

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE

ECOLE NATIONALE SUPERIEURE D'HYDRAULIQUE-ARBAOUI Abdellah-

DEPARTEMENT DE GENIE DE L'EAU

MEMOIRE DE FIN D'ETUDES

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

OPTION : Conception Des Systèmes d'Assainissement

THEME:

**AMENAGEMENT HYDRAULIQUE DE OUED BENI MESSOUS A
L'AMONT DU PONT CW111(W.ALGER)**

Présenté par :

M^r SI-MOHAMMED Mahdi

DEVANT LES MEMBRES DU JURY:

M^{me} :B.TOUAIBIA

M^{me} F.AMMOUR

M^r : A.BOUFEKANE

M^r : M.DJELLAB

M^r : A.AMMARI

M^r :M.MEDDI

PROFESSEUR

M.A.A

M.A.A

M.C.B

M.A.A

PROFESSEUR

Président

Examinatrice

Examineur

Examineur

Examineur

Promoteur

Septembre 2012

dédicace

Bertrand Russel a dit un jour « Ce que les hommes veulent en fait, ce n'est pas la connaissance, c'est la certitude. » et ma certitude aujourd'hui c'est que je ne serai ce que je suis sans eux :

➤ *Ma tres chere et tendre mere*

➤ *Mon defunct père*

Pour qui je dedie ce travail et dont tout le merite leurs revient .

Remerciement :

Je remercie tout d'abord ALLAH le tout puissant de m'avoir donné le courage de surmonter les moments les plus difficiles de ma vie et la volonté de mener à terme ce travail.

Je tiens à remercier vivement tous ceux qui m'ont aidé pour l'élaboration de ce mémoire de fin d'étude, particulièrement ma mère .

Toute ma gratitude pour mon promoteur monsieur .MEDDI, pour ses judicieux conseils ainsi que sa générosité du savoir, transmise tout au long de l'élaboration de ce travail.

Je tiens à remercier vivement toute l'équipe du bureau d'étude HYBACO.

Je tiens aussi à remercier chaleureusement Mr.BOUKHELIFA qui m'as vraiment aidé.

Mon respect s'adresse aux membres de jury qui me feront l'honneur d'apprécier ce travail.

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

Merci

TABLE DES MATIERES

CHAPITRE I : GENERALITES SUR LES INONDATIONS

I.1.Origine des inondations.....	2
I.2.Les différents types d'inondations.....	2
I.2.1 Classification génétique	2
I.2.2 Classification selon la nature de la crue.....	2
I.3.Conséquences des inondations.....	3
I.4.Le risque d'inondation.....	3
I.4.1.La gestion du risque d'inondation.....	3
Conclusion.....	5

CHAPITRE II :PRESENTATION DE LA ZONE D'ETUDE

Introduction.....	6
II.1.Présentation de la zone d'étude.....	6
II.2.Les Communes d'études traversées par l'oued de Beni-Messous.....	6
II.3.L'état actuel de l'oued Beni-Messous.....	7
II.3.1- Les caractéristiques des eaux usées de l'oued Béni Messous.....	8
II.4.Situation démographique	8
II.5.Etude géologique.....	9
II.5.1-La géologie régionale.....	9
II.5.1.1-Etude géologique du bassin versant	9
II.5.2-Tectonique	11
II.6.Hydrogéologie.....	11
Conclusion.....	12

CHAPITRE III : ETUDE HYDROLOGIQUE

Introduction	13
III.1.Caractéristiques hydromorphométriques	13
III.1.1.Superficie (S).....	14
III.1.2.Le Périmètre (P).....	14
III.1.3.Indice de compacité : (Kc).....	14
III.1.4.Altitudes caractéristique.....	14
III.1.5.Pente moyenne de l'oued : (Imoy).....	14
III.1.6.Détermination du temps de Concentration : (Tc).....	16
III.2.Climat	17
III.2.1Données de base et analyse	17
III.2.1.1.Température.....	18
III.2.1.2.Evaporation	19
III.2.1.3.Humidité relative	19
III.3.Etude des pluies	20
III.3.1.Données disponibles.....	20
III.3.2.Analyse des données	21
III.3.2.1.Homogénéisation	21
III.3.2.2.Etude de la représentativité de la série d'observation.....	23
III.3.2.3.Evaluation de la précipitation moyenne	23
III.4.Etude des pluies journalières maximales	24
III.4.1.Données disponibles.....	24
III.4.2.Etude fréquentielle des pluies journalières maximal.....	26
III.4.3.calcul de l'intensité pluviale.....	27
III.4.4.Construction des courbes IDF.....	27
III.5.Evaluation de l'apport liquide moyen	29
III.5.1.FORMULES EMPIRIQUES	29
III.6.Estimation des débits de crues maximums fréquents	30
III.6.1.MÉTHODE SCS (SOIL– CONSERVATION – SERVICE)	31
III.6.2.ETAPES DE MODELISATIONS A L'AIDE DU LOGICIEL HEC-HMS.....	34
Conclusion	36

Chapitre IV : modélisation hydrodynamique de l'oued a son état naturel

Introduction	37
IV.1.formulation utilise par HEC-RAS	37
IV.2.modélisation du transant de l'oued	38
IV.2.1.definition de la géométrie de l'oued	38
IV.2.2.donnés de bases.....	40
IV.2.2.1.conditions aux limites.....	40
IV.3.simulation et visualisations des résultats	41
Conclusion	46

CHAPITRE V : CALCULE HYDRAULIQUE

Introduction	47
V.1.Generalites	47
V.1.1.Types de canaux	47
V.1.2.Geometrie des canaux	47
V.1.3.Ecoulement dans les canaux	48
V.1.3.1.Types d'écoulements	48
V.1.3.1.1.Variabilite dans le temps	48
V.1.3.1.2. Variabilité dans l'espace	49
V.1.4.Le transport solide	49
V.1.4.1. Mode de transport	49
V.2.Dimensionnement des canaux	50
V.2.1.Détermination de coefficient de Chézy	50
V.2.2.Le choix de la section de meilleure conductivité	52
V.2.3 .Calcul de la profondeur normal h_n	53
V.2.4.Calcul de la profondeur critique h_{cr}	54
V.2.5. Calcul de la pente critique.....	55
V.2.6.Calcul de la ligne d'eau	55
V.2.7.Calcul des raccords	56
V.3.Application des calculs	57
V.3.1.Sous bassin 1	57
V.3.2.Sous bassin 2	61
V.3.3.Sous bassin 3	63
V.3.4.Sous bassin 4	66

V.3.5 discussions des résultats.....	68
V.4.Calcul du raccordement des ouvrages.....	73
Conclusion.....	74

CHAPITRE VI : ORGANISATION DE CHANTIER

Introduction.....	75
VI.1.Installations du chantier.....	75
VI.1.1 Installations destinées au personnel.....	75
VI.1.2 Installations destinées au stockage des matériaux	75
VI.1.3 Installations destinées à la réparation des engins.....	75
VI.1.4 Installations pour la préfabrication	75
VI.2.Succession des opérations du chantier	75
VI.2.1.Travaux préparatoires	75
VI.2.2.Exécution de l'ouvrage	75
VI.3.Technologie des principaux travaux.....	76
VI.3.1Calcul des volumes des travaux	76
VI.4.Planification	76
VI.4.1.definition.....	76
VI.4.2.techniques de planifications.....	77
VI.4.2.1.methodes basés sur le réseau	77
VI.4.2.2.methode basé sur le graphique	78
VI.4.3.les étapes de planification.....	78
VI.4.4.choix de la méthode de calculs	78
VI.4.5.elaboration du réseau selon la méthode cpa.....	79
Conclusion.....	84

INTRODUCTION GENEALE

Inondation ! phénomène résultant des fortes crues et de la dégradation du milieu récepteur et qui s'inscrit dans le cadre des grandes catastrophes naturelles vu l'importance et la grandeur des dégâts engendrés par son apparition.

Oued Beni-Dessous(W.ALGER) est un milieu récepteur sujet à ce phénomène, en effet plusieurs dysfonctionnements ont été enregistrés au niveau du tracé de ce dernier tel :

- Le débordement de l'oued Beni Messous à hauteur de la plage « Les Dunes » entraînant la rupture du pont CW111.
- La rupture de la conduite DN1200 alimentant la STEP de Beni Messous sur la RN11.
- L'inondation et la coupure de la RN11 suite aux éboulements de terres au niveau des bassins de Lagunage de Beni Messous.
- L'affaissement de la chaussée au niveau du CW111 sur l'oued Beni Messous.
- Inondation des terres agricoles.

Afin de prévenir et de contourner ce phénomène il est primordial de mettre en place un aménagement adéquat qui va répondre aux exigences techniques et naturelles.

Notre étude consistera à déterminer le flux responsable de ces différents dysfonctionnements et de proposer les solutions adéquates.

CHAPITRE.I. GENERALITES SUR LES INONDATIONS

Introduction :

De tous les fléaux qui menacent l'être humain et son environnement, le plus redouté est incontestablement l'inondation, qu'on qualifie de voleuse, tortueuse, sournoise et dominatrice, elle tourmente depuis toujours l'homme par des questions tels :

Qu'est-ce qui génère l'inondation ? quelles sont les différents types d'inondation ? quelles sont ses conséquences ? qu'est-ce que le risque d'inondation ? comment le gérer ? et le chapitre suivant traitera toutes ces dernières.

I.1. Origine des inondations

Même si d'autres causes sont possibles (rupture de barrage, raz de marée...) les inondations résultent généralement des crues. Une crue peut être définie comme une augmentation plus ou moins brutale du débit d'un cours d'eau permanent ou non due à une précipitation ou éventuellement à une autre cause (fonte de neige par exemple...) elle est caractérisée par son hydrogramme de crue.

I.2. Les différents types d'inondations

On peut distinguer deux classifications

I.2.1 Classification génétique [1]

Génétique ! c'est à dire fondée sur l'origine des crues et on distingue :

- Les inondations d'origine non climatique : elles sont très diverses. Elles peuvent être considérées comme des effets induits d'autres phénomènes naturels tels : les tsunamis, les glissements de terrains, les éruptions volcaniques.
- Les inondations dues à des accidents technologiques : tels la rupture de barrage qui ont lieu au moins une fois par an dans le monde et ceux à cause d'une mauvaise conception de l'ouvrage.
- Les inondations d'origine pluviale : c'est des crues dues à des précipitations dont les éléments de caractérisation sont : sa magnitude ou bien son intensité, sa vitesse, sa durée, sa fréquence ou bien sa période de retour et enfin son hydrogramme.

I.2.2 Classification selon la nature de la crue

On distingue plusieurs types d'inondations selon la nature de la crue qui les occasionne :

- **Par débordement direct** Le cours d'eau sort de son lit mineur pour occuper son lit majeur, les sites en bordure de cours d'eau sont le plus souvent inondés par un débordement direct. En fait, une rivière a deux lits : le lit mineur où les eaux s'écoulent en temps ordinaire, et le lit majeur incluant les zones basses situées de part et d'autre du cours d'eau. Après des pluies fortes ou persistantes, les rivières peuvent déborder et s'écouler à la fois en lit mineur et en lit majeur.

- **Par débordement indirect** Les eaux remontent par effet de siphon à travers les nappes alluviales, les réseaux d'assainissement ...
- **Par stagnation d'eaux pluviales ou ruissellement** Liée à une capacité insuffisante d'infiltration, d'évacuation des sols ou du réseau de drainage lors de pluies anormales. Ces inondations peuvent se produire en zone urbanisée, en dehors du lit des cours d'eau proprement dit, lorsque l'imperméabilisation des sols et la conception de l'urbanisation et des réseaux d'assainissement font obstacle à l'écoulement normal des pluies intenses (orages, en particulier de type cévenol).

I.3.Conséquences des inondations

Le tableau I.1 récapitule les dommages dus aux inondations :

I.4.Le risque d'inondation

Le risque en général est le résultat de la rencontre d'un élément perturbateur d'origine aléatoire et un élément vulnérable

I.4.1.La gestion du risque d'inondation [1]

L'évolution actuelle de la gestion du risque d'inondation nous amène au devoir de prendre en compte trois points fondamentaux :

- Le risque nul n'existe pas
- Les phénomènes pluvieux sont non bornée, c'est à dire que la gestion du risque reste toujours dans le domaine de l'aléatoires
- Le risque doit être appréhender dans sa globalité, des qu'il apparait il concerne l'ensemble des fonctions vital de la ville en passant par l'ensemble de leurs interrelations.

Et parmi les méthodes qui visent à promouvoir une gestion rationnel du risque la flood méthode (méthode inondabilité) ^[2] mise au point par le Cemagref dont le principe est fondée sur « une évolution progressive du risque maximal acceptable par chaque parcelle sujette aux inondations » et ceux en se reposant sur une cartographie croisée des aléas des inondation et des vulnérabilités objectives perçu par les riverains, cette méthode repose sur deux notion de base

- Le principe du ralentissement dynamique
- La quantification de la vulnérabilité

Conclusion :

Dans ce chapitre, on a pu mettre au devant de la scène le vrai effet dévastateur des inondations, et l'énorme rôle que joue l'étude du risque et sa gestion.

CHAPITRE.II. PRESNTATION DE LA ZONE D'ETUDE

Introduction

La présentation de la zone d'étude est un atout considérable, elle nous permettra la connaissance des délimitations de projet, la géologie ...etc. Elle facilite énormément la compréhension de contenu de l'étude et la résolution des anomalies.

La reconnaissance de la zone d'étude nous permettra aussi de prendre les dispositions indispensables à la réalisation des tranchées, calcul du ferrailage, et la stabilité de l'ouvrage ainsi que le choix des engins de terrassement à utiliser.

II.1- Présentation de la zone d'étude

La zone d'étude est représenté par le bassin versant de l'oued Beni-Messous, Ce dernier est localisé dans la partie Nord-Ouest d'Alger sur une superficie de 31.4 kilomètres carrée, il est délimité au Nord et Ouest par la mer méditerranéenne Méditerranéenne, au sud par les communes de staoueli, DelyBrahim et par l'Est limité par Bouzaréah.

Le réseau hydrographique est représenté essentiellement par l'oued Beni-Messous et ces affluents les plus importants telle que :

- Oued Larendj.
- Oued Bainem.
- Oued Draa.
- Oued Bouzaréah.
- Oued Bouhamam
- Oued El menzel

L'Oued Beni-Messous est le cours d'eau principale et le plus important dans la zone d'étude, il s'étend sur une longueur pas moins de 12 km, il prend naissance dans les hauteurs de Bouzaréah à 378 m (le point le plus culminant dans la zone d'étude) au dessus de niveau de la mer, il débouche dans la mer méditerranéenne au niveau de la plage Ain Benian (Les Dunes).

Le bassin versant est montagneux dans sa partie amont formé essentiellement par la forêt de Bainem dans la partie Nord - Est avec un relief en pente, qui s'adoucit vers l'aval du bassin versant et se transforme en un tapis végétal formant des exploitations agricoles.

II.2- Les Communes d'études traversées par l'oued de Beni-Messous (Figure. II.1)

L'oued Beni-Messous traverse plusieurs communes de l'amont à l'aval.

Ces différentes communes sont (Figure. II.1) : Bouzaréah, Beni Messous, Hammamet, Chéraga et Ain Benian.

➤ Commune de Bouzaréah

La commune de Bouzaréah située dans la banlieue algéroise. Elle compte plus de 200.000 habitants. Elle est à plus de 600 mètres d'altitude elle surplombe Bab El-Oued.

➤ Commune de Beni Messous

La commune de Beni Messous est située à environ 7 Km à l'Ouest d'Alger, elle compte environ 36 335 habitants.

➤ Commune d'Ain Benian

La commune d'Ain Bénian, est située à 15 km à l'Ouest d'Alger et 7 km au Nord de Chéraga. Elle s'étend sur une superficie de 1326.5 ha. Elle est limitée à l'est par la commune de Hammamet, au sud et sud Ouest par Chéraga, au Nord par la mer Méditerranéenne.

➤ Commune de Hammamet

La commune de Hammamet est une commune littorale qui relève de la Circonscription administrative de Chéraga. Elle se situe à 13,5 km à l'Ouest du centre d'Alger, sur la RN n°11. Elle est limitée au Nord par la mer méditerranée, au Sud par la commune de Bouzareah et de Beni Messous, à l'Est par la commune de Rais Hamidou et à l'Ouest par la commune d'Ain Benian. La commune de Hammamet s'étend sur une superficie de 8,54 Km².

➤ Commune de Chéraga

La commune de Chéraga est située à 12km à l'ouest d'Alger, elle s'étend sur une superficie de 32.000 Ha. Elle est limitée au nord par la mer Méditerranée et Ain Bénian, au Sud par la commune d'Ouled Fayet et la commune de Staoueli, à l'Est par la commune Beni Messous et la commune de Dely Brahim.



Figure. II.1 : vue de la zone d'étude

II.3-L'état actuel de l'oued Beni-Messous

Due à sa longueur importante de 12 km et la traversée des zones urbanisées surtout à l'amont l'Oued Beni-Messous, joue le rôle d'un réceptacle d'eaux usées domestiques et industrielles de différents types sans aucun traitement au préalable.

Ces eaux à forte degré de pollution sont canalisées par l'oued est déversées directement en Mer au niveau de la plage (Les dunes), qui font de cette dernière impropre à la baignade.

L'état et la capacité de canalisation actuels des eaux de crue de l'oued Beni Messous ainsi que le développement de l'urbanisation restent les raisons principales des désordres occasionnés le long du tracé de l'oued. Ils sont à l'origine des nombreux effondrements des berges, du pont de la route nationale, des inondations des habitations et des infrastructures routières de la zone d'études.

A ce titre, nous pouvons citer :

- Le débordement de l'oued Beni Messous à hauteur de la plage « Les Dunes » entraînant la rupture du pont.
- La rupture de la conduite DN1200 alimentant la STEP de Beni Messous sur la RN11.

- L'inondation et la coupure de la RN11 suite aux éboulements de terres au niveau des bassins de Lagunage de Beni Messous.
- L'affaissement de la chaussée au niveau du CW111 sur l'oued Beni Messous.
- Inondation des terres agricoles.

II.3.1- Les caractéristiques des eaux usées de l'oued Béni Messous

Selon la direction de l'hydraulique et de l'économie de l'eau de la wilaya d'Alger (DREWA, 2004), les caractéristiques des eaux usées de l'oued Béni Messous sont :

Tableau II.1 : Les caractéristiques des eaux usées de l'oued Béni Messous (DRE, 2004).

<i>Caractéristiques</i>	<i>Valeurs</i>
Débit moyen des eaux usées urbaines	8336 m ³ / j
Débit des eaux industrielles	940 m ³ /j
Débit moyen total des eaux	9276 m ³ /j
Débit moyen horaire des eaux	387 m ³ /h
Débit de pointe des eaux usées	773 m ³ /j
DBO ₅ (charge journalière)	5439 Kg / j
DCO (charge journalière)	8640 Kg / j
Phosphore	174 Kg / j
Azote	1571 Kg / j

II.4-Situation démographique

L'évolution de la population jusqu'en 2008 est résumée dans le tableau ci-dessous.

Tableau II.2: Population des communes d'études

Commune	1987	1998	2008
Bouzaréah	60353	69153	83002
Beni-Dessous	10387	17490	36335
Chéraga	36619	60374	77428
Ain Bénian	35752	52343	67470
Dely Brahim	22731	30576	35610
Hammamet	12090	19651	22 446

Source: RGPH (ONS), 1987, 1998 et 2008

Le taux d'accroissement donné par le tableau N°2 ci-dessous est calculé par la formule suivant :

$$\tau = \left(\frac{P}{P_0} \right)^{\frac{1}{n}} - 1$$

Où :

P : Population future ;

P₀ : Population résidente à l'année considérée comme référence ;

N : Nombre d'année séparent l'année de référence et l'année prise en compte ;

τ : Taux d'accroissement.

Tableau II.3: Taux d'accroissement en %.

Communes	2008
Bouzaréah	1,6
Beni Dessous	1,67
Chéraga	1,64

Ain Benian	1,61
Dely Brahim	1,34
Hammamet	1,21

II.5-Etude géologique

II.5.1-La géologie régionale.

Etude géologique de régions naturelles faisant partie d'un pays ou d'un ensemble de pays. Son objectif est de reconstituer l'histoire géologique de ces régions depuis les périodes les plus anciennes jusqu'à l'époque actuelle.

La zone d'étude est située au Nord Algérien qui appartient à la province alpine mésogénée, qui couvre la chaîne bétique du sud de l'Espagne et le Nord du Maroc. Cette province présente un très grand nombre de minéralisations Pb-Zn et polymétalliques. En Algérie du Nord, un socle ancien (Hercynien) affleure dans les Massifs de la Grande et Petite Kabylie, de l'Edough, et au cœur des horsts du domaine des Hauts Plateaux. Les principales minéralisations sont stratiformes de type Mississippi Valley (Pb-Zn), filoniennes polymétalliques de type épithermal, mésothermal ou porphyry, ou péri-granitiques dans le socle (skarns, greisen, etc.) (ANPM ; 2009).

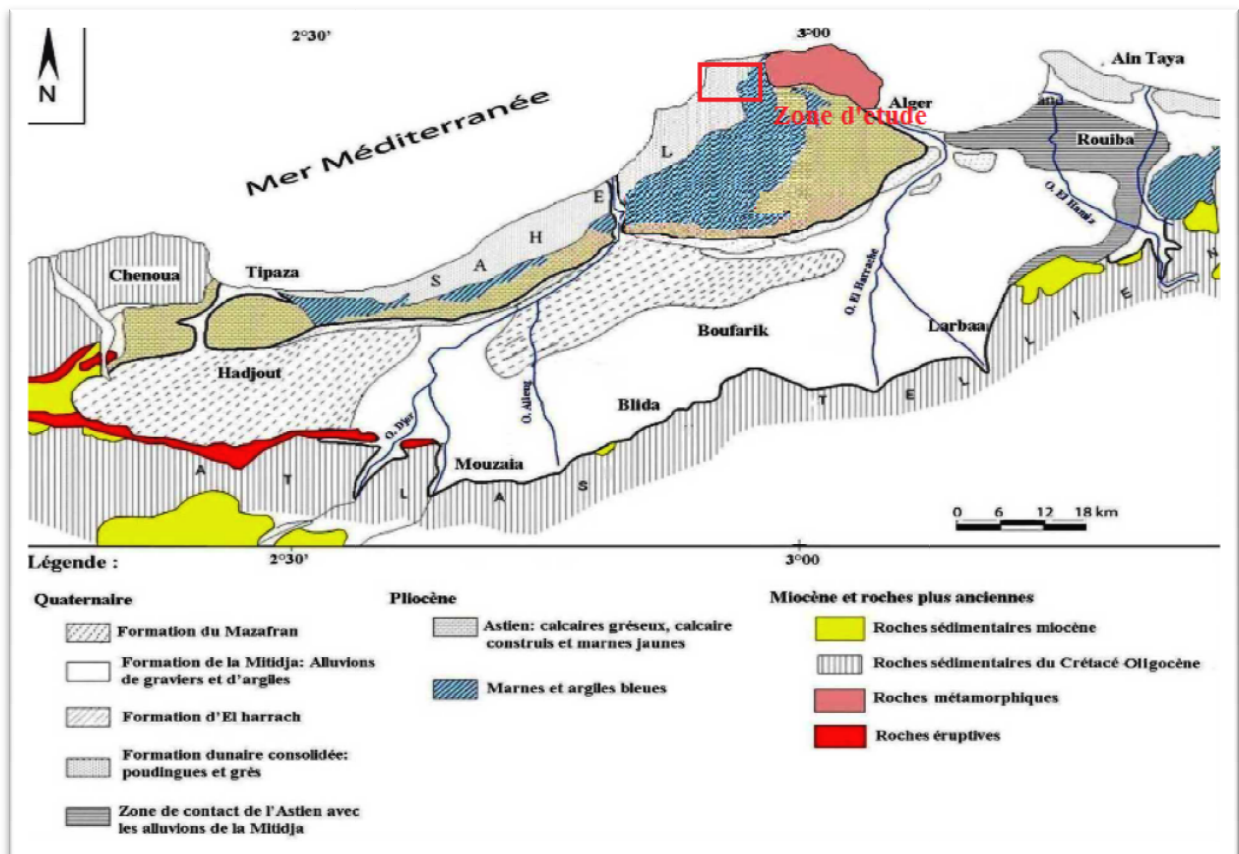


Figure. II.2 : Extrait de la carte géologique de l'Algérois (Boudiaf, 1996. modifiée)

II.5.1.1-Etude géologique du bassin versant

Du point de vue géologique, le bassin versant de Béni Messous peut être divisé en deux parties.

A- La partie amont (le massif de Bouzaréah) :

Située entre Air de France et le lieu dit la Tribu, constituée par des formations métamorphiques représentées essentiellement par des micaschistes, et par quelques lambeaux de gneiss. Ces formations qui peuvent être observées sur les berges de l'oued Beni Messous sont généralement assez résistantes. L'oued est ici peu large, encaissé, et son lit est constitué en certains endroits par des couches d'argiles résultant de la décomposition des minéraux.

B- La partie aval (Plateau du Sahel, entre le lieu dit la Tribu et l'embouchure):

Les dépôts sont ici d'origine essentiellement sédimentaire relativement tendre. Le lit de l'oued est plus large, et les formations superficielles ont été largement érodées au cours des temps, mettant en évidence les formations plus anciennes, constituées d'argile marneuses et de marnes de couleur gris bleues, compacte du Plaisancien. Ces dernières occupent le lit l'oued Beni Messous sur plusieurs kilomètres entre la Tribu et l'embouchure. Les marnes argileuses peuvent présenter une plasticité lorsqu'elles sont imbibées d'eau.

Les rives de l'oued sont constituées par les formations plus récentes, disposées sous forme de terrasses en forme de dunes dont la lithologie est très variable avec une prédominance de dépôts lacustres, de lumachelles, de poudingues et d'alluvions anciennes, plus développées sur la rive droite entre l'oued Beni Messous et Bainem. A l'embouchure, ce sont les dunes actuelles qui dominent, avec des dépôts lacustres, des alluvions récentes, des dépôts de pentes.



Figure .II.3: Affleurement de calcaire cristallin sur la rive gauche de l'Oued Beni Messous



Figure .II.4: Affleurement de gneiss, et de micaschiste affectés par des failles

II.5.2-Tectonique :

La tectonique résulte de la collision Afrique-Europe, à l'origine de la chaîne alpine algérienne, qui demeure adossée à la frange nord du bloc méridional.

D'un point de vue tectonique, l'Algérie est divisée en deux unités majeures séparées par la faille sud-atlasique :

- le Nord de l'Algérie, qui porte l'empreinte de la tectonique alpine ;
- la plate-forme saharienne, relativement stable, où la tectonique est moins prononcée.

La région située à l'Ouest d'Alger est traversée par la faille de Sahel, interprétée pour être une faille active inverse à pendage nord, elle se prolonge sur 63km depuis le mont Chenoua jusqu'à la baie d'Alger (Meghraoui, 1990)

L'activité néotectonique le long de la structure de sahel est exprimée par le plissement des niveaux pliocènes et par les différentes terrasses marines observées le long du flanc septentrional de l'anticlinal.

Les grands traits de l'évolution tectonique de la région située à l'Ouest d'Alger peuvent être résumés comme suit :

Au cours de l'ère primaire, les formations sédimentaires ont été métamorphisées.

Phases de plissement au cours des temps et notamment au Burdigalien, avec formation d'une cuvette dans laquelle se sont déposés les sédiments au cours du Miocène, du Pliocène et du Pleistocène. Et l'existence d'un anticlinal très surbaissé traversant le Sahel.

Les différents mouvements ont été accompagnés de la tectonique cassante de faible amplitude, matérialisée sur le terrain par l'existence d'une multitude de failles affectant les micaschistes et les gneiss, et que l'on peut observer sur les rives de l'oued Beni Messous, en contre bas de Sidi Youcef.

II.6-Hydrogéologie :

Les études entreprises sur la région ont permis d'identifier deux aquifères :

- La nappe du sahel est constituée par des dunes, poudingues et grés et par des sables plus ou moins argileux et rubéfiés. Ces formations géologiques forment un bar aquifère alimenté essentiellement par la pluviométrie et par une circulation diffuse souterraine.
- La nappe de l'astienne les interstices se trouvant dans les grés constituent une roche favorable à l'emmagasinement de l'eau, mais l'essentiel se trouve entre l'astien et le plaisansien dont ce dernier constitue la couche planché permettant de garder une nappe de 5 m de hauteur, des sources de résurgence peuvent apparaître en surface à certains endroits.

Conclusion

La présentation et l'analyse de la zone d'étude sur les différents plans a fourni des informations très laborieuses et indispensables nous semble-t-il à l'élaboration et la mise en œuvre de l'aménagement de l'Oued Beni Messous. Ceci d'une part et d'autre part, l'existence de telles informations scientifiques nous aidera à mieux raisonner nos interventions et le choix des méthodes les plus appropriées. Elle sera très utile pour la suite de notre projet.

CHAPITRE.III. ETUDE HYDROLOGIQUE

Introduction:

L'objectif de l'évaluation des crues dans cette étude, s'agit donc de la protection contre les risques des inondations entraînant la perte de vies humaines et dégâts matériels.

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

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

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

L'examen des événements catastrophiques survenus dans notre pays montre que sur l'ensemble des bassins versants algériens, des superficies importantes de terres agricoles, des plaines et des agglomérations sont fréquemment envahies par la furie des eaux des oueds en crue.

III.1. Caractéristiques hydro-morpho-métriques

Les caractéristiques hydro-morpho-métriques d'un bassin versant influencent fortement sur la réponse hydrologique et notamment le régime des écoulements en période de crue, ils interviennent également dans le calcul des formules empiriques, ces facteurs s'estiment à partir des cartes topographiques adéquates.

Pour notre étude ils sont déterminés après délimitation du bassin versant et des sous bassins versants à partir de cartes topographiques à l'échelle 1/25.000^{ème} feuille de Chéraga Est et Alger Ouest

L'oued Beni messous reçoit plusieurs affluents tout le long de son parcours, qui définissent chacun un sous bassin versant ces derniers sont numérotés dans le sens des aiguilles d'une montre.

La représentation du bassin versant et des différents sous bassins versants est donnée dans

(**Fig - III.1**)

Les caractéristiques géométriques des différents sous-bassins sont citées dans le **TABLEAU III.1**

III.1.1. Superficie (S). La superficie (S) du bassin versant est l'aire géographique délimitée par la ligne de crêtes, Elle a été déterminée sur la base des cartes topographiques

III.1.2. Le Périmètre (P).

Le périmètre est défini par la ligne des crêtes formant le contour du bassin versant il a été déterminé également par la même carte.

III.1.3. Indice de compacité : (Kc)

C'est une caractéristique de forme qui nous renseigne sur la vitesse de concentration des débits, il est calculé par la formule suivante :

$$K_c = 0,28 \frac{P}{\sqrt{S}}$$

P : Périmètre du bassin versant (Km)

S : Surface du bassin versant (Km²)

La forme du bassin versant avoisine le cercle plus la valeur du Kc est proche de 1, ce qui définit la concentration rapide des débits.

La forme du bassin versant avoisine le cercle plus la valeur du Kc est proche de 1, ce qui définit la concentration rapide des débits.

III.1.4. Altitudes caractéristiques

D'après les cartes topographiques précédemment citées, on peut tirer l'altitude maximale (H_{max}) et l'altitude Minimale (H_{min}) pour chaque sous bassins versants.

III.1.5. Pente moyenne de l'oued : (Imoy)

La pente a un effet direct sur le ruissellement, plus elle augmente, plus la concentration des débits est rapide, elle se calcule comme suit :

$$I = \frac{H_{\max} - H_{\min}}{L} \quad (\%) \quad \textbf{(III-1)}$$

L : Longueur du thalweg principal (Km)

H_{max} : Altitude maximale (m)

H_{min} : Altitude minimale (m)

III.1.6 Détermination du temps de Concentration : (Tc)

On appelle temps de concentration (Tc) d'un bassin versant, la durée nécessaire pour que la pluie tombée sur le point le plus éloigné hydrauliquement atteigne le site, il est calculé par les formules empiriques suivantes.

- **Formule S.C.S :**

Elle prend en considération la longueur du thalweg principal ainsi que la dénivelée.

$$T_c = \left[\frac{0,87 L^3}{H_{\max} - H_{\min}} \right]^{0.385} \quad (\text{III-2})$$

Avec :

T_c : temps de concentration (h).

L : longueur du thalweg principal (Km).

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

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

- **Formule de Kirpich :**

Formule basée sur la longueur de l'oued ainsi que sa pente, ces deux caractéristiques sont très liées à la valeur du temps de concentration.

$$T_c = 0,39 \left(\frac{L}{\sqrt{I}} \right)^{0,77} \quad (\text{III-2})$$

I : Pente du cours d'eau principal (%)

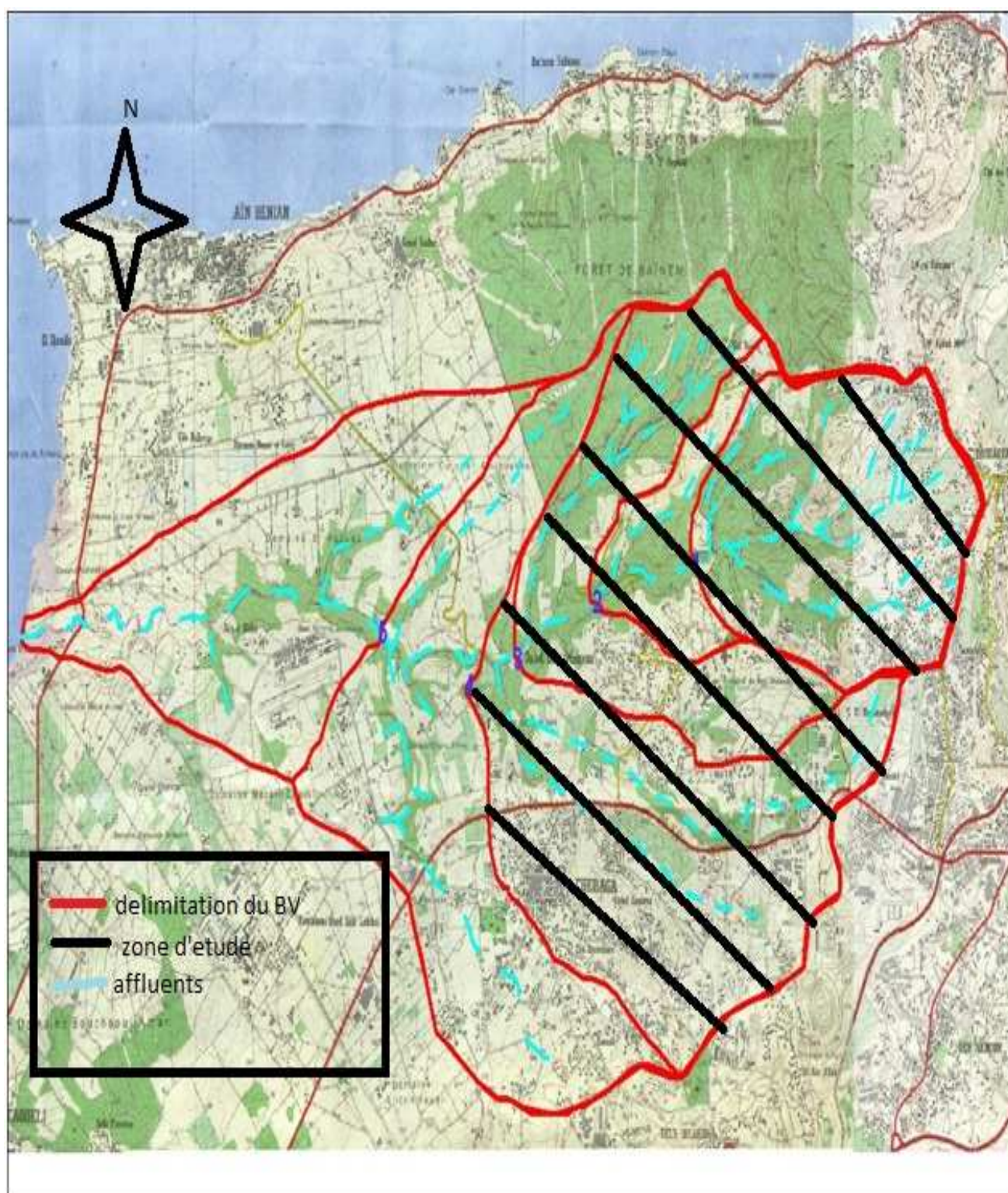
L : Longueur de l'oued principal (Km)

TABLEAU III.1 : Caractéristiques des différents sous bassins versants

N° du	S (Km ²)	L (Km)	Hmax (m)	Hmin (m)	Dénivelée (m)	Imoy	Tc (h)
1	5	3	378	200	178	5,9	0,46
2	6,4	4,5	378	140	238	4,0	0,65
3	10,5	5,5	378	110	268	4,8	0,79
4	17,5	6	378	100	278	4,6	0,86

III.2. Climat :

Le climat est la synthèse des conditions atmosphériques dans une région donnée, il est défini par différentes caractéristiques (Température, vitesse de vent, humidité et précipitation)



La station climatique disponible dans la région d'études est celle de Bouzaréah malheureusement elle représente une station auxiliaire qui n'enregistre que la pluviométrie et la température, donc pour avoir un aperçu sur le climat de la région d'étude on s'est intéressée à déterminer une station dans les environs immédiats qui sera celle de Dar El Beida dont les coordonnées sont : (Lat = 36° 41', Longt = 03° 13 E et Z = 25,0 m),

Le choix a été porté sur cette dernière vu sa localisation par rapport à la zone d'étude de plus elle représente une station principale gérée par les services de l'Office National de la Météorologie (O.N.M).

III.2.1 Données de base et analyse :

Les données climatologiques observées à la station de Dar El Beida sont collectées auprès des services de l'Office National de la Météorologie (O.N.M), elles se présentent sous forme de totaux mensuels et annuels.

III.2.1.1. Température

Les températures mensuelles moyennes, maximales et minimales sont données dans le tableau suivant :

TABLEAU III.2 : Répartition mensuelle de la température de l'air en °C (1975 – 2007)

D'après le tableau ci-dessus, on enregistre une température moyenne de 17,8 °C, et une moyenne

Paramètre	Jan	Fev	Mars	Avr	Mai	Juin	Juil	Aout	Sep	Oct	Nov	Dec	Moy
Température Moyenne (°C)	10,8	11,1	13,2	15,1	18,9	22,7	25,3	26,2	23,3	19,9	15,0	12,1	17,8
Température Minimale (°C)	6,1	5,7	7,2	9,1	13,0	16,5	19,1	20,4	17,6	14,5	10,0	7,4	12,2
Température Maximale (°C)	16,9	17,4	19,8	21,6	25,0	28,7	31,6	32,6	29,5	26,3	21,0	18,0	24,0

minimale pendant le mois de Janvier de 6,1 °C et une moyenne maximale pendant le mois d'aout avec 32,6 °C.

Les températures moyennes allant de Novembre à Avril sont inférieures à la moyenne annuelle à comparer avec les températures des mois de Mai à Octobre qui sont supérieures à cette dernière.

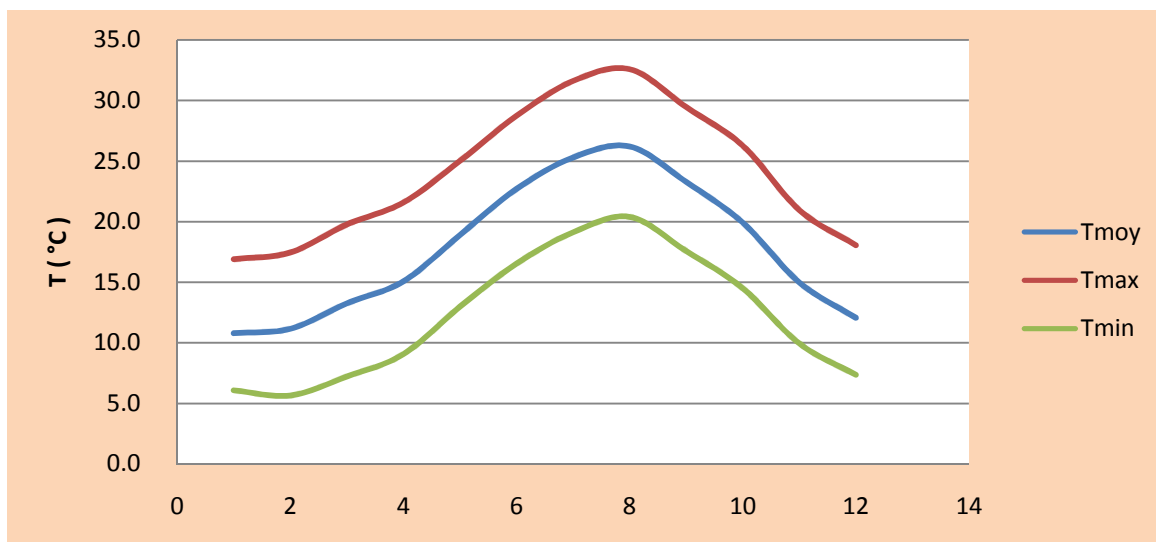


Fig. III.2 :Répartition mensuelle de la température de l'air

III.2.1.2.Evaporation :

L'évaporation représente un paramètre essentiel dans l'analyse de la ressource en eau, dans ce cas une bonne estimation est nécessaire.

La distribution moyenne mensuelle de l'évaporation est donnée au tableau n° 3.

TABLEAU III.3 : Répartition mensuelle de l'évaporation moyenne en mm (1975- 2007)

Paramètre	Jan	Fev	Mars	Avr	Mai	Jun	Juil	Aout	Sept	Oct	Nov	Dec	Moy An
Ev Moyenne (mm)	56,6	49,3	65,5	78,8	85,4	107,6	124,4	128,9	106,3	81,3	66,9	56,0	1003

L'examen de ce tableau montre que l'évaporation est importante pendant la période allant du mois de mai à septembre et elle est plus faible du mois de novembre à février.

Le cumul annuel est de 1003 mm, elle est mesurée sous abri à l'évaporomètre Piche dont les mesures sont supérieures de 20 à 25 % de l'évaporation à l'air libre, pour cela et pour se rapprocher des valeurs réelles on introduit un coefficient correcteur $K = 0,78$ qui nous donne une valeur de l'évaporation égale à $E = 782$ mm.

III.2.1.3Humidité relative :

La distribution moyenne mensuelle de l'Humidité relative est donnée dans le TABLEAU III.3

TABLEAU III.4 : Répartition mensuelle de l'humidité relative en % (1975 – 2007)

Paramètre	Jan	Fev	Mar	Avr	Mai	Jun	Juil	Aout	Sept	Oct	Nov	Dec	An
H (%)	81,4	80,3	80,0	79,1	77,1	73,3	73,1	72,4	70,7	73,1	78,6	80,4	76,6

Les valeurs moyennes mensuelles est minimale durant le mois d'Aout et maximale durant le mois de janvier c'est un paramètre inverse de la température.

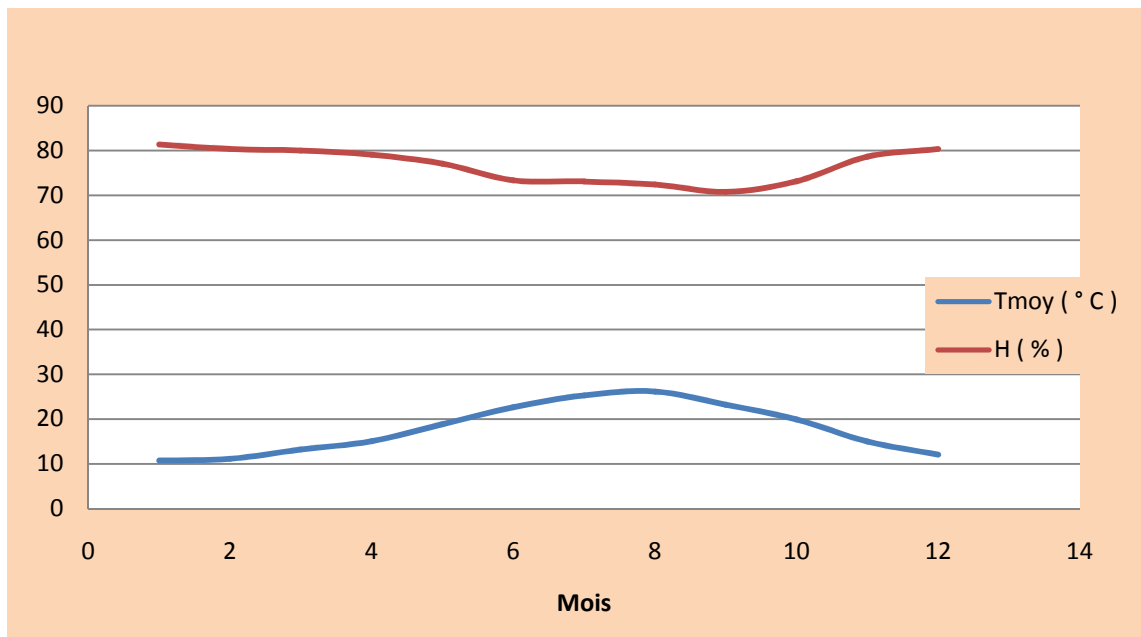


Fig.III.3 : Répartition comparative de la température et de l'humidité relative (1975-2007)

On remarque d'après le graphique précédent que la température est inversement proportionnelle à l'humidité relative. Quand la Température est maximale l'humidité relative est minimale.

Le climat de la région d'étude est de type méditerranéen, il est doux et régulier, sans variations de températures brusques.

L'influence régulatrice de la mer s'y fait sentir particulièrement, développant durant l'été un peu plus de fraîcheur et pendant l'hiver un peu plus de chaleur.

En hiver les vents d'ouest sont dominants, tandis qu'en été les brises d'Est se font beaucoup sentir.

III.3.Etude des pluies[3] :

L'étude des pluies constitue un chapitre important dans l'étude hydrologique, il permet la quantification de la ressource en eau pour la suite de l'étude.

III.3.1.Données disponibles :

Les précipitations représentent un facteur essentiel dans le bilan hydrologique, sa quantification est faite au niveau de plusieurs stations pluviométriques implantées à travers le territoire algérien dans le but d'avoir une information précise sur ce paramètre,

Pour notre cas, l'étude sera basée sur les données enregistrées au niveau de la station pluviométrique de Bouzaréah qui représente une station auxiliaire se localisant dans les environs immédiats de la région d'étude en plus c'est la seule station disponible pour les services de l'ONM concernant les données des pluies moyennes mensuelles.

Le TABLEAU III.5 : donne les caractéristiques de cette station pluviométrique prise en considération dans l'étude,

Les données pluviométriques recueillies au niveau de l'Office Nationale de La Météorologie (ONM) se présentent sous forme de totaux mensuels et annuels pour la période (1940–1997).

TABLEAU III.5 : Caractéristiques de la station pluviométrique

n°	Code	Nom	X(Km)	Y(Km)	Z (m)	P (mm)
1	02 – 05 – 06	Bouzaréah	529,85	388,55	346	696

III.3.2. Analyse des données :

III.3.2.1. Homogénéisation :

Avant de déterminer les différentes caractéristiques des précipitations, une vérification rigoureuse et détaillée des données est nécessaire, par l'utilisation du test de Wilcoxon qui servira pour le contrôle de l'homogénéité des séries de données des différentes stations.

Ce test consiste en :

Chaque série d'observations est divisée en deux échantillons (X_1, \dots, X_n) et (Y_1, \dots, Y_m) avec $n < m$ et n, m représentent les tailles des deux échantillons.

On classe la série (XUY) par ordre croissant en attribuant à chaque valeur son rang et sa série d'origine (X ou Y).

La condition pour que la série soit homogène est :

$$W_{\min} < W_x < W_{\max}$$

W_x : représente la somme des rangs des X_i

$$W_{\min} = \frac{n(n+m+1)}{2} - 1.96 \sqrt{\frac{nm(n+m+1)}{12}} \text{ et } W_{\max} = \frac{n(n+m+1)}{2} + 1.96 \sqrt{\frac{nm(n+m+1)}{12}}$$

n : Taille de l'échantillon X .

m : Taille de l'échantillon Y .

Les résultats des tests de Wilcoxon appliqués à la station pluviométrique sont donnés en dans le TABLEAU III.6

TABLEAU III.6 : Résultat du test de Wilcoxon appliqués à la station de Bouzaréah

X	Y	XUY ordre Croissant	par Série d'origine	rang	XUY ordre croissant	par Série d'origine	rang
6205	5762	4150	Y	1	6932	y	26
6933	6442	4688	Y	2	6933	x	27
7800	6780	4726	X	3	7063	x	28
7754	4777	4736	Y	4	7277	x	29
6274	8685	4777	Y	5	7424	y	30
8184	8937	4876	Y	6	7483	x	31
5037	9465	4967	Y	7	7646	x	32
8810	10343	5037	X	8	7651	x	33
6573	7424	5192	Y	9	7754	x	34
5448	4688	5420	Y	10	7800	x	35
6588	5192	5448	X	11	8184	x	36
9491	8641	5496	X	12	8247	x	37
8247	8253	5515	Y	13	8253	y	38
7483	6171	5658	Y	14	8482	y	39
7646	4876	5762	Y	15	8609	x	40
5496	8859	6171	Y	16	8641	y	41
9965	4736	6205	X	17	8685	y	42
8609	6610	6270	X	18	8810	x	43
9071	5515	6274	X	19	8859	y	44
4726	5658	6442	Y	20	8937	y	45
7277	6467	6467	Y	21	9071	x	46
6270	4150	6573	X	22	9465	y	47
7063	6932	6588	X	23	9491	x	48
7651	5420	6610	Y	24	9965	x	49
	8482	6780	Y	25	10343	y	50
	4967						

n = 24

m = 26

$$W_x = 681$$

$$W_{\min} = 511$$

$$W_{\max} = 713$$

La condition du test $W_{\min} < W_x < W_{\max}$ est vérifiée, la série de données de la station pluviométrique de Bouzaréah est homogène.

III.3.2.2. Etude de la représentativité de la série d'observation :

Pour qu'une série d'observation soit représentative il faut que les erreurs sur les paramètres statistiques à savoir la pluie moyenne annuelle P ainsi que son coefficient de variation C_v ne dépassent pas le seuil des 15% et 10% respectivement.

Les erreurs sur la série retenue sont données comme suit :

$$E(P) = \left(\frac{C_v}{\sqrt{n}} \right) \times 100 . \quad (\text{III-3})$$

$$E(C_v) = \left(\frac{C_v}{\sqrt{2n}} \right) \sqrt{1 + C_v^2} \times 100 . \quad (\text{III-4})$$

Avec :

E : l'erreur (%).

P : pluie moyenne annuelle (697 mm).

C_v : coefficient de variation C_v

$$E(P) = 3 \% < 15 \ \% .$$

$$E(C_v) = 2,1 \% < 10 \ \% .$$

D'après les résultats obtenus on peut conclure que la série d'observation de la station de Bouzaréah est représentative vu que l'erreur sur les paramètres statistiques ne dépassent pas les seuils tolérés.

III.3.2.3. Evaluation de la précipitation moyenne

La station de Bouzaréah est la seule station dont les données sont disponibles et représentatives, à ce propos et pour la confirmation de nos résultats, nous avons eu recours à la carte pluviométrique de l'Algérie du Nord établie par l'A.N.R.H qui donne des intervalles de précipitations annuelles enregistrées sur la période (1922-1960 ; 1969-1989), les résultats de l'exploitation de cette carte donnent une valeur de la pluie moyenne comprise entre 700 mm et 800 mm pour la région d'étude, comme donné dans la (**Fig.III.4**),

En comparaison entre le résultat de la carte de l'A.N.R.H pour le bassin versant de la région d'étude et la valeur de la pluie moyenne enregistrée à la station de Bouzaréah nous constatons qu'elles se rapprochent de très près pour cela et vu que la série d'observation des pluies moyennes est homogène et représentative, la station pluviométrique de Bouzaréah sera choisie comme représentative de la zone d'étude pour la suite de l'étude.

Fig.III.4 Extrait de la Carte pluviométrique de l'Algérie du Nord zone d'étude 1923

Les pluies maximales de courte durée sont généralement la cause des crues violentes qui provoquent d'importants dégâts, qui représente le plus grand problème que connaissent les villes de l'algérois, à ce propos l'étude de ce paramètre doit inciter une grande attention

L'étude des pluies journalières maximales est basée sur les données observées aux stations pluviométriques Bouzaréah dont les caractéristiques sont données dans le tableau suivant :

n°	Code	Nom	X(Km)	Y(Km)	Z (m)
1	02 – 05 – 06	Bouzaréah	529,85	388,55	346

La séries de données des pluies journalières maximales enregistrées pour la station est données dans le TABLEAU III.8.

TABLEAU III.8 :pluie journaliere maximale observe sur la staton de BOUZAREAH

Année	Pjmax (mm)
1980	45.3
1981	43.3
1982	66.5
1983	43.5
1984	55.3
1985	28.4
1986	41.9
1987	48
1988	80.5
1989	49.6
1992	49
1993	55.1
1994	79.6
1995	38.9
1996	78.5
1997	59.2
1998	74.1
1999	116.1
2000	36.5
2001	260
2002	126.2
2003	122.2
2004	161
2005	151.4
2006	210.8
2007	117.8

Moyenne	86.1
Ecart type	44.4
Coefficient de variation	0.52

III.4.2. Etude fréquentielle des pluies journalières maximales :

L'estimation des quantiles pour différentes fréquences est faite sur la base des données des pluies journalières maximales représentées dans le TABLEAU III.8 .

Les lois statistiques testées sur l'échantillon des pluies journalières maximales, sont les lois Gumbel, Log normale et Pearson III, on remarque que la Loi de Gumbel est la plus acceptable vu la concentration des points autour de la droite d'ajustement (Fig.III.5)

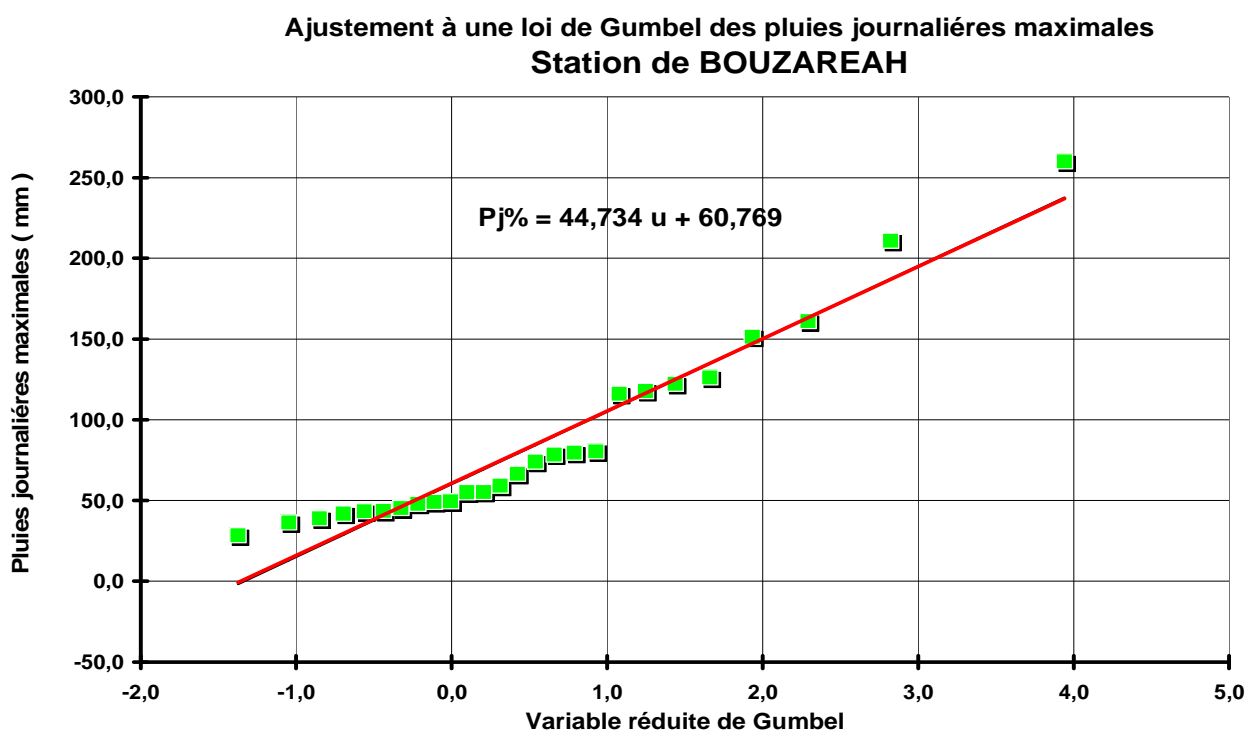


Fig.III.5 Ajustement à la loi de Gumbel aux $P_{J,max}$ observées à la station de BOUZAREAH

TABLEAU III.9 : Tableau des caractéristiques statistiques .

caractéristiques statistiques	Station Bouzaréah
Moyenne	86,1
Ecart type	44,4

Coefficient de variation	0,52
Droite de régression	$P_j\% = 44,734 u + 60,769$

TABLEAU III.10 :Pluie maximale journalière fréquentielle

Période de retour(ans)	Fréquence au non dépassement	Variable réduite de Gumbel	Pluie journalière maximale fréquentielle (mm)
			Station Bouzaréah
10	0,9	2,25	161
20	0,95	2,97	194
50	0,98	3,90	236
100	0,99	4,60	267
200	0,995	5,29	298

III.4.3.CALCUL DE L'INTENSITÉ PLUVIALE :

Les intensités pluviales de durée t (h) pour différentes périodes de retour sont calculées comme suit :

$$I_t = \frac{P_t}{t} \quad (\text{mm / h}) \quad (\text{III-5})$$

I_t : Intensité pluviale maximale de durée t et de période de retour T (mm / h)

P_t : Pluie maximale de durée t et de période de retour T (mm)

t : temps de concentration (h)

La pluie maximale de durée t et de période de retour T est calculée par la formule suivante :

$$P_t = P_{ff} \times \left(\frac{t}{24} \right)^b \quad (\text{mm}) \quad (\text{III-6})$$

P_t : Pluie maximale de durée tc et de période de retour T (mm)

P_j : Pluie maximale journalière pour une fréquence donnée (mm)

T : Durée de la pluie (h)

b : Exposant climatique

b = 0,40 pour station de Bouzaréah (K.Body).

Les résultats des P_t et des intensités sont données dans le tableau 24.

TABLEAU III11 : Résultats des $P_f(t)$ et des Intensités maximales station de Bouzaréah.

Durée de l'averse t (h)		Période de retour(T)				
		10	20	50	100	200
0,25	$P_f(t)$ (mm)	25	31	38	43	47
	I (mm/h)	100	124	152	172	188
0,5	$P_f(t)$ (mm)	34	40	49	56	62
	I (mm/h)	68	80	98	112	124
1,0	$P_f(t)$ (mm)	45	54	66	74	83
	I (mm/h)	45	54	66	74	83
2,0	$P_f(t)$ (mm)	59	72	87	98	110
	I (mm/h)	29	36	43	49	55
3,0	$P_f(t)$ (mm)	69	83	101	114	128
	I (mm/h)	23	27	33	38	42
6,0	$P_f(t)$ (mm)	92	110	135	152	170
	I (mm/h)	15	18	22	25	28
12,0	$P_f(t)$ (mm)	120	145	177	200	223
	I (mm/h)	10	12	15	17	19
24,0	$P_f(t)$ (mm)	161	194	236	267	298
	I (mm/h)	7	8	10	11	12

III.4.4.Construction des courbes IDF

Les courbes IDF ne sont pas une fin en soi, mais sont construites dans un but bien précis. Elles permettent d'une part de synthétiser l'information pluviométrique au droit d'une station donnée et d'autre part de calculer des débits de projet et d'estimer des débits de crue ainsi que de déterminer des pluies de projet utilisées en modélisation hydrologique

A partir des résultats obtenus au **TABLEAU III.11**, il est possible de les représenter graphiquement dans le but de tracer les courbes IDF pour les temps de retour 5, 10, 20, 50, 100 et 200 ans représentées dans le **Fig.III.6**

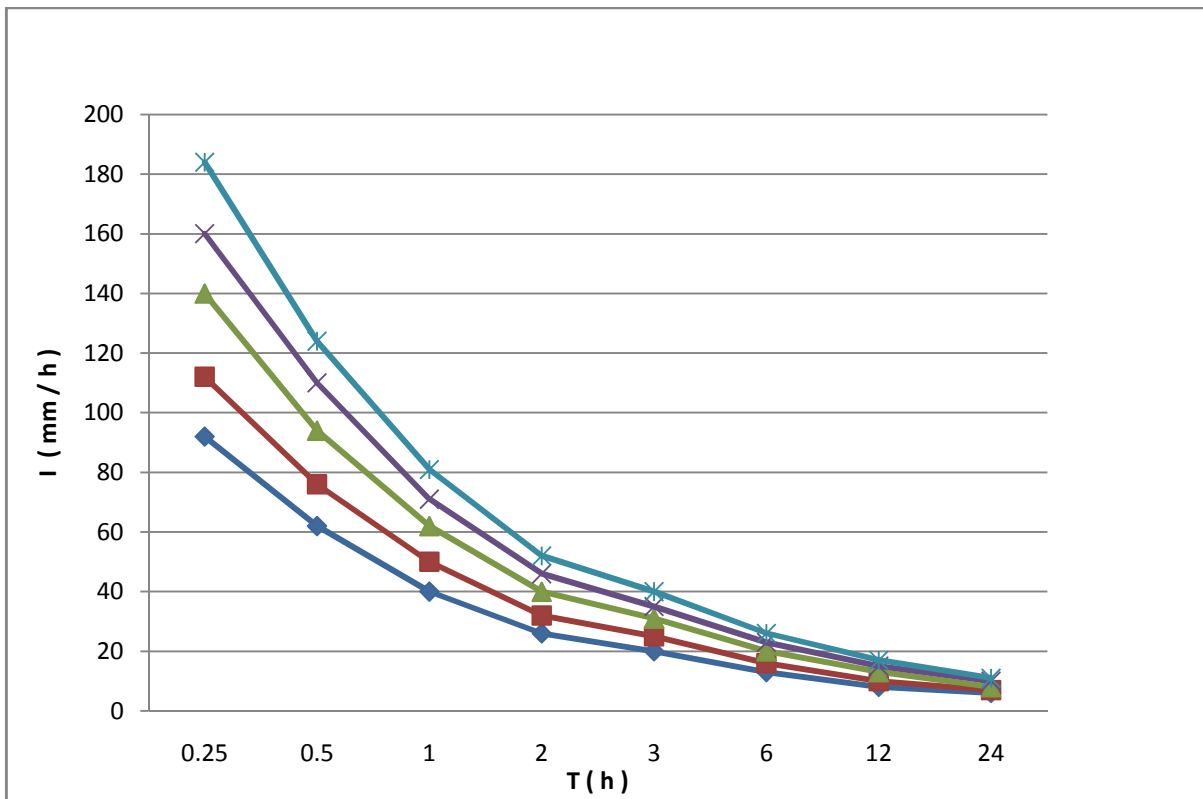


Fig.III.6 : Courbes intensite-duree-frequence (IDF)

III.5.Evaluation de l'apport liquide moyen :

L'absence de stations hydrométriques contrôlant l'oued Beni messous nous a conduit à estimer l'apport liquide moyen annuel par des formules empiriques souvent utilisées en Algérie et dans le cas de petits bassins versants.

III.5.1.FORMULES EMPIRIQUES :

- **Formule de Samie :**

Utilisant la pluie moyenne et la superficie du bassin versant

$$Le = P^2 (293 - 2.2\sqrt{S}) \quad (III-7)$$

Le : lame écoulée (mm)

P : Pluviométrie moyenne (m)

S : Superficie du bassin versant (Km²)

- **Formule de Mallet Gauthier :**

Faisant intervenir la pluie moyenne

$$Le = 0.6P(1 - 10^{-0.36P^2}) \quad (III-8)$$

Le : lame écoulée (mm)

P : Pluviométrie moyenne (m)

- **Formule de Sogreah :**

Formule établie en Algérie spécialement pour l'évaluation des apports des cours d'eau des petits bassins versant. Elle est donnée par la relation suivante :

$$L_e = 720[(P - 250)/1000]^{1.85} \quad \text{(III-9)}$$

Le : lame ruisselé interannuelle (mm)

P : moyenne de la pluie annuelle (mm)

TABLEAU III 12 : Résultats de la lame écoulée pour la région d'étude.

Lame écoulée (mm)		
Formule de Samie	Formule de Mallet Gauthier	Formule de Sogreah
135	138	161

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

La valeur moyenne est de 144mm, de ce fait on va prendre la valeur qui s'approche le plus de cette moyenne et celle qui sera retenue est **L_e=138mm**.

III.6.Estimation des débits de crues maximums fréquentiels :

Dans cette partie de l'étude on s'intéressera à déterminer les éléments de base pour les protections ainsi que pour dimensionner des ouvrages utilisés.

Les différents bassins versants recensés dans notre étude sont tous d'une superficie inférieure à 20 Km², ils ne disposent d'aucune mesure de débit.

A cet effet les débits de crues seront déterminés par la méthode SCS (Soil – Conservation – Service) dont son application en Afrique du Nord sur des bassins a montré son efficacité.

III.6.1.MÉTHODE SCS (SOIL – CONSERVATION – SERVICE) [4] :

Méthode appliquée pour le calcul des débits fréquentiels maximums en se basant sur les précipitations, dans le cas où aucune donnée sur les débits n'existe.

Son principe est le suivant :

On suppose qu'un épisode pluvieux de période de retour T engendre un ruissellement de la même période de retour, les seules données nécessaires à la transformation sont caractéristiques $P(t)$ de la pluie choisie et les caractéristiques géométriques et physiques du bassin versant.

Le choix de la durée de l'épisode pluvieux et du pas de temps de calcul lors de la transformation pluie-débit, dépend du « temps de réponse » ou « lag » du bassin versant. Il s'agit du temps nécessaire entre le centre de gravité de la pluie et la pointe de l'hydrogramme de crue qui en résulte.

Le temps de réponse est calculé en fonction du temps caractéristique (T_{car}) du bassin versant. Selon SCS, se basant sur l'expérience de quelques centaines de bassins, la relation est du type : $\text{lag} = 0,6T_{car}$.

Le temps caractéristique peut être estimé selon la formule :

$$T_{car} = \left(\frac{0,87L^3}{H} \right)^{0.385} \quad (\text{III-10})$$

où :

L : Longueur du plus grand thalweg (km)

H : dénivelée maximale (m)

T_{car} en heures

L'hydrogramme élémentaire résultant de la pluie pendant un pas de temps D (heures) est supposé être triangulaire

$$1/3T_{car} < D < 2/3T_{car} \quad (\text{III-11})$$

Il est caractérisé par :

- son débit de pointe : Q_P

$$\text{- son temps à la pointe : } T_P = D/2 + 0,6T_{car} \quad (\text{III-12})$$

Le temps de base T_b est égal à $T_P + T_r$, où T_r est le temps de décrue de l'hydrogramme, le rapport entre ce temps et T_P se présente sous forme de constante tel que $T_r = 1,67T_P$.

La durée totale (temps de base) est donc $T_b = 2,67T_P$.

L'hydrogramme unitaire synthétique est combiné avec une courbe d'averse pour pouvoir obtenir la crue de l'oued. Cette courbe d'averse est obtenue en divisant la pluie de durée $6D(P_{6D})$, qui est décomposée en un hyétogramme moyen défavorable, composé des 6 pluies élémentaires :

$P(1) = 0,08 P_{6D}$	$P(4) = 0,49 P_{6D}$
$P(2) = 0,09 P_{6D}$	$P(5) = 0,15 P_{6D}$
$P(3) = 0,11 P_{6D}$	$P(6) = 0,08 P_{6D}$

La lame d'eau ruisselée L_R peut être calculée par la méthodologie du Soil Conservation Service.

La base de calcul de la méthode repose sur la relation qui existe entre l'infiltration et l'écoulement potentiel et les valeurs réelles de ces facteurs.

La relation fondamentale est :

$$F / S = L_R / P_e \quad \text{(III-13)}$$

où :

F : Infiltration réelle

S : Infiltration potentielle

L_R : Lame d'eau ruisselée ou écoulement réel

P_e : Écoulement potentiel ou excès de précipitation

La relation précédente peut être considérée valide à partir du débit de l'écoulement.

Toutes les précipitations enregistrées avant ce seuil sont considérées comme non contribuant au flux superficiel. Les pertes indiquées comme pertes initiales (I_a) sont composées par l'interception, le stockage d'eau dans les dépressions du terrain et l'infiltration initiale, cela résulte :

$$P_e = P - I_a \quad \text{et} \quad F = P_e - L_R$$

En substituant, on obtient :

$$L_R = (P_e)^2 / (P_e + S) \quad \text{(III-14)}$$

Se basant sur l'étude d'un grand nombre d'averses, les experts du SCS ont établi une relation empirique entre I_a et S .

$$I_a = 0,2S \quad \text{(III-15)}$$

À la fin on obtient la relation :

$$L_R = \frac{(P - 0,2S)^2}{P + 0,8S} \quad \text{(III-16)}$$

P : Pluie cumulée (mm), fonction du temps

S : Déficit d'écoulement maximal fictif (mm) de la forme

$$S = S_0 + S_1 t$$

S_0 : Seuil de ruissellement (mm)

S_1 : Assimilable à une vitesse d'infiltration (mm/h)

t : Temps (heures)

L'infiltration potentielle S dépend des facteurs édaphiques, des conditions du terrain et de l'humidité. En fonction d'un grand nombre d'hydrogrammes SCS a estimé S sur la base d'une valeur appelée N (où CN : Curve Number, Numéro de courbe)

La résolution de $L_R = f(p)$ fournit une valeur de S égale à S_{\max} , qui peut être lu sur une courbe, dite courbe de ruissellement qui relie N avec S_{\max} par l'équation.

$$S_{\max} = 25,4 \frac{(1000 - 10N)}{N} \quad \text{(III-17)}$$

La courbe de ruissellement est choisie en tenant compte du type de couvert végétal existant sur le bassin, pour lequel le Soil Conservation Service fournit les valeurs les plus courantes de N .

Le numéro de la courbe de saturation décrit la sensibilité du bassin versant à un apport donné de précipitations.

L'évolution du déficit d'écoulement au cours de l'averse est obtenue après identification de S_{\max} par :

$$S_0 = N - 100 \quad \text{(III-18)}$$

$$S_1 = (S_{\max} - S_0)/6 \quad \text{(III-19)}$$

et à chaque pas élémentaire $i = 1$ à 6

$$S_i = S_0 + S_1 t \quad \text{avec } t = D.i$$

Cette valeur S_i est introduite dans l'équation de calcul du volume ruisselé de chaque hydrogramme élémentaire est :

$$V_R = L_R x A \quad A : \text{Surface du bassin versant (km}^2\text{)}$$

$$V_R = (Q_P x T_b)/2 \quad Q_P : \text{débit de pointe (m}^3\text{/s)}$$

Cette équation permet de déterminer le débit de pointe de l'hydrogramme élémentaire.

L'application de la méthode SCS pour les quatres sous bassins versants necessite l'utilisation d'une modélisations et ceux a l'aide d'un logiciel et dans notre cas ce logiciel est le HEC-HMS .

III.6.2.ETAPES DE MODELISATIONS A L'AIDE DU LOGICIEL HEC-HMS :[5]

En premier lieu on tient a souligner le principe de la modélisation qui est basée sur deux fonctions principales qui sont entre-autre :

- **La fonction de production** :qui permet de séparer la pluie nette(qui va ruisseler) de la pluie brute(qui est tomber) .
- **La fonction de transfert** : qui permet de transférer cette pluie vers l'exutoire du bassin versant.

Remarque :

Dans notre cas pour les deux fonction on a opter pour la methode SCS.

Le HEC-HMS (Hydrologic Modeling System) est un logiciel qui simule le comportement hydrologique d'un Bassin Versant suite à des événements pluvieux prédéterminés, développé par Hydrologic Engineering Center (HEC). Ce logiciel permet de calculer des hydro-grammes de crues pour plusieurs objectifs à savoir les études de drainage urbain, la prévision des crues et leur impact, la conception des réservoirs, la réduction des effets des inondations.

➤ **Etapes :**

a-Schématisation du bassin versant

Avec le HEC-HMS, le bassin versant est découpé en plusieurs sous-bassins délimités par les lignes de partage des eaux. Chacun est représenté par un élément appelé « subbasin ». Ce dernier contient l'ensemble des paramètres physiques et hydrologiques nécessaires pour la simulation à savoir : la surface et le nom du sous-bassin, les méthodes de calcul des « pertes » et des « écoulements ». De même que les sous bassins, les cours d'eau sont aussi modélisés et représentés par des éléments hydrologiques appelés reach. L'ensemble de ces éléments doit être relié pour former un réseau en incluant des jonctions, des bifurcations, des sources et des puits.

b-Les données météorologiques

En plus du modèle du bassin, le modèle requiert des données des précipitations sur chacun des sous-bassins.

Il existe plusieurs modèles de précipitations disponibles dans HEC-HMS. L'utilisateur doit choisir un modèle convenable pour le calcul. Ces modèles sont :

- Méthode de pondération des données ;
- Inverse du carré de la distance ;
- Les précipitations en grille ;
- La pluie hypothétique ;
- La méthode des hyétographes.

TABLEAU I13 .resultats obtenues par l'application du HEC-HMS :

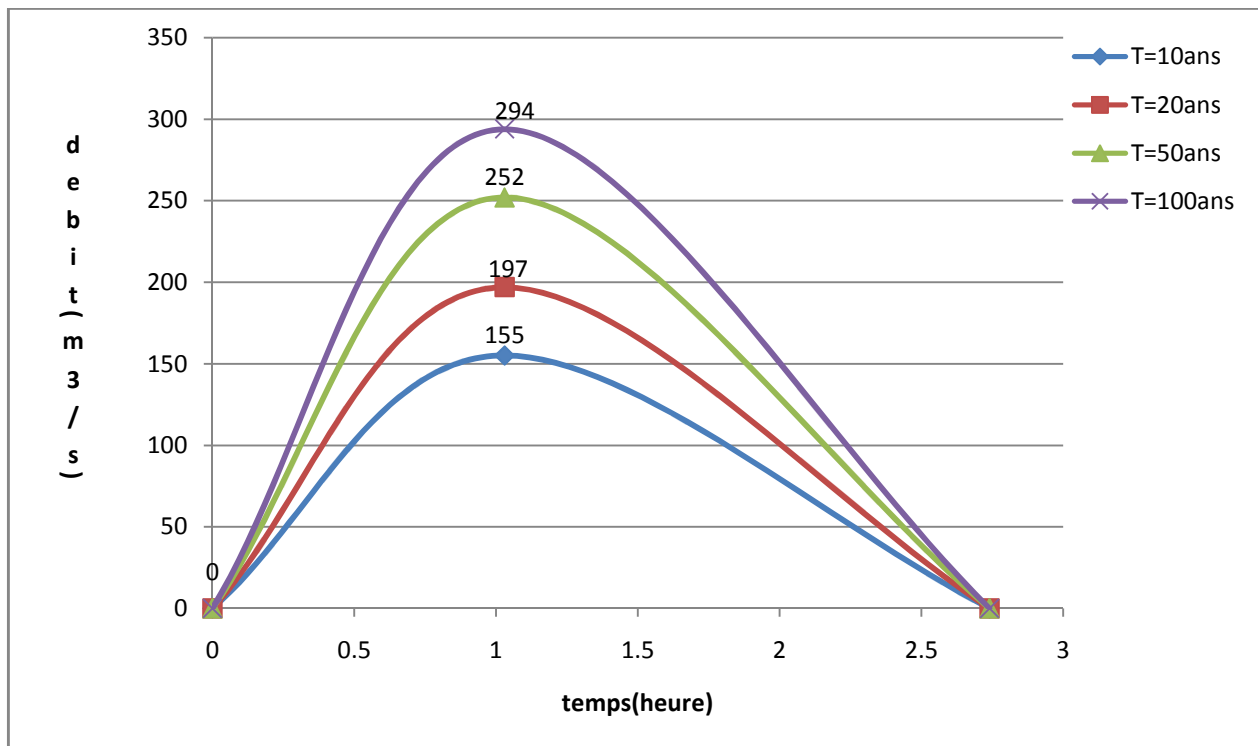
N° du bassin versant	1	2	3	4
Temps de concentration Tc(h)	0,46	0.65	0.79	0.86
Temps de montée	1,03	0.56	0.68	0.77

Tp(h)				
Temps de descente Td(h)	1,71	0.93	1.14	1.28
Temps de base Tb(h)	2,74	1.49	1.82	2.05
Période de retour (ans)	10			
Pluie de durée 6D (h)	53	59	65	70
Lame ruisselée (mm)	34	39	42	45
Coefficient de ruissellement	0,65	0.66	0.65	0.64
Débit de pointe (m3/s)	65	71	98	155
Volume ruisselé	0,171	0.248	0.441	0.789
Période de retour (ans)	20			
Pluie de durée 6D (h)	63	71	78	84
Lame ruisselée (mm)	44	50	54	58
Coefficient de ruissellement	0,69	0.70	0.69	0.69
Débit de pointe (m3/s)	82	91	125	197
Volume ruisselé	0.217	0.319	0.567	1.015
Période de retour (ans)	50			
Pluie de durée 6D (h)	77	87	95	102
Lame ruisselée (mm)	57	65	70	75
Coefficient de ruissellement	0.74	0.75	0.74	0.73
Débit de pointe (m3/s)	105	117	160	252
Volume ruisselé	0.283	0.416	0.735	1.312
Période de retour (ans)	100			
Pluie de durée 6D (h)	88	98	108	116
Lame ruisselée (mm)	67	75	82	88
Coefficient de ruissellement	0.76	0.77	0.76	0.76

Débit de pointe (m ³ /s)	124	135	187	294
Volume ruisselé	0.34	0.484	0.866	1.546

III.6.3.Hydrogramme de crue :

L'hydro gramme de crue correspondant a notre exutoire c'est-à-dire au niveau du pont CW111 est représenter dans la figure ci-après :



III.7. hydro gramme de crue

Conclusion

La méthode SCS est une méthode très utilisée en Algérie pour les petits bassins versants elle est basée sur la transformation de la pluie en écoulement, les débits de crues du bassin versant de l'oued Beni Messous représente la somme des sous bassins versants étudiés.

On note que les résultats obtenus devraient être plus réelle si on implante des stations pluviométriques et hydrométriques dans les environs de la zone d'étude.

CHAPITRE.IV MODELISATION HYDRODYNAMIQUE DE L'OUED A SON ETAT NATUREL

Introduction :

En vue des différents dysfonctionnements que présente l'oued Beni-messous et entre autres la difficulté de visualisation et surtout de quantification de ces derniers on se propose de vous présenter une simulation de l'oued à son état naturel pour mieux comprendre et savoir d'un œil assez proche de la réalité le risque que présente une crue centennale le long de l'oued et les différents dégâts envisageables après le passage de cette dernière, la simulation a été faite à l'aide d'un logiciel intitulé HEC-RAS qui après l'introduction de la géométrie de l'oued et le débit de crue qui correspond à une période donnée nous donne l'acheminement du débit de l'amont vers l'aval,

IV.1 Formulation utilisée par HEC-RAS : [5]

Considérant deux sections 1 et 2 séparées d'un pas d'espace Δx , E_1 et E_2 étant les énergies spécifiques de l'écoulement à ces mêmes points, d'où :

$$E_2 - E_1 = (\sin(\alpha) - J) \cdot \Delta x$$

Qui se réduit au modèle de Bernoulli utilisé dans le programme HEC-RAS pour calculer les hauteurs d'eau lorsque la pente du canal est faible ($\sin(\alpha) \approx \tan(\alpha) \approx I$ et $\cos(\alpha) \approx 1$). Concernant le calcul de la ligne d'eau, il s'effectue suivant la "Standard Step Method" qui est une procédure itérative de résolution de l'équation donnant la pente d'énergie J . Cette dernière est supposée égale à la somme de pertes de charge par frottement J_f , et la perte par contraction ou expansion de la section, :

$$J = J_f + \frac{C}{\Delta x} \left| \beta_2 \frac{U_2^2}{2g} - \beta_1 \frac{U_1^2}{2g} \right|$$

Le programme divise la section mouillée en trois sous-sections. Le coefficient de forme β sur la section totale est calculé par la formule :

$$\beta = \frac{S_t^2}{D_t^3} \cdot \left(\frac{D_{lob}^3}{S_{lob}^2} + \frac{D_{ch}^3}{S_{ch}^2} + \frac{D_{rob}^3}{S_{rob}^2} \right)$$

Où les indices lob, ch., rob et t désignent les lits gauches, mineur, droit, et total

respectivement; D_i est la débitante de la sous section i .

Dans le calcul, les coefficients β par sous-section étant supposés égaux à 1. D'autre part, le pas d'espace Δx est calculé par la formule :

$$\Delta x = \frac{\Delta x_{lob} \cdot Q_{lob} + \Delta x_{ch} \cdot Q_{ch} + \Delta x_{rob} \cdot Q_{rob}}{Q_{lob} + Q_{ch} + Q_{rob}}$$

Enfin, la pente de frottement entre les sections 1 et 2 (J_f) est calculée dans le HEC-RAS par la formule :

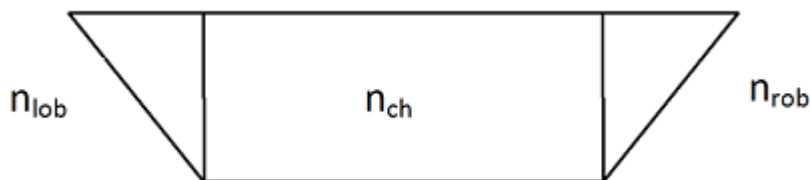
$$J_f = \frac{\lambda}{D_h} \cdot \frac{U^2}{2g}$$

$$\lambda = \frac{Re^{\frac{1}{3}}}{8gn^2}$$

La méthode utilisée par le logiciel pour calculer le coefficient de Manning équivalent est montrée dans la formule :

$$n_c = \left[\frac{\sum_{i=1}^N P_i \cdot n_i^{\frac{1}{5}}}{P} \right]^{\frac{2}{3}}$$

Avec $N=3$ puisque le logiciel nécessite l'entrée des trois coefficients de Manning, pour le lit mineur et pour chaque rive.



FigIV.1.coefficient de rugosité

IV.2Modélisation du tronçon de l'oued :

IV.2.1.Définition de la géométrie du tronçon de l'Oued

La définition de la géométrie du tronçon est la première étape de la modélisation

Hydraulique. Elle consiste à reproduire le plus précisément possible la topographie de ce Tronçon dans le logiciel utilisé et d'intégrer les ouvrages hydrauliques qui ont un rôle sur L'écoulement.

La définition physique du cours d'eau est fondamentale dans la modélisation puisque la Topographie a un impact très important sur les lignes d'eau simulées et sur tous les calculs Hydrauliques. Il faut donc être très vigilant pour prendre en compte tous les reliefs ayant un Impact sur les écoulements simulés.

Dans le modèle HEC-RAS, la topographie du tronçon de l'Oued est définie par des profils en travers qui, dans le cadre d'une modélisation hydraulique doivent respecter six règles simples :

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

La construction du modèle nécessite une bonne connaissance du terrain et des écoulements.

Les données topographiques nécessaires à la construction des profils en travers sont obtenues par des levés sur le terrain et à partir d'un MNT. Les profils en travers sont ensuite importés dans Hec-Ras. Ces profils ont été étendus afin de recouvrir l'intégralité des zones Une fois les profils en travers sont entrés dans le logiciel de modélisation, des retouches sont établies pour améliorer la précision des profils en travers. Puisque le nombre de profil est faible pour définir convenablement le tronçon de l'Oued, de nouveaux profils sont créés par des interpolations. l'établissement de la topographie du tronçon considéré. La précision de la topographie dépend du nombre de profils en travers, de la distance séparant chaque point sur la largeur des profils en travers mais également de la distance séparant les profils issus d'interpolation.

Les profils en travers permettent de définir le lit mineur du cours d'eau de façon très

précise. Mais en ce qui concerne le lit majeur, la définition de la topographie est beaucoup moins efficace puisque le positionnement des profils en travers ainsi que les interpolations entre les profils ne permettent pas de prendre en compte toutes les aspérités du relief.

La définition physique du tronçon étant terminée, la modélisation se poursuit maintenant par l'introduction des données de base nécessaires à la simulation.

IV.2.2 Données de base

IV.2.2.1. Conditions aux limites

Dans tous modèles hydrauliques, il est nécessaire de connaître et de définir les conditions aux limites, c'est-à-dire les conditions hydrauliques du cours d'eau à l'amont et à l'aval des limites du modèle. Elles sont utilisées pour résoudre les équations qui permettent de réaliser les simulations et sont donc très importantes. Les conditions aux limites peuvent être définies par une hauteur d'eau ou par un débit constant ou variable au cours du temps.

La définition des conditions aux limites dans le logiciel HEC-RAS (à une dimension) est très simple. Il suffit simplement de renseigner le premier profil en travers du tronçon par une condition limite amont et le dernier profil par la condition limite aval. La principale contrainte du logiciel HEC-RAS est l'homogénéité du paramètre hydraulique considéré pour définir les conditions aux limites. En effet, le paramètre hydraulique utilisé pour définir la condition limite sera considéré comme constant sur toute la largeur du profil en travers. Aux extrémités amont et aval du tronçon considéré de l'oued BENI MESSOUS, la hauteur normale des écoulements a été choisie comme condition.

➤ Régime hydraulique : Le choix du régime permanent

Le régime hydraulique est déterminant sur les résultats d'une simulation. Le choix du régime hydraulique dépend surtout de l'usage des résultats et des applications des simulations.

Il existe deux grands types de simulations : les simulations en régime permanent et celles en régime transitoire. Le régime permanent ne dépend pas du temps, c'est-à-dire que les différentes variables hydrauliques sont constantes (hauteur d'eau, vitesse...). Par contre, le régime transitoire dépend du temps. A chaque pas de temps, un calcul hydraulique est effectué pour simuler un écoulement. Ce type de régime est très intéressant pour observer les phénomènes d'écroulement des crues. Mais l'utilisation du régime transitoire est assez lourde

et instable ce qui limite son utilisation à des modèles de petite taille ou de résolution peu précise (exemple : rupture de barrage ou de digue) .

L'utilisation du régime permanent se justifie parfaitement pour répondre aux objectifs de la modélisation hydrodynamique dans l'Oued BENI-MESSOUS. Le débit utilisé dans les simulations

➤ **Rugosité**

La rugosité a un impact considérable sur les résultats des simulations hydrauliques. Elle est couramment définie par le coefficient de rugosité de Manning (n) ou par le coefficient de rugosité de Strickler (K). Le coefficient de rugosité varie selon la nature des matériaux constituant le lit, les obstacles dans le lit, les changements de section et la sinuosité du cours d'eau. En d'autres termes, ce coefficient global représente l'état actuel d'alluvionnement, d'utilisation et d'entretien du lit de l'Oued BENI MESSOUS . un coefficient de rugosité de Manning de l'ordre de 0.025 (soit un coefficient "K" égal à 40) décrit correctement les pertes de charge réparties dans le lit de l'Oued BENI MESSOUS.

IV.2.2.2.Simulation et visualisation des résultats :

Les figures ci-dessous résument les résultats obtenue a l'aide de cette modélisation pour chaque sous bassin ;

- **Sous-bassin 1 : FIG.IV.2**
- **Sous bassin 2 : FIG.IV.3**
- **Sous-bassin 3 : FIG.IV.4**
- **Sous-bassin 4 : FIG.IV.5**

Discussion des resultats :

Après la simulation exécuter ci-dessus nous constatons que oued Beni-Dessous est très vulnérables vis-à-vis du débit centennal et de ce fait nous allons entamer le chapitre suivant qui a comme objectif de contenir ce débit .

CHAPITRE.V. CALCULE HYDRAULIQUE

Introduction :

Afin d'assurer un bon aménagements de oued beni-messous et garantir la prospérité de cette structure, le présent chapitre nous permettra la satisfaction de ces objectifs .Par définition l'écoulement a surface libre est un écoulement qui se fait au contact de l'atmosphère,

V.1.Généralités :

V.1.1.Types de canaux :

on distingue deux catégories de canaux :

- **canaux naturels** : ce sont les cours d'eaux qui existent naturellement su(ou sous)terre,tels que les ruisselets, torrents, riviere,fleuves et estuaires.
- **canaux artificiels** : ce sont des cours d'eaux réalises par l'homme sur (ou sous)terre tels que :les canaux découvert construit au ras du sol ou les canaux couvert dans lesquels le liquide ne remplit pas toute la section.

V.1.2.Géométrie des canaux : (voir figure1)

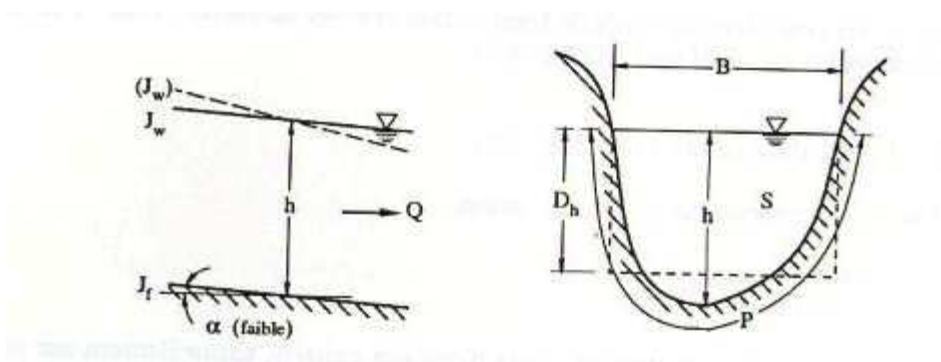


Figure V.1 :éléments géométriques de la section

La section d'un canal est une section plane normale a la direction de l'écoulement, la section mouilles S est la portion de la section occupée par le liquide.

NB : si la pente d'un canal et sa rugosité varie ce dernier est appelé canal prismatiques non, on l'appelle canal non prismatique.

Les élément géométriques d'une section mouillées sont les suivants :

Le périmètre mouille P : c'est la longueur de la ligne de contact entre la surface mouillée et le lit sauf la surface libre.

Le rayon hydraulique R_h : donne par le coïtent de la surface mouille S et le périmètre mouillées P .

La largeur superficielle B du canal a sa surface libre appelée aussi largeur au miroir.

La profondeur hydraulique du canal définit par : $D_h = S/B$.

La profondeur h ou hauteur d'eau.

V.1.3.Écoulement dans les canaux :

Dans les écoulements a surface libre la surface dite libre sépare l'air de l'eau, et la pression a cette endroit y est égale a la pression atmosphérique.

L'écoulement a surface libre est régis par la pente du fond et non comme pour les conduites a la différence de charge entre deux section.

V.1.3.1Types d'écoulements :

Une classification des écoulements peut se faire selon la variation de la profondeur par rapport au temps ou a l'espace :

V.1.3.1.1.Variabilité dans le temps :(voir fig2)

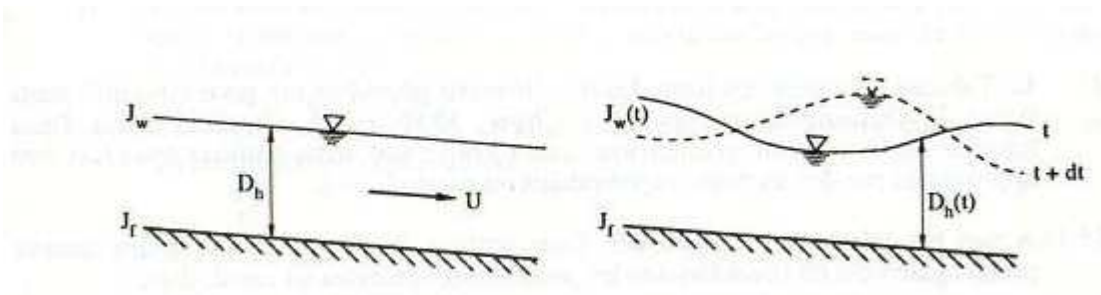


Figure2 :shema des écoulements permanant et non permanents

Le mouvement est permanent si les vitesses moyenne ainsi que la profondeur restent invariable dans le temps en grandeur et en direction, par conséquent le débit est constant.

Le mouvement est non permanent si la profondeur, ainsi que les autres paramètres varient dans le temps, par conséquent, le débit n'est pas constant.

V.1.3.1.2. Variabilité dans l'espace (voir fig3)

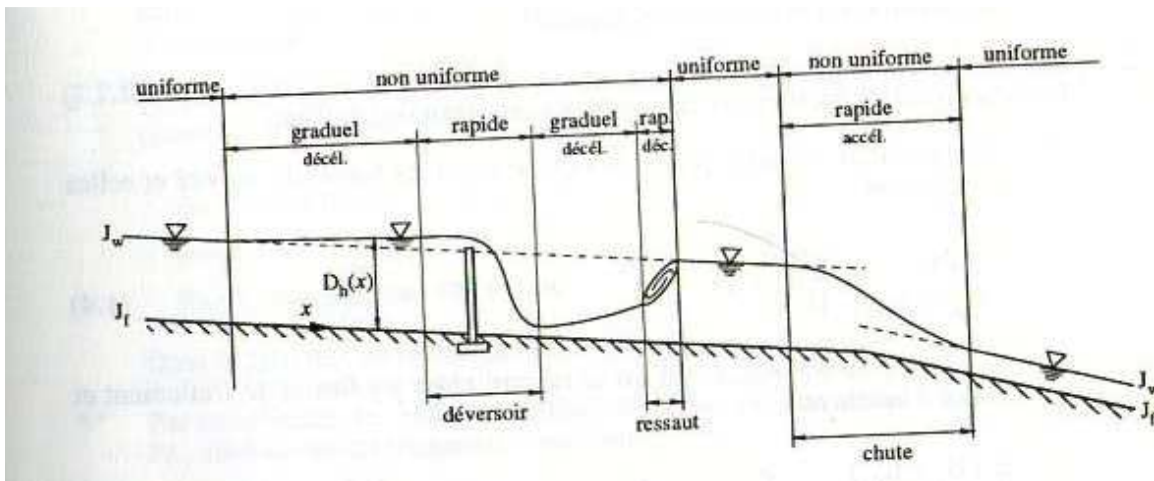


Figure3 :schéma des écoulements permanent, uniformes et varies

Le mouvement est uniforme si la profondeur, ainsi que les autres paramètres restent invariables dans les divers sections du canal. la ligne de la pente de fond est donc parallèle a ligne de la surface libre.

Le mouvement est non uniforme si l'un des paramètre change d'une section a l'autre, la pente du fond diffère alors de celle de la surface libre.

V.1.4. Le transport solide :

V.1.4.1. Mode de transport :

Le transport (total) de sédiment par l'eau est l'ensemble du transport (de particule) solides qui passe dans une section du cours d'eau.

On classe habituellement le transport de sédiments en différent mode correspondant a des mécanismes physiques de base relativement distinct.

Dans un cours d'eau les sediments sont transportes :(voir fig)

- Par charriage : les particules se déplacent en glissant ,roulant ou sautant, ce mode concerne les particules relativement grandes.
- Par suspension : les particules se déplacent par bond (assez long) et restent souvent entourées d'eau, ce mode concerne les particules relativement fines.
- Par charriage+suspension : représentant le transporta solide total du fond.

- Par suspension intrinsèque : si les particules ne sont jamais en contact avec le fond, elles se déplacent en étant emportées par l'écoulement, ce mode concerne les particules relativement très fines.

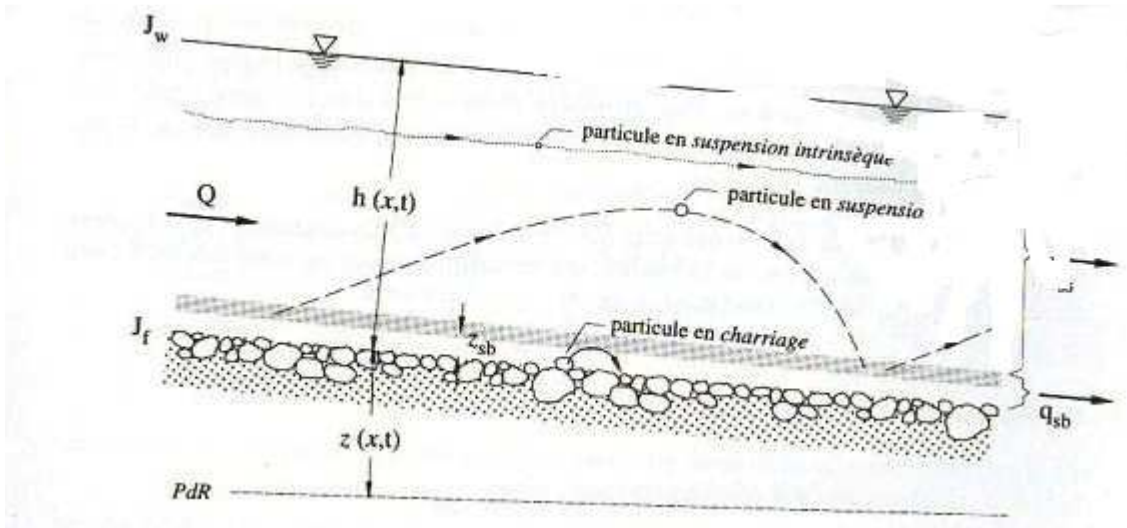


Figure4 : schéma des modes de transport

V.2.Dimensionnement des canaux :

Pour un écoulement turbulent, et ce qui est le cas le plus courant dans un écoulement dans un canal, La formule de calcul principale est la formule de Chézy :

La vitesse moyenne du courant sous la forme suivant :

$$V = C\sqrt{R} \times I \quad (\text{IV -01})$$

On utilisant le rapport suivant : $Q = V \times S$ on obtient

$$Q = C \times S\sqrt{R} \times I \quad (\text{IV -02})$$

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

S : section mouillée (m^2)

R_h : rayon hydraulique.

V.2 .1.Détermination de coefficient de Chézy :

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

- **formule de PAVLOVSKI :**

$$C = \frac{1}{n} \times R^{1/Y}$$

Avec :

C : coefficient de Chézy (m^{0.5}/s)

n : la rugosité

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

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

$$y = 2,5 \times \sqrt{n} - 0,13 - 0,75 \times \sqrt{R} \times (\sqrt{n} - 0,1) \quad (\text{IV -03})$$

Soit d'après les égalités simplifiées :

$$y = 1,5\sqrt{n} \quad \text{à } R < 1\text{m} \quad (\text{IV -04})$$

$$y = 1,3\sqrt{n} \quad \text{à } R > 1\text{m} \quad (\text{IV -05})$$

- **formule d'AGROSKINE :**

$$C = \frac{1}{n} + 17,72 \log R \quad (\text{IV -06})$$

Avec :

C : coefficient de Chézy (m^{0.5}/s)

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

n : la rugosité

- **La formule de MANING-STRICKLER :**

$$C = \frac{1}{n} R^{1/6} \quad (\text{IV -07})$$

Avec : **C** : coefficient de Chézy (m^{0.5}/s)

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

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

$$V = K_s \cdot R_h^{2/3} \cdot I^{1/2} \quad (\text{IV -08})$$

Où : K_s : coefficient de rugosité de STRICKLER.

R_h : le rayon hydraulique (m).

I : la pente du radie

Remarque : Dans notre étude on choisi la formule de MANING-STRICKLER et la rugosite a été definit selon le type de materiau utilisee dans l’amenagement.

V.2.2.Le choix de la section de meilleure conductivité :

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

Parmi toutes les formes de section, la semi –circulaire large est celle qui satisfait au rayon hydraulique maximum.

On a:

Tableau V.1: Paramètres géométriques d’une section semi –circulaire

La section	Paramètre		
	S	P	R
semi –circulaire	$\pi \times r^2 / 2$	$\pi \times r$	$r/2 = h/2$

Dans les conditions techniques de réalisation la forme semi-circulaire sera plus coûteuse que la forme trapézoïdale qui présente des simplicités de réalisation.

A cet effet notre choix portera sur la section trapézoïdale, dont les caractéristiques sont la suivantes :

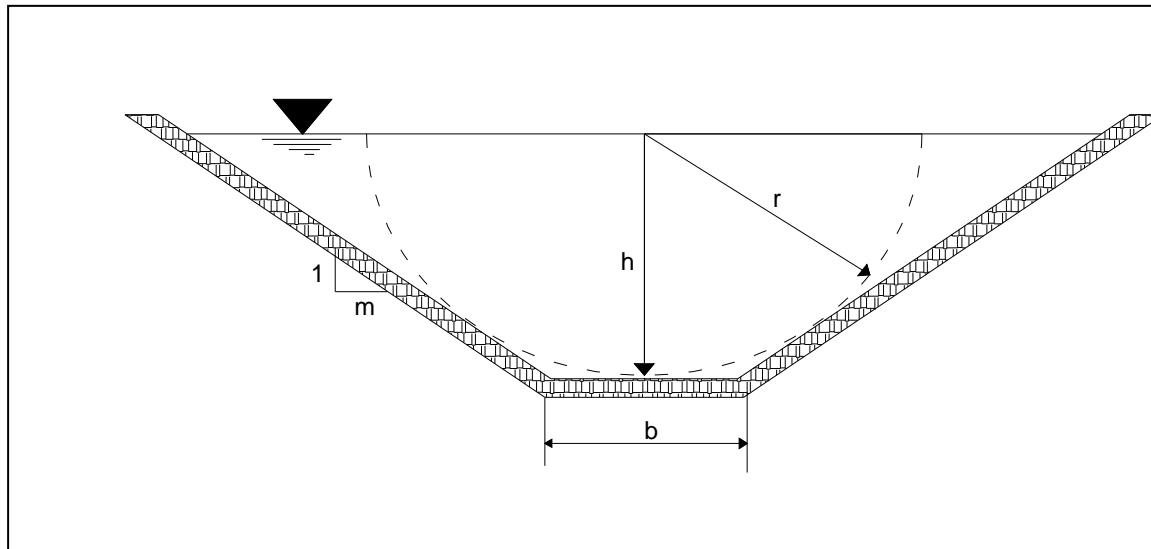


Figure V.5 : Section trapézoïdale

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

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

Désignation	Expression	Définition
b	$2h (\sqrt{1 + m^2} - m)$	La largeur inférieure du canal, en m
B	$b + 2mh$	La largeur supérieure du canal, en m
S	$h (b + mh)$	la surface mouillée
P	$b + 2h \sqrt{1 + m^2}$	le périmètre mouillé
R_h	$\frac{h.(b + mh)}{b + 2h.\sqrt{1 + m^2}}$	rayon hydraulique
m	$\cotg \varphi$	Fuit de talus, d'après la nature du terrain

IV.2.3 .Calcul de la profondeur normal h_n :

La détermination de h_n la méthode itérative.

On tire la valeur de (B) à partir de l'équation générale de l'écoulement uniforme :

$$Q = S.C.\sqrt{R.I} \quad (IV -9)$$

Avec : **S** : Section mouillée ;

C : coefficient de CHEZY ;

R : Rayon hydraulique ;

I : pente du canal ;

Donc, on fixe la valeur de **(h)** et on donne des valeurs a **(b)** et on détermine **Q** Jusqu' a une valeur de débit très proche on égale au **Q_n**. Par suite on trace la courbe $Q = f(B)$, et on détermine la valeur de **b (m)** correspondante à **Q_n**. C'est à- dire on cherche **b (m)** pour le débit **Q_{max}**.

V.2.4.Calcul de la profondeur critique **h_{cr}** :

Le calcul de **h_{cr}** se fait aussi par trois méthodes :

Parmi cette méthode on a, la méthode graphique, la méthode itérative et finalement la méthode d'AGROSKINE.

- **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 :

$$H_s = F(h) \text{ sachant que : } H_s = E_p + E_c$$

E_p : Energie potentielle et est égale à **h** ; (**E_p = h**)

E_c : Energie cinétique et égale à ; (**E_c = V²/2g**) ;

Méthode analytique d'AGROSKINE :

La méthode d'AGROSKINE utilise la formule suivante :

$$\text{La condition de criticité est : } \frac{\alpha \times Q^2 \times B_{cr}}{g \times S_{cr}^3} = 1$$

Avec : **B** : largeur du plan d'eau en surface

g : l'accélération gravitaire prise égale 9.81

Pour un canal rectangulaire :

$$h_{cr(R)} = \sqrt[3]{\frac{\alpha Q^2}{g \cdot B^2}} \quad (\text{IV } 10)$$

IV.2.5. Calcul de la pente critique:

La pente critique correspondant à la profondeur critique.

La pente critique donne par la formule suivante :

$$Q = C \cdot S_{cr} \cdot \sqrt{R_h \cdot I_{cr}} \quad (\text{IV } 11)$$

Donc :

$$I_{cr} = \frac{Q^2}{C^2 \cdot S_{cr}^2 \cdot R_h} \quad (\text{IV } 12)$$

IV2.6. Calcul de la ligne d'eau :

- **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.

Se basons sur l'équation d'énergie :

$$H = z + V^2 / 2g + h \quad (\text{IV } 13)$$

Et sur l'équation de la continuité :

$$Q = V \cdot S \quad (\text{IV } 14)$$

Dérivant l'équation (V-20) par rapport à dx, on trouve :

$$\frac{d}{dx} \cdot \left(\frac{(Q/S)^2}{2g} \right) + \frac{dh}{dx} + \frac{dz}{dx} = \frac{dH}{dx} \quad (\text{IV } 15)$$

Comme :

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

On trouve :

$$\frac{dh}{dx} = J_f \frac{1}{1} \frac{\frac{(Q / S)^2}{C^2 \cdot R_h \cdot j_f}}{\frac{(Q / S)^2}{g \cdot S / B}} \quad (\text{IV -16})$$

- **Calcul de la surface d'eau :**

Pour le tracé de la surface d'eau, on doit passer par l'intégration de l'équation N° (IV -16)

On peut distinguer pour cela 3 méthodes de calcul :

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

IV.2.7.Calcul des raccordements :

La différence des largeurs entre deux tronçons différents nécessite la réalisation d'un ouvrage de raccordement (selon la section) pour maintenir les conditions de bon écoulement.

Son estimation est établie par la relation :

$$L = \frac{b_2 - b_1}{2 \tan \beta}, m \quad (\text{IV -17})$$

Avec : L : Longueur de raccordement, m
 b_2, b_1 , Largeur du premier et deuxième tronçon, m
 β : Angle du divergent, en degrés.

Remarque 01 :

Pour notre étude, on va utiliser le logiciel canal21 » dont le principe de calcul est basé sur la première méthode (La méthode par approximation successive).

Remarque 02 :

Pour la détermination des pentes projet on est basé sur le levé topographique de oued beni-messous, qui nous a permis de tracer les profils en long de chaque tronçon.

IV.3.Application des calculs:

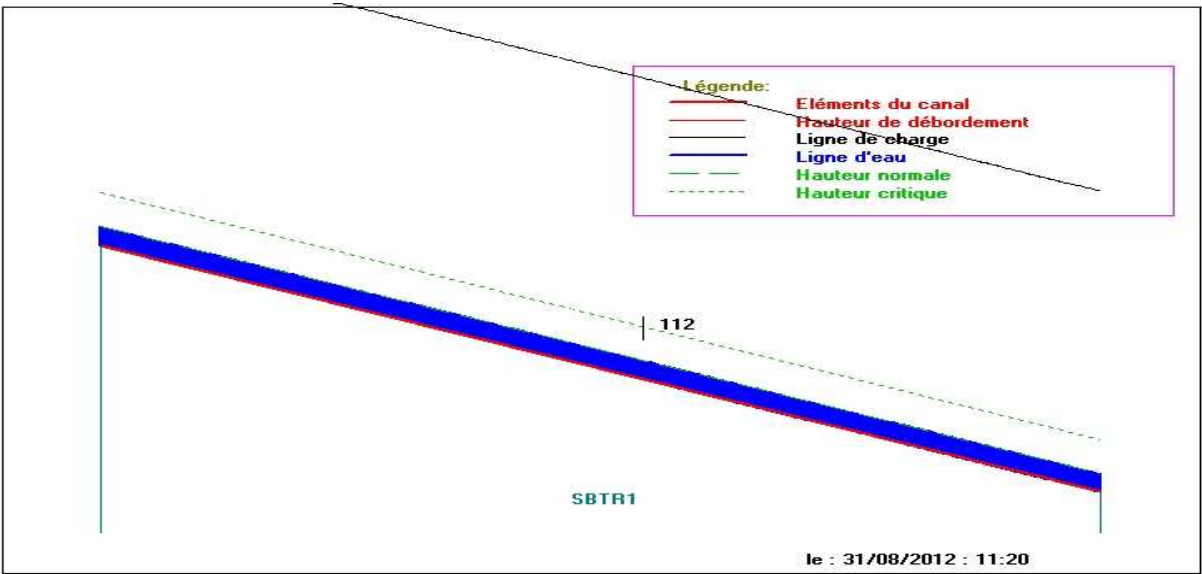
IV.3.1.Sous bassin 1 :

$Q=124\text{m}^3/\text{s}$

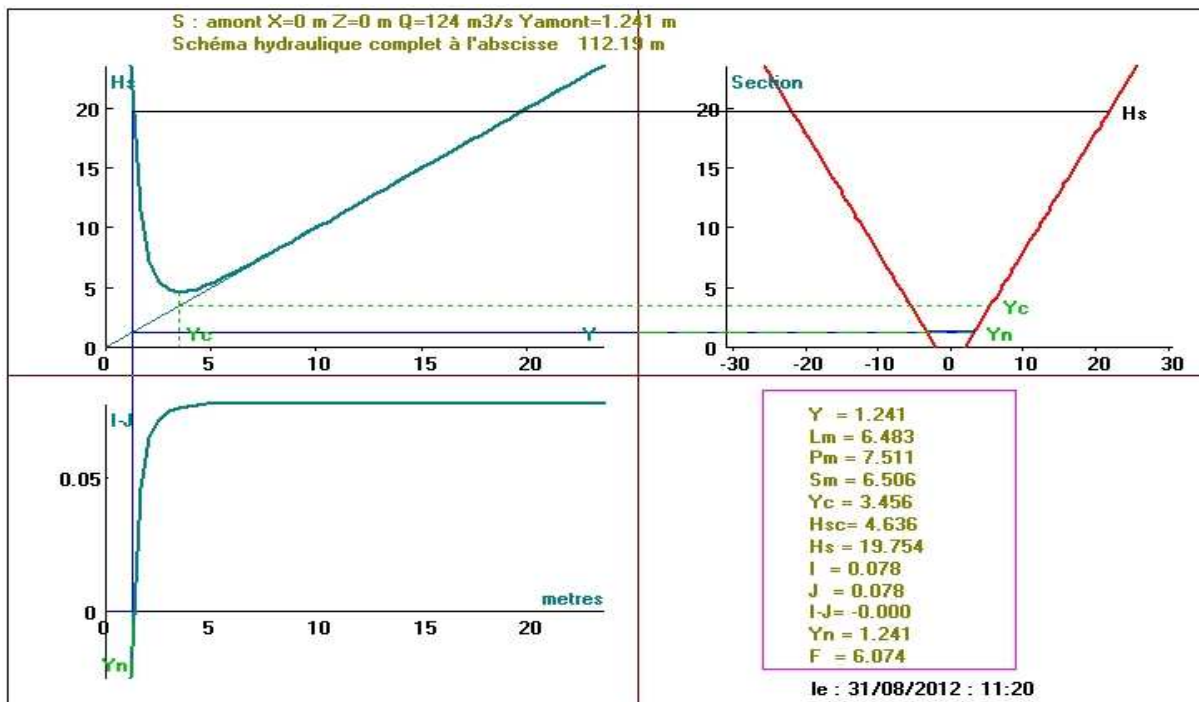
- Troncon1 :

Tableau.3 :résultat de dimensionnement du SB1TR1

paramètre	b	m	k	I	y	L _m	P _m	S _m	V(m /s)	F _r	Y _c	Y _n	L _{bief}
Valeurs	4	1	75	0.078	1.5	6.4	7.5	6.5	23	6	3.45	1.24	206



figureV6 : graphique de ligne d'eau SB1TR1 de type S₁

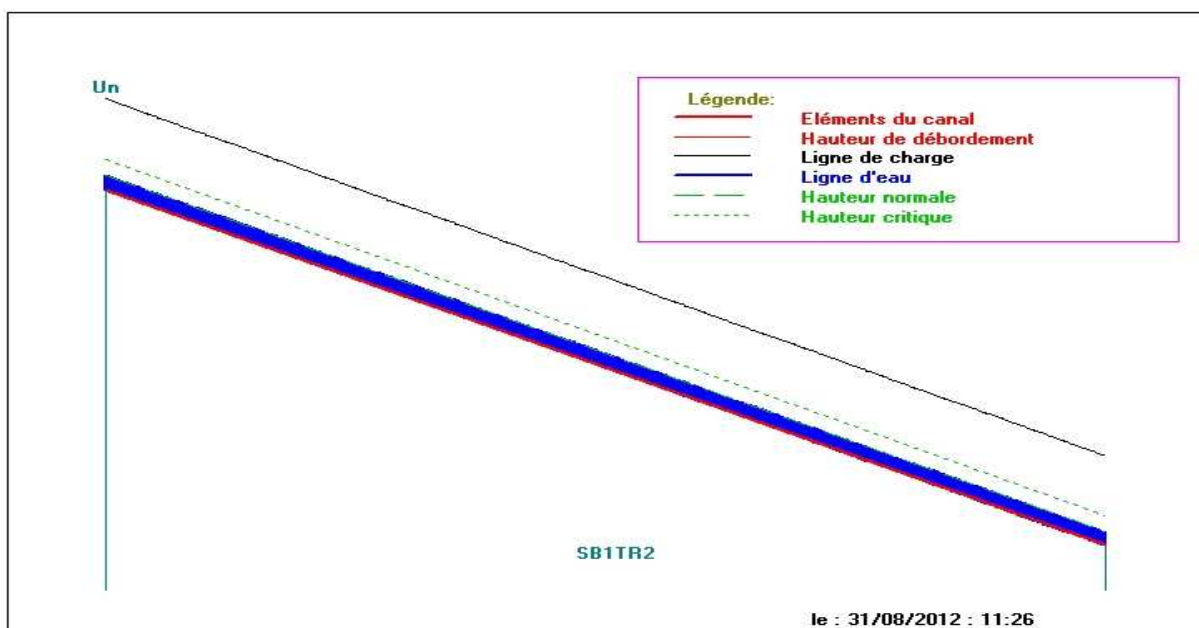


figureV7 :schéma hydraulique completSB1TR1

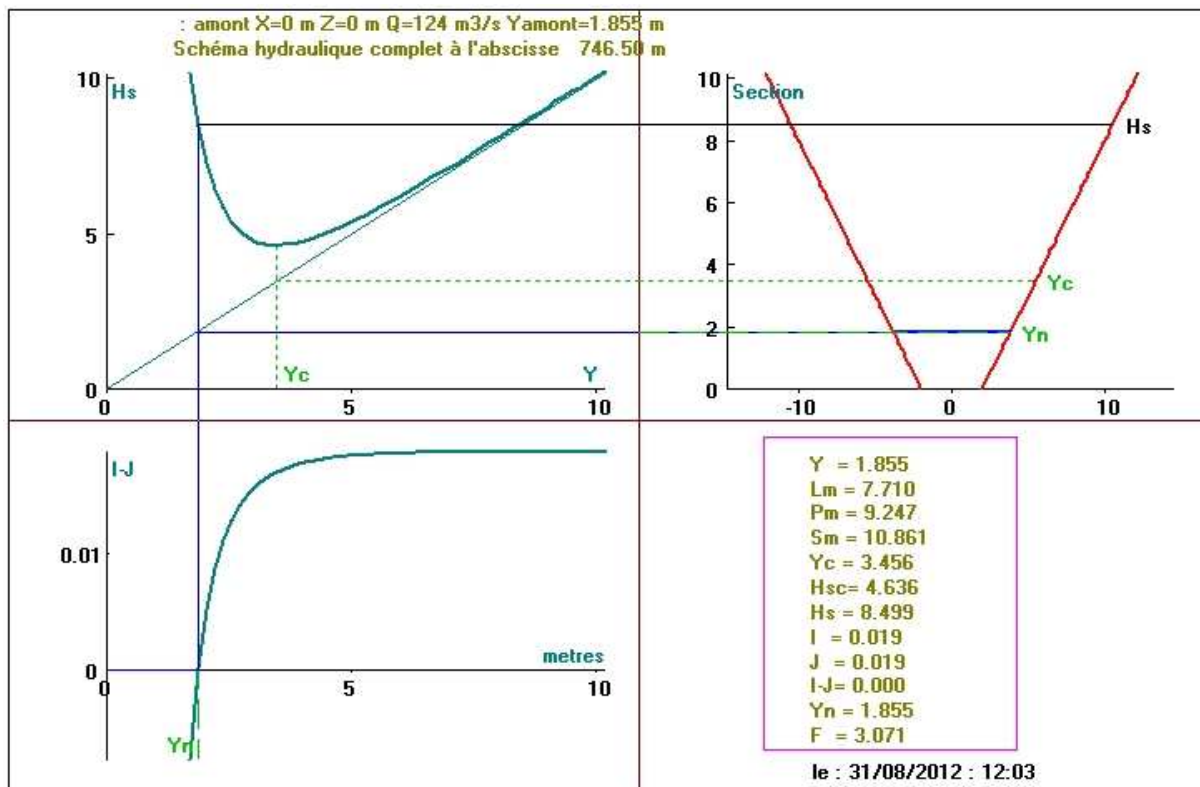
Troncon2 :

Tableau.4 :résultat de dimensionnement du SB1TR2

parametre	b	m	k	I	y	L _m	P _m	S _m	V(m /s)	F _r	Y _c	Y _n	L _{bief}
valeures	4	1	75	0.019	2.3	7.7	9.2	10.8	14.25	3.87	3.45	1.85	1493



FigureV8 : graphique de ligne d'eau SB1TR2 S₁

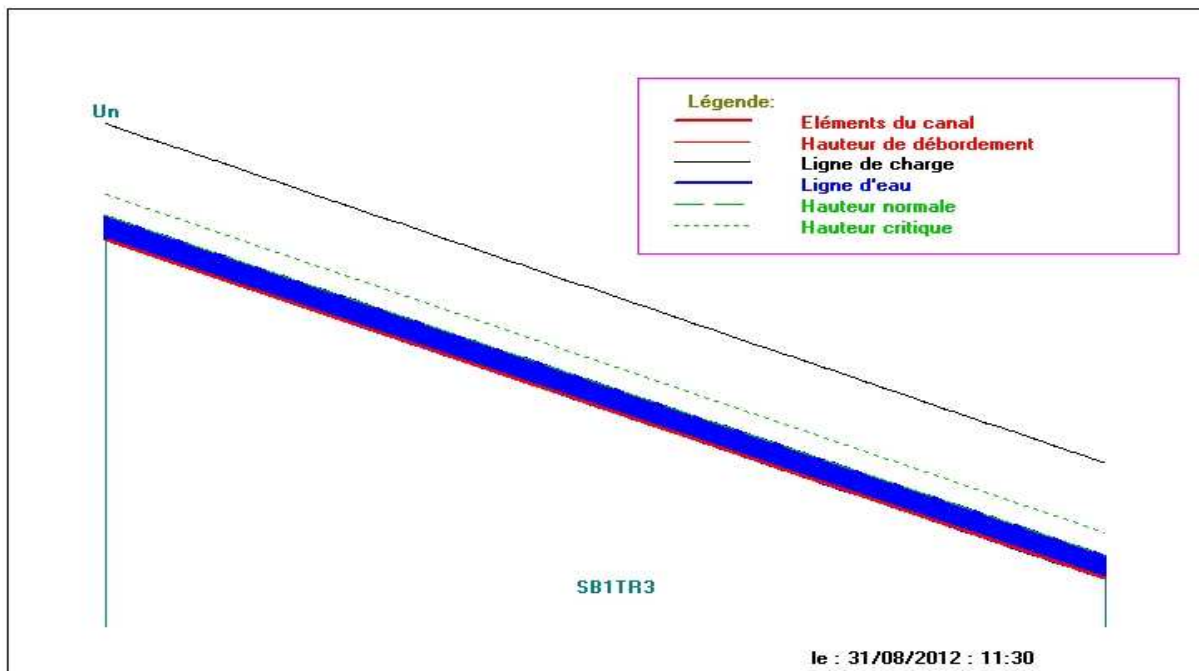


figureV9 :schéma hydraulique completSB1TR2

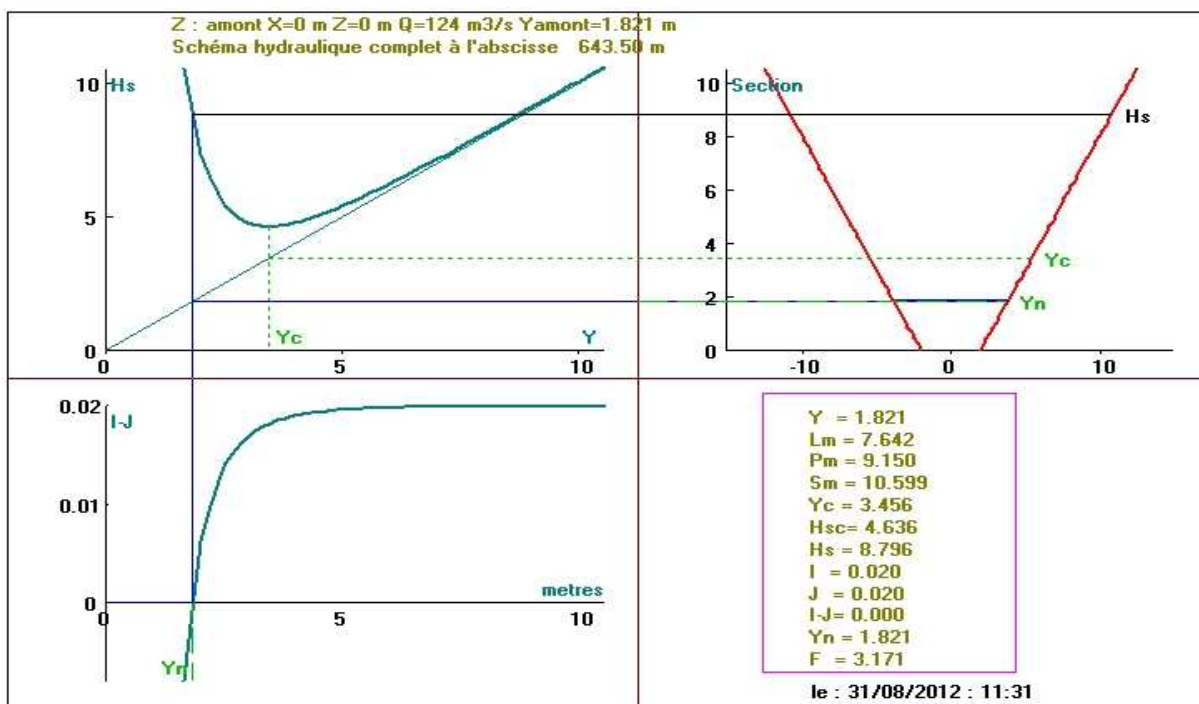
- Troncon3:

Tableau.5 :résultat de dimensionnement du SB1TR3

paramètre	b	m	k	I	y	L _m	P _m	S _m	V(m/s)	F _r	Y _c	Y _n	L _{bief}
valeures	4	1	75	0.02	2.3	7.6	9.1	10.5	14.25	3.17	3.45	1.82	1287



figureV10 : graphique de ligne d'eau SB1TR3 S₁



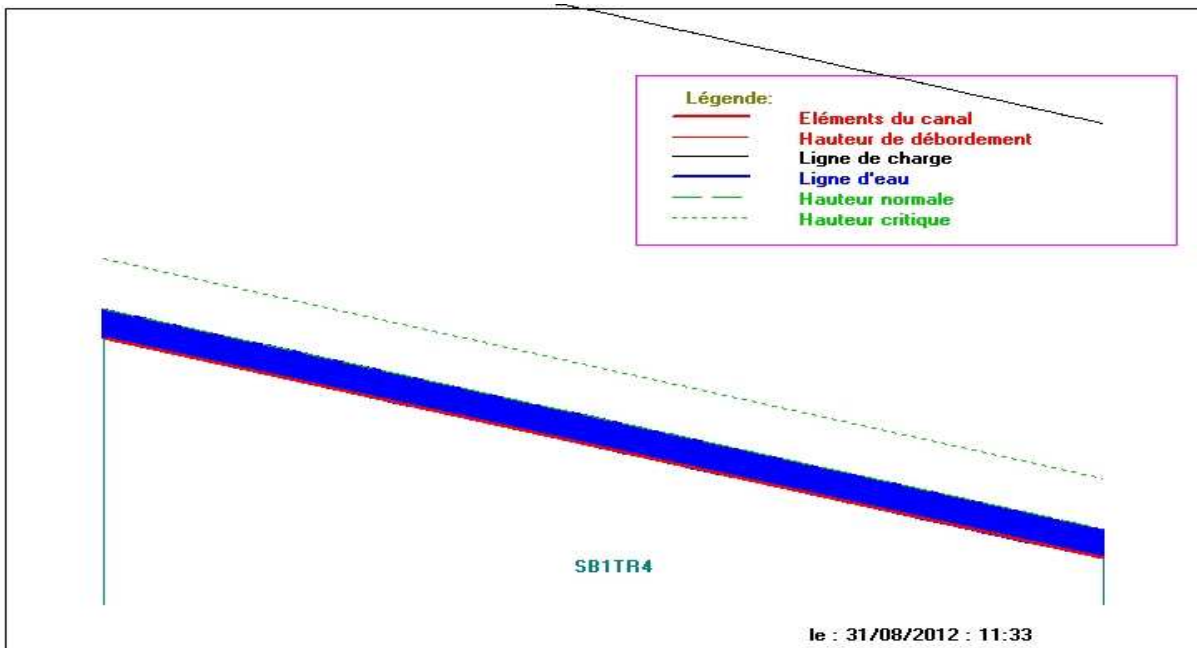
figureV11 :schéma hydraulique completSB1TR3

- Troncon4 :

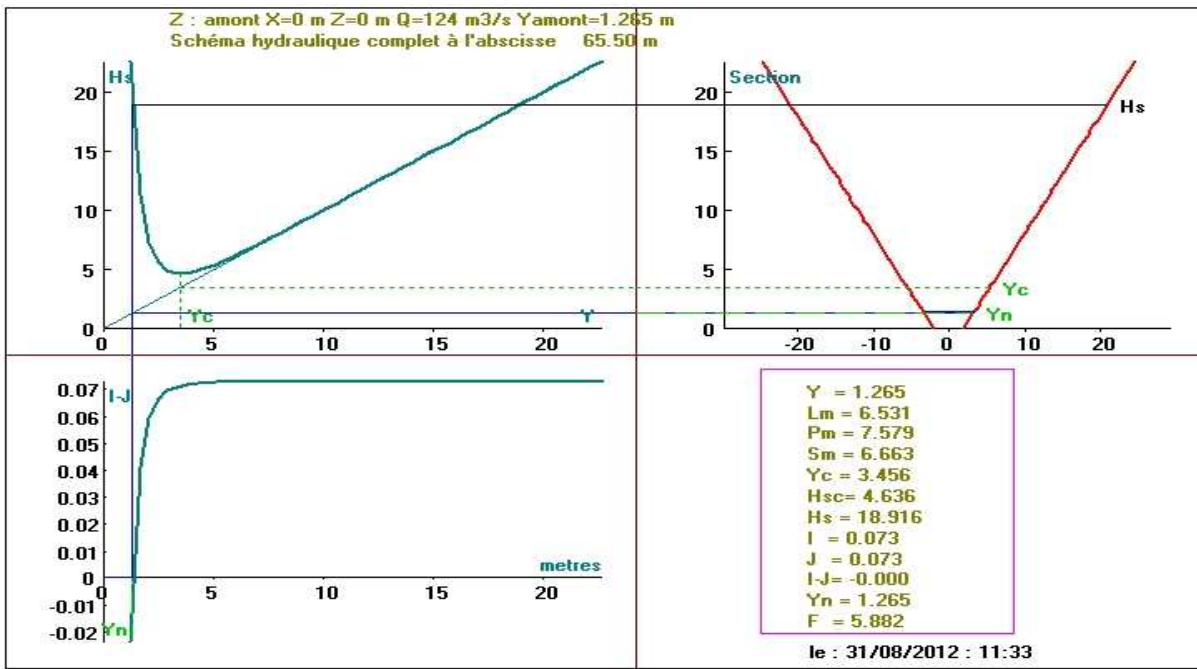
Tableau.6 :résultat de dimensionnement du SB1TR4

paramètre	b	m	k	I	y	L _m	P _m	S _m	V(m/s)	F _r	Y _c	Y _n	L _{bief}
-----------	---	---	---	---	---	----------------	----------------	----------------	--------	----------------	----------------	----------------	-------------------

valeurs 4 1 75 0.073 1.57 6.5 7.5 6.6 21.58 5.88 3.45 1.26 131



figureV12 : graphique de ligne d'eau SB1TR4 S₁



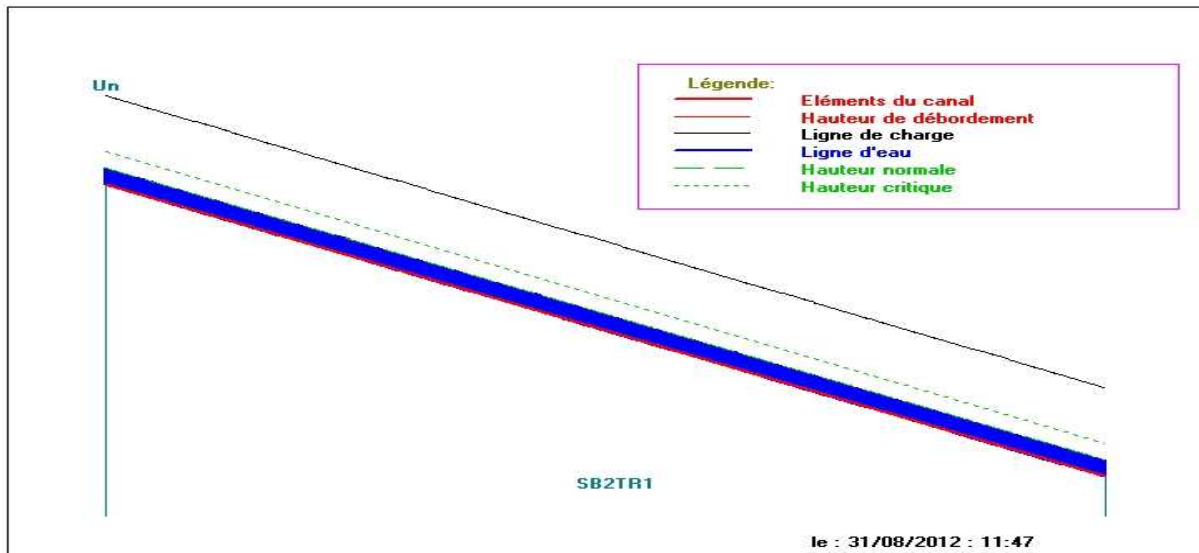
FigureV13:schéma hydraulique completSB1TR4

IV.3.2.Sous bassin 2 : $Q=135\text{m}^3/\text{s}$

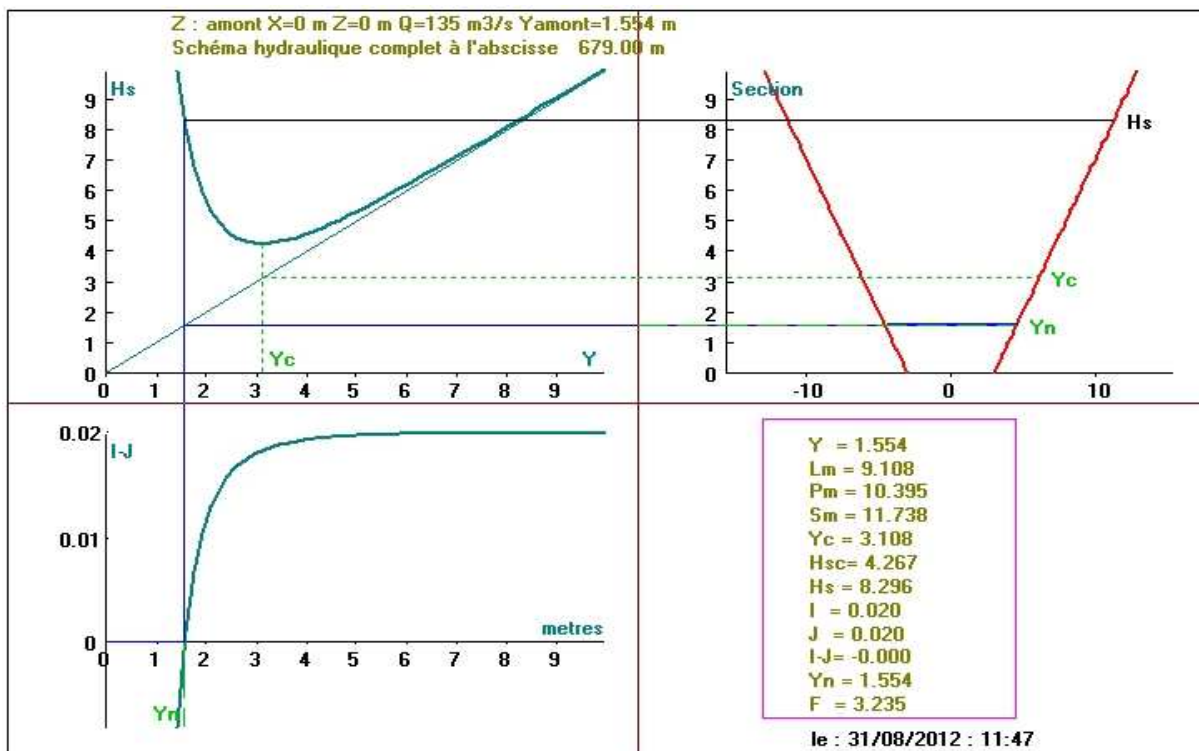
- Troncon1 :

Tableau.7 :résultat de dimensionnement du SB2TR1

parametre	b	m	k	I	y	L _m	P _m	S _m	V(m/s)	F _r	Y _c	Y _n	L _{bief}
valeures	6	1	75	0.02	1.93	9.1	10.4	11.7	13.48	3.23	3.1	1.55	1358



FigureV14 : graphique de ligne d'eau SB2TR1 S₁

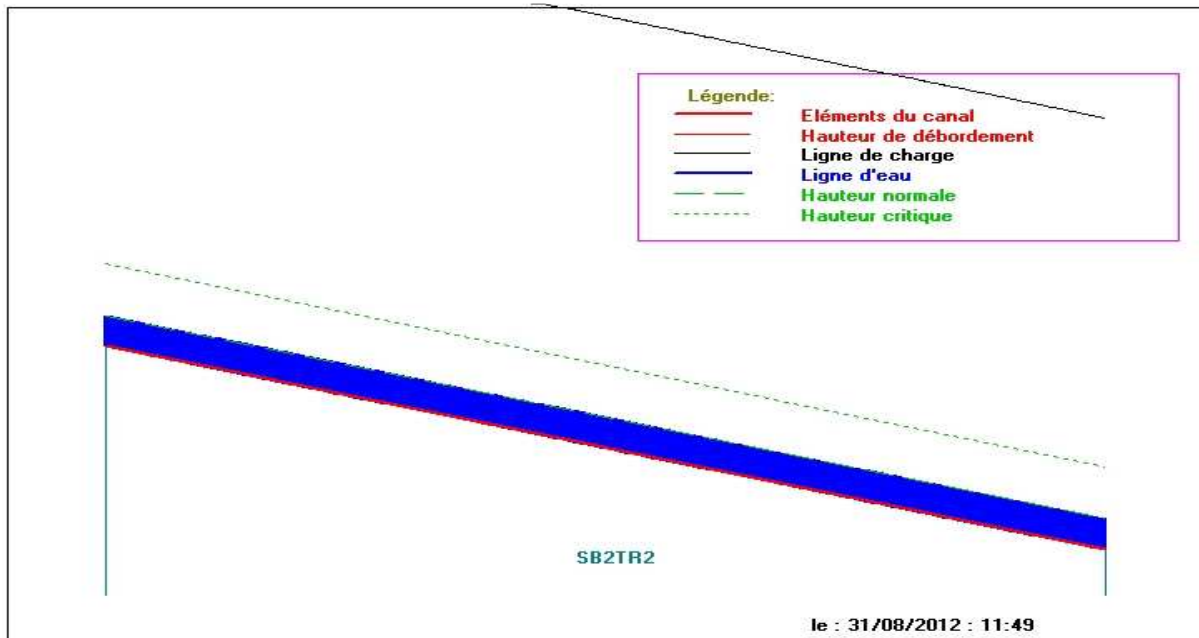


figureV15 :schéma hydraulique completSB2TR1

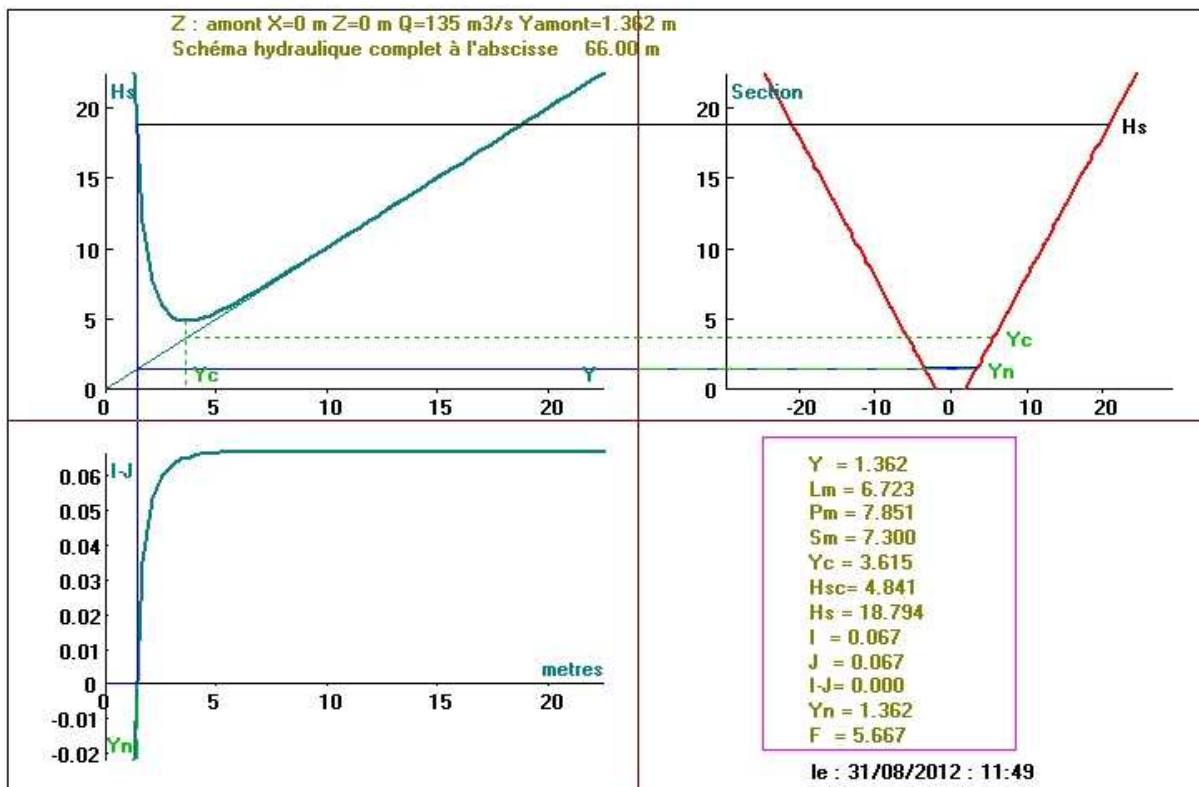
- Tronçon 2 :

Tableau.8 :résultat de dimensionnement du SB2TR2

paramètre	b	m	k	I	y	L _m	P _m	S _m	V(m/s)	F _r	Y _c	Y _n	L _{bief}
valeures	4	1	75	0.067	1.7	6.7	7.8	7.3	22.86	5.66	3.61	1.36	132



FigureV16 : graphique de ligne d'eau SB2TR2 S₁



figureV17 :schéma hydraulique completSB2TR2

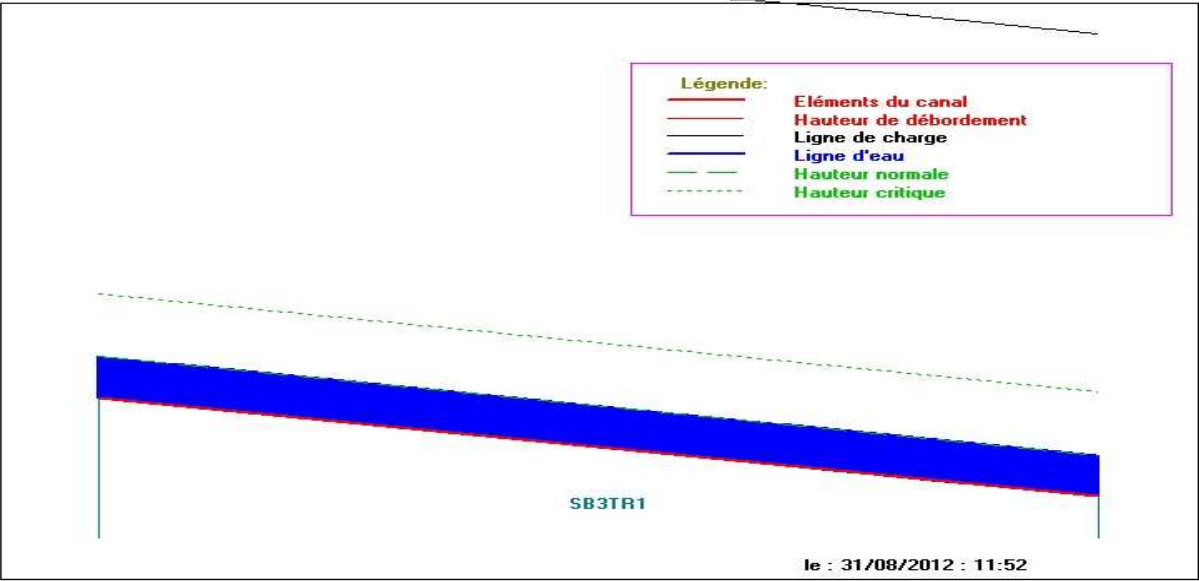
IV.3.3.Sous bassin 3 :

$Q=187\text{m}^3/\text{s}$

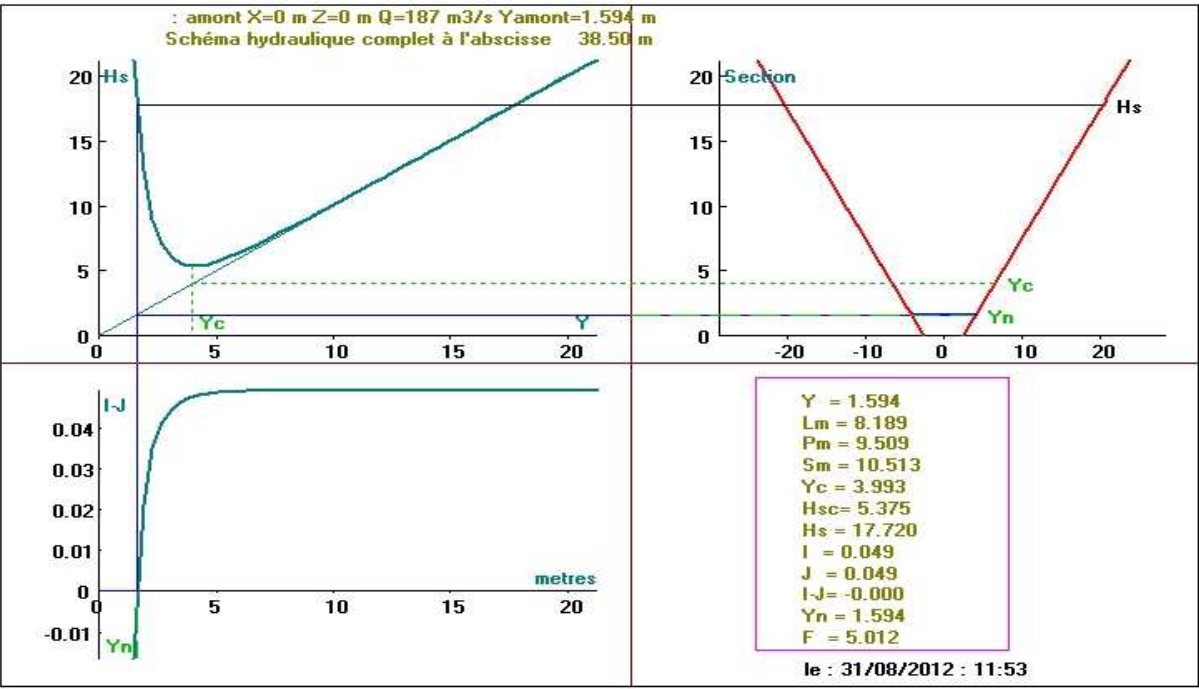
- Troncon1 :

Tableau.9 :résultat de dimensionnement du SB3TR1

parametre	b	m	k	I	y	L _m	P _m	S _m	V(m/s)	F _r	Y _c	Y _n	L _{bief}
valeures	5	1	75	0.049	2	8.1	9.5	10.5	22.14	5	3.99	1.6	77



FigureV18 : graphique de ligne d'eau SB3TR1 S₁

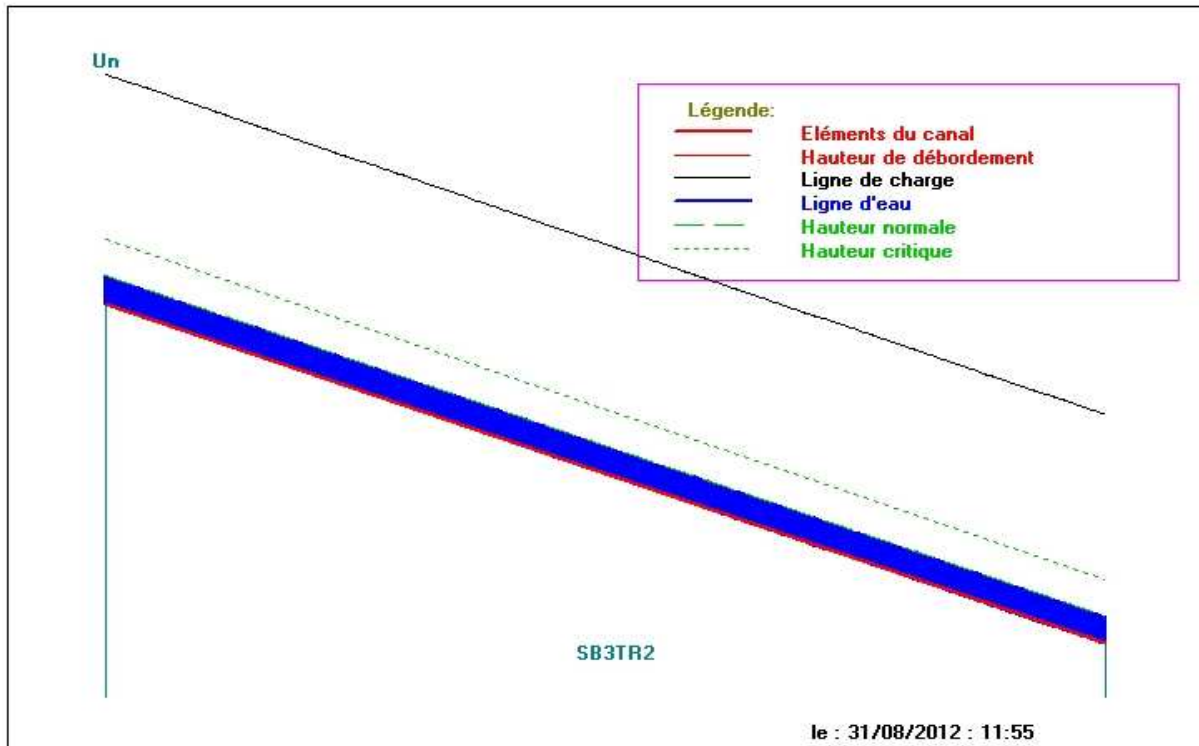


figureV19 :schéma hydraulique completSB3TR1

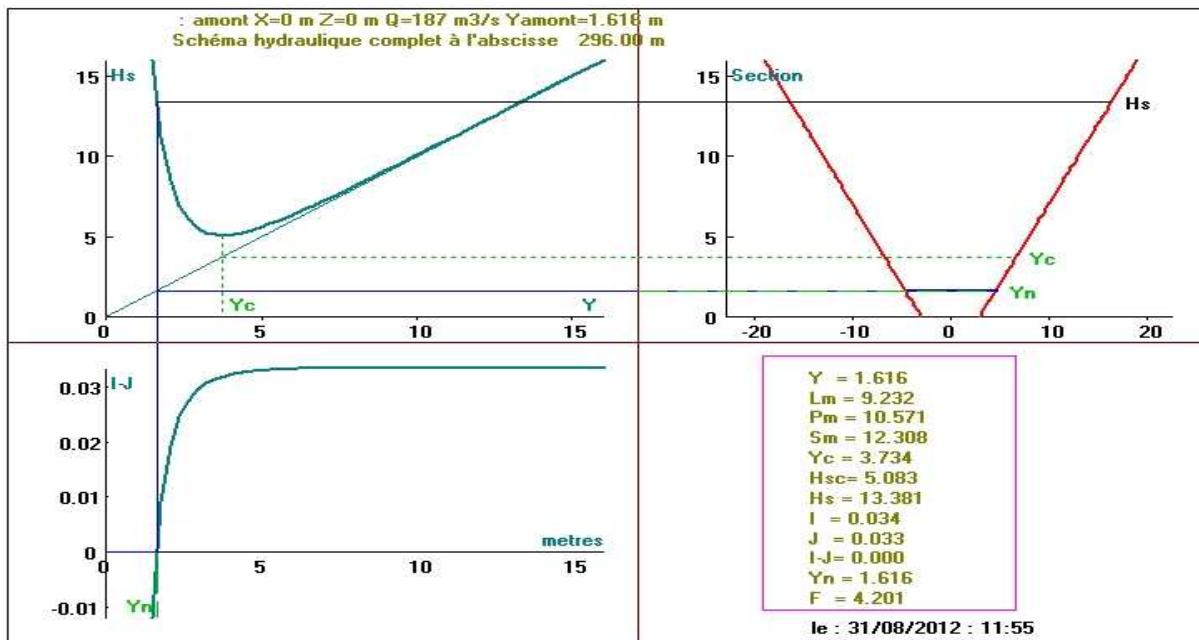
- **Troncon2 :**

Tableau.10 :résultat de dimensionnement du SB3TR2

parametre	b	m	k	I	y	L _m	P _m	S _m	V(m /s)	F _r	Y _c	Y _n	L _{bief}
valeures	6	1	75	0.034	2	9.2	10.5	12.3	16.1	4.2	3.73	1.61	592



FigureV20 : graphique de ligne d'eau SB3TR2 S₁

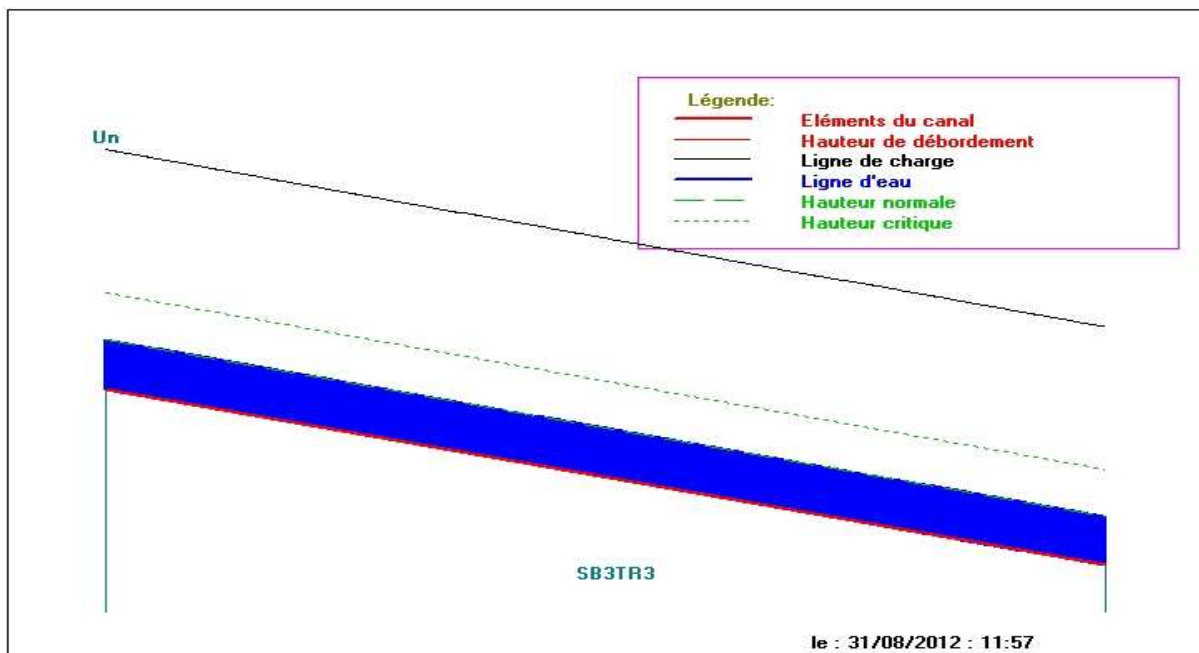


figureV21 :schéma hydraulique completSB3TR2

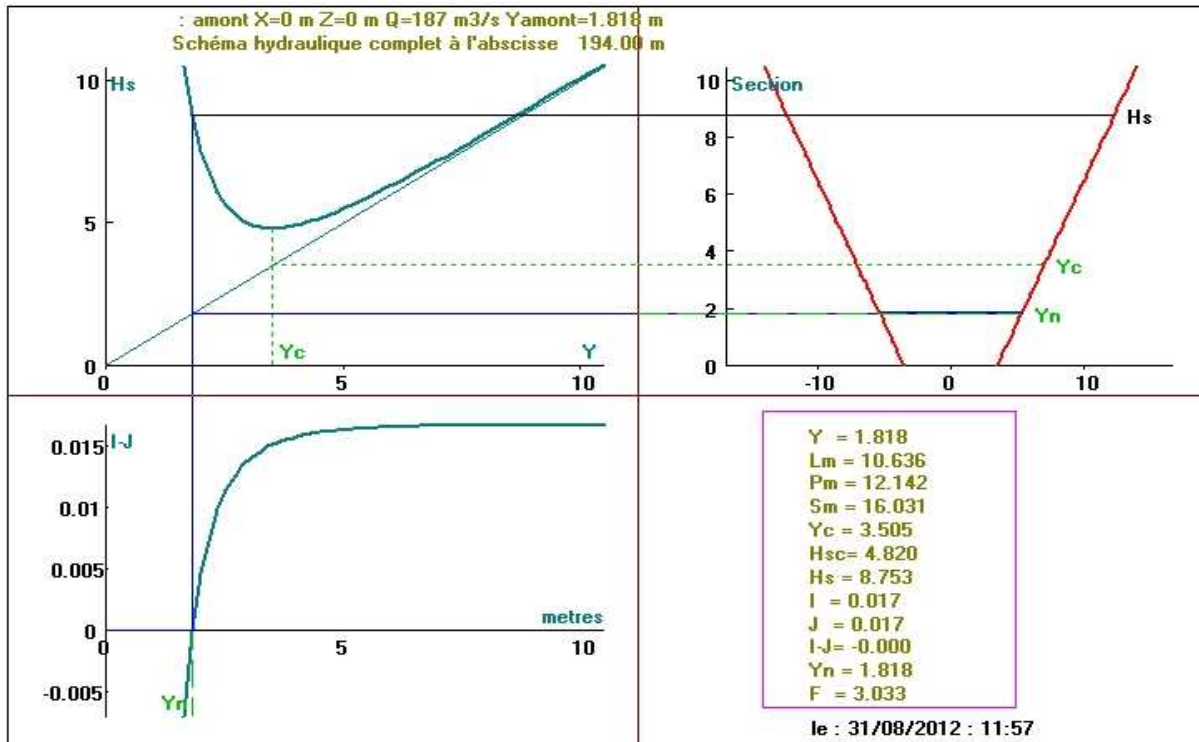
- Tronçon 3 :

Tableau.11 :résultat de dimensionnement du SB3TR3

parametre	b	m	k	I	y	L _m	P _m	S _m	V(m/s)	F _r	Y _c	Y _n	L _{bief}
valeures	7	1	75	0.017	2.2	10.6	12.1	16	13.8	3	3.5	1.81	388



FigureV22 : graphique de ligne d'eau SB3TR3 S₁



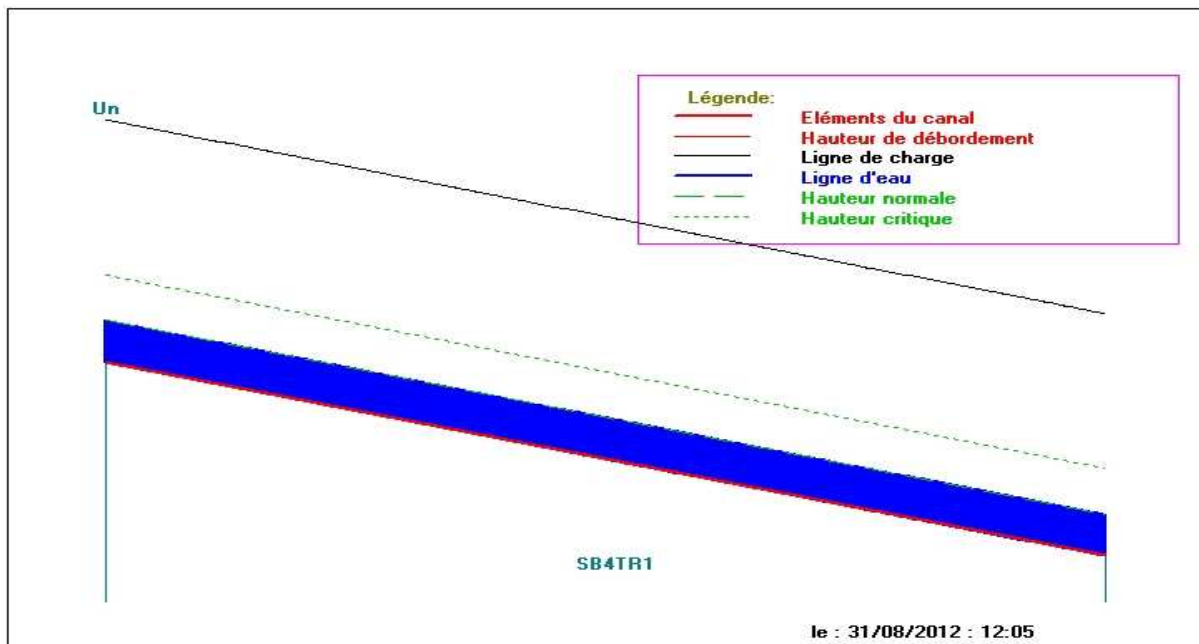
figureV23 :schéma hydraulique completSB3TR3

IV.3.4.Sous bassin 4 : $Q=294\text{m}^3/\text{s}$

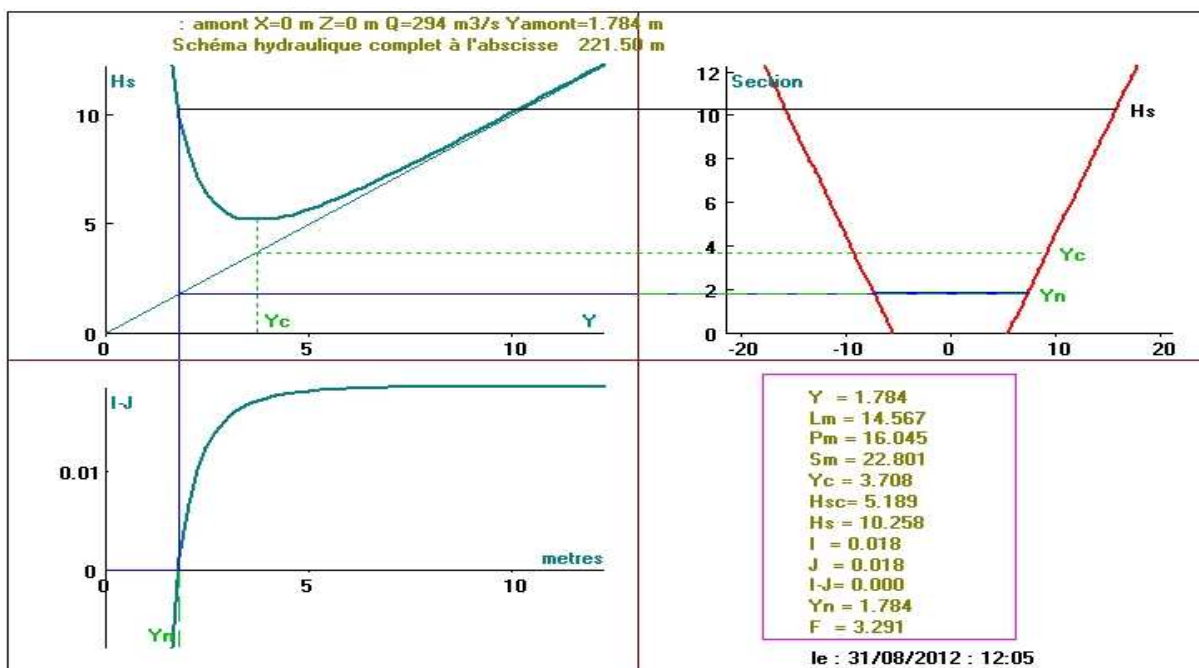
- Troncon1 :

Tableau.12 :résultat de dimensionnement du SB4TR1

parametre	b	m	K	I	y	L_m	P_m	S_m	V(m/s)	F_r	Y_c	Y_n	L_{bief}
valeures	11	1	75	0.018	2.3	14.5	16	22.8	14.25	3.3	3.7	1.78	443



FigureV24 : graphique de ligne d'eau SB4TR1 S₁

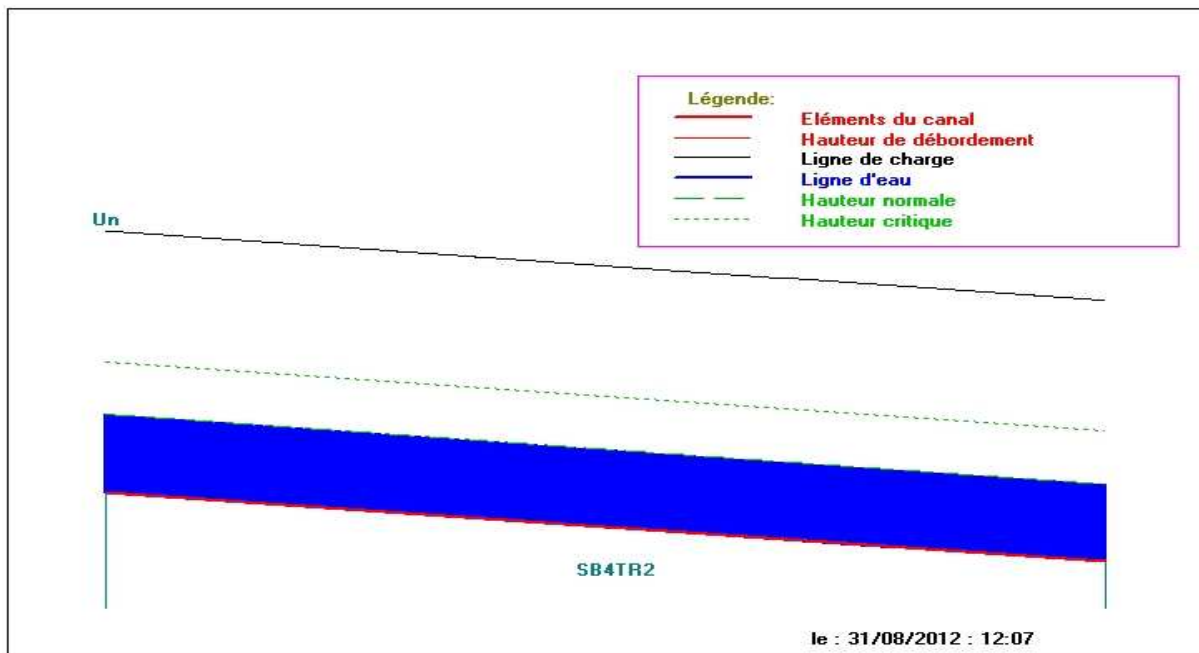


figureV25 :schéma hydraulique completSB4TR1

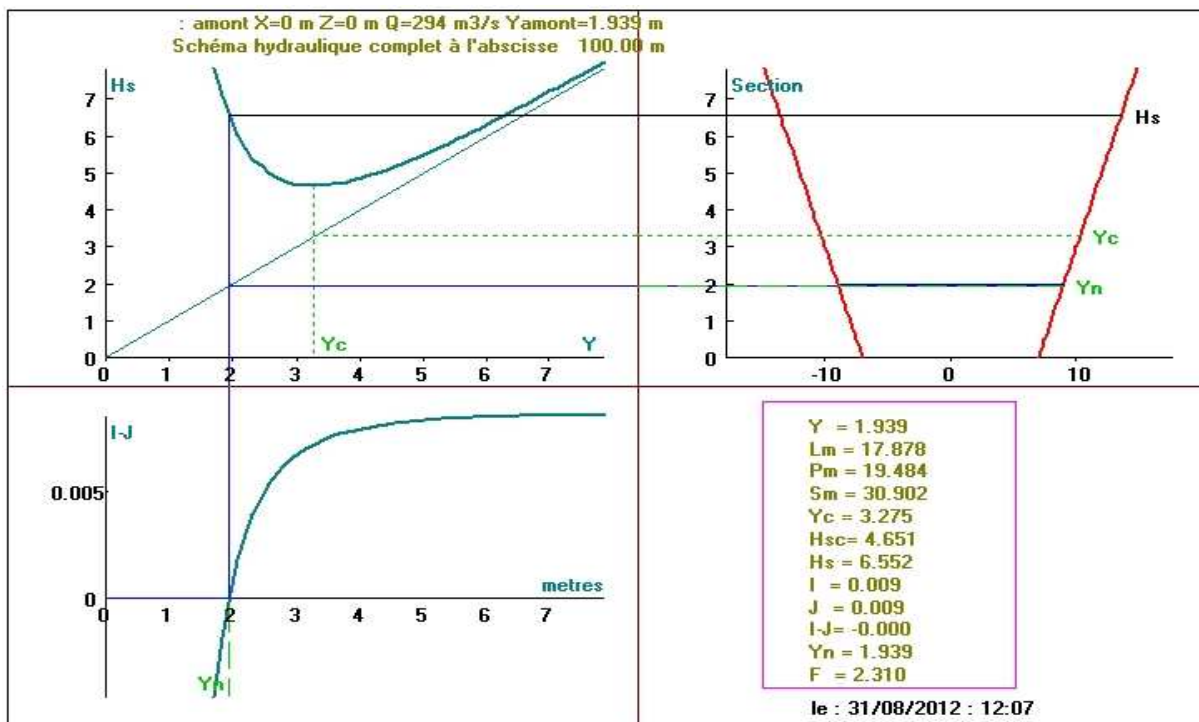
- Troncon2 :

Tableau.13 :résultat de dimensionnement du SB4TR2

parametre	b	m	K	I	y	L _m	P _m	S _m	V(m/s)	F _r	Y _c	Y _n	L _{bief}
valeures	14	1	75	0.009	2.5	17.8	19.5	30.9	11.22	2.3	3.3	1.93	200



FigureV26 : graphique de ligne d'eau SB4TR2 S₁



figureV27 :schéma hydraulique completSB4TR2

Remarque.1 :

les largeur respectives de chaque canal ont été obtenue par itération successive a l'aide d'une application EXEL de la formule de Chézy.

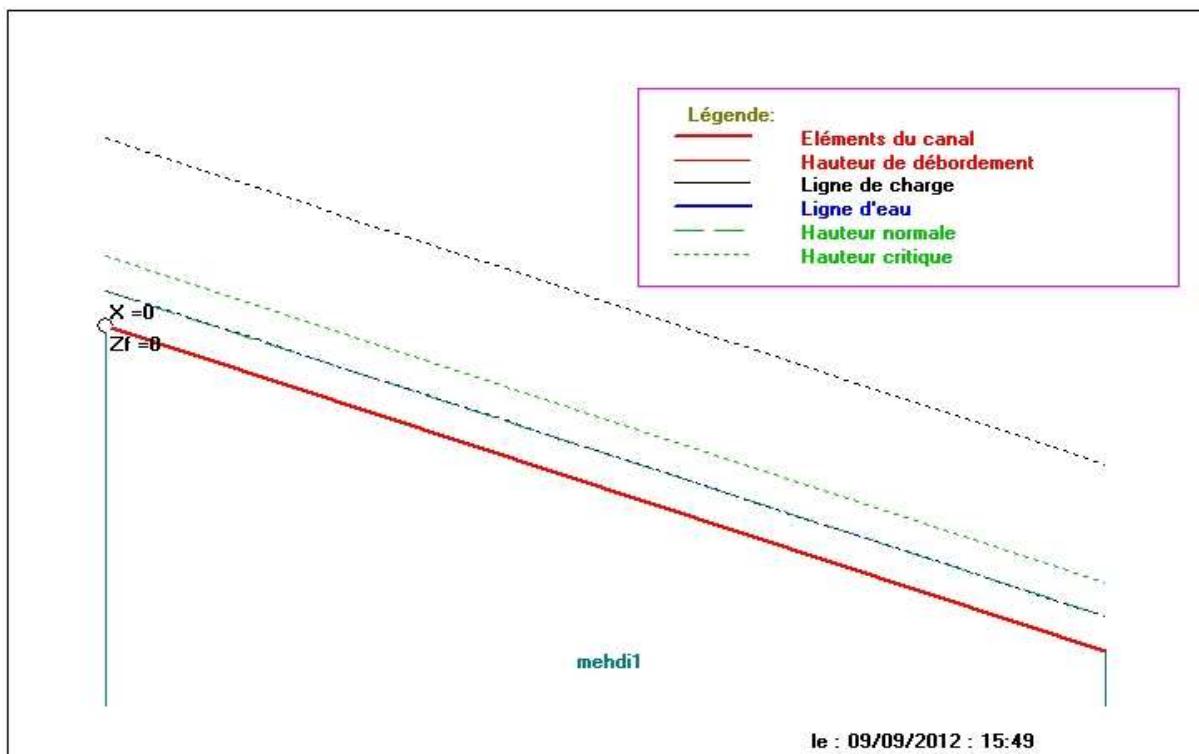
IV.3.5.Discussion des résultats:

On constate que pour les tronçons (1-1),(1-4),(2-2),(3-1), on des valeurs du nombre de froud assez élevés allant jusqu'à 6 et ces valeurs nous renseigne que l'écoulement est caractériser par une grande énergie cinétique(E_c), et vue qu'on a pas de changement de régime c'est-à-dire que l'écoulement reste torrentielle tout au long du trace et pour ceux nous n'avons pas recours a un ouvrage dissipateur d'énergie mais néanmoins nous allons essayer de canaliser cette énergie cinétique en la transformant en énergie potentielle c'est-à-dire en hauteur et de ce fait on propose un augmentation de la rugosité et les résultats de cette solution sont présenter ci-dessous :

➤ **Pour le tronçon 1 du sous bassin 1 :**

Tableau.14 :résultat de correction de la rugosité du tronçon 1-1

parametre	b	m	K	I	y	L_m	P_m	S_m	V(m /s)	F_r	Y_c	Y_n	L_{bief}
valeures	4	1	40	0.078	2.65	7.5	9	10.2	15.3	3.33	3.45	1.76	206



figureV28 :ligne d'eau du tronçon 1-1

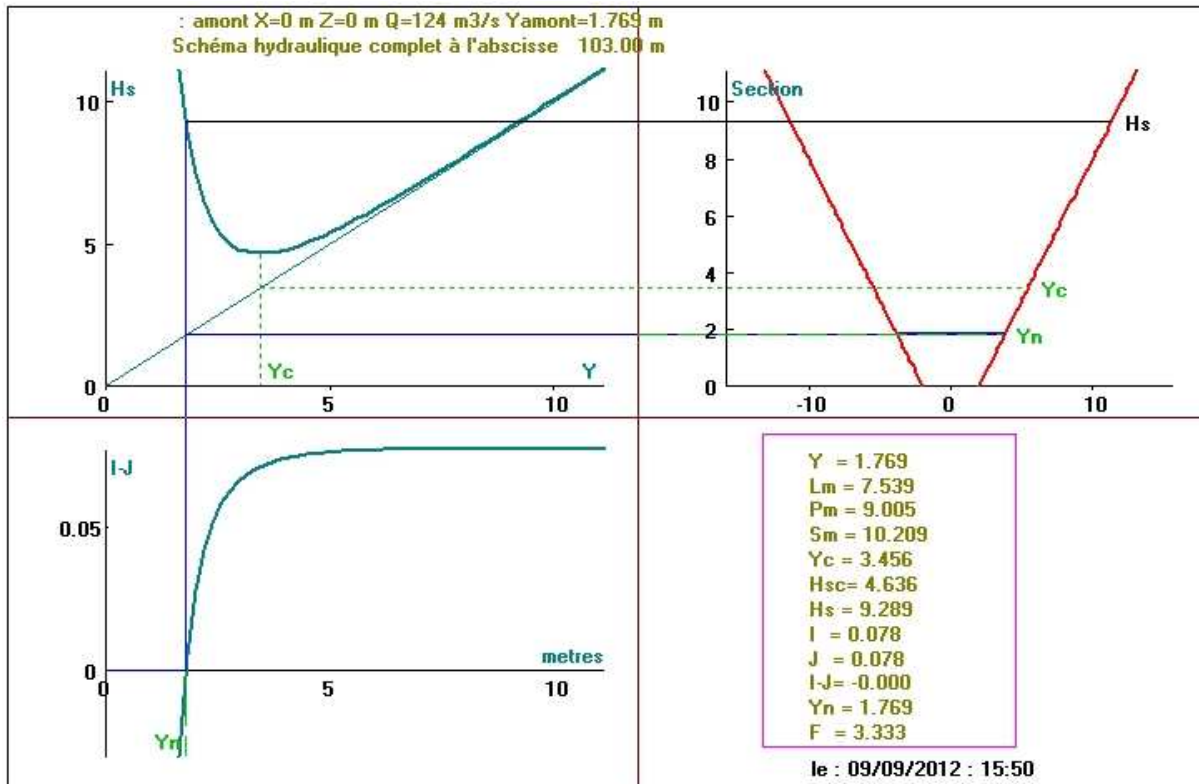
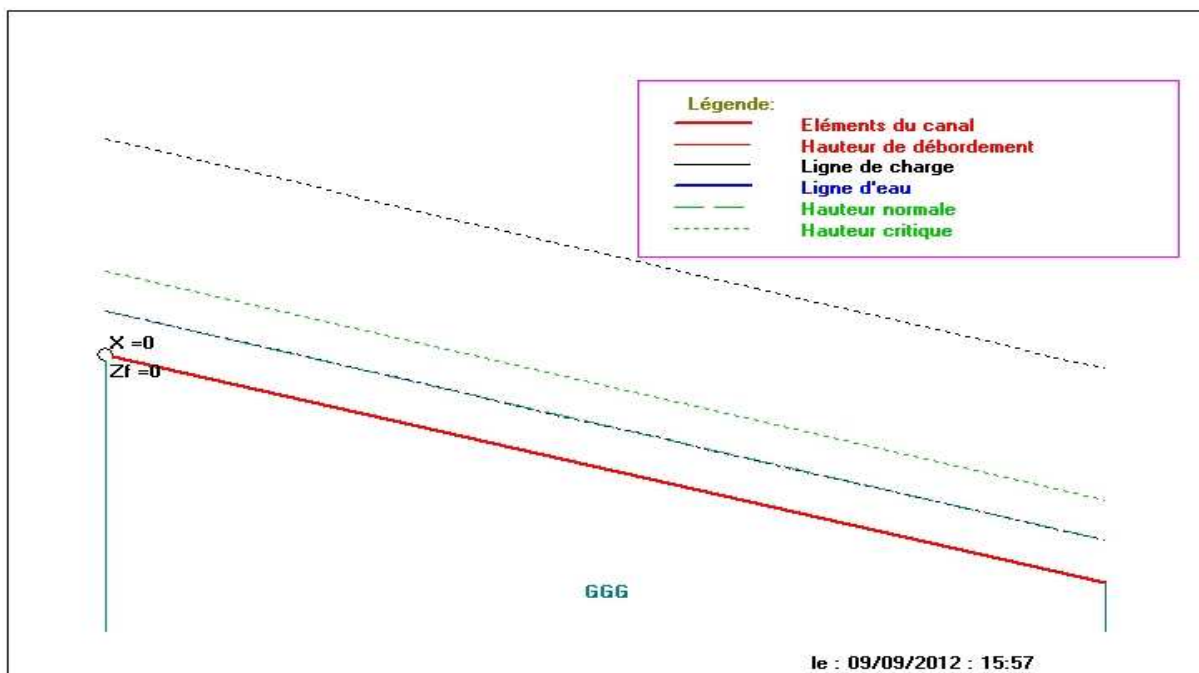


figure.29 :schéma hydraulique complet du tronçon 1-1

➤ Pour le tronçon 4 du sous bassin 1 :

Tableau.15 :résultat de correction du tronçon 1-4

parametre	b	m	K	i	y	L_m	P_m	S_m	V (m/s)	F_r	Y_c	Y_n	L_{bief}
valeures	4	1	40	0.073	2.7	7.6	9	10.4	14.8	3.22	3.45	1.8	131



figureV30 :ligne d'eau du tronçon 1-4

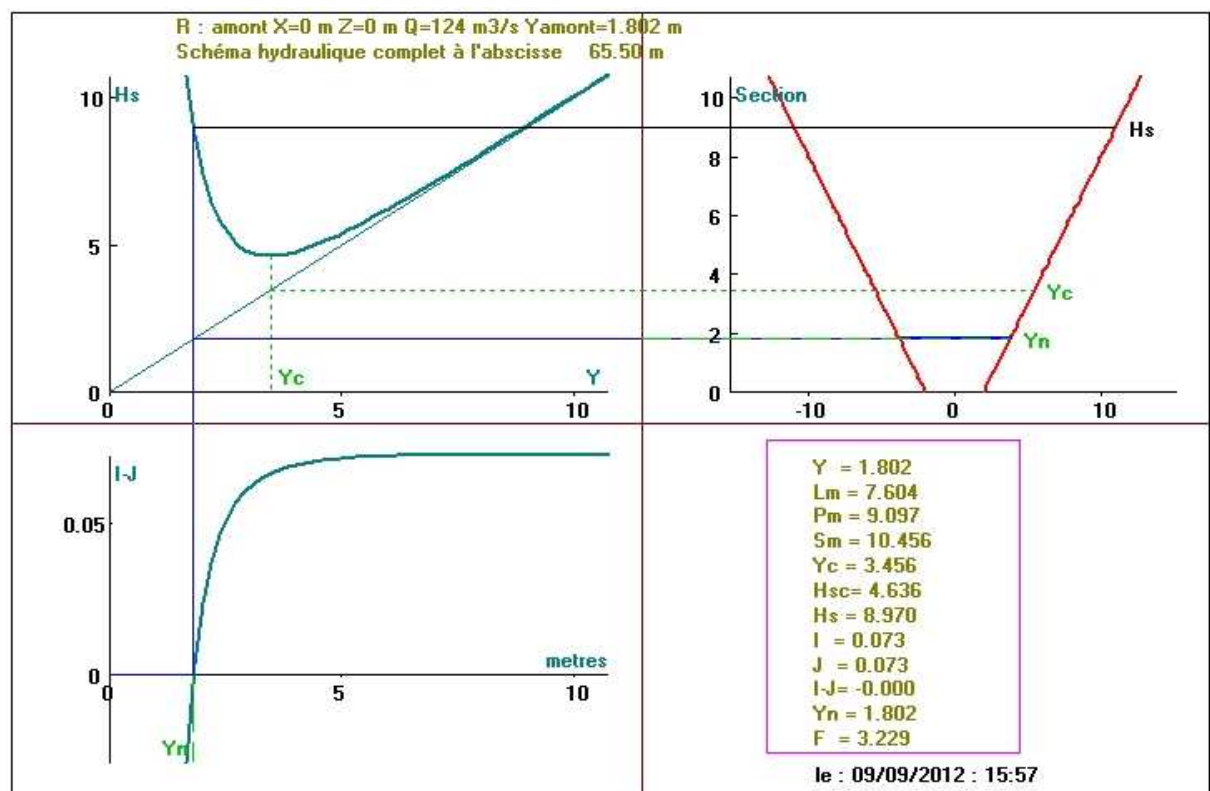
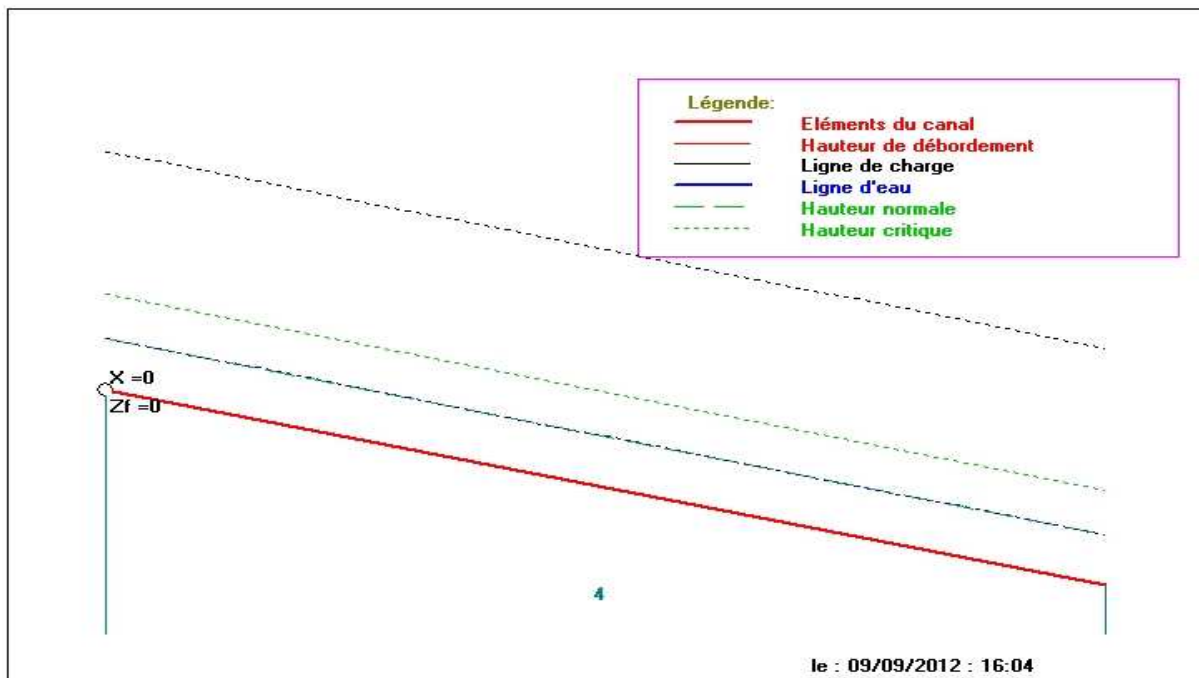


figure V.31 :schéma hydraulique complet du troncon1-4

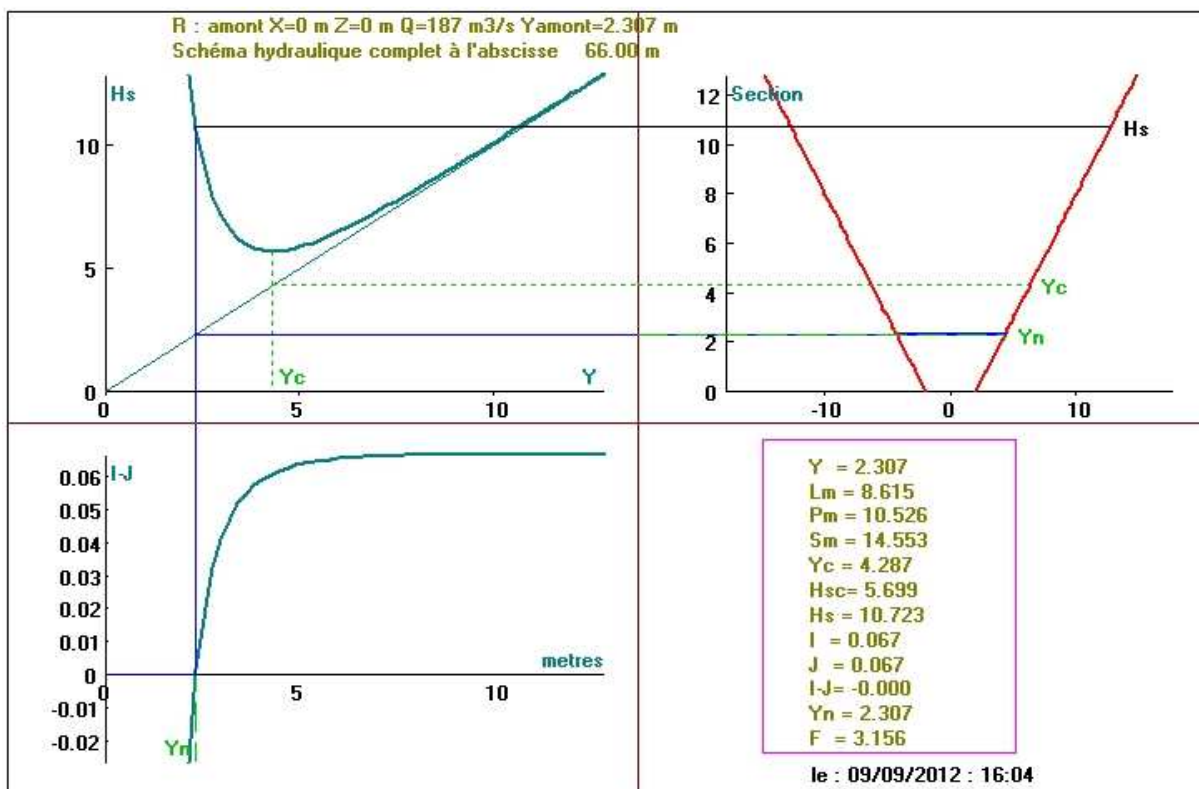
➤ Pour le tronçon 2 du sous bassin2 :

Tableau.16 :résultats de correction de la rugosité du tronçon 2-2

parametre	b	m	K	I	y	L _m	P _m	S _m	V(m/s)	F _r	Y _c	Y _n	L _{bief}
valeures	4	1	40	0.067		8.6	10.5	14.5	14	3.15	4.3	2.3	132



figureV32 :ligne d'eau du tronçon 2-2



figureV.33 : schéma hydraulique complet du tronçon 2-2

➤ Pour le tronçon 1 du sous bassin 3 :

Tableau.17 :résultats de correction de la rugosité du tronçon 3-1

parametre	B	m	k	I	y	L _m	P _m	S _m	V(m /s)	F _r	Y _c	Y _n	L _{bief}
-----------	---	---	---	---	---	----------------	----------------	----------------	---------	----------------	----------------	----------------	-------------------

valeurs 5 1 40 0.049 3.4 9.5 11.4 16.5 14.12 2.74 4 2.27 77

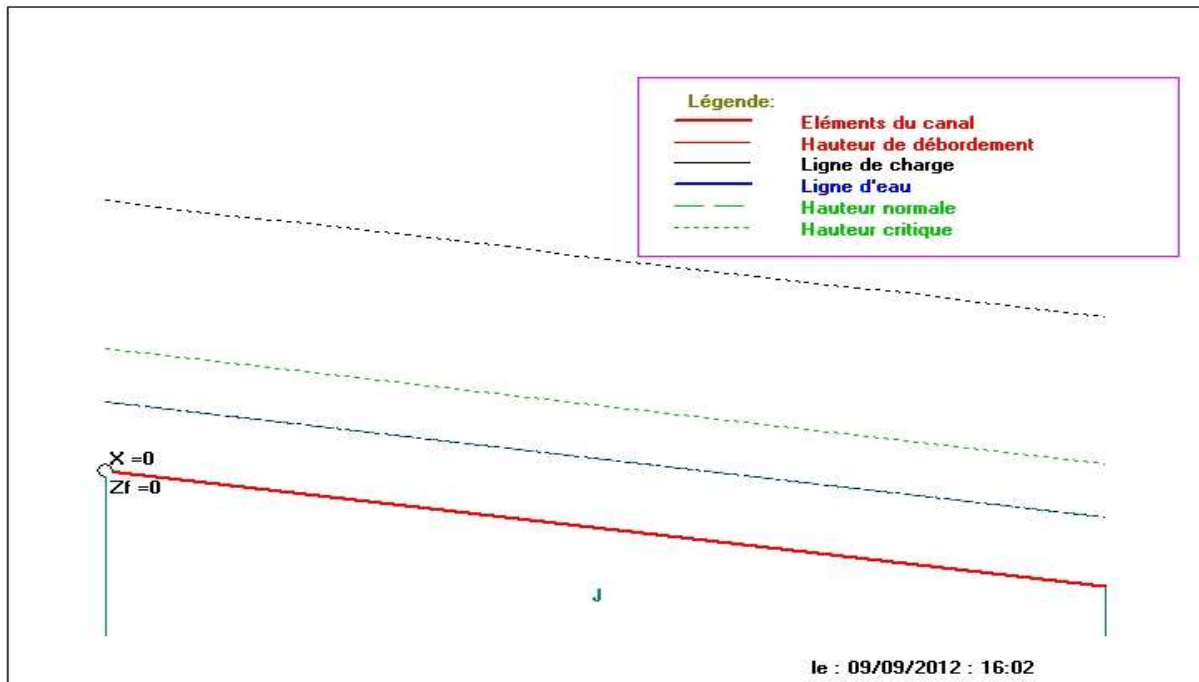


figure.34: ligne d'eau du tronçons 4-1

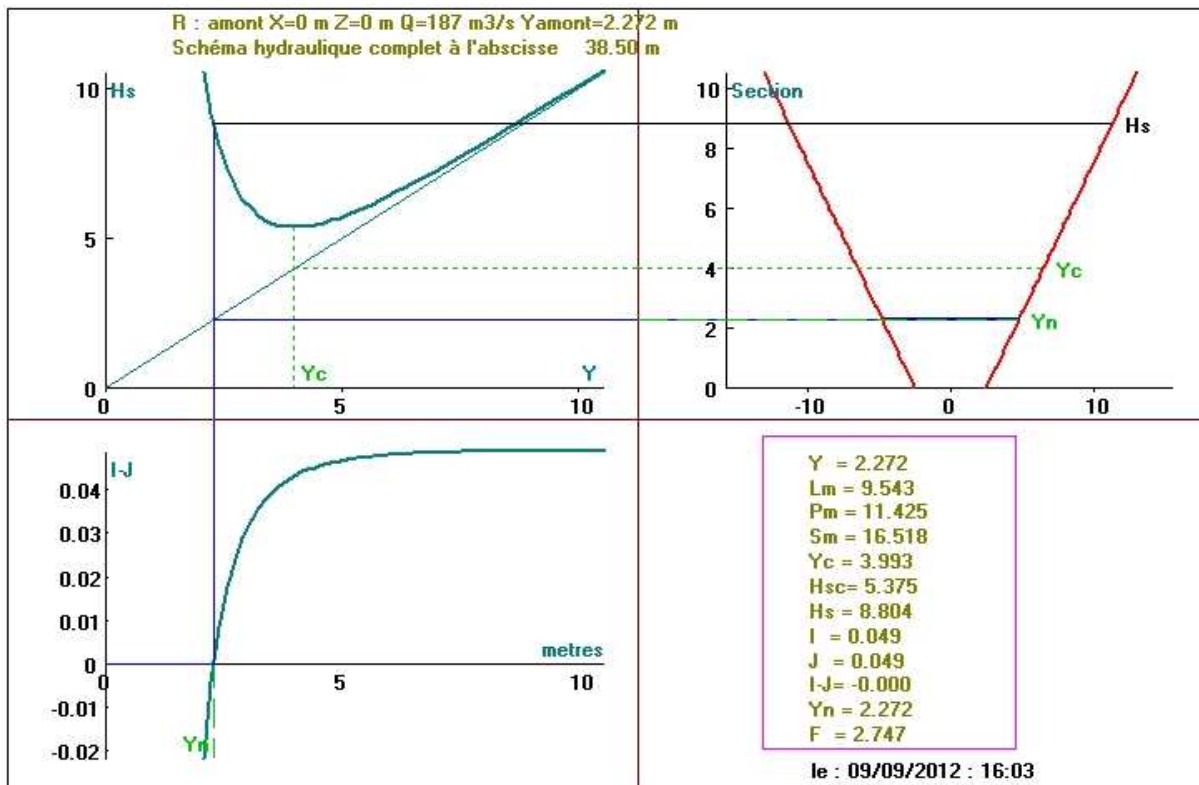


figure.35 :schéma hydraulique complet du troncon4-1

Discussion et analyse de la solution:

On constate qu'après avoir augmenté la rugosité du canal l'énergie cinétique a largement diminué et de ce fait a entraîné une diminution importante du nombre de Froude . et afin de remédier à l'exces de vitesse on propose de faire un béton spécial dose à 400kg/m^3 avec un adjuvant hydrofuge .

IV.4.Calcul du raccordement des ouvrages :

Les canaux à jonction sont caractérisés par un nombre important de paramètres géométriques. Notamment les formes des sections, les pentes du fond et les largeurs de surface. L'écoulement torrentiel peut provoquer des ondes de choc, c-à-d des ressauts hydrauliques présentant des fronts d'ondes obliques.

La différence des largeurs entre deux tronçons différents nécessitent la réalisation d'un ouvrage de raccordement (selon la section : rectangulaire, trapézoïdale, circulaire, etc.) pour maintenir les conditions de bon écoulement.

Son estimation est établie par la relation suivante :
$$L = \frac{b_2 - b_1}{2 \tan \beta}, \text{ en m,}$$

Avec : L : Longueur de raccordement, en m

b_2, b_1 , largeur du premier et deuxième tronçon, en m

β : Angle du divergent, en degrés ($7^\circ \leq \beta \leq 12^\circ$)

Tableau V.18 : calcul des raccordement entre les canaux

N°	b_1	b_2	β	$Tg\beta$	l_{cal}	$l_{adoptee}$
1	4	4	10	0.176		4
2	4	4	10	0.176		4
3	4	4	10	0.176		4
4	4	6	10	0.176	5.68	6
5	6	4	10	0.176	5.68	6
6	4	5	10	0.176	2.84	3
7	5	6	10	0.176	2.84	3
8	6	7	10	0.176	2.84	3
9	7	11	10	0.176	11.36	11.5
10	11	14	10	0.176	8.5	8.5

Conclusion

Après avoir tenu compte des contraintes de projet caractérisé par l'importance de débit de la crue centennale, et des vitesses élevées dues à des pentes assez importantes, et du grand volume de déblai et l'impact du projet sur l'environnement par la création d'un nouveau oued (canal en béton armé) avec une largeur importante, la décision de réalisation de cet aménagement revient à son opportunité pour la zone où elle est située et est du ressort des autorités locales.

Des remarques ont été faites avec des suggestions tout au long du chapitre.

CHAPITRE.VI. ORGANISATION DE CHANTIER

Introduction :

Le but de l'organisation de chantiers est, à cet effet, de réaliser des projets dans des délais courts et à moindres coûts.

L'organisation de chantier consiste à rechercher constamment, la meilleure façon d'utiliser économiquement la main d'œuvre et les autres moyens mis en œuvre pour gérer le chantier.

Afin d'atteindre cet objectif, il est impératif de :

- Définir avec précision les méthodes d'exécution, les modes opératoires permettant la mise en pratique des techniques modernes de construction avec un haut rendement ;
- Arrêter en quantité et en qualité le personnel à employer, le coût de la main d'œuvre ayant une incidence importante sur le prix de revient;
- Répartir et coordonner les tâches par la concentration d'une main d'œuvre spécialisée;
- Structurer convenablement les postes de travaux stabilisés pour lesquels, on adoptera une mécanisation de plus en plus poussée.

1. Installations du chantier :

1.1 Installations destinées au personnel :

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

1.2 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 leur mélange et de ce fait faciliter le dosage du béton.

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

1.3 Installations destinées à la réparation des engins :

Les grosses réparations 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 réparations d'urgence des différents matériels.

1.4 Installations pour la préfabrication :

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

2. Succession des opérations du chantier :

2.1 Travaux préparatoires :

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

2.2 Exécution de l'ouvrage :

Le débroussaillage, l'arrachage des arbres et l'enlèvement des débris existants dans l'oued ;
le reprofilage du profil longitudinale de l'oued par des terrassements et la création de chute pour la correction de la pente,
la construction d'un canal avec des sections variées définies par le calcul hydraulique ;
le reprofilage des sections transversales de l'oued ;

3. Technologie des principaux travaux :

Nous prévoyons 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;
- Pour l'extraction des alluvions nous utilisons des pelles rétro;
- Pour le transport des terres nous utilisons des camions à benne;
- Pour les travaux de finition (régalage et compactage) nous utilisons Des niveleuses et des compacteurs à pneus.

3.1 Calcul des volumes des travaux :

TABLEAU VI.01 : volume des travaux

1.1.1.1.1.1 N°	Désignation des travaux	Unité	Quantité
Travaux de terrassement			
02	Deblais	m ³	112849
03	Remblais	m ²	9339
Construction en béton armé			
01	la construction d'un canal en beton armee a dosage ordinaire avec des sections variées	m ³	7439.3
02	Fourniture + Transport + Mise en œuvre d'un lit en béton de propreté dose 300 kg/m ³ épaisseur = 0.10 m	m ³	3945

03	Realisation d'un canal en beton armee special pour 4 troncon avec des sections variees	m ³	904.2
----	--	----------------	-------

4. Planification :

4.1 Définition :

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

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

4.2 Techniques de la planification

Il existe deux principales méthodes de planification à savoir :

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

4.2.1 Méthodes basées sur le réseau :

- 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 réseaux :

a. Réseau à flèches :

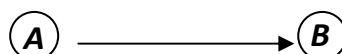
L'opération est représentée par une flèche et la succession des opérations par des nœuds.



L'opération **A** précède l'opération **B**

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

4.2.1.1 Construction du réseau

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

➤ **Etablissement d'une liste des tâches :**

Il s'agit dans cette première phase de procéder à un inventaire très précis et détaillé de toutes les opérations indispensables à la réalisation d'un projet.

➤ **Détermination des tâches antérieures :**

Après avoir dressé la liste des tâches à effectuer, il n'est pas toujours facile de construire un réseau car il n'est pas aisé de dire si les tâches antérieures doivent être successives ou convergentes.

➤ **Construction des graphes partiels.**

➤ **Regroupement des graphes partiels.**

➤ **Détermination des tâches de début de l'ouvrage et de fin de l'ouvrage**

➤ **Construction du réseau.**

➤ **Méthode C.P.M (méthode du chemin critique)**

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

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

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

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

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

C'est-à-dire technique d'ordonnancement des tâches et contrôle des programmes, c'est une méthode consistant à mettre en ordre sous forme de réseau plusieurs tâches qui grâce

à leur chronologie et leur dépendance concourent toutes à l'obtention d'un produit fini.

➤ **Méthode P.D.M (Procedure Diagram Methode)**

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

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

4.2.2. Méthodes basées sur le graphique

➤ Méthode linéaire (ligne of balance technic)

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

➤ Méthode à barres

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

4.3. Les étapes de la planification

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

➤ Collection des informations

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

➤ Décomposition du projet

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

➤ Relations entre les tâches

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

4.4. Choix de la méthode de calcul

Le choix de la méthode de calcul repose essentiellement sur le type d'ouvrage construire.

Il est préférable dans le cas où les opérations se suivent comme dans notre cas d'opter pour la méthode **C.P.M**

➤ .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.

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

➤ 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 :

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

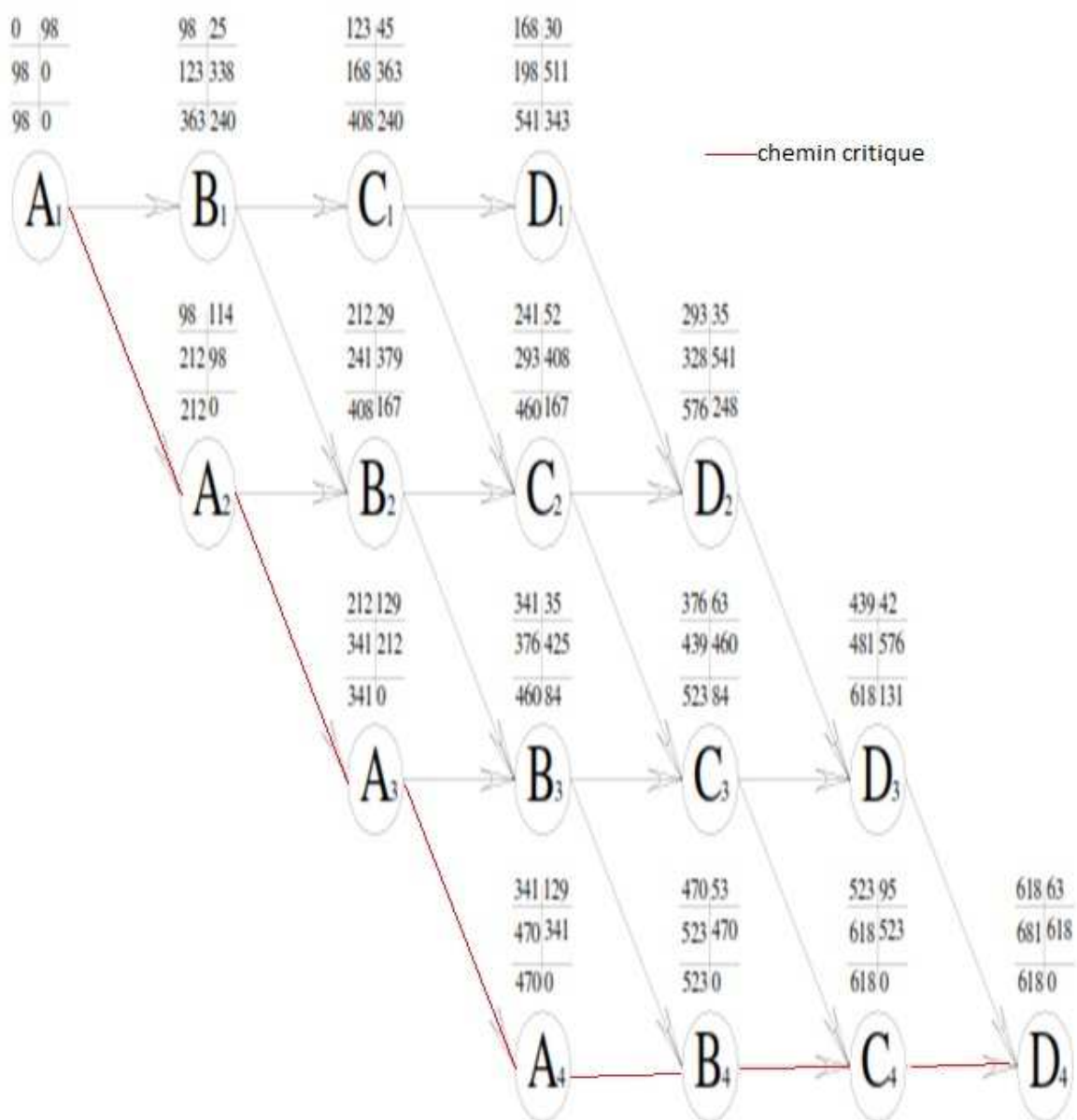
4.5. Elaboration du réseau selon la méthode CPM :

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 les suivantes :

TABLEAU VI.02 duree des operations

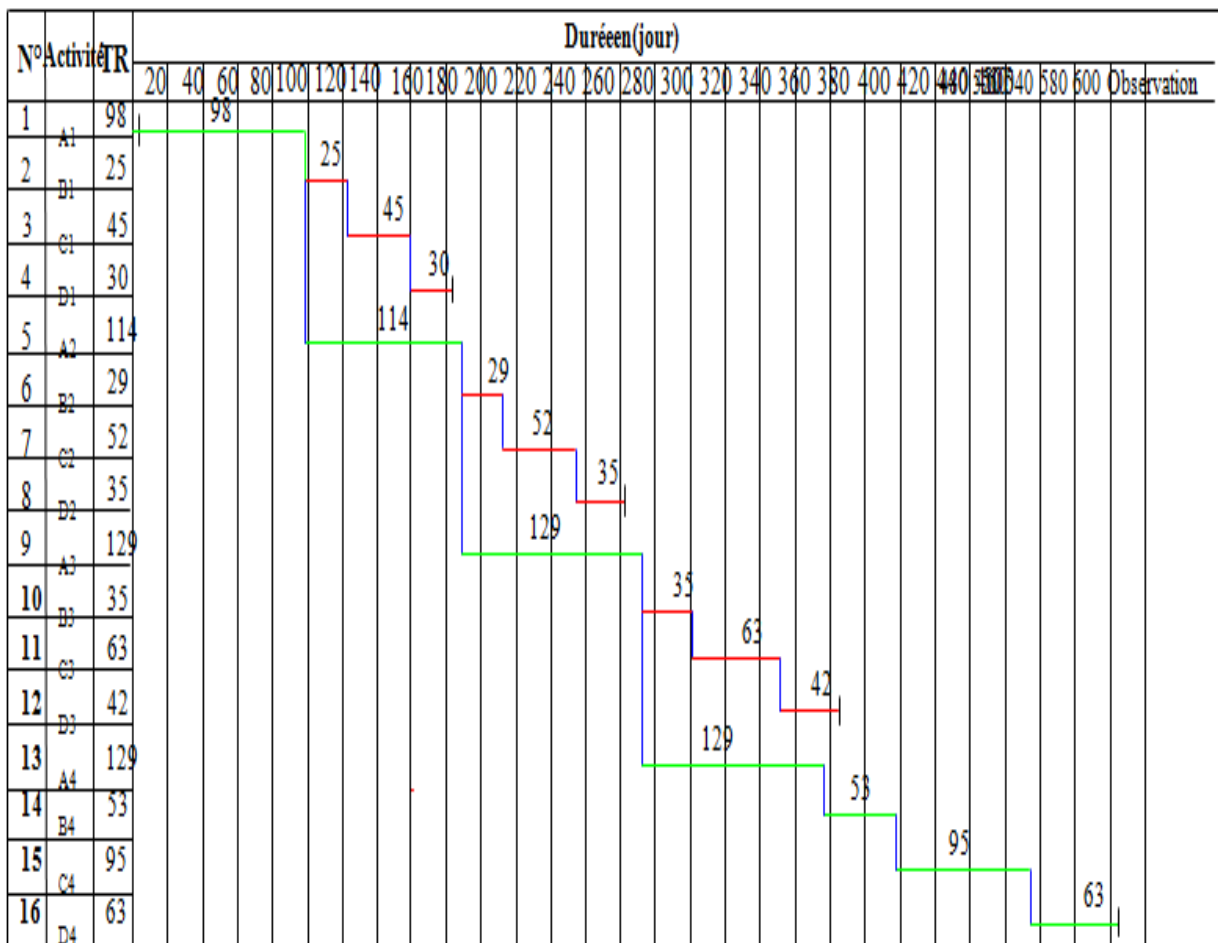
Notation	Operations	Duree(jours)
A ₁	Terassement sous bassin 1	98
B ₁	Beton de proprete	25
C ₁	Ferailage	45
D ₁	Coulage	30

A ₂	Terassement sous bassin 2	114
B ₂	Beton de proprete	29
C ₂	Ferailage	52
D ₂	Coulage	35
A ₃	Terassement sous bassin 3	129
B ₃	Beton de proprete	35
C ₃	Ferailage	63
D ₃	Coulage	42
A ₄	Terassement sous bassin 4	129
B ₄	Beton de proprete	53
C ₄	Ferailage	95
D ₄	coulage	63



Resau a fleche

Diagramme de GANT



Conclusion :

l'organisation de chantier est nécessaire avant le lancement des travaux, car elle nous permet de définir tout les volume des travaux nécessaire pour l'élaboration du chantier. D'autre part on peut avoir une information sur le coût total de projet ainsi que leur temps de réalisation. L'organisation de chantier définie 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 GENERAL

L'étude que nous avons faite a pour but et pour objectif l'aménagement hydraulique de oued BENI-MESSOUS.

A fin de répondre aux exigences de l'étude proposer nous avons commencer par la détermination des failles que présentent oued BENI-MESSOUS, au moyen d'une modélisation hydrodynamique et cela nous a permis de consolider et de vérifier la problématique présentée au préalable à l'aide du logiciel HEC-RAS qui nous a permis de visualiser l'ampleur des débordements et l'incapacité de l'oued à contenir le débit centennal, et ceux après avoir déterminé ce débit de l'ordre de $294\text{m}^3/\text{s}$ au moyen d'une modélisation faite par l'outil HEC-HMS et ceux en utilisant et optant pour la formule SCS qui a montré des résultats assez concluants dans les bassins versant du nord de notre pays.

Ensuite un aménagement en béton armé a été adopté pour remédier à ce problème et la forme trapézoïdale a été choisie pour la conception du canal.

Les résultats obtenus par ces deux logiciels de modélisation ont été très concluants.

Enfin au fur et à mesure de notre étude nous avons donné des recommandations pour combler et satisfaire les lacunes rencontrées.

Références bibliographiques :

[1] :Freddy Vinet. le risque d'inondation ;.Tec et Doc .PARIS ; Lavoisier .314p

[2] :B.Chocat.Encyclopedie de l'hydrologie urbaine et de l'assainissement. Tec et Doc.Lavoisier.PARIS.1124p

[3] : TOUAIBIA.B (Mars 2004) : Manuel pratique d'hydrologie.

[4] :Kevin.Mckague. utilisation de la méthode du soil conservation service(scs) pour le calcul du debit de pointe des micro-sous-bassins-versant.ONTARIO.QUEBEC.2012.34p

[5] :Benaouadj Raouf.contribution de l'étude des inondations dans la vallée du m'zab. travail de diplôme réalise en vue de l'obtention du diplôme de magistère. hydraulique. école nationale supérieure d'hydraulique..2011.153p