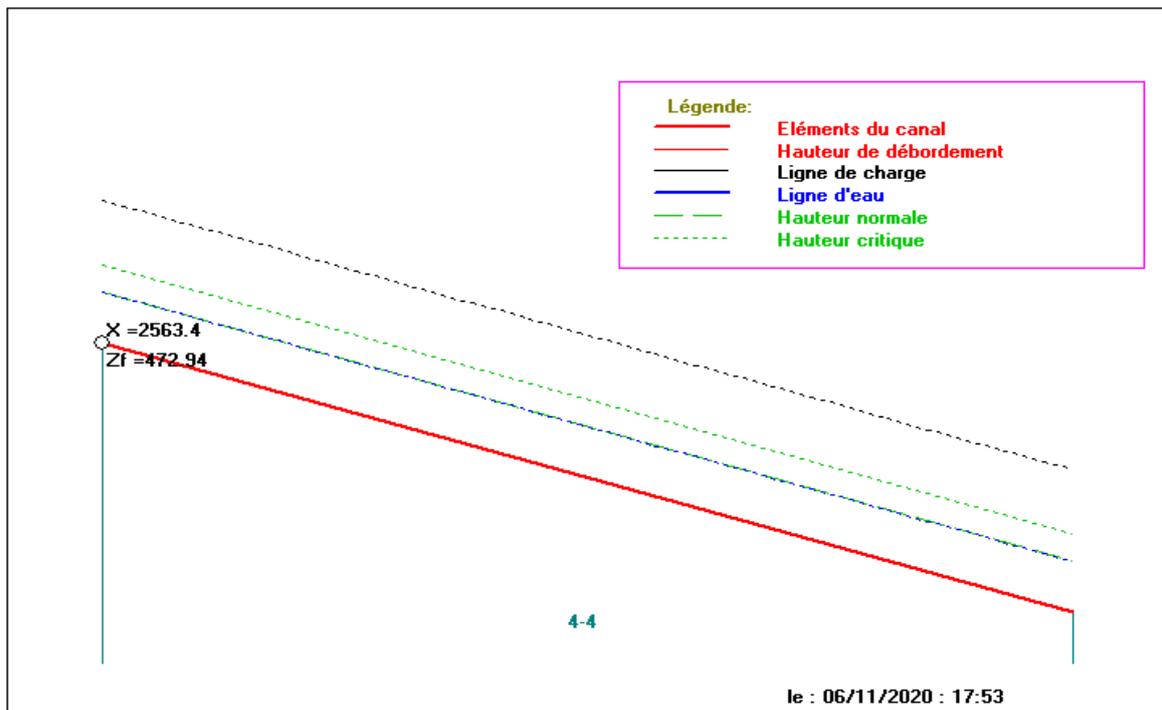


Figure V. 47 : Graphe de la ligne d'eau du tronçon 4 d'oued 4

V.4 Hauteur des murs du canal

Calculé par la formule suivante :

$$H_m = h_n + R$$

Avec :

H_m : Hauteur des murs du canal en (m).

h_n : hauteur normale d'eau (m).

R : Revanche de sécurité (m). On prend $R=0.5m$.

Les résultats des hauteurs optimales des différents tronçons à étudiés sont représentées dans les tableaux suivants :

Tableau V 12 : Hauteur des murs du canal d'oued n°01

	1 ^{er} tronçon	2 ^{eme} tronçon	3 ^{eme} tronçon	4 ^{eme} tronçon
	Débit (Q_{100})			
$h_n(m)$	1.32	1.35	1.76	1.46
$H + R(m)$	1.82	1.85	2.26	1.96
$H_{optimale}(m)$	2	2	2.5	2

Tableau V 13 : Hauteur des murs du canal d'oued n°02

	1 ^{er} tronçon	2 ^{eme} tronçon	3 ^{eme} tronçon
	Débit (Q ₁₀₀)		
hn(m)	1.07	1.15	1.26
H +R(m)	1.57	1.65	1.76
H optimale(m)	1.75	1.75	2

Tableau V 14 : Hauteur des murs du canal d'oued n°03

	1 ^{er} tronçon	2 ^{eme} tronçon	3 ^{eme} tronçon
	Débit (Q ₁₀₀)		
hn(m)	0.86	1	1.16
H +R(m)	1.36	1.5	1.66
H optimale(m)	1.5	1.5	1.75

Tableau V 15 : Hauteur des murs du canal d'oued n°04

	1 ^{er} tronçon	2 ^{eme} tronçon	3 ^{eme} tronçon	4 ^{eme} tronçon
	Débit (Q ₁₀₀)			
hn(m)	1.22	1.83	1.96	2.21
H +R(m)	1.72	2.33	2.46	2.71
H optimale(m)	1.75	2.5	2.5	2.75

V.5. détermination des longueurs du divergent

La différence des largeurs entre deux tronçons différentes nécessite la réalisation d'un ouvrage de raccordement pour maintenir les conditions de bon écoulement.

Elle est estimée par la relation suivante :

$$L_0 = \frac{B-b}{2\tan\omega}$$

Avec :

L₀ : longueur de raccordement en (m).

B: largeur de 2éme tronçon (m).

b : largeur de 1er tronçon (m).

ω : Angle du divergent, en degrés ($7 \leq \omega \leq 12$), on prend $\omega = 10^\circ$.

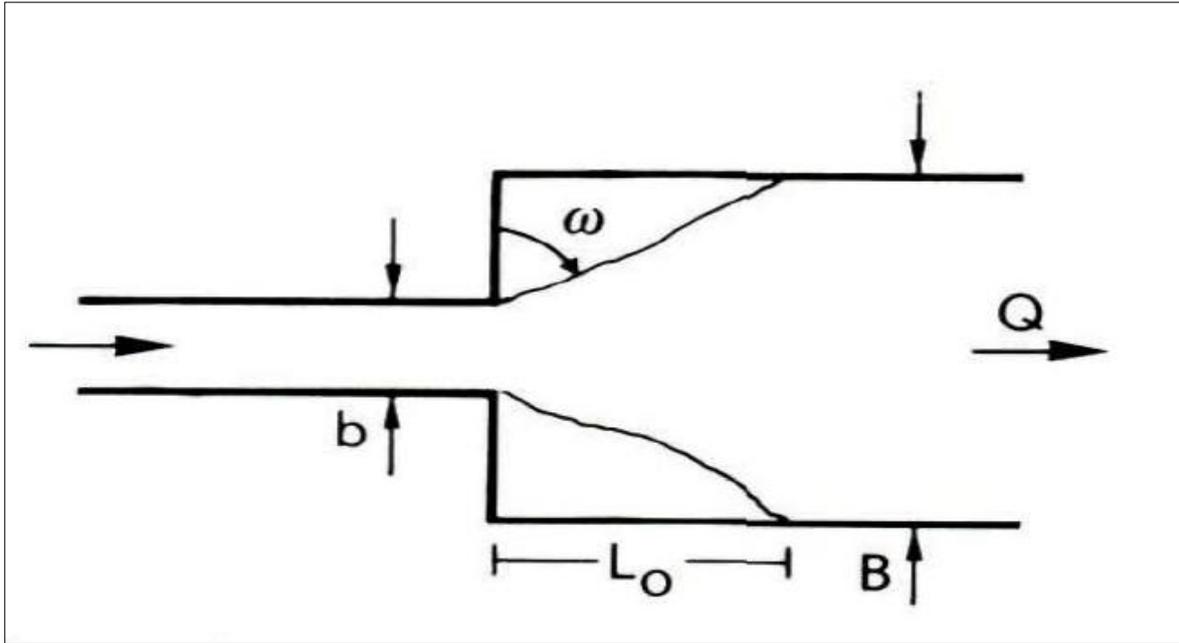


Figure V. 48 : Le schéma de divergent.

V.5.1. Oued n°01

- 1^{er} divergent entre 2^{ème} tronçon (de pente 0.0181 m/m et largeur de 2 m) et 3^{ème} tronçon (de pente 0.0187 m/m et largeur de 2.3m) d'une longueur égale $L = 0.85\text{m}$.
- 2^{ème} divergent entre 3^{ème} tronçon (de pente 0.0187 m/m et largeur de 2.30 m) et 4^{ème} tronçon (de pente 0.0113 m/m et largeur de 6.00m) d'une longueur égale $L = 10.49\text{m}$.

V.5.2. Oued n°02

- Un divergent entre 3^{ème} tronçon canal N°02 (de pente 0.259 m/m et largeur de 1.50m) et 3^{ème} tronçon canal N°01 (de pente 0.0187 m/m et largeur de 2.30m) d'une longueur $L = 2.27\text{m}$.

V.5.3. Oued n°03

- 1^{ème} convergent entre le 1^{er} tronçon (de pente 0.425 et de largeur de m) et 2^{ème} tronçon (de pente 0.0258 m/m et largeur de 4m) d'une longueur égale $L = 1.05\text{m}$.

- 2^{er} divergent entre 3^{eme} tronçon canal N°03 (de pente 0.0165 m/m et largeur de 4m) et 4^{eme} tronçon canal N°01 (de pente 0.0113 m/m et largeur de 6m) d'une longueur égale L= 5.67m.

V.5.4. Oued n°04

- Un divergent entre 1^{er} tronçon (de pente 0.0536m/m et de largeur 1.5m) et de 2^{eme} tronçon (de pente 0.0247m/m et de largeur 2.5m) d'une longueur L= 2.84m.

Remarque

Dans le but d'éviter tout dépôt provoqué par l'écoulement au niveau des canaux rectangulaires fermés, on est installé des regards simples pour le nettoyage.

Conclusion

Dans ce chapitre on a fait l'aménagement des cinq oueds da la localité El Baten pour le but de projeter un système de transport de l'eau des crues centennales qui est caractérisé par un écoulement à surface libre avec un profil qui véhicule le débit maximum.

Le résultat de l'étude hydraulique nous a donne un régime d'écoulement torrentiel le long des canaux projetés.

On n'est pas terminer notre étude sans parler sur le chantier des travaux et l'estimation des quantitative et financière de projet et ça ce qui on va faire dans le chapitre suivant.

CHAPITRE VI

Organisation de chantier

Chapitre VI : Organisation de chantier

Introduction

L'organisation d'un chantier consiste à prévoir toutes les ressources nécessaires en moyens humains, matériels et matériaux, et demande et impose un rythme de travail pour une bonne utilisation de ses moyens dans le but de rechercher : la rapidité, la qualité et l'économie.

VI.1. Devis quantitatif et estimatif du projet

L'avant métré est établi avant tout commencement d'exécution pour déterminer le prix de l'ouvrage projeté. Il a pour objectif de faire connaître les quantités applicables à chaque opération élémentaire.

Tableau VI. 1 : Le devis quantitatif et estimatif du projet

N°	désignation des travaux	U	Quantité	prix unitaire	montant (da)
Oued N° 01					
	terrassment				
1	déblai en terrain de toute nature	m3	4528,55	450	2037847,5
2	remblai compacté	m3	306,41	500	153205
	génie civil				
3	béton de propreté N°1 dosé à 150kg/m3 de ciment de type C, P, A	m3	439,65	12600	5539590
4	béton armé N°3 dosé à 350kg/m3 de ciment de type C, P, A	m3	2418,07	28000	67705960
Oued N° 02					
	terrassment				
1	déblai en terrain de toute nature	m3	4972,02	450	2237409
2	remblai compacté	m3	2232,11	500	1116055
	génie civil				

3	béton de propreté N°1 dosé à 150kg/m ³ de ciment de type C, P, A	m ³	303,56	12600	3824856
4	béton armé N°3 dosé à 350kg/m ³ de ciment de type C, P, A	m ³	1848,34	28000	51753520
Oued N° 03					
terrassment					
1	déblai en terrain de toute nature	m ³	10687,67	450	4809451,5
2	remblai compacté	m ³	18294,51	500	9147255
génie civil					
3	béton de propreté N°1 dosé à 150kg/m ³ de ciment de type C, P, A	m ³	1746,99	12600	22012074
4	béton armé N°3 dosé à 350kg/m ³ de ciment de type C, P, A	m ³	8394,2	28000	235037600
Oued N° 04					
terrassment					
1	déblai en terrain de toute nature	m ³	9943,92	450	4474764
2	remblai compacté	m ³	3570,52	500	1785260
génie civil					
3	béton de propreté N°1 dosé à 150kg/m de ciment de type C, P, A	m ³	1045,99	12600	13179474
4	béton armé N°3 dosé à 350kg/m ³ de ciment de type C, P, A	m ³	5463,03	28000	152964840
Montant HT					577779161
TVA 19%					109778040
Total TTC					687557201

➔ **Le devis de projet est estimé à : Six Cent Quatre Vingt Sept Million Sept Cent Cinquante Cinq Mile et Deux Cent Un Dinars Algérien.**

V.2.Installation du chantier

Les chantiers importants nécessitent l'installation de zones de vie du chantier pour organiser le déroulement de chantier et ordonner ce dernier ainsi que positionner les éléments.

V.2.1.Installations destinées au personnel

Ce sont généralement les dortoirs, réfectoires, installation sanitaires et les bureaux de chantier.

V.2.2.Installations destinées au stockage des matériaux

Pour les ciments nous utilisons soit des silos, soit des baraquements en bois ou en métal, les agrégats sont stockés en plein air, seulement nous prévoyons un cloisonnement entre les différents types d'agrégats pour éviter le mélange et de ce fait faciliter le dosage du béton.

Les aciers doivent être stockés dans des loin de la forte humidité (baraquements, hangars ...).

V.2.3.Installation destinées à la réception des engins

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

V.2.4.La préfabrication

Ce sont généralement des hangars munis de matériel nécessaire permettent la réalisation des éléments de l'ouvrage.

V.3.Succession des opérations du chantier

a- Travaux préparatoires

Aménagement des pistes de circulation des engins et des aires de stockage de matériaux de construction.

b- Exécution de l'ouvrage

- Le piquetage d'implantation pour le terrassement
- L'exécution des déblais et remblais
- L'exécution des canaux en béton et pierres maçonnerie.

V.4.Technologie des principaux travaux

Il faut prévoir une route d'accès à tous les ouvrages pendant la construction, les engins utilisés sont :

- Pour l'exécution des déblais et des remblais nous utilisons des Bulldozers



Figure VI. 1 : Bulldozers (Source : www.google.com)

- Pour l'extraction des alluvions nous utilisons des pelles rétro



Figure VI. 2 : Pelle rétro (Source : www.google.com)

- Pour le transport des terres nous utilisons des camions à benne



Figure VI. 3 : Camion (Source : www.google.com)

- Pour les travaux de finition (réglage et compactage) nous utilisons des niveleuses et des compacteurs.



Figure VI. 4 : Niveleuse (Source : www.google.com)



Figure VI. 5 : Compacteur (Source : www.google.com)

V.5.Planification

V.5.1.Définition

La planification c'est une opération très important pour la bonne façon d'utiliser la main d'œuvre et les autres moyens dans le chantier, elle consiste :

- L'installation des postes de travail
- L'observation instantanée
- L'analyse des taches
- Le chronométrage
- La définition des objets et des attributions
- La simplification des méthodes
- La stabilisation des postes de travail

V.5.2.Techniques de la planification

Il existe deux principales méthodes de planification à savoir :

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

V.5.2.1.Méthodes basées sur le réseau

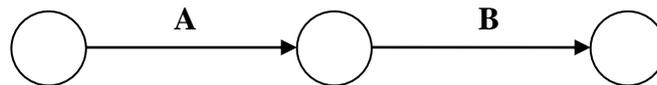
V.5.2.1.1.Définition du réseau

Le réseau est une représentation graphique d'un projet qui permet d'indiquer la

relation entre les différentes opérations qui peuvent être successives, simultanées, convergentes et la durée de réalisation. On distingue deux types de réseau :

- **Réseau à flèches**

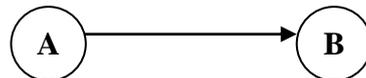
L'opération est représentée par une flèche et la succession des opérations par des nœuds.



L'opération A précède l'opération B.

- **Réseau à nœuds**

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



L'opération B ne peut commencer que si l'opération A est complètement achevée.

V.5.2.1.2. Construction du réseau

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

- a- 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.

- b- 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.

- c- Construire des graphes partiels**

- d- Regroupement des graphes partiels**

- e- Détermination des tâches de début de l'ouvrage et de fin de l'ouvrage**

- f- Construction du réseau**

V.5.2.2. Méthodes basées sur le graphique

V.5.2.2.1. Méthodes linéaire (ligne of balance technic)

Cette méthode est destinée à la planification des projets de construction dont les

travaux son répétitifs.

V.5.2.2.2.Méthode à barres

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

V.5.3.Les étapes de la planification

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

✓ 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.

✓ Décomposition du projet

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

✓ Relation entre les taches

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

V.5.4.Estimation des durées

L'estimation de la durée des taches ne se fait que lorsque les taches ont été analysées. L'opération d'estimation des durées a un impact important sur la qualité du planning final et elle doit être conduite dans le respect de principes rigoureux sur préalable, il faut faire admettre les hypothèses suivantes qui simplifient l'estimation :

• Toutes les taches se réaliseront, dans des conditions normales

Cette hypothèses consiste à estimer les durées des taches sans présupposer une quelconque "criticité" ou pression particulière sur les délais. Ce sont les conditions habituelles de travail qui doivent servir d'étalon à l'estimation des durées. Cela suppose aussi que chaque durée de tache est estimée sans qu'on se soucie de toutes les perturbations imaginables qui pourraient en déranger le bon déroulement. Par contre, "conditions normales" veut bien dire que l'environnement dans lequel la tache se déroulera de façon tout-à-fait prévisible est bien pris en compte

• Chaque tache se réalisera avec les moyens habituels

Cela signifie que la durée de la tache est estimée sur la base des moyens

habituellement affectés à ce type de tâche (qualité et quantité). Donc ne pas faire de supposition sur toute mise en œuvre de moyens exceptionnels que la criticité de la tâche pourrait justifier.

- **Les moyens nécessaires à l'ensemble des tâches sont infinis**

Elle résulte tout simplement de la considération que chaque tâche est estimée en durée sans qu'on puisse à ce stade savoir si les moyens à y affecter seront indispensables puisque déjà affectés à une autre tâche. Et par voie de conséquence, supposer que chaque tâche disposera des moyens nécessaires revient à considérer provisoirement qu'ils sont illimités.

V.5.5.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.

V.5.5.1. Les paramètres de la méthode C.P.M

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

DCP	TR
DFP	DCPP
DFPP	MT

Avec :

TR : temps de réalisation.

DCP : date de commencement au plus tôt.

DCPP : date de commencement au plus tard.

DFP : date de finition au plus tôt.

DFPP : date de finition au plus tard.

MT : marge totale.

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

V.5.5.2. Chemin critique (C.C)

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

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

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

V.5.5.3. Le 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 (taches) qui constituent un projet. La colonne de gauche du diagramme énumère toutes les taches à effectuer, tandis que la ligne d'en-tête représente les unités de temps les plus adaptées au projet (projet, semaines, mois etc.). Chaque tache 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 taches à envisager
- La date de début et la date de fin de chaque tache.
- La durée escomptée de chaque tache.
- Le chevauchement éventuel des taches, 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 taches à accomplir pour mener le projet à bien, et indiquer la date à laquelle ces taches doivent être effectuées (le planning).

V.5.6. Elaboration du réseau selon la méthode CPM

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

Tableau VI. 2 : temps de réalisation de chaque tache de l'oued n°01

Les travaux	Opération	Durée (jours)
Déblai	A	35
remblai	B	20
Compactage	C	10
Lit de Béton de propreté	D	25
Bétonnage	E	80
Travaux de finition	f	12

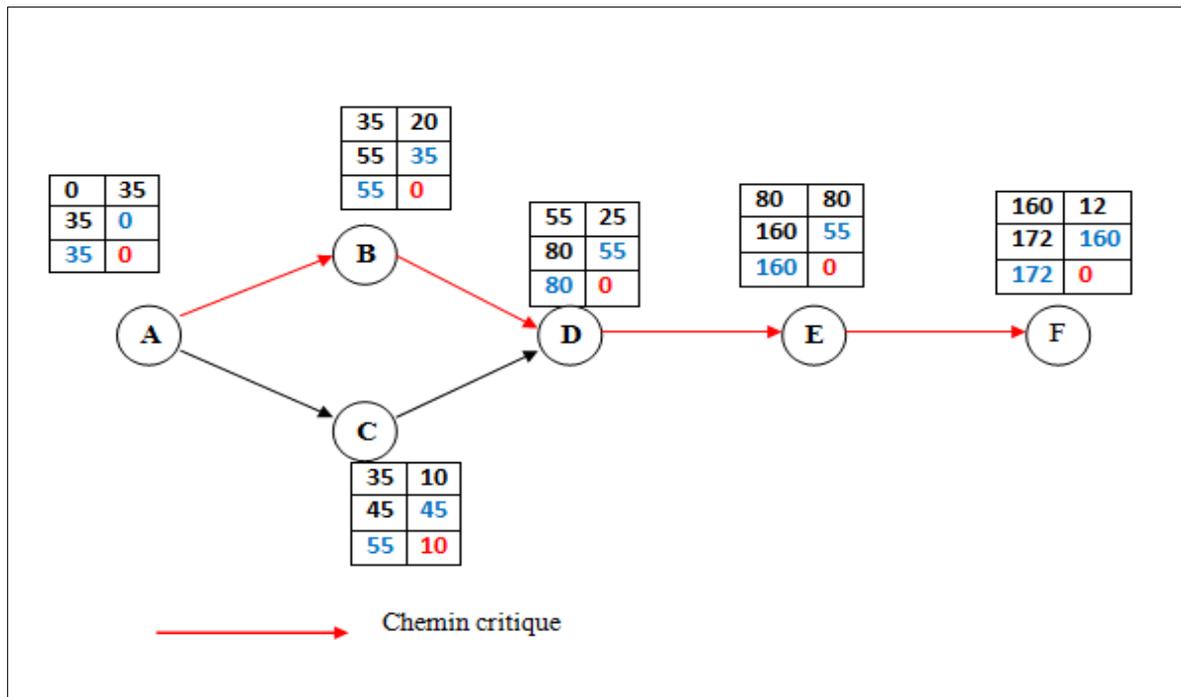


Figure VI. 6 : réseau à nœud de l'oued n°01

Tableau VI. 3 : Temps de réalisation de chaque tâche de l'oued n°02

Les travaux	Opération	Durée (jours)
Déblai	A	30
remblai	B	25
Compactage	C	10
Lit de Béton de propreté	D	20
Bétonnage	E	70
Travaux de finition	f	12

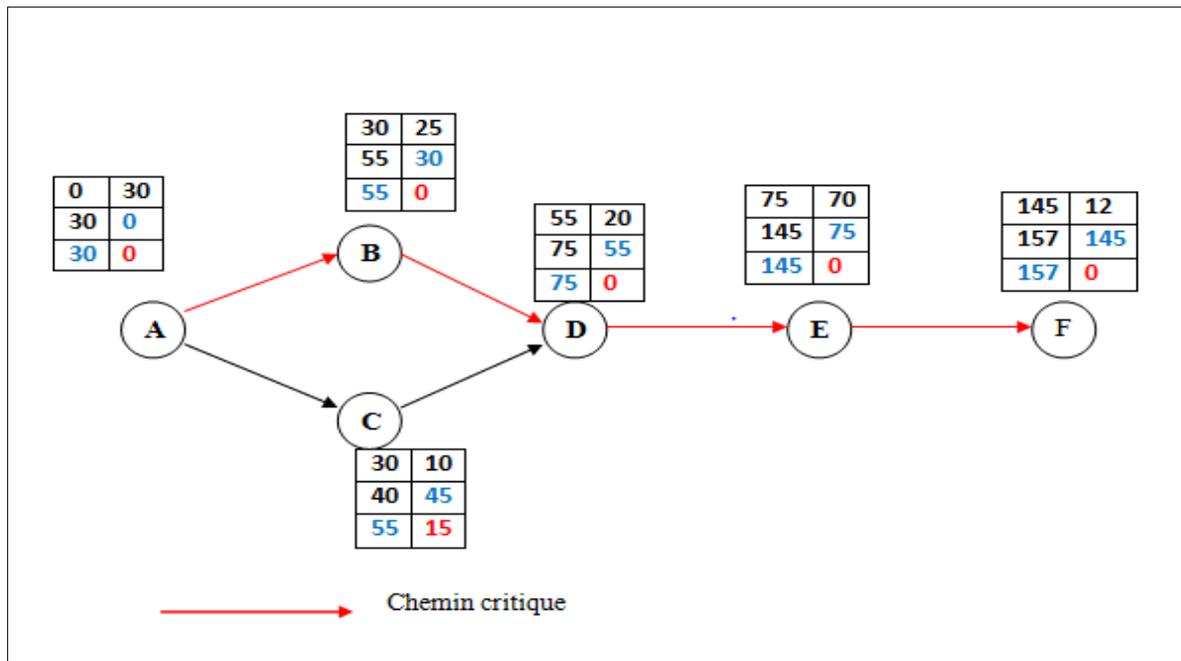


Figure VI. 7 : réseau à nœud de l'oued n°02

Tableau VI. 4 : Temps de réalisation de chaque tache de l'oued n°03

Les travaux	Opération	Durée (jours)
Déblai	A	45
remblai	B	35
Compactage	C	20
Lit de Béton de propreté	D	40
Bétonnage	E	90
Travaux de finition	F	20

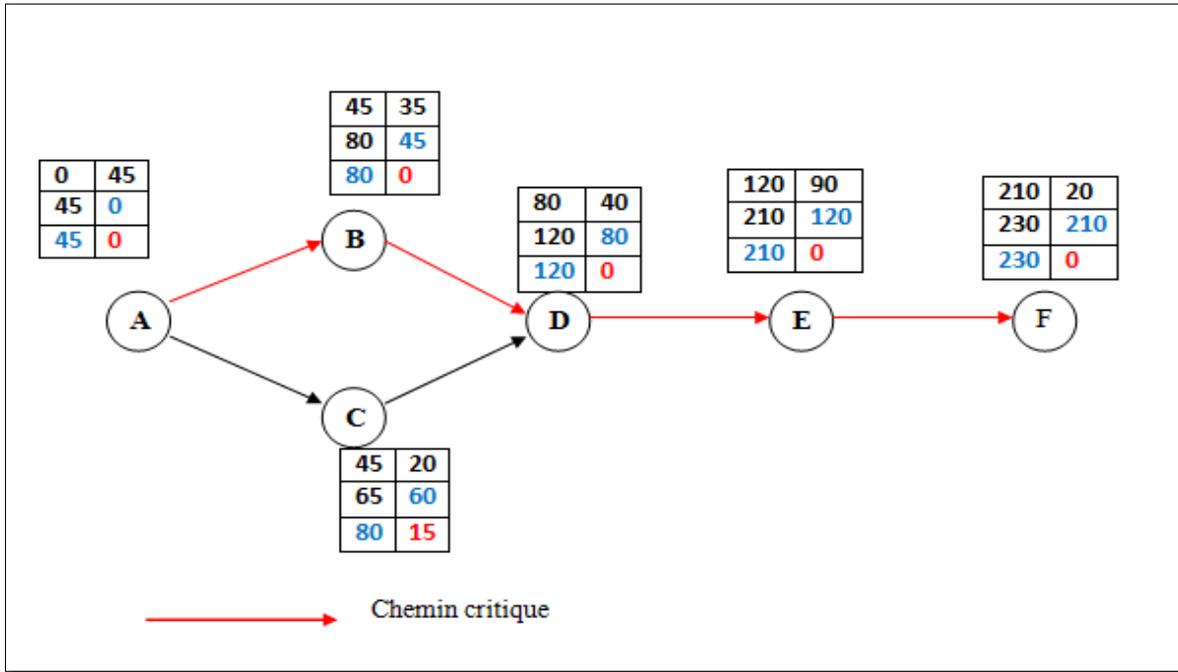


Figure VI. 8 : réseau à nœud de l'oued n°03

Tableau VI. 5 : Temps de réalisation de chaque tache de l'oued n°04

Les travaux	Opération	Durée (jours)
Déblai	A	35
remblai	B	30
Compactage	C	26
Lit de Béton de propreté	D	38
Bétonnage	E	90
Travaux de finition	F	17

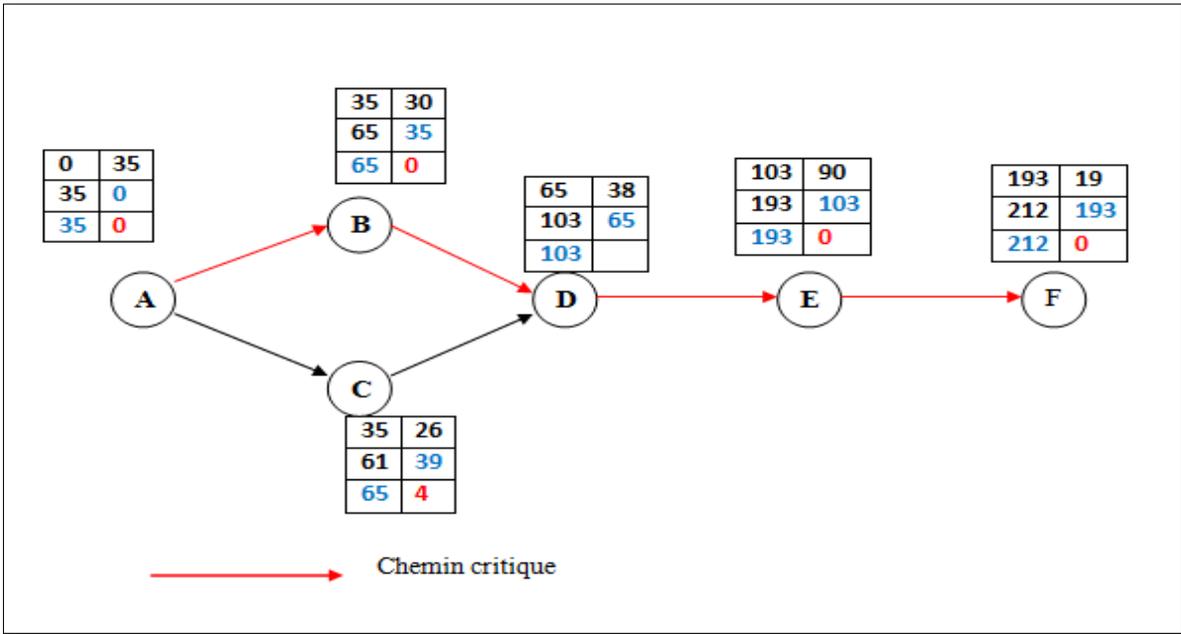


Figure VI. 9 : réseau à nœud de l'oued n°04

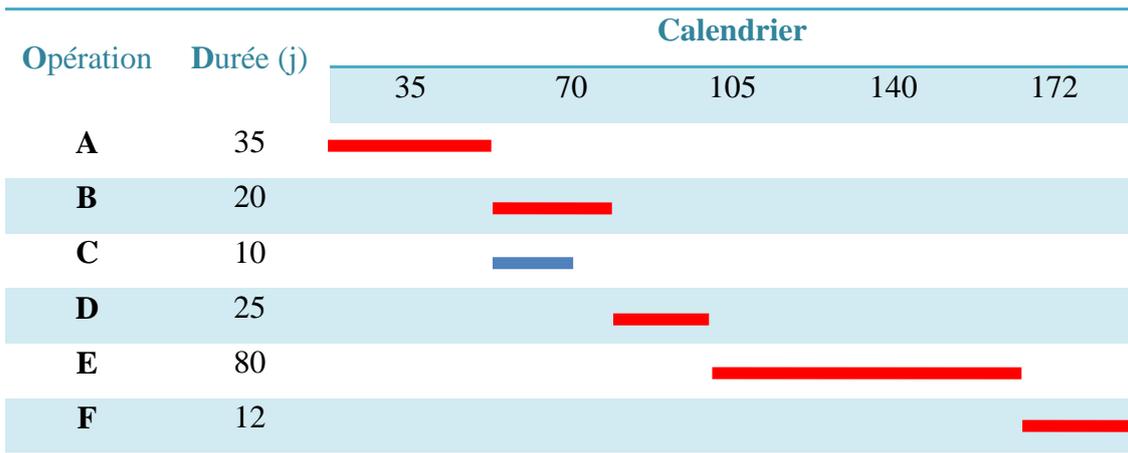


Figure VI. 10 : Diagramme de GANTT (oued n°01)

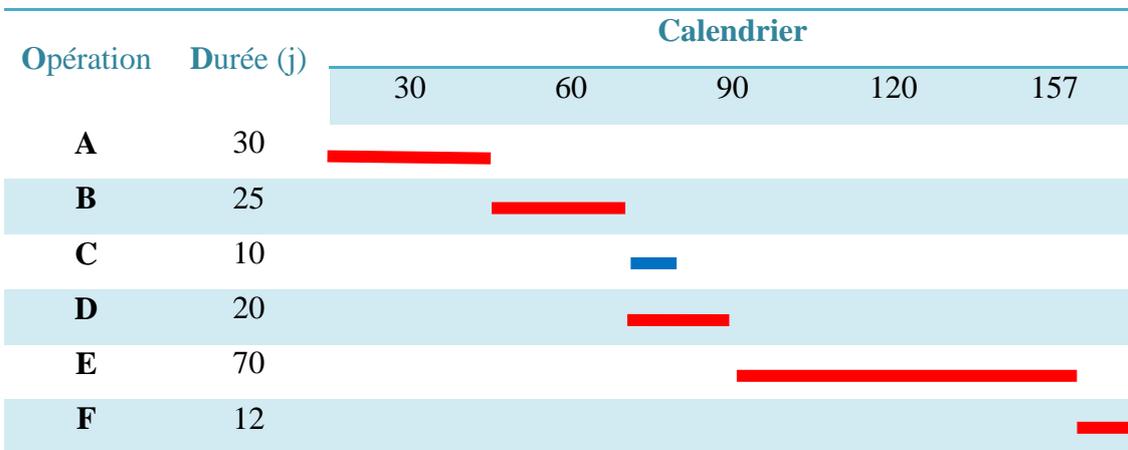


Figure VI. 11 : Diagramme de GANTT (oued n°02)

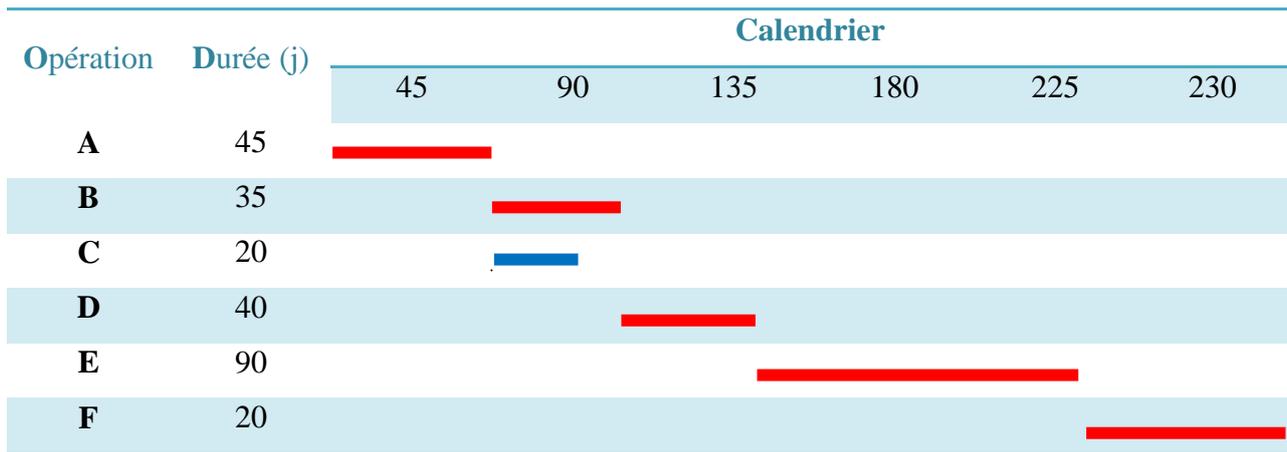


Figure VI. 12 : Diagramme de GANTT (oued n°03)

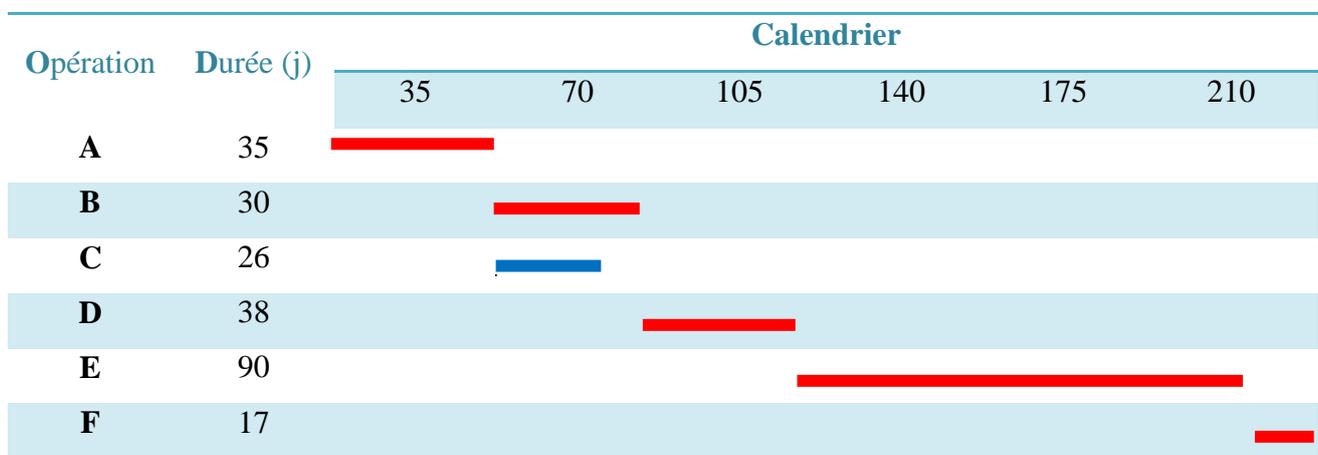


Figure VI. 13 : Diagramme de GANTT (oued n°04)

↪ **La durée totale de notre projet est : 25Mois et 19Jours.**

Conclusion

L'organisation de chantier est nécessaire avant le commencement des travaux, elle nous permet de définir tous les volumes des travaux nécessaires pour l'élaboration du chantier. D'autre part on peut avoir une information sur le cout total de projet ainsi que leur temps de réalisation. L'organisation de chantier définit aussi tous les engins que l'on peut utiliser dans le chantier et le choix final des engins seront basés sur une étude économique.

CONCLUSION GENERALE

Conclusion générale

La présent mémoire a fait l'objectif d'une étude sur les moyens de protection contre les inondations de la localité El Baten à la ville de Bou Saada.

Pour faire ce travail, d'étude d'aménagement on est collecté le maximum de données climatiques, hydrologiques et topographiques afin de faire l'étude du bassin versant et la bien reconnaissance de la zone d'étude au point de vue du plan topographique.

A travers ces données collectées sur El Baten on est trouvé que cette zone contient quatre oueds et ça nous conduit à faire une étude hydrologique détaillée concerne les caractéristiques morphologiques et topographiques des quatre sous bassins, ainsi l'estimation des intensités de pluies et par la suite le calcul des débits de crues centennales à évacuer par ces cours d'eaux. Ensuite, nous avons effectué une analyse technico-économique pour choisir la variante adéquate parmi les propositions pour chaque oued dans le but de déterminer les moyens de protection qui sont divisées aux sections rectangulaires et trapézoïdales en béton armé. Ces choix de sections des canaux impliquent le dimensionnement hydraulique selon un régime torrentiel d'écoulement suivant des outils informatiques de simulation.

Enfin, la réalisation de notre projet sur la réalité consiste à déterminer tous les volumes nécessaires des travaux successives et sans oublier le cout financière qui est estimé en 687557201,00 DA dans une durée de 25 mois et 19 jours.

BIBLIOGRAPHIE

- 1-B**, TOUAIBIA, MANUEL PRATIQUE D'HYDROLOGIE, Mars 2004.
- 2-** Lencastre, A. 1996. Hydraulique Générale. Paris : Eyrolles, 1996.
- 3-Mar**, Amadou Lamine.2004. Cours d'Hydraulique-T2 : Ecoulement à surface libre. S.L : Groupe des Ecoles EIER-ETSHER, 2004, vol.1.
- 4- M**, ALBERT, E, Leblois et A, Mareau : Canal 21 Notice d'utilisation : Modélisation hydraulique, CEMAGREF, Décembre 2000.
- 5-**Ministère de l'écologie et du développement durable de la république française, documentation sur les inondations (Aout, 2004) <http://www.prim.net/>
- 6-**Vazquez, J, Hydraulique générale, l'hydraulique à surface libre, p 72-121, ECOLE NATIONALE DE GENIE DE L'EAU ET DE L'ENVIRONNEMENT de l'Université de STRASBOURG.

