REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE

ECOLE NATIONALE SUPERIEURE D'HYDRAULIQUE- ARBAOUI Abdellah -

DEPARTEMENT GENIE DE L'EAU

MEMOIRE DE FIN D'ETUDES

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

Option : Conception des Systèmes d'Assainissement.

THEME :

PROTECTION CONTRE LES CRUES DU CHEF LIEU DE SIDI ZIANE (W.MEDEA)

Présenté par :
Mr : BADJI Sofiane.

DEVANT LES MEMBRES DU JURY

Nom et prénom	Grade	Qualité
Mme B.TOUAIBIA	**Professeur**	Présidente
Mme F.AMMOUR	**M.A.A**	Examinatrice
Mr A.BOUFEKANE	**M.A.A**	Examinateur
Mr M.DJELLAB	**M.C.B**	Examinateur
Mr A.AMMARI	**M.C.B**	Examinateur
Mme S.HARKAT	**M.A.B**	Promotrice

Septembre 2013

Dédicace

Je dédie ce modeste travail d'abord :

- A *mes très chers parents pour tous leurs sacrifices corps et âmes afin de m'offrir le repos et le bonheur ; Pour l'éducation qu'ils m'ont inculqués, pour leurs soutien, pour l'amour et la tendresse qu'ils m'ont réservés et la patience et le dévouement qu'ils m'ont insufflés. Très chers parents, je ne vous remercierai jamais assez pour vos actes.*
- *A mon très cher frère Aissa, pour son soutien moral et matériel dont j'ai bénéficié à chaque fois que j'en ai besoin, je ne te remercierai jamais assez.*
- *A ma grande sœur Samia, qui m'a encouragée et aider durant toutes mes années d'étude.*

A ceux qui ont crues en moi et soutenus jusqu'à l'aboutissement de ce travail.

En un mot, je le dédie à tous ceux qui me sont chers.

Remerciements

Au terme de cette étude ; Je tiens à remercier tout d'abord le Dieu tout puissant de m'avoir donné la force et le courage pour mettre à terme ce travail.
Je remercie également :

- *Mes parents en premier lieu qui mon permis et simplifier les choses pour accomplir mes études.*
- *Mon frère et ma sœur qui m'ont appuyés et encouragés tout en long de mes études que ce soit moralement ou financièrement.*
- *Ma promotrice : M^me^ S.HARKAT à laquelle je tiens à exprimer ma profonde gratitude pour la confiance qu'elle m'a accordée, ainsi que ses précieux conseils scientifiques qu'elle a su me prodiguer aux moments opportuns.*
- *Mesdames et Monsieur les membres du jury qui ont bien accepté d'évaluer mon travail.*
- *Tous les professeurs de l'ENSH qui ont contribués à ma formation d'ingéniorat.*

Je ne s'aurais oublié tous mes amis qui m'ont aidés pour la conception de ce mémoire et à qui je exprime ma profonde affection.

Enfin, tous ce qui mon soutenues de près ou de loin, qui trouveront dans ces quelques lignes l'expression de mes remerciements les plus vifs et les plus sincères.

Grands merci à vous tous

ملخص

الهدف الرئيسي من هذا العمل هو حماية مقر سيدي زيان بولاية المدية ضد الفيضانات المسببة لخسائر كبيرة بتهيئة واد شعبات الموجود في حوض واد ملاح.

في هذا الإطار دراستنا تتضمن المحاور الأ ساسية التالية:

- دراسة هيدرولوجية للحوض وذلك لتحديد كمية المياه المتوقعة.

- دراسة مقارنة تغيرات التهيئة من أجل إختيار التي تتلاءم مع الظروف الأرضية.

- دراسة لتحديد أبعاد القناة التي يتم فيها جريان المياه.

Résumé

L'objectif principal de ce travail est la protection du chef -lieu de Sidi Ziane (wilaya de Médéa) contre les crues qui se manifestent occasionnant d'importants dégâts ; par l'aménagement de l'oued Chaabat situé dans le bassin versant oued Melah. Dans ce contexte, notre étude comprend plusieurs parties fondamentales qui sont :

●Une étude hydrologique du bassin versant pour quantifier le débit probable.

●Une étude comparative des variantes d'aménagement pour mieux choisir celle qui s'adapte aux conditions du terrain.

●Une étude de dimensionnement du canal.

Abstract

The main aim of this work is the protection of the chief town of Sidi Ziane (Médéa) against the risings which appear causing extensive damage; by the installation of the wadi Chaabat which is located in the catchment area wadi Melah. In this context, our study includes several fundamental parts which are:

● A hydrological study of the catchment area to quantify the probable flow.

● A comparative study of the alternatives of installation for better choosing that which adapts to the conditions of the ground.

● A study of dimensioning of the channel

Table des matières

Introduction générale

CHAPITRE I : ***Présentation de la ville.***

Introduction 2
I.1.Situation géographique..... 2
I.2.Situation topographique ..... …3
I.3.Situation climatique 3
I.3.1.La pluviométrie 3
I.3.2.La température ..... …4
I.3.3.Le vent 4
I.3.4.L'évaporation. 5
I.3.5.L'humidité relative 6

I.3.6.La neige 6
I.4.Description des cours d'eau et ouvrages existants. ..... …6
I.5.Situation géologique 7
I.6.Sismisité ..... …7
Conclusion 7

CHAPITRE II: *Etude hydrologique.*

Introduction 8
II.1.Les caractéristiques du bassin versant 8
II.1.1.Les caractéristiques morphométriques 8
II.1.2.Le relief…… 10
II.1.2.1.Répartition et courbe hypsométrique 10
II.1.2.2.Les altitudes caractéristiques. 10
II.1.2.3.L'indice de pente globale 11
II.1.3.Les caractéristiques hydrographiques 11
II.1.3.1.Densité de drainage. 11
II.1.3.2.Temps de concentration 12
II.1.3.3.Pente moyenne du cours d'eau principale 13
II.1.3.4.Vitesse moyenne de ruissellement 13
II.2.Les caractéristiques climatiques du bassin versant 14
II.2.1.Les paramètres climatiques 15
II.2.1.1.La température 15
II.2.1.2.L'évaporation 15
II.2.2.La pluviométrie 15
II.2.2.1.Données de base et références 16
II.2.2.2.Répartition de la pluie mensuelle 16
II.3.Etude des pluies maximales journalières 16
II.3.1.Homogénésation des données 16
II.3.2.Analyse statistiques des pluies maximales journalières 19
II.3.3.Choix de la loi d'ajustement 19
II.3.3.1.Ajustement de la série pluviométrique à la loi de Gumbel 20
II.3.3.2.Ajustement de la série pluviométrique à loi de Galton (Log-normale) 22
II.3.4.Pluie de courtes durées. 23
II.4.Estimation des apports 26
II.4.1.Estimation des apports liquides 26
II.4.2.Les caractéristiques de l'écoulement 27
a. Module de l'écoulement 27
b. Module de l'écoulement relatif ou spécifique 27
c. Lame d'eau écoulée 28
a. Coefficient de l'écoulement 28
II.4.3.Evaluation des apports solides 28
II.5.Etude des crues 29
II.5.1.Formules empiriques pour le calcul du débit maximum probable 29

II.5.2.Hydrogramme de crue 32
Conclusion 34

CHAPITRE III: *Présentation d'aménagement.*

Introduction 35
III.1.Les différents aménagements d'un cours d'eau 35
III.2.Description des variantes proposées pour l'étude 36
III.2.1.Première variante 36
III.2.2.Deuxième variante 37
III.3.Comparaison des variantes 38
Conclusion 40

CHAPITRE IV : *Calcul hydraulique.*

Introduction 41
IV.1.Généralités sur les écoulements à surface libre 41
IV.1.1.Les différents types de canaux 41
IV.1.2.Les caractéristiques géométriques des canaux 41
IV.1.3.Types d'écoulements dans les canaux 42
A. Variabilité dans le temps 42
B. Variabilité dans l'espace 43
IV.1.4.Régime d'écoulement 43
IV.2.Dimensionnement des canaux 44
IV.2.1.Les formules principales de calcul 44
a. La formule de BAZIN 45
b. La formule d'AGROSKINE 45
c. La formule de MAINNING-STRICKLER 45
IV.2.2.Vitesse d'érosion 45
IV.3.Calcul des paramètres géométriques 46
IV.3.1.Calcul de la profondeur normale 47
IV.3.2.L'énergie spécifique 48
IV.3.3.La profondeur critique 50
IV.3.4.La pente critique 51
IV.3.5.Ecoulement dans une courbe 52
IV.3.6.Calcul de la ligne d'eau 53
IV.4.Choix des paramètres de dimensionnement 54
IV.4.1.La pente de projet 54
IV.4.2.Coefficient de rugosité K_S de la formule Manning-Strickler 54
IV.4.3.Choix de la largeur du fond 54
IV.5.Le dimensionnement de l'aménagement 55
A. Tronçon P_1-P_9 55
B. Vérification du passage du débit à travers les buses existantes 56

C. Tronçon P_{10}-P_{35} 57
IV.5.1.Interprétation des résultats 63
IV.5.2.Calcul des abscisses d'eau après chaque 63
IV.5.3.Calcul du ressaut après chaque chute 65
IV.6.Calcul de la profondeur final du canal 67
IV.6.1.Marge de sécurité dans les canaux 67
Conclusion 68

CHAPITRE V : Organisation de chantier.

Introduction 69
V.1.Rôles et responsabilités des intervenants sur un chantier 69
V.1.1.Maitre de l'ouvrage 69
V.1.2.Maitre d'œuvre 69
V.1.3.L'entrepreneur 70
V.2.Principaux éléments d'installation du chantier 70
V.2.1.Installations destinées au personnel 70
V.2.2.Installations destinées au stockage des matériaux 70
V.2.3.Installations destinées à la réparation des engins 70
V.2.4.Installations destinées à la préfabrication 71
V.3.Les différents travaux à entreprendre 71
V.4.Détermination des différents volumes 71
V.4.1.Volume des déblais et remblais 71
V.4.2.Volume du lit de gravier 71
V.4.3.Volume du lit de béton de propreté. 72
V.4.4.Volume du béton armé 72
V.4.5.Volume des roches dans le lit d'enrochement 72
V.5.Planification 73
V.5.1.Procédure de planification de travail. 73
V.5.2.Les méthodes de planification 74
V.5.2.1.Méthode basée sur le réseau 74
a. Définition du réseau 74
b. Les différentes méthodes basées sur le réseau 74
V.5.2.2.Méthode basée sur le graphique 75
a. Méthode linéaire 75
b. Méthode à barre 75
V.5.3.Choix de la méthode de calcul 75
V.5.3.1.Les paramètres de la méthode de C.P.M 75
V.5.3.2.Chemin critique(C.C) 75
V.5.4.Elaboration du réseau selon la méthode C.P.M 75
V.6.Les engins 77
Conclusion 78

CHAPITRE VI : Protection de sécurité de travail.

Introduction 79
VI.1.Les causes des accidents de travail 79
VI.1.1.Les facteurs matériels 79
VI.1.2.Les facteurs humains 80
VI.1.3.Le milieu du travail 80
VI.2.Liste des conditions dangereuses 80
VI.3.Liste des actions dangereuses 81
VI.4.Les mesures à prendre pour éviter les accidents 81
VI.5.Contrôle et entretien des matériels 82
VI.6.Méthode et moyen de prévention 82
VI.7.Organisation de la prévention des accidents de travail 82
VI.8.Principales fonctions du service de sécurité 84
VI.8.1.Etudes 84
VI.8.2.Exécution 84
VI.8.3.Contrôle 84
VI.8.4.Animation 84
VI.8.5.Fonction humaines 84
VI.9.Le coût des accidents de travail 85
Conclusion 85

Conclusion général

Liste des tableaux

CHAPITRE I : *Présentation de la ville.*

Tableau I.1 : Précipitations moyenne mensuelles 3
Tableau I.2 : Distribution mensuelle de la température de l'air au niveau de la station de Souagui 4
Tableau I.3 : Pourcentage du vent par direction 5
Tableau I.4 : Evaporation mensuelle 5
Tableau I.5 : Distribution mensuelle de l'humidité relative de l'aire en (%) 6
Tableau I.1 : Nombre moyen de jour de neige 6

CHAPITRE II: *Etude hydrologique.*

Tableau II.1 : Les caractéristiques morphométriques du bassin versant 8
Tableau II.2 : Les surfaces partielles par tranche d'altitude 10

Tableau II.3 : Les altitudes caractéristiques du bassin versant 11
Tableau II.4 : Résultats de calcul du temps de concentration 13
Tableau II.5 : Caractéristiques hydromorphométriques du bassin versant 14
Tableau II.6 : Températures mensuelles minimales, maximales et moyennes (1994-2003).. 15
Tableau II.7 : Répartition mensuelle de l'évaporation moyenne en mm (1994-2003) 15
Tableau II.8 : Caractéristique de la station pluviométrique 16
Tableau II.9 : Répartition mensuelle de la pluie annuelle 16
Tableau II.10 : Résultats du test de Wilcoxon appliqué à la station de Souagui 18
Tableau II.11 : Caractéristiques empiriques de la série 19
Tableau II.12 : Ajustement à la loi de Gumbel 21
Tableau II.13 : Résultats du calcul de l'adéquation 21
Tableau II.14 : Ajustement à la loi de Galton (log-normale) 22
Tableau II.15 : Résultats du calcul de l'adéquation 23
Tableau II.16 : Pluies et intensité de courte durées 25
Tableau II.17 : Intensités et pluies de courtes durées correspondant au temps de concentration T_C=0.22h 26
Tableau II.18 : Les apports liquides 27
Tableau II.19 : Les caractéristiques de l'écoulement 28
Tableau II.20 : Les apports solides 29
Tableau II.21 : Valeurs du coefficient de ruissellement C 30
Tableau II.22 : Valeurs du coefficient de ruissellement $\alpha_{p\%}$ 31
Tableau II.23 : Les débits de crue donnés par les différentes formules 31
Tableau II.24 : Les débits de crue des différentes périodes de retour 33

CHAPITRE III: *Présentation d'aménagement.*

Tableau III.1 : Avantages et inconvénients de chaque type d'aménagement 39

CHAPITRE IV : *Calcul hydraulique.*

Tableau IV.1 : Quelques ordres du coefficient de Strickler 46
Tableau IV.2 : Valeurs de vitesse moyenne limite d'érosion pour les lits consolides 46
Tableau IV.3 : Paramètres géométriques d'un canal à section trapézoïdale 47
Tableau IV.4 : Calcul des paramètres hydrauliques du tronçon P_1-P_9 55
Tableau IV.5 : La ligne d'eau du tronçon P_1-P_9 55
Tableau IV.6 : Les paramètres hydrauliques de la buse 57
Tableau IV.7 : Calcul des paramètres hydrauliques du tronçon P_{10}-P_{14} 57
Tableau IV.8 : Résultats de la ligne d'eau du tronçon P_{10}-P_{14} 58
Tableau IV.9 : Calcul des paramètres hydrauliques du tronçon P_{14}-P_{17} 58
Tableau IV.10 : Résultats de la ligne d'eau du tronçon P_{14}-P_{17} 58
Tableau IV.11 : Calcul des paramètres hydrauliques du tronçon P_{17}-P_{20} 59
Tableau IV.12 : Résultats de la ligne d'eau du tronçon P_{14}-P_{17} 59
Tableau IV.13 : Calcul des paramètres hydrauliques du tronçon P_{20}-P_{27} 60

Tableau IV.14 : Résultats de la ligne d'eau du tronçon P_{20}-P_{27} 60
Tableau IV.15 : Calcul des paramètres hydrauliques du tronçon P_{27}-P_{30} 61
Tableau IV.16 : Résultats de la ligne d'eau du tronçon P_{27}-P_{30} 61
Tableau IV.17 : Calcul des paramètres hydrauliques du tronçon P_{30}-P_{35} 62
Tableau IV.18 : Résultats de la ligne d'eau du tronçon P_{30}-P_{35} 62
Tableau IV.19 : Calcul des abscisses d'eau après chaque chute 64
Tableau IV.20 : Les caractéristiques du ressaut hydraulique 66
Tableau IV.21 : Les caractéristiques du ressaut hydraulique et les profondeurs des bassins d'amortissement 67
Tableau IV.22 : Les profondeurs finales dans le canal 68

***CHAPITRE V :* Organisation de chantier.**

Tableau V.1 : Le volume des travaux 73
Tableau V.2 : Les paramètres de la méthode C.P.M 75
Tableau V.3 : Durées des opérations 76

Liste des figures

***CHAPITRE I :* Présentation de la ville.**

Figure I.1 : Répartition moyenne mensuelle des précipitations 4
Figure I.2 : Pourcentage du vent par direction 5
Figure I.3 : Evaporation mensuelle 5

***CHAPITRE II:* Etude hydrologique.**

Figure II.1 : Représentation du bassin versant 9
Figure II.2 : Courbe hypsométrique du bassin versant 10
Figure II.1 : Représentation graphique de l'ajustement à loi de Gumbel 21
Figure II.4 : Représentation graphique de l'ajustement à la loi de Galton (log-normale) 23

Figure II.5 : L'hydrogramme de crue du bassin versant 34

CHAPITRE III: Présentation d'aménagement.

Figure III.1 : Variante 1, canal avec une section trapézoïdale en béton armé 37
Figure III.2 : Variante 2, canal avec section trapézoïdale étagé en gabion 38

CHAPITRE IV: Calcul hydraulique.

Figure IV.1 : Section transversale des canaux et leurs éléments géométriques 41
Figure IV.2 : Section trapézoïdale 47
Figure IV.3 : Définition de la charge totale H, et de la charge spécifique H_S 48
Figure IV.4 : Courbe d'énergie spécifique, Hs=f(h), Q=Cte 49
Figure IV.5 : Courbe des débits, Q=f(h), pour Hs=Cte 50
Figure IV.6 : Ecoulement dans une courbe 53
Figure IV.7 : Schéma de la ligne d'eau du profil P_1-P_9 56
Figure IV.8 : Schéma de la ligne d'eau du profil P_{10}-P_{14} 58
Figure IV.9 : Schéma de la ligne d'eau du profil P_{14}-P_{17} 59
Figure IV.10 : Schéma de la ligne d'eau du profil P_{17}-P_{20} 60
Figure IV.11 : Schéma de la ligne d'eau du profil P_{20}-P_{27} 61
Figure IV.12 : Schéma de la ligne d'eau du profil P_{27}-P_{30} 62
Figure IV.13 : Schéma de la ligne d'eau du profil P_{30}-P_{35} 63
Figure IV.14 : Schéma explicatif d'un jet 64
Figure IV.15 : Schéma explicatif du ressaut après une chute 66

CHAPITRE V : Organisation de chantier.

Figure V.1 : Réseau à nœud 76
Figure V.2 : Diagramme de Gant 76
Figure V.3 : Pelle à chenilles avec godet en position rétro 77
Figure V.4 : Camion benne 77
Figure V.5 : Bétonneuse 77
Figure V.6 : Chargeur 77

CHAPITRE VI : Protection et sécurité de travail.

Figure VI.1 : L'organigramme de l'organisation des accidents de travail 83

LISTE DES PLANCHES

PLANCHE 1/5 : Vue en plan de l'aménagement de l'oued Chabaat.

PLANCHE 2/5 : Profil en long du canal P1-P9 de l'oued Chabaat (W.Médéa).

PLANCHE 3/5 : Profil en long du canal P10-P35 de l'oued Chabaat (W.Médéa).

PLANCHE 4/5 : Coupe en travers du canal de l'oued Chabaat.

PLANCHE 5/5 : Les ouvrages annexes.

Introduction Générale

Le phénomène d'inondation est le premier risque naturel vu l'ampleur et la grandeur des dégâts engendrées par son apparition, les inondations peuvent se définir ainsi, c'est l'invasion d'un territoire par les eaux, due à une crue. Plusieurs données et processus complexes aboutissent à cet événement.

Chaque année dans le monde, les inondations causent plus de 50% des catastrophes naturelles avec en moyenne 20 000 mort/année.

L’Algérie, pour sa part, est confrontée aux phénomènes de crues et d’inondations qui sont plus fréquents que les séismes et dont les effets sont tragiques que ça soit matériel ou bien humains constituant ainsi une contrainte majeure pour le développement économique et social.

Le développement récent de la population de la commune de SIDI ZIANE, ou on assiste à une extension incontrôlée de l’habitat jusqu’au bord de l’oued de Châabat, la forte pente du terrain et face aux crues qui se manifestent au passage ; occasionnant ainsi d’important préjudices matériels (ruissellement urbain, débordement du cours d’eau, défoncement des voiries, et détérioration des infrastructures), l’aménagement de l’oued Châabat demeure une des priorités du pouvoir public pour épargner cette ville du risque d’inondation.

Le présent travail a pour objet l’étude d’un système de protection du chef-lieu de SIDI ZIANE et ces populations contre les crues entrainant ainsi des inondations, et pour cela ; une étude hydrologique s’impose afin de définir l’ensemble des paramètres intervenant dans la genèse des crues, et la détermination des principales causes des inondations afin de les traiter par des aménagements et des ouvrages adéquat.

Chapitre I

Présentation de la ville

Introduction :

Avant toute élaboration d'un projet de protection contre les inondations, une reconnaissance du site s'impose afin de bien connaitre les différentes caractéristiques des lieux influant sur la conception du système à mettre en place, les décisions à prendre pour épargner notre zone d'étude du risque d'inondation.

I.1. Situation géographique :

Avant le dernier découpage administratif de 1984, **SIDI ZIANE** faisait partie intégrante à la commune mère Souagui, et après le nouveau découpage il y a eu détachement de certaines portions de l'ancienne commune mère.

La commune de **SIDI ZIANE** reste une zone rurale enclavée avec la population dispersée ; car elle est traversée par un seul axe routier (CW1 Souagui- Ain Boucif).

La seule potentialité de la région est l'agriculture de montagne avec une difficulté pour accéder aux petites parcelles agricoles et le manque d'eau.

La commune de **SIDI ZIANE** occupe une superficie de 6300 ha et elle est située au Sud–Est de la wilaya de Médéa sur la partie sud du périmètre de la daïra de SOUAGUI, elle est limitée par :

- Au nord : par la commune de SOUAGUI.
- Au sud : par deux communes KEF LAKHDAR et AIN BOUCIF.
- A l'est : par la commune de SIDI ZAHAR.
- A l'ouest : par la commune de REBAIA.

I.2. Situation topographique :

Le territoire communal est caractérisé par son relief accidenté comprenant plus de **70%** de zones montagneuses et près de **55%** de pentes dépassant les **20%.**

La commune de **SIDI ZIANE** est située dans la zone Sud des piémonts de l'Atlas Tellien, c'est une zone au climat semi-aride, caractérisée par des reliefs montagneux ou les altitudes varient entre **945m** et **1162m**. Avec un relief de fortes pentes qui variées entre **5%** et **20%**.

I.3. Situation Climatique :

La commune de SIDI ZIANE, par sa situation géographique caractérisée par un climat semi-aride. La propriété principale de ce climat est l'alternance d'une saison chaude et sèche s'étalant du mois de Mars au mois d'Octobre, suivie d'une saison froide d'Octobre à Février.

I.3.1. La pluviométrie :

Le régime pluviométrique est représenté par une double irrégularité annuelle et interannuelle. Les précipitations varient entre 7mm et 40mm et les plus importantes s'étalent sur trois mois (Décembre, Janvier, Février).

La pluviométrie observée sur une période allant de 1973 à 2010, à partir de la station de SOUAGUI code 09.01.04 et d'altitude 810m, nous donne une moyenne interannuelle de 340 mm.

Le tableau suivant représente la répartition mensuelle interannuelle de la pluie sur une période de 38ans de la ville SIDI ZIANE.

Tableau I.1 : Précipitations mensuelles interannuelles.

Mois	Sep	Oct	Nov	Dec	Jan	Fev	Mar	Avr	Mai	Juin	Juil	Aout	Total
Moyenne (mm)	26.1	30.1	31.2	39.7	39.5	37.4	35.1	37.3	36.1	9.4	7.3	10	339.2
p %	7.7	8.9	9.2	11.7	11.6	11	10.3	11	10.6	2.8	2.2	3	100

Source : ANRH de Blida

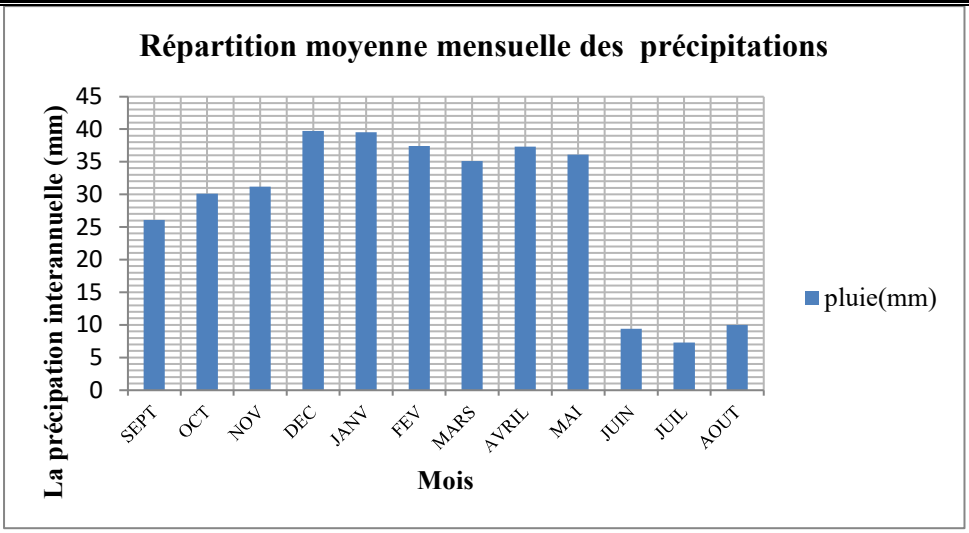


Figure I.2 : Répartition moyenne mensuelle des précipitations.

I.3.2. La température

Le régime de température dans la région de l'étude, se caractérise par, un été sec et très chaud et un hiver froid et humide.

Les températures d'air moyennes et extrêmes moyennes, mensuelles dans la région étudiée, sont présentées dans le tableau ci-après, d'après les documents établis à partir des observations des stations météorologiques de Médéa.

Tableau I.2 : Distribution mensuelle de la température de l'air au niveau de la station de SOUAGUI

Température °C	**Mois**												**Moyenne**
	J	**F**	**M**	**A**	**M**	**J**	**J**	**A**	**S**	**O**	**N**	**D**	
Moyenne	5,5	6,4	9,1	12,0	15,8	20,3	25,6	25,65	20,6	15,6	9,8	6,0	**14,20**
Maximum	10	11,6	14,8	18,6	23,2	23,2	36	36	28,9	22,5	15,2	10,5	**21,0**
Minimal	1	1,3	3,4	5,4	8,5	11,9	15,2	15,3	12,3	8,7	4,5	1,5	**7,41**
Source : Station de Médéa ONM Dar El Baydha													

L'été est très chaud avec une température moyenne mensuelle de 23.85°C. Exceptionnellement, les plus hautes températures peuvent atteindre 33°C.

L'hiver est relativement doux avec des températures moyennes mensuelles de 10.7°C, les plus basses températures de l'air, peuvent tomber jusqu'au moins de 2 à 3°C.

I.3.3. Le vent

Dans cette zone les vents dominants sont de type Nord pour la saison chaude et Nord-Ouest pour la saison froide. Les fréquences moyennes mensuelles des différentes directions sont indiquées sur le tableau I.

Tableau I.3 : Pourcentage du vent par direction

Direction du vent	N	N-E	E	S-E	S	S-W	W	N-W	Total
Pourcentage par direction	13.5	11.4	7.8	9.11	5.39	16.3	15.9	20.1	100
Source : Station de Médéa ONM Dar El Baydha									

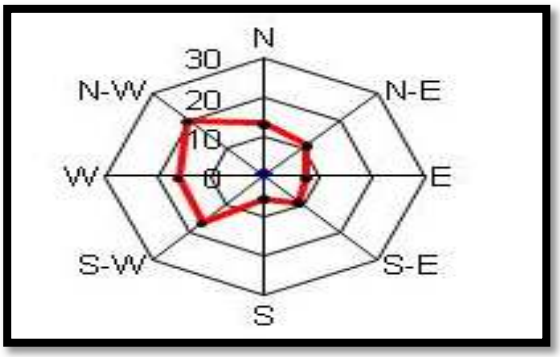


Figure I.3: Pourcentage du vent par direction.

I.3.4. L'évaporation

Les valeurs de l'évaporation moyenne mensuelle et annuelle des plans d'eau dans la région d'étude sont estimées à partir des données d'observation mesurées avec l'évaporo-mètre PICHE au niveau de la station météorologique de Médéa.

Tableau I.4 : Evaporation mensuelle.

		Jan	Fév	Mars	Avr	Mai	Jui	Juil	Aout	Sept	Oct	Nov	Déc	moy
Evap-oratio	mm	48.1	55.3	89.4	98.7	142.3	201.8	262.8	253. 6	150.6	111.3	61.1	46.5	126.8
	%	3.16	3.63	5.88	6.49	9.53	13.26	17.27	16.67	9.90	7.32	4.02	3.06	100

Source : Station de Médéa ONM Dar El Baydha

L'examen de ce tableau montre que l'évaporation est importante durant les mois de Mai à Septembre correspond à un volume évaporé de 66.63% et faible du mois de novembre à mars où le volume évaporé est de 19.75 %

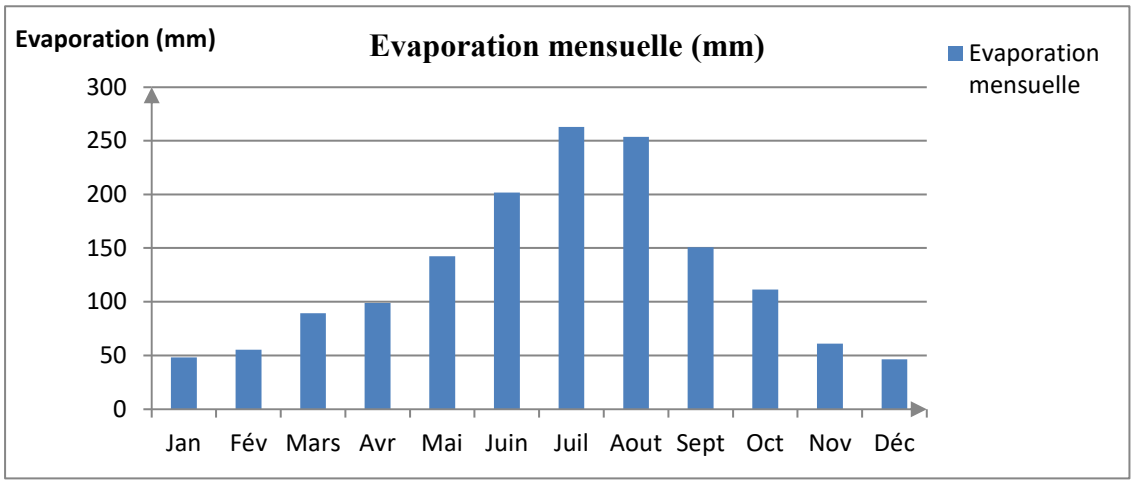


Figure I.4 : Evaporation mensuelle.

I.3.5. L'humidité relative

On enregistre au niveau de la station de Médéa une humidité moyenne annuelle de l'ordre de 66%. La distribution mensuelle de l'humidité de l'air est représentée dans le tableau I.

Tableau I.5 : Distribution mensuelle de l'humidité relative de l'air en (%)

Mois	**S**	**O**	**N**	**D**	**J**	**F**	**M**	**A**	**M**	**J**	**Jt**	**A**	**Moy Année**
Moyenne	80	76	71	70	65	55	46	49	63	70	79	81	67
Minimale	64	59	53	51	46	37	29	31	42	52	63	67	49
Maximale	91	90	87	86	82	73	64	67	82	86	91	92	82

Source : Station de Médéa ONM Dar El Baydha

I.3.6. La neige

La neige ne dure pas longtemps sauf en altitude indiqué par le tableau I.6 Elle est caractérisée par un nombre très estimable des jours d'enneigement. Ce qui donnera une grande régénération des nappes phréatiques.

Tableau I.6. Nombre moyen de jour de neige

Station	Altitude (m NGA)	Nb moyen de jours où il neige	Nb moyen de jours d'enneigement
Médéa	935	14	18
Source : Station de Médéa ONM Dar El Baydha			

I.4. Description des cours d'eaux et ouvrages existants

La ville de SIDI ZIANE se situe sur un relief assez accidenté, caractérisé par l'oued qui traverse le chef-lieu des Châabats orientées de l'Est vers l'Ouest. Ces cours d'eau sont les pôles de drainage naturel des eaux pluviales.

Dans cette optique les services ont réalisé quelques ouvrages de protection à travers l'oued qui traverse la ville tel que :

- Gabionnage sur quelque endroit des deux rives de l'oued.
- Murs de soutènement avant le passage busée qui est en mauvais état, vu les fissurations et l'instabilité de ces mur causé par la poussée des terres.
- Passage busée de 03 canalisations en béton armé de diamètre 1000mm, situé au début de la ville au voisinage de la gendarmerie.

I.5. Situation géologique

La partie centrale de la commune est constituée d'une couche homogène de marnes argileuses peu plastiques ; elle englobe ainsi tout le chef-lieu et ces environs. (Source DHWM.Médea)

L'analyse géologique et chimique sur l'assiette du projet donne le résultat suivant :

- Le PH est proche de la neutralité
- Le pourcentage en sulfates indique que l'agressivité est faible.
- Le taux de carbonate est faible
- Le sol est faible humidité et de faibles compacités, peu compressibles et peu gonflantes.

Les résultats de l'analyse géotechnique, géologique et chimique effectuées sur le terrain, ont révélé ce qui suit :

- L'agressivité du sol est faible par rapport au béton
- La résistance minimale à la pénétration est de 55 bars.
- Le taux de travail admissible est de 2,20bars
- Le taux de travail retenu est de 2,00 bars

I.6. Sismicité

L'espace communal de **SIDI ZIANE** repose sur la zone de séismicité classée en zone **IIA** d'après la carte sismique de l'Algérie du Nord. Cela veut dire que le degré de séismicité est assez élevé et comporte un risque pour les bâtisses qui n'entrent pas dans le cadre de la conformité aux normes antisismiques.

Conclusion

La description et l'exploration de la zone d'étude sur les différents plans a apporté des informations indispensables à l'élaboration, la mise en œuvre d'un système d'aménagement invulnérable et nous aidera à prendre les mesures les plus appropriés pour la suite de notre projet.

Chapitre II

Etude hydrologique

Introduction

Le dimensionnement, la sécurité et la bonne exploitation des ouvrages hydrauliques sont liés à une évaluation correcte de l'importance de la crue. Dans ce cadre, nous procédons à une étude hydrologique du bassin versant, pour déterminer certains paramètres de base pour la réalisation d'une protection contre les crues.

Cette étude s'articule en six parties traitant successivement les caractéristiques morphologiques et climatiques du bassin versant, précipitations, les apports, les crues, le transport solide.

II.1. Les caractéristiques du bassin versant :

Le bassin versant au droit d'une section de mesure, est défini comme la totalité de la surface topographique drainée par ce cours d'eau et ses affluents en amonts de cette section.
On a examiné le sous bassin (Oued Melah Yagour) situé dans le grand bassin versant de (Oued Isser), qui présentait au moins des stations de mesure hydrométrique ou pluviométrique.

- Station pluviométrique SOUAGUI (090104).

Dans les paragraphes suivants il est mis en relief les caractéristiques principales du bassin versant concerné par cette étude.

II.1.1. Les Caractéristiques morphométriques :

Tableau II.1 : Les Caractéristiques morphométriques du bassin versant

<table>
<tr><td colspan="3">▪ Bassin principal : OUED ISSER (09)
▪ Sous–bassin : Oued Melah Yagour (01)
▪ Oued : Châabat (Sidi Ziane)</td></tr>
<tr><td>Paramètres géométriques</td><td>❖ Surface :
❖ Longueur de Thalweg principal :
❖ Périmètre :</td><td>- S = 0,580 km^2
- Lt = 1,681 km
- P = 3,773km</td></tr>
<tr><td>Paramètres de formes</td><td>❖Indice de compacité (de gravelius) : C'est un Rapport du périmètre du bassin versant au périmètre du cercle ayant même surface (appelée aussi coefficient de capacité). [7]
$K_C = 0.28\frac{P}{\sqrt{S}}$ ……(II.1)
<u>Avec :</u>
*P : Périmètre du bassin versant en km²
*S: Surface du bassin versant en km
*Si KC = 1 => bassin ramassé
*Si KC > 1 => bassin allongé
❖ Rectangle équivalent : C'est une transformation purement géométrique en un rectangle de dimension (L) et (l) ayant la même</td><td>- KC=1.39
(Notre bassin a une forme allongé)</td></tr>
</table>

	surface que le bassin versant. **[8]** *Il permet de comparer les bassins versants entre eux du point de vue de l'écoulement. *Les courbes de niveau sont des droites parallèles aux petits côtés du rectangle et l'exutoire est l'un de ces petits cotés : ➢ **La longueur équivalente L en Km :** $L = \frac{K_c\sqrt{S}}{1{,}128}\left[1+\sqrt{1-\left(\frac{1{,}128}{Kc}\right)^2}\right]$ ……(II.2) ➢ **La largeur équivalente l en Km :** $l = \frac{K_c\sqrt{S}}{1{,}128}\left[1-\sqrt{1-\left(\frac{1{,}128}{Kc}\right)^2}\right]$ ……(II.3)	- **L=1.505 Km** - **l=0.385 Km**

Remarque :

La surface du bassin versant ainsi que le périmètre sont déterminés à l'aide du logiciels Auto-cad, le bassin versant est représenté dans la figure II.1.

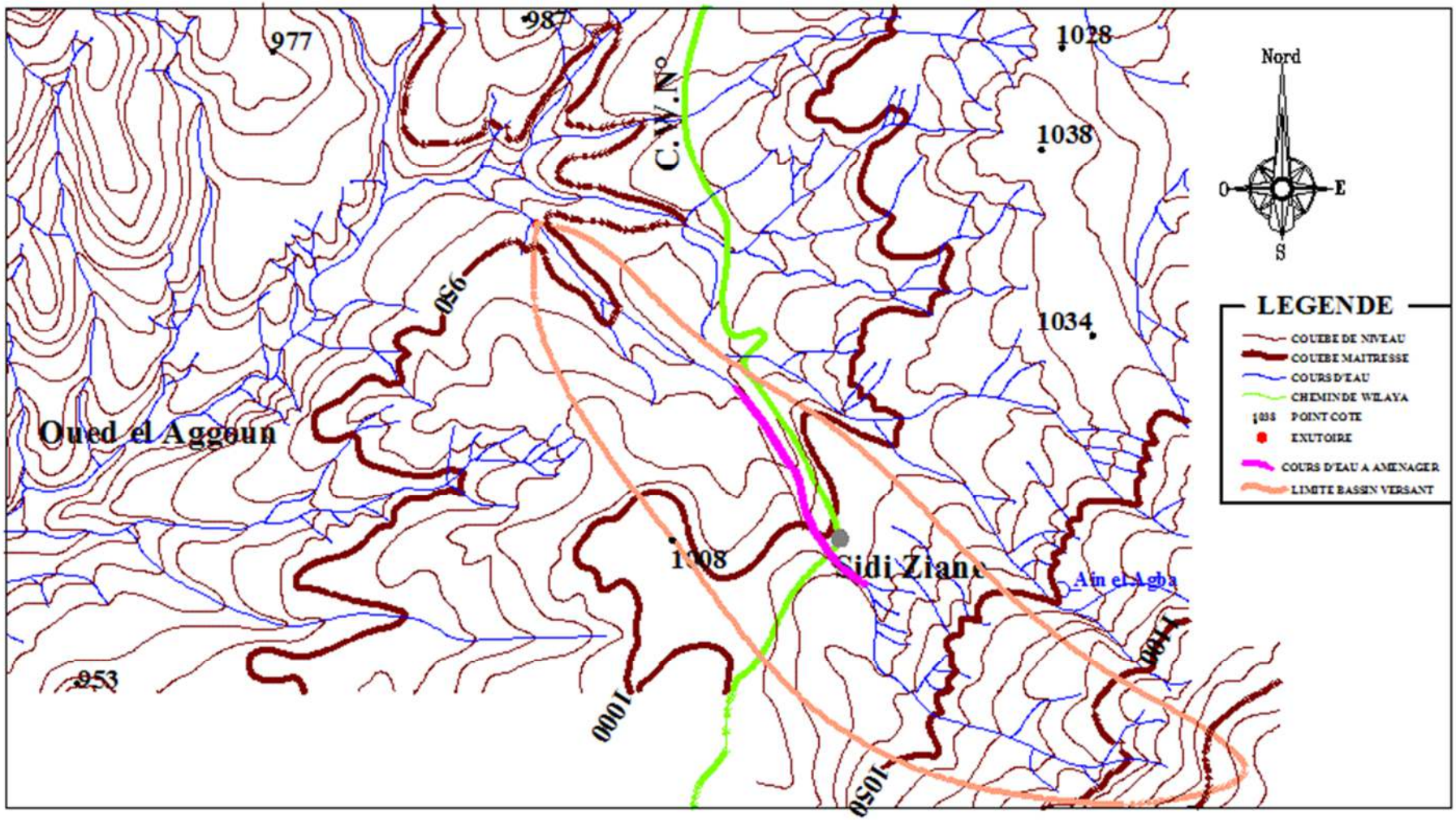


Figure II.1 : Représentation du bassin versant

II.1.2. Le relief:

II.1.2.1 Répartition et courbe hypsométrique :

Elles sont d'une grande importance dans l'étude du relief d'un bassin versant. Sur un graphique en ordonnée l'altitude et en abscisse la surface souvent exprimée en %. **[8]**

Les surfaces partielles par tranche d'altitude sont données dans le tableau II.2. La courbe hypsométrique est donnée par la figure II.2

Tableau II.2 : Les surfaces partielles par tranche d'altitude

Altitudes (m)	Surfaces partielles (Km²)	Surfaces partielles %	Surfaces cumulées %
1162-1130	0.03	5.17	5.17
1130-1100	0.04	6.90	12.07
1100-1070	0.08	13.79	25.86
1070-1040	0.07	12.07	37.93
1040-1010	0.12	20.69	58.62
1010-980	0.11	18.97	77.59
980-945	0.13	22.41	100

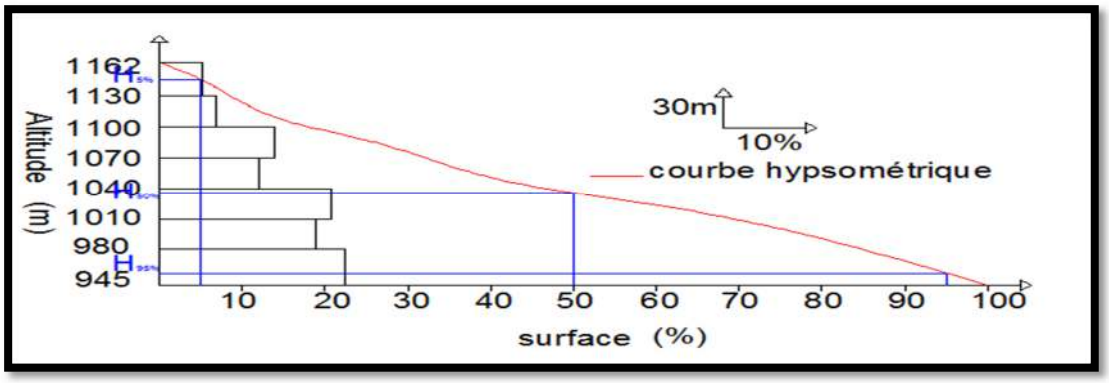


Figure II.2 : Courbe hypsométrique du bassin versant

II.1.2.2. Les altitudes caractéristiques

Les altitudes $H_{50\%}$ (médian), $H_{90\%}$ et $H_{5\%}$ sont déterminées à partir de la courbe hypsométrique.

L'altitude moyenne H_{moy} est calculée par la formule suivante :

$$Hmoy = \frac{\sum A_i H_i}{A} \quad \text{..... (II.4)}$$

$$H_i = \frac{H_{n-1} + H_n}{2}$$

Avec : Hi : Altitude moyenne entre 2 courbes de niveaux consécutives n-1 et n en m.

Ai : surface partielle comprise entre 2 courbes de niveaux consécutives en km^2

A: surface totale du bassin versant en km^2

Tableau II.3 : Les altitudes caractéristiques du bassin versant

Altitudes caractéristiques	Valeur (m)
Altitude maximal (Hmax)	1162
Altitude moyenne (Hmoy)	1030.2
Altitude médiane ($H_{50\%}$)	1035.4
Altitude minimal (Hmin)	945
Altitude 5% ($H_{5\%}$)	1145.7
Altitude 95% ($H_{95\%}$)	957

II.1.2.3. L'indice de pente globale (I_g)

Il est définit comme étant le rapport entre l'altitude comprise entre 5% et 95% de la surface du bassin et la longueur du rectangle équivalent. **[8]**

Il est donné par la formule II.5

$$Ig = \frac{D}{L} = \frac{H_{5\%} - H_{95\%}}{L} \quad \text{.....} \quad (II.5)$$

Avec

D : étant la dénivelée H5 % - H95 %, définie sur la courbe hypsométrique en (m)

L : étant la longueur du rectangle équivalent en (km)

Ig = 52.09 m/km

Ig= 0.052 et comme **Ig> 0.05** selon la classification du relief, nous sommes en présence d'un relief très fort.

II.1.3. Caractéristique hydrographique

II.1.3.1. Densité de drainage

C'est le rapport entre la longueur totale de tous les cours d'eau et la superficie du bassin versant. Ce paramètre est en quelque sorte un reflet de la dynamique du bassin, de la stabilité du réseau hydrographique et du type de ruissellement de surface. **[8]**

$$D_d = \frac{\sum L_i}{A} \quad \text{.....} \quad (II.6)$$

Avec :

Li: longueur cumulée des cours d'eau (Km)

A : surface de bassin vessant (Km^2)

II.1.3.2. Temps de concentration

C'est le temps que met la particule d'eau la plus éloignée du bassin versant pour arriver à l'exutoire. **[8]**

Il est calculé à partir de plusieurs formules :

a. Formule de GIANDOTTI

$$T_c = \frac{4\sqrt{S} + 1.5L_P}{0.8\sqrt{H_{moy} - H_{min}}} \quad \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots \quad (II.7)$$

Avec :

Lp : Longueur du cours d'eau principal (Km)

S : La superficie du bassin versant (Km^2)

Hmoy : Altitude moyenne du bassin versant (m)

Hmin : Altitude minimale du bassin versant (m)

b. Formule de KIRPICH

$$T_c = 0,39\left(\frac{L_p}{\sqrt{I_c}}\right)^{0.77} \quad \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots..(II.8)$$

Avec :

Lp : Longueur du cours d'eau principal en (km)

Ic : pente moyenne de cours d'eau principal en (%)

c. Formule de S.C.S (Soil Conservation Service)

$$T_c = \left[\frac{0,87{L_p}^3}{H_{max} - H_{min}}\right]^{0,385} \quad \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots..(II.9)$$

Où :

Lp : longueur du cours d'eau principal en(Km);

Hmax : Altitude maximale du bassin versant en (m);

Hmin : Altitude minimale du bassin versant en (m).

Les résultats de calculs du temps de concentration sont récapitulés dans le tableau II.4

Tableau II.4: Résultats de calcul du temps de concentration.

Formules	**Tc (h)**
S.C.S	0.22
GIANDOTTI	0.73
KIRPICH	0.22

Remarque :

Sur la base de ces résultats, on constate que ceux de la méthode de S.C.S et de KIRPICH sont similaires, on peut choisir la méthode de KIRPICH.

II.1.3.3. Pente moyenne du cours d'eau principale I_c

Elle exprime le rapport entre la dénivelée et la longueur comprise entre deux points suffisamment éloignés sur le cours d'eau principal. **[8]**

Elle est donné par la formule II.10

$$Ic = \frac{\Delta H}{\Delta L} \quad \text{.....(II.10)}$$

Avec :

Ic : Pente moyenne du cours d'eau principale (m/km)

ΔH : Dénivelée entre deux points suffisamment distants (m)

ΔL : Distance entre ces deux points (km)

I_C = 12.90%

II.1.3.4. Vitesse moyenne de ruissellement

Elle est donnée par la formule de "SOKOLOVSKY":

$$V_r = \frac{L_p}{T_c} \quad \text{.....(II.11)}$$

Avec :

V_r : vitesse moyenne de ruissellement en (Km/h)

L_p : Longueur du talweg principal (km).

T_c : Temps de concentration (h).

V_r= 7.64 Km/h

Les caractéristiques hydromorphométriques du sous bassin versant oued MELLAH KHERZA situé dans le bassin principal (oued ISSER) sont récapitulées dans le tableau II.5

Tableau II.5: Caractéristiques hydromorphométriques du bassin versant.

Caractéristiques	**Unité**	**Valeurs**
Surface (S)	km²	0.580
Périmètre (P)	km	3.773
Longueur de plus long talweg (lt)	km	1.681
Indice de compacité de Gravelieus (Kc)	/	1,39
Longueur de rectangle équivalent (Lr)	km	1.505
Largeur de rectangle équivalent (lr)	km	0,385
Altitude max (Hmax)	m	1162
Altitude moy (Hmoy)	m	1030.2
Altitude médiane (H50%)	m	1035.4
Altitude min (Hmin)	m	945
Altitude 5% (H5%)	m	1145.7
Altitude 95% (H90%)	m	957
Indice de pente globale (Ig)	m/km	52.09
Densité de drainage (Dd)	km/km^2	2.09
Pente moyenne de cours d'eau principale (Ic)	%	12.90
Temps de concentration (tc)	h	0.22

II.2. Les caractéristiques climatiques du bassin versant

Les conditions climatiques ont une influence décisive sur les conditions et le comportement hydrologique de bassin versant, les éléments qui définies le climat sont : La température de l'air, les précipitations, la vitesse de vent, l'humidité et l'évaporation…etc.
Les données des différents paramètres climatiques de la station de SOUAGUI recueillies auprès de l'office national de la météorologie (ONM).

II.2.1. Les paramètres climatiques

II.2.1.1. La température

La température est un facteur météorologique très important dans l'estimation du bilan hydrologique. Le tableau II.6 représente les données de la température relative à la station de SOUAGUI.

Tableau II.6 : Températures mensuelles minimales, maximales et moyennes (1994-2003)

Température en °C	Mois												Moyenne
	J	F	M	A	M	J	J	A	S	O	N	D	
Moyenne	5,5	6,4	9,1	12,0	15,8	20,3	25,6	25,6	20,6	15,6	9,8	6,0	14,20
Maximale	10	11,6	14	18,6	23,2	23,2	36	36	28,9	22,5	15,2	10,5	21,0
Minimale	1	1,3	3,4	5,4	8,5	11,9	15,2	15,3	12,3	8,7	4,5	1,5	7,41

Source : Station de Médéa ONM Dar El Baydha

II.2.1.2. L'évaporation

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 II.7

Tableau II.7 : Répartition mensuelle de l'évaporation moyenne en mm (1994- 2003)

		J	F	M	A	M	J	Jt	A	S	O	N	D
Évaporation	mm	48,1	55,3	89,4	98,7	142,3	201,8	262,8	23,6	150,6	111,3	61,1	46,5
	%	3,16	3,63	5,88	6,49	9,35	13,26	17,27	16,67	9,90	7,32	4,02	3,06

Source : Station de Médéa ONM Dar El Baydha

II.2.2. La pluviométrie

Les précipitations sont définies comme l'ensemble des eaux météorologiques recueillies par un bassin versant ou une surface bien déterminée. Elles peuvent se présenter sous forme liquide (pluie…etc.) ou sous forme solide (neige, grêle…etc.)

II.2.2.1. Données de base et références

Dans le but d'évaluer et d'analyser les précipitations de notre sous bassin versant (oued Mellah kherza), notre étude sera basée sur les données enregistrées au niveau de la station pluviométriques de SOUAGUI.

Les caractéristiques de la station pluviométrique sont représentées dans le tableau II.8

Tableau II.8 : Caractéristiques de la station pluviométrique.

Nom de la Station	Code de la station	Cordonnées Lambert		Altitude (m)	Années D'observations	N
		X (km)	Y (km)			
SOUAGUI	09-01-04	548.95	312.4	810	1973-2010	38ans

SOURCE : ANRH Blida

La série pluviométrique de la station de Souagui est donnée dans l'annexe N°1.

II.2.2.2. Répartition de la pluie mensuelle

Le tableau II.9 reproduit les valeurs des pluies moyennes mensuelles, ainsi que leurs répartitions sur une période de 38ans.

Tableau II.9 : Répartition mensuelle de la pluie annuelle (1973-2010)

Mois	Sep	Oct	Nov	Dec	Jan	Fev	Mar	Avr	Mai	Juin	Juil	Aout	Total (mm)
Moyenne	26.1	30.1	31.2	39.7	39.5	37.4	35.1	37.3	36.1	9.4	7.3	10	339.2
p %	7.7	8.9	9.2	11.7	11.6	11	10.3	11	10.6	2.8	2.2	3	100

Source : ANRH de Blida

II.3. Etude des pluies maximales journalières

Avant de déterminer les différentes caractéristiques des précipitations, une analyse statistique est indispensable afin de prendre les décisions les plus adéquates.

II.3.1. Analyse statistiques des pluies maximales journalières

L'estimation des pluies maximales journalières est souvent génératrice de crues exceptionnelles. Pour cela, il est important d'effectuer un ajustement statistique d'une loi théorique à la série d'observations afin d'aboutir à des conclusions valables et de prendre les décisions raisonnables.

Pour notre étude on passe par les étapes suivantes :

- ✓ Classer la série des précipitations par ordre croissant ou décroissant selon qu'on travaille à la fréquence au dépassement ou au non dépassement.
- ✓ Affecter un numéro d'ordre aux valeurs classées.
- ✓ Calculer la fréquence expérimentale.
- ✓ Calculer les caractéristiques empiriques de la série de donnée.

- ✓ Reporter les points sur papier à probabilité approprié à chaque loi
- ✓ Tracer la droite ou la courbe théorique appropriée.
- ✓ Calculer les quantiles et leur intervalle de confiance.

Les caractéristiques empiriques de l'échantillon sur une période de 38ans sont données dans le tableau II.11.

Tableau II.11: Caractéristiques empiriques de la série.

Caractéristiques	**valeurs**
La moyenne arithmétique	36.6
La médiane	32.9
L'écart type « бx »	17.0
Coefficient de variation	0.456

La série d'observation des pluies maximales journalières est donnée dans l'annexe N°2.

II.3.2. Choix de la loi d'ajustement

Comme il existe plusieurs méthodes d'ajustement des séries pluviométriques, l'efficacité d'une méthode d'estimation dépend de la loi de probabilité, de la taille de l'échantillon et de certaines caractéristiques de l'échantillon. Toutefois, les critères de choix d'une loi sont lies à un ajustement graphique d'abord et ensuite à un test de dispersion. L'allure des points sur du papier de probabilité permet d'accepter ou de rejeter la loi.

Dans notre étude, on va utiliser les deux lois suivantes :

1)-la loi de GUMBEL

2)-la loi de GALTON (log-normale)

L'ajustement des pluies maximales journalières sera effectuer à l'aide de logiciel **" Hyfran**". Avec une comparaison des graphes de régression obtenue par les deux lois d'ajustements cités.

II.3.2.1.Ajustement de la série pluviométrique à la loi de Gumbel

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

$$F(x) = e^{-e^{-\frac{X-X_0}{\alpha}}} \quad \text{..... (II.12).}$$

Avec : $y = \frac{x - x_0}{\alpha}$

y : variable réduite de Gumbel.

1/α : la pente de la droite de Gumbel.

x : précipitation maximale journalière (mm)

x_0 : paramètre de position (mode).

On peut écrire : y = - ln (- ln (F (x)))

- Calculer, pour chaque valeur de précipitation, la fréquence expérimentale par la formule de HAZEN :

$$F(x) = \frac{m - 0.5}{n}$$

Avec : m : rang de précipitation

n : nombre d'observations (28)

- calculer la variable réduite de Gumbel donnée par la formule suivante :

y = - ln (-ln (F(x)))

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

- Calcul des paramètres de l'ajustement de la loi de Gumbel :

La droite de Gumbel est donnée par la formule :

$$x = \frac{1}{\alpha} y + x_0 \qquad \text{..... (II.13).}$$

Avec : (1 / α) : la pente de la droite de Gumbel

Les résultats de l'ajustement par la loi de « Gumbel » sont donnés dans le tableau II.12.

Quantiles : q = F(X) (probabilité au non-dépassement)

T = 1/ (1-q)

Tableau II.12 : Ajustement à la loi de Gumbel.

Période de retour (ans)	Probabilité (q)	Pjmax	Ecart type	Intervalle de confiance (95%)
100.0	0.9900	90.1	10.8	68.8-111
50.0	0.9800	80.8	9.31	62.6-99.1
20.0	0.9500	68.4	7.29	54.2-82.7
10.0	0.9000	58.9	5.77	47.6-70.2
5.0	0.8000	48.9	4.27	40.5-57.3
2.0	0.5000	33.9	2.54	28.9-38.8

- Test d'adéquation du Khi-carré :

Hypothèses : H_0 : L'échantillon provient d'une loi de Gumbel

H_1 : L'échantillon ne provient pas d'une loi de Gumbel

Tableau II.13 : Résultats du calcul de l'adéquation.

X^2	p-value	Degrés de liberté	Nombre de classe
7.47	0.1877	5	8

Le tracé de la droite de Gumbel est présenté sur papier normal figure **II.3**

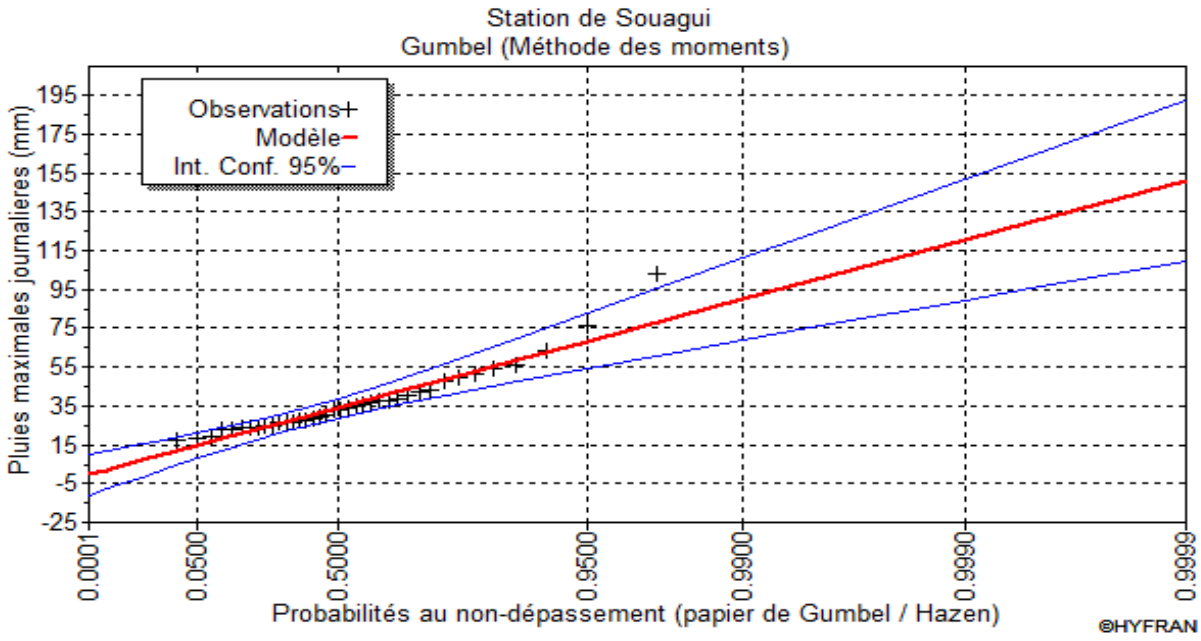


Figure II.3: Représentation graphique de l'ajustement à la loi de Gumbel.

II.3.2.2. Ajustement de la série pluviométrique à la loi de Galton (log-normale)

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

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

$$F(X) = \frac{1}{\sqrt{2\Pi}} \int_{u}^{+\infty} e^{-\frac{1}{2}u^2} du \quad \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots \quad (II.14).$$

$$\text{Ou : } u = \frac{X_i - \bar{x}}{\sigma_x}$$

L'équation de la droite de Galton est la suivante :

$$\text{Log } x(p\ \%) = \overline{Logx} + б * \text{Log } u(p\ \%)$$

$$LogX = \frac{\sum_{i=1}^{38} \overline{LogXi}}{N}$$

Les résultats de l'ajustement par la loi de Log Normal « Galton » sont résumées dans le tableau II.14

Tableau II.14 : Ajustement à la loi de Galton (Log-normale).

Période de retour (ans)	**Probabilité (q)**	**Pjmax**	**Ecart type**	**Intervalle de confiance (95%)**
100.0	0.9900	84	10.4	63.7-104
50.0	0.9800	75.5	8.54	58.8-92.3
20.0	0.9500	64.3	6.32	51.9-76.7
10.0	0.9000	55.8	4.81	46.4-65.2
5.0	0.8000	47.0	3.48	40.1-53.8
2.0	0.5000	33.8	2.15	29.6-38.0

- Test d'adéquation du Khi-carré :

Hypothèses : H_0 : L'échantillon provient d'une loi log normale.

H_1 : L'échantillon ne provient pas d'une loi log normale.

Tableau II.15: Résultats du calcul de l'adéquation.

X^2	**p-value**	**Degrés de liberté**	**Nombre de classe**
5.43	0.4764	5	8

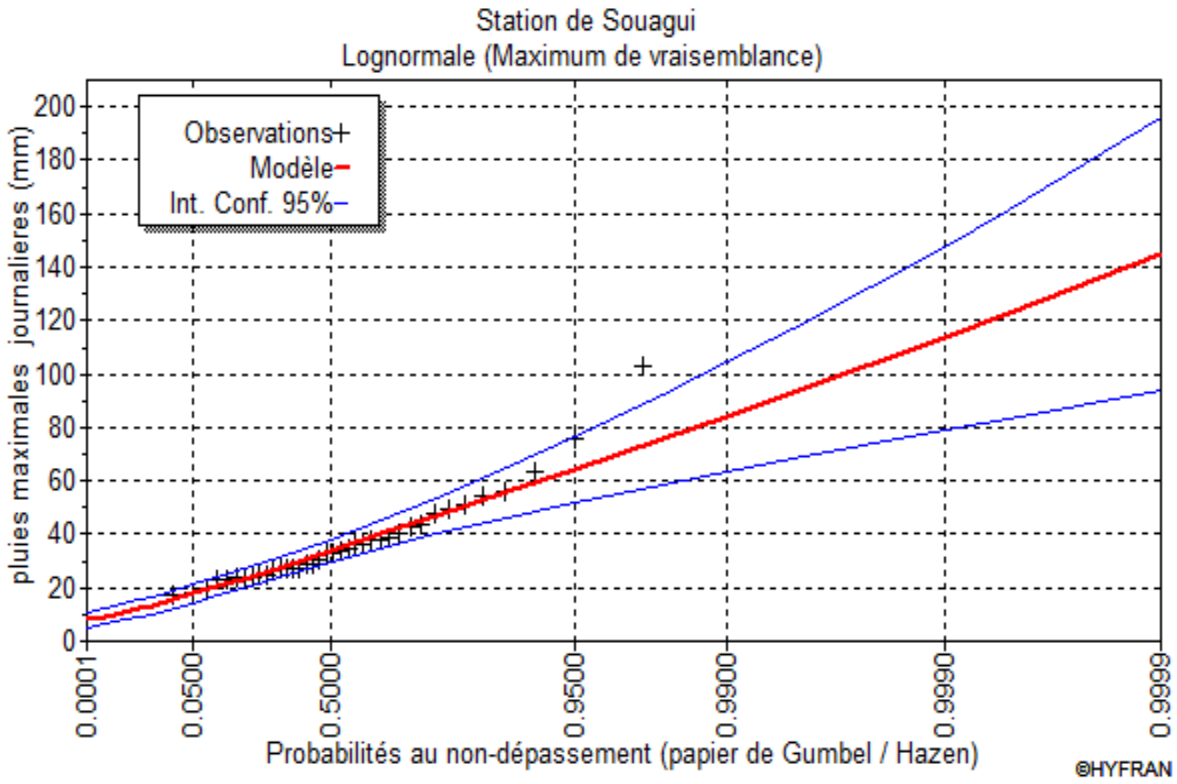


Figure II.4: Représentation graphique de l'ajustement à la loi de Galton (log normale)

Commentaire :

D'après les deux graphes, on trouve que la série de pluies maximales journalières suit la loi de Galton (log normale) mieux que celle de Gumbel, car on constate ; la droite d'ajustement est mieux ajustée par rapport aux nuages de points expérimentaux dans le cas de loi Galton.

II.3.3. Pluies de courtes durées

Pour une période donnée, Le passage des pluies maximales journalières aux pluies de courtes durées est effectué au moyen de la formule de Montanari :

$$P_{t,p\%} = P_{\max j,p\%} * \left[\frac{t}{24}\right]^b \quad \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots (II.15)$$

Avec :

$P_{maxj,p\%}$:Pluie maximale journalière de probabilité donnée.

$P_{t,p\%}$: Pluie de courte durée de probabilité donnée.

b: Exposant climatique ; b=0.22 (source ANRH Blida).

t : Durée de pluie (h).

L'intensité maximale de période t (h) et période de retour T (ans) est déterminée à partir de la relation :$It = \frac{Pmax\ t,p\%}{t}$

Les pluies et les intensités de courte durée pour différentes durées sont représentées dans le tableau II.1

Tableau II.16 : Pluies et intensité de courtes durées.

Période de retour (ans)	2		5		10		20		50		100	
fréquence (%)	50		20		10		5		2		1	
Pmax,j p% (mm)	33.9		48.9		58.9		68.4		80.8		90.1	
T (h)	P max,t p%	I_o (mm/h)	P max,t p%	I_o (mm/h)	P max,t p%	I_o (mm/h)	P max,t p%	I_o (mm/h)	P max,t p%	I_o (mm/h)	P max,t p%	I_o (mm/h)
0.5	14.42	28.85	16.74	76.10	19.88	90.34	22.90	104.11	26.89	122.24	29.92	136.00
1	18.37	15.05	20.06	40.11	23.81	47.62	27.44	54.87	32.22	64.43	35.84	71.69
2	19.57	11.38	25.54	17.03	30.32	20.21	34.94	23.29	41.02	27.35	45.64	30.43
3	20.55	9.26	27.21	13.60	32.30	16.15	37.22	18.61	43.70	21.85	48.62	24.31
4	21.39	7.86	28.58	11.43	33.93	13.57	39.09	15.64	45.90	18.36	51.07	20.43
5	22.13	6.87	29.75	9.92	35.31	11.77	40.69	13.56	47.78	15.93	53.16	17.72
6	22.79	6.13	30.77	8.79	36.53	10.44	42.10	12.03	49.43	14.12	55.00	15.71
7	23.39	5.54	31.69	7.92	37.62	9.41	43.35	10.84	50.90	12.73	56.64	14.16
8	23.94	5.07	32.52	7.23	38.61	8.58	44.49	9.89	52.24	11.61	58.12	12.92
9	24.44	4.68	33.28	6.66	39.51	7.90	45.53	9.11	53.47	10.69	59.48	11.90
10	24.92	4.36	33.99	6.18	40.35	7.34	46.50	8.45	54.60	9.93	60.75	11.04
11	25.36	4.08	34.65	5.77	41.13	6.86	47.40	7.90	55.65	9.28	61.92	10.32
12	25.77	3.84	35.26	5.42	41.86	6.44	48.24	7.42	56.64	8.71	63.02	9.70
13	26.17	3.62	35.84	5.12	42.55	6.08	49.03	7.00	57.57	8.22	64.06	9.15
14	26.54	3.44	36.39	4.85	43.20	5.76	49.78	6.64	58.45	7.79	65.03	8.67

15	26.90	3.27	36.91	4.61	43.82	5.48	50.49	6.31	59.29	7.41	65.96	8.25
16	27.24	3.12	37.40	4.40	44.41	5.22	51.17	6.02	60.09	7.07	66.85	7.86
17	27.57	2.99	37.88	4.21	44.97	5.00	51.82	5.76	60.85	6.76	67.70	7.52
18	27.88	2.87	38.33	4.03	45.51	4.79	52.44	5.52	61.57	6.48	68.51	7.21
19	28.18	2.76	38.77	3.88	46.02	4.60	53.04	5.30	62.27	6.23	69.28	6.93
20	28.47	2.66	39.18	3.73	46.52	4.43	53.61	5.11	62.95	5.99	70.03	6.67
21	28.75	2.56	39.59	3.60	47.00	4.27	54.16	4.92	63.59	5.78	70.75	6.43
22	29.02	2.48	39.98	3.48	47.46	4.13	54.69	4.76	64.22	5.58	71.45	6.21
23	29.28	2.40	40.35	3.36	47.91	3.99	55.21	4.60	64.82	5.40	72.12	6.01
24	29.54	2.32	40.72	3.26	48.34	3.87	55.70	4.46	65.41	5.23	72.77	5.82

La courbe intensité et durée de fréquence est représenté dans l'annexe n°3.

Les pluies de courtes durées et intensités correspondant au temps de concentration T=0.22h, sont données dans le tableau II.17

Tableau II.17 : Intensités et pluies de courtes durées correspondant au temps de concentration Tc=0,22h

Période de retour (ans)	2	5	10	20	50	100
P max,t p%	12.04	16.74	19.88	22.90	26.89	29.92
I_o (mm/h)	54.72	76.10	90.34	104.11	122.24	136.00

II.4. Estimation des apports

II.4.1. Estimation des apports liquides

On a estimé l'apport liquide moyen interannuel de l'Oued Chaabat (SIDI ZIANE) par des formules empiriques, Cette technique a été choisie en raison de l'absence d'informations hydrométriques au niveau de l'Oued concerné.

- **Formule de Samie** :

$$Le = P^2\left(293 - 2.2\sqrt{S}\right) \quad \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots (II.16)$$

Où : $A_0 = L_e . S$

Avec :

Le : lame écoulée (mm)

P : Précipitation moyenne (m)

S : Superficie du bassin versant (Km²)

- **Formule de l'ANRH :**

L'apport moyen interannuel est donnée par :

$$A_0 = 0.915 . \overline{P}^{2.684} . S^{0.842} \quad \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots (II.17)$$

Avec :

P : Précipitation moyenne (m)

S : Superficie du bassin versant (Km²)

- **Formule de Medinger :**

$$L_e = 1.024 (P - 0.26)^2 \quad \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots (II.18)$$

Soit : $A_0 = L_e . S$

Avec :

Le : lame écoulée (mm)

P : Précipitation moyenne (m)

S : Superficie du bassin versant (Km²)

Les résultats de calcul des apports moyen interannuel sont récapitulés dans le tableau II.18

Tableau II.18 : Les apports liquides.

Conclusion :

La valeur de l'apport choisie est celle donnée par la formule de Samie car elle est plus proche de la moyenne des trois méthodes.

II.4.2. Les caractéristiques de l'écoulement

a. Module de l'écoulement (Me) :

Avec :

$$M_e = \frac{A_0}{T} \quad \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots (II.19)$$

A_0 : Apport moyen annuel [litres].

T : Temps d'une année en [secondes] "T = 31,536.10^6 secondes".

b. Module de l'écoulement relatif ou spécifique (M_0)

Avec :

$$M_0 = \frac{M_e}{S} \quad \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots (II.20)$$

M_e : Module de l'écoulement *[l/s]*.

S : Superficie du bassin *[Km^2]*.

c. Lame d'eau écoulée (Le)

Avec :

$$L_e = \frac{A_0}{S} \quad \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots (II.21)$$

A_0 : Apport moyen annuel [litres].

S : Superficie du bassin. (Km^2)

d. Coefficient de l'écoulement (Ce)

Il est donné par la relation suivante :

$$C_e = \frac{L_e}{P_{moy}} \quad \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots (II.22)$$

Avec :

P_{moy} : Pluie moyenne annuelle en [mm] ;

L_e : Lame d'eau écoulée en [mm].

Tableau II.19 : Les caractéristiques de l'écoulement.

A_0 (Mm^3)	Me (L/S)	M_0 ($L/S/Km^2$)	Le (mm)	Ce
0.0194	0.615	1.06	33.45	0.098

II.4.3. Evaluation des apports solides

Nous ferons recours aux formules empiriques pour l'estimation des apports solides suite aux manques de données sur l'écoulement solide.

- **Formule de TIXERONT**

Cette formule teint compte de la perméabilité du bassin versant et de la lame d'eau ruisselée L_r. C'est la formule la plus utilisée en Algérie pour l'évaluation du taux d'abrasion.

$$E_S = a \cdot L_e^{0.15} \quad \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots (II.23)$$

Avec :

E_S : taux d'abrasion (T/km2/an)

L_e : lame d'eau ruisselée en (mm)

a : coefficient empirique qui caractérise la perméabilité du bassin versant.

a = 350 (bassin versant à perméabilité moyenne).

Le volume des sédiments est donné par la relation suivante :

$$V_S = \frac{E_S \cdot S}{\gamma} \quad \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots (II.24)$$

En tenant compte du poids spécifique moyen des sédiments $\gamma = 1.4\ T/m3$.

Les résultats des apports solides sont donnés dans le tableau II.20.

Tableau II.20 : Les apports solides

S (Km^2)	E_S ($T/km^2/an$)	V_S (m^3/an)
0.58	529.55	219.39

II.5. Etude de crues

L'estimation du débit maximal Q_{max} probable d'un cours d'eau est une étape indispensable au dimensionnement rationnel des aménagements lié à la protection contre les crues.

Les débits de crues ont une influence directe sur le régime hydrologique, à cause de la grande irrégularité, passant des débits nuls à des débits exceptionnels.

En absence de stations et d'observations hydrométriques sur le bassin hydrographique, l'estimation des débits de crues fréquentielle se fera à partir d'un examen des formules empiriques. Ces relations sont celles qui traitent aux mieux les petits bassins versant.

II.5.1. Formules empiriques pour le calcul du débit maximum probable

- **Formule de Mallet – Gauthier**

Dans leur étude sur les problèmes de l'eau en Algérie, ils ont établi une formule exprimant le débit maximum de crue en fonction des précipitations, de la surface du bassin versant et d'un coefficient K caractéristique géographique et climatique du bassin versant. **[8]**

$$Q_{\max,\ p\%} = 2K.\log(1 + 20\overline{H})\frac{S}{\sqrt{L}}\sqrt{1 + 4\log T - \log S} \quad \text{.....} \quad \text{.....} (II.25)$$

Avec :

K : constante comprise entre 1-3 on prend (K=2)

$\overline{H}$: Précipitation moyenne interannuelle en m

$$\overline{H} = \frac{\sum_{n=1}^{n=38} Pi}{38}$$

$\overline{H}$ = 339,22 mm

S : Surface du bassin versant en Km²

L : Longueur du talweg principale en Km

T : Période de retour (ans)

- **Formule de Turazza**

Cette formule utilise l'intensité moyenne maximale de précipitations déterminées sur un intervalle de référence égal au temps de concentration du bassin versant. **[8]**

$$Q_{\max,\ p\%} = \frac{c.\bar{i}_{tc}.A}{3.6} \quad \text{.....} (II.26)$$

Avec :

A : Surface du bassin versant(Km²)

$\overline{i_{tc}}$ *:* Intensité moyenne maximale des précipitations pendant une durée égale au temps de concentration en mm/h.

C : coefficient de ruissellement de la crue considérée pour une probabilité *P%*

Tableau II.21 : Valeurs du coefficient de ruissellement *C*

Fréquence %	1	2	5	10	20	50
Période de Retour (ans)	100	50	20	10	5	2
C	0.700	0.650	0.625	0.600	0.550	0.525

- **Formule de Sokolovsky**

Le débit maximum probable est donné par la formule suivante :

$$Q_{max_{P\%}} = 0.28 \frac{(X_{P\%tc} - H_0) \cdot \alpha_{P\%} \cdot S \cdot f}{t_m = t_C} \quad \text{.....(II.27)}$$

Avec :

$\alpha_{p\%}$ *:* coefficient de ruissellement pour la crue probable, il est calculé à partir de la formule suivante : $\alpha_{p\%} = \frac{\sqrt{Xtc} - \sqrt{H0}}{\sqrt{Xtc} + \sqrt{H0}}$

S : Surface du bassin versant en *Km²*

f : Coefficient de forme de la crue,

H_0 *:* pertes initiales en mm, Au nord de l'Algérie H_0=7 mm

T_c *:* Temps de concentration du bassin versant en heure.

$X_{p\%, tc}$: précipitation en mm, de probabilité p% correspondant à un temps t_c.

0.28 : coefficient de changement d'unité.

Le coefficient de forme de la crue peut être calculé par la formule :

$$f = \frac{12}{4+3\gamma}$$

- Pour S < 50 Km^2 on a $\gamma = 2$
- Pour des petits bassins non boisé, sol peu perméable, on a $\gamma = (2 \div 2.5)$
- Pour bassin boisé, sol perméable on a $\gamma = (3 \div 4)$

Puisque notre bassins versant à une surface inférieure à 50 Km² on prend $\gamma = 2$ alors $f = 1.2$

Tableau II.22 : Valeurs du coefficient de ruissellement $\alpha_{p\%}$

Période de						

retour (ans)	100	50	20	10	5	2
Fréquence(%)	1	2	5	10	20	50
$X_{p\%,\ tc}$	29.92	26.89	22.90	19.88	16.74	12.04
α	0.34	0.32	0.29	0.26	0.22	0.14

Les débits de crue donnés par les différentes formules sont représentés dans le tableau II.23

Tableau II.23 Les débits de crue donnés par les différentes formules.

Période de retour (ans)	100	50	20	10	5	2
Formule de Mallet-Gauthier	4.83	4.51	4.04	3.64	3.19	2.48
Formule de Turazza	15.33	12.79	10.47	8.72	6.74	4.62
Formule de Sokolovsky	6.88	5.60	4.06	2.94	1.89	0.621

Commentaire :

D'après les résultats obtenus par les différentes méthodes de calcul du débit de crue, on remarque que les valeurs du débit de crue obtenues par la formule de Mallet-Gauthier sont proches de celles données par la méthode de Sokolovsky.

Ce qui nous conduit à adopter un débit centenaire donné par la formules de sokolovsky pour notre dimensionnement, car cette dernière est d'usage très répondue chez les hydrologues du Nord d'Afrique, elle tient compte de plusieurs paramètres caractérisant le bassin versant (la pluie fréquentielle qui correspond au temps de concentration, perte d'eau initiale, le coefficient de ruissellement, la surface du bassin versant, la forme de la crue et du temps de montée de la crue).

II.5.2. Hydrogramme de crue

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

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

Les hydrogrammes de crues pour diverses fréquences sont évalués par la méthode de *Sokolovsky* qui assimile l'hydro-gramme à deux branches de courbe, l'une pour la montée et l'autre pour la décrue. Chacune d'elle a sa propre équation :

- Pour la montée de la crue :

$$Q_m = Q_{max_{P\%}} \left(\frac{t}{t_m}\right)^n \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots (II.28)$$

- Pour la décrue :

$$Q_d = Q_{max_{P\%}} \left(\frac{t_d - t}{t_d}\right)^m \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots (II.29)$$

Avec : t_m : temps de montée de la crue.

t_d : temps de la décrue.

m, n : puissance des équations m = 3, n = 2.

$t_m = t_c$ *et* $t_d = \gamma \cdot t_c$

Les débits de crue des différentes périodes de retour sont représentés dans le tableau II.24

Tableau II.24 : Les débits de crue des différentes périodes de retour.

Durée de la crue	**Qmax,i (m3/s)**

T (min)	Période de retour (ans)					
	2	**5**	**10**	**20**	**50**	**100**
0	0	0	0	0	0.00	0
2	0.01	0.04	0.07	0.09	0.13	0.16
4	0.06	0.17	0.27	0.37	0.51	0.63
6	0.13	0.39	0.61	0.84	1.16	1.42
8	0.23	0.69	1.08	1.49	2.06	2.53
10	0.36	1.08	1.69	2.33	3.21	3.95
13.2	0.62	1.89	2.94	4.06	5.60	6.88
15	0.50	1.53	2.38	3.28	4.53	5.57
17	0.39	1.19	1.84	2.55	3.51	4.32
19	0.29	0.90	1.40	1.93	2.66	3.27
21	0.22	0.66	1.03	1.42	1.96	2.41
23	0.15	0.47	0.73	1.01	1.39	1.71
26	0.08	0.26	0.40	0.56	0.77	0.94
29	0.04	0.12	0.19	0.26	0.36	0.45
32	0.01	0.05	0.07	0.10	0.13	0.16
35	0.00	0.01	0.02	0.02	0.03	0.04
37	0.00	0.00	0.00	0.00	0.01	0.01
39.6	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00

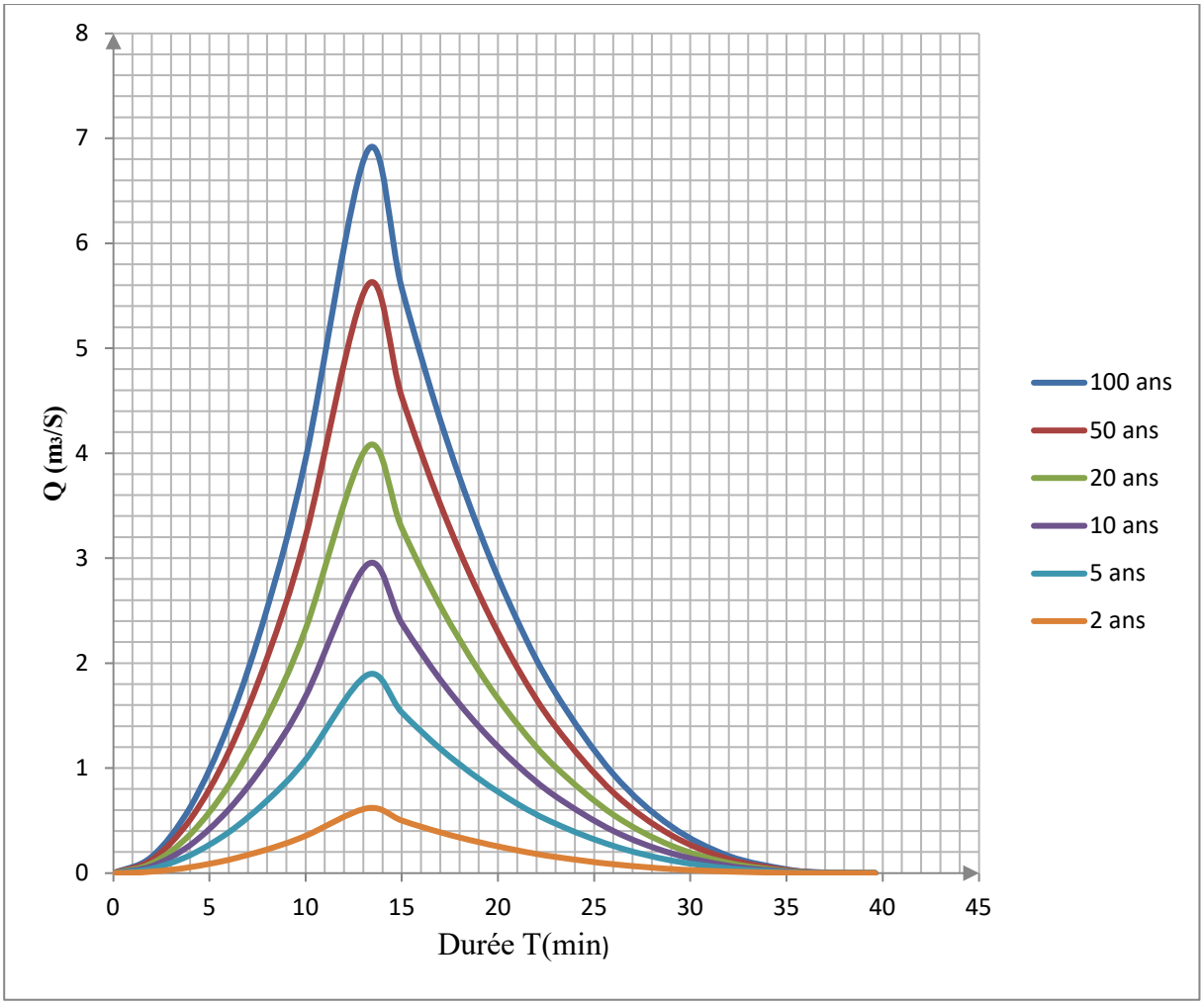


Figure II.5 : L'hydrogramme de crue du bassin versant.

Conclusion

A la fin de chapitre ; on 'a pu déterminés les caractéristiques du bassin versant influents sur l'oued à aménager, ainsi que l'estimation du débit de crue pour différentes période de retour à l'aide de plusieurs formules empiriques. Pour notre dimensionnement, nous avons optée pour la méthode de Sokolovsky pour une période de retour la centenaire avec un débit de : 6.88 m^3/s.

Chapitre III

Présentation d'aménagement

Introduction

Il est important avant d'aménager un oued, de réfléchir aux divers types d'ouvrages envisageables à adopter, pour mieux choisir un système d'aménagement invulnérable et épargner la ville de tous risques d'inondation.

Il faut que les solutions proposées soient réalisables et adaptables aux conditions du terrain aussi bien topographique que géologique.

L'étude comparative des variantes, passe d'abord par une analyse du site à protéger, d'une part afin d'assurer l'évacuation des eaux de ruissellement pendant les périodes de grande précipitation ; d'autre part elle permet de sélectionner la variante qui s'adapte aux conditions économiques et technique.

III.1. Les différents aménagements d'un cours d'eau :

Un cours d'eau est un chenal dans lequel s'écoule un flux d'eau continu ou temporaire. Il est un terme général pour désigner un fleuve, une rivière, un torrent, un ruisseau, un cours. **[1]** Parmi les divers aménagements, on citera :

- **Dragage :** Approfondissement du lit mineur par prélèvement de ses matériaux. **[1].**
- **Couverture de cours d'eau :** Canalisation poussée à l'extrême, notamment en milieu urbain ou périurbain, avec la couverture ou la mise sous tuyau complète du cours d'eau sur des linéaires pouvant être très importants. **[1].**
- **Endiguement :** Augmentation de la hauteur des berges pour éviter le débordement des eaux et pour préserver le maximum d'espace pour l'agriculture et l'urbanisation. Dans les plaines alluviales, des milliers de kilomètres de berges de cours d'eau ont été protégés contre les processus d'érosion, le plus souvent au moyen de techniques dites "lourdes" à base de perrés, de murs de béton, d'enrochements, de palplanches, de gabions,… etc. **[1].**
- **Rectification :** De très nombreux cours d'eau naturellement sinueux ou méandriformes ont été artificiellement rectifiés sur de longues distances. Généralement pour en augmenter la débitance (notamment grâce à l'augmentation de la pente) et réduire ainsi la fréquence de submersion des terrains riverains. **[1].**
- **Recalibrage :** Le principe du recalibrage consiste à augmenter la débitance du lit mineur en augmentant la section d'écoulement par élargissement du lit, Le recalibrage des cours d'eau est probablement l'un des types d'intervention les plus fréquemment réalisé dans le monde. Ce type de travaux hydrauliques a été mis en œuvre très

anciennement dans les zones urbaines et périurbaines, souvent accompagné d'endiguements étroits, pour réduire la fréquence des inondations. **[1].**

III.2. Description des variantes proposées pour l'étude :

Actuellement, l'oued est aménagé avec un gabionnage sur quelques endroits et un mur de soutènement qui s'avèrent en mauvais état vue les fissurations, dans le but de remédier et d'assurer aux habitants une protection contre les crues, nous proposons deux variantes :

Première variante : Protection par des canaux trapézoïdaux en béton armés.

Deuxième variante : Protection par des murs en gabion.

Dans ce qui suit, nous ferons une description de chaque variante.

III.2.1. Première variante :

Protection par un canal trapézoïdal à ciel ouvert en béton armé.

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

La protection se fera sur une distance de 700m.

Cette variante, elle est constituée d'un canal trapézoïdal en béton armé dont son rôle est de contenir et de rediriger les eaux vers un point préférentiel à la circulation. Au début de protection, on projette un canal d'amenée qui est composé d'un lit de pierres de largeur de 4m et une longueur de 4m, pour protéger le canal lui–même contre les affouillements, qui peuvent se produire lors de l'entrée des eaux dans le futur canal. Le lit de pierres à une largeur de 4m et une longueur de 4m, le canal à une épaisseur est de 15cm.

Ensuite, l'eau travers la route aux moyens des buses existantes (3 buses de diamètre 1000mm chacune) à partir du stade communale jusqu'à la fin de l'école, dont il faut vérifier les conditions d'écoulement.

Par la suite, nous continuerons notre aménagement par un canal trapézoïdal en béton armé jusqu'à la route menant vers la commune de Souagui.

En fin de parcours, nous proposons un autre lit en enrochement pour limiter les affouillements à la sortie de la protection.

Pour la protection des riverains contre des éventuels chutes, nous concevrons une protection en aciers de hauteurs de 1m.

Les dimensions du canal sont : b x H x L et un fruit de talus (m)

Avec :

b : largeur de canal au fond en (m).

H : la profondeur de canal en (m).

L : la longueur de tronçon en (m).

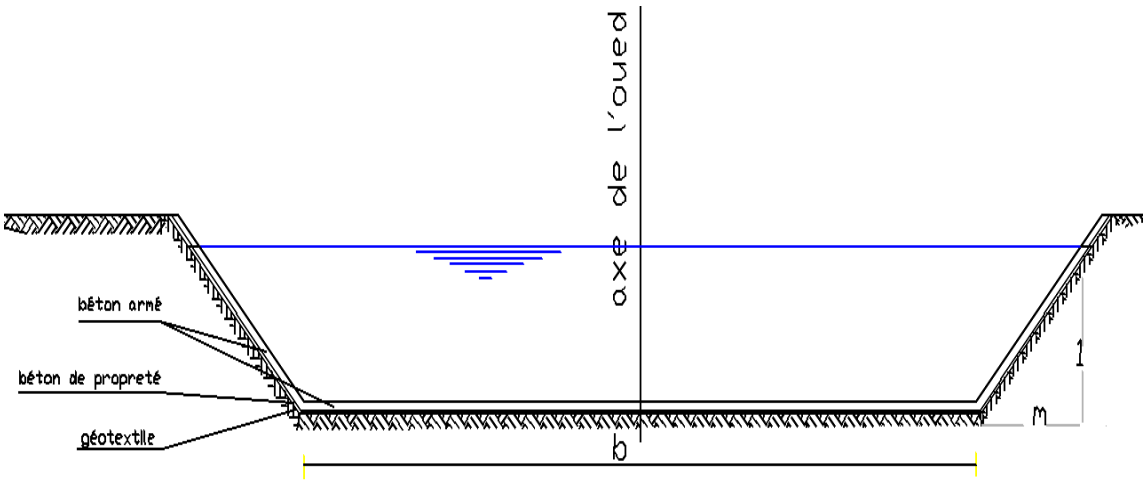


Figure III.1 : Variante 1, canal avec une section trapézoïdale en béton armé.

III.2.2. Deuxième variante :

Protection par un mur en gabion.

Les gabions sont des structures parallélépipédiques formées de cages grillagées en fil de fer et emplies de Cailloux ou de galets.

La seconde variante consiste en un canal qui ressemble au premier sauf qu'au lieu d'un canal en béton, nous aurons des canaux en gabions. La forme des murs est en escalier des deux côtés de l'axe de la rive. Il est ancré de 50 cm environ au sol. Des gabions en semelles sont placés entre le terrain de fondation et les gabions afin de mieux répartir les charges.

Nous gardons les ouvrages d'entrés et de sorties comme ceux de la première variante c'est-à dire un lit de pierre pour faire face aux affouillements. La largeur de protection est de 4m.

Les dimensions de ces caisses sont conformes aux normes universelles (1x1xl), le diamètre des roches varie entre de 20 à 40 cm, la couche en béton à une épaisseur d'environ 10cm.

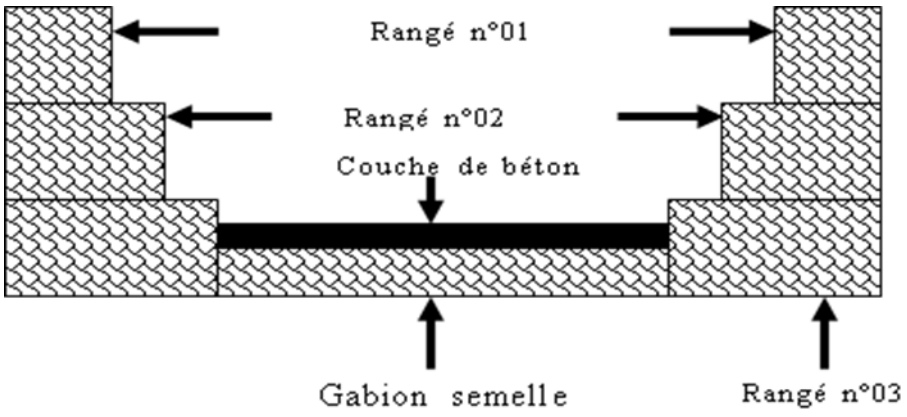


Figure III.2 : variante 2, canal avec section trapézoïdale étagé en gabion.

III.3. Comparaison des variantes

Dans le tableau III.3, on citera les avantages et les inconvénients de chaque type d'aménagement.

Tableau III.1 : Avantages et inconvénients de chaque type d'aménagement.

Type d'aménagement	Avantages	Inconvénients
Gabionnage	▪ Les gabions coutent peu surtout si les pierres sont disponibles. ▪ Ils permettent de réduire la vitesse des courants grâce à leurs perméabilités. ▪ Parfaite intégration à l'environnement. ▪ La rigidité de chaque gabion, ainsi que le mode de solidarisations des gabions mis en place, confèrent à l'ensemble un caractère monolithique.	▪ Durée de l'ouvrage relativement courte. ▪ Curage de l'ouvrage très difficile du fait de ses aspérités. ▪ l'amont et l'aval sont les points les plus sensibles de la ligne d'enrochement, si l'eau arrive à passer d'derrière les blocs amont tout l'ouvrage est menacé par l'érosion et peut assez rapidement s'effondrer. ▪ Pendant le curage, l'endommagement de certains éléments est inévitable. ▪ Il demande une main d'œuvres qualifies pour sa bonne exécution.
Canal trapézoïdal en béton armé (ciel ouvert)	▪ Meilleur caractéristiques hydrauliques de l'écoulement. ▪ Les matériaux de construction sont disponibles. ▪ La forme étroite est adaptée à la ville. ▪ Une durée de vie importante. ▪ En cas d'obstruction, une facilité de nettoyage. ▪ Assurance d'une propreté relative de ne pas être utilisé comme une décharge. ▪ Simple à réaliser.	▪ Un cout de génie civil élevé. ▪ Risque d'être considéré comme une décharge par les riverains.

Conclusion :

En tenant compte de l'analyse comparative des deux variantes cité précédemment et de l'analyse hydraulique, nous proposons la première variante qui est un canal trapézoïdal en béton armé même si cette dernière présente un cout plus élevé que celle d'un aménagement par gabionnage.

Le choix de cette variante est due aux plusieurs avantages qu'elle présente, elle est la plus adaptée à notre terrain vu que l'agressivité du sol est faible par rapport au béton, également elle assure un rendement hydraulique efficace, ainsi qu'une longévité importante de l'ouvrage.

Chapitre IV

Calcul hydraulique

Introduction

Dans ce chapitre, on procédera au calcul hydraulique sur la base des résultats obtenus (chapitre d'étude hydrologique) et après avoir définie la variante adéquate à notre cours d'eau ; notre objectif est de déterminer les différentes caractéristiques géométriques, hydrauliques des ouvrages d'évacuations afin de satisfaire les conditions d'écoulement.

IV.1. Généralités sur les écoulements à surface libre

Ces écoulements par définition présentent la particularité de comporter une surface libre en contact directe avec l'air, ils se passent sous l'action de la force de pesanteur.

IV.1.1. Les différents types de canaux

On distingue deux types de canaux :

- **Les canaux naturels :** ce sont les cours d'eau qui existe naturellement sur (ou sous) terre, tels que les ruisselets, torrents, rivières, fleuves. Les propriétés géométriques et hydrauliques de ces canaux sont généralement assez irrégulières.
- **Les canaux artificiels** : ce sont des cours d'eau réalisé par l'homme sur (ou sous) terre, telle que : les canaux découvert construits au ras du sol (canaux de navigation) ou les canaux couverts (égouts, drains...etc.).**[1]**

IV.1.2. Les caractéristiques géométriques des canaux

Avant de présenter les lois hydrauliques, la connaissance des caractéristiques géométriques se rapportant aux canaux s'impose.

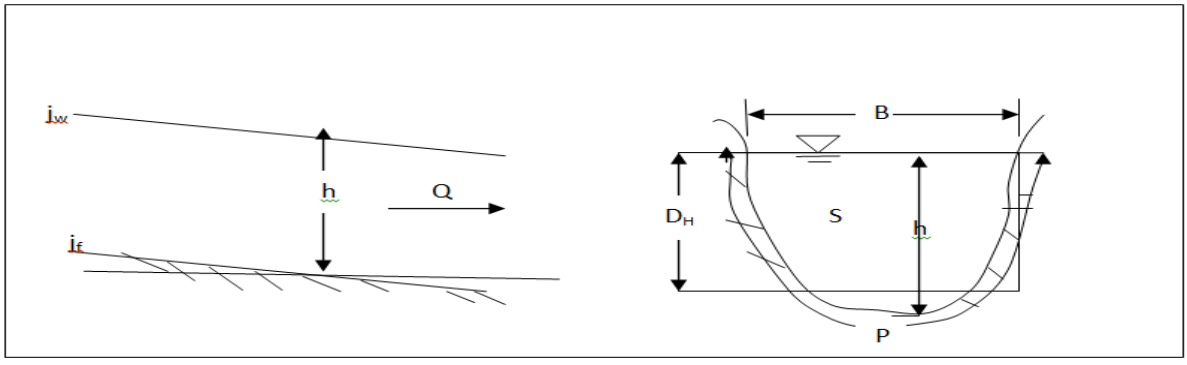


Figure IV.1 : Section transversale des canaux et leurs éléments géométriques.

La section transversale d'un canal est une section plane normale à la direction de l'écoulement. Les éléments géométriques d'une section, sont les suivants :

- **La section ou la surface mouillée (S)**, est la portion de la section occupée par le liquide.

- **Le périmètre mouillé (P)**, la longueur de la ligne de contact entre la section mouillée et lit (fond et berge), mais ne comprend pas la surface libre.
- **Le rayon hydraulique (R_h)**, le rapport entre la section mouillée (S) et le périmètre mouillé(p).
- **La profondeur d'écoulement (h),** hauteur d'eau au- dessus du fond du canal.
- **La largeur de surface ou largeur au miroir (B),** c'est la largeur de la surface libre de l'eau dans le canal.
- **La profondeur hydraulique (D_h),** c'est le rapport entre la surface mouillée et la largeur de la surface libre.

En plus des éléments géométriques d'une section, l'étude hydraulique des canaux prend en considération les pentes longitudinales du canal :

- La pente de fond du canal, J_F. Elle dépend essentiellement de la topographie et de la constitution du terrain.
- La pente piézométrique ou la pente de la surface libre, J_W.

IV.1.3. Types d'écoulements dans les canaux

La classification des écoulements peut se faire selon la variation de caractéristiques hydrauliques telles que la profondeur d'écoulement (h), la vitesse d'écoulement en fonction du temps et l'espace. **[6].**

A. Variabilité dans le temps : Un écoulement est dit **permanent**, si toutes les propriétés de l'écoulement sont constantes dans le temps, la vitesse est ponctuelle, ainsi que la profondeur h, restent invariable dans le temps en grandeur et en direction. Par conséquent le débit est constant.

- Un écoulement est dit **non permanent**, si la profondeur h, ainsi que les autres paramètres varient avec le temps. Par conséquent le débit est variable.
- Au sens strict, l'écoulement, dans les canaux est rarement permanent. Néanmoins, les variations temporelles sont souvent suffisamment lentes pour que l'écoulement puisse être considéré comme permanent, du moins dans un intervalle de temps relativement court.

B. Variabilité dans l'espace : Le mouvement est **uniforme** si la profondeur (h), ainsi que les autre paramètres, restent invariable dans les diverses sections du canal. La ligne de la pente de fond est donc parallèle à la ligne de la surface libre et l'on a J f=JW.

- Le mouvement est **non uniforme** ou varie si la profondeur, Dh(x), ainsi que les autre paramètres, changent d'une section à l'autre. La pente de fond diffère alors de celle de la surface libre, f≠JW.
- Lorsque le mouvement est **graduellement varie**, la profondeur, Dh(x)=Dh, ainsi que les autres paramètres, ne changent que très lentement d'une section a l'autre. On peut donc admettre que l'écoulement est quasi uniforme le long d'un petit tronçon et que la vitesse reste quasiment constante.
- Lorsque le mouvement est **rapidement varie**, la profondeur, Dh(x), ainsi que les autres paramètres changent brusquement, parfois avec des discontinuités. Cela se manifeste en général au voisinage d'une singularité, telle qu'un déversoir, un rétrécissement, un ressaut hydraulique ou une chute brusque.
- Les types d'écoulements qu'on rencontre en hydraulique fluviale peuvent être résumés ainsi :

i) Ecoulement permanent { Uniforme ; Non uniforme (graduel ou rapide)

ii) Ecoulement non permanent { Uniforme (rare) ; Non uniforme (graduel ou rapide)

IV.1.4. Régime d'écoulement

Les écoulements à surface libre sont caractérisés par un nombre de Reynolds et un nombre de Froude qui permettent de classer l'écoulement.

Le nombre de Reynolds, représente le rapport des forces d'inertie aux forces de frottement, il permet le classement des écoulements comme suit :

- écoulement laminaire Re'<500
- écoulement transitoire 500 <Re'< 2000
- écoulement turbulent Re'>2000

Dans la pratique, on ne rencontre généralement que les écoulements turbulents.

Le nombre de Froude, représente le rapport entre les forces de pesanteur et celles d'inertie, son rôle est de permettre le classement des écoulements comme suit :

- écoulement fluvial Fr<1
- écoulement torrentiel Fr>1
- écoulement critique Fr=1

Par conséquent, les effets du nombre de Reynolds et du nombre de Froude donnent quatre régimes d'écoulement :

- fluvial-laminaire Fr<1 , Re'<500
- fluvial-turbulent Fr<1 , Re'>2000
- torrentiel-laminaire Fr<1 , Re'<500
- torrentiel-turbulent Fr>1 , Re'>2000

IV.2. Dimensionnement des canaux

L'écoulement véritablement uniforme est très rare dans les canaux naturels et assez rare dans les canaux artificiels, bien qu'il soit rare, on l'utilise souvent comme écoulement standard pour l'étude (théorique et expérimentale) de base pour tous les autres types d'écoulement. **[2]**

IV.2.1. Les formules principales de calcul

Les canaux artificiels sont en général de dimension importante. En conséquent le nombre de Reynolds et la rugosité ont des valeurs élevées. Cela implique que l'écoulement turbulent est souvent rugueux. **[2]**

Pour un écoulement turbulent, la formule de calcul principal est la relation de Chézy :

$$U = C.\sqrt{R \times Jf} \quad \text{..... (IV.1)}$$

Avec :

U : La vitesse moyenne [m/s] ;

R_h : Rayon hydraulique [m] ;

Jf: La pente du fond du canal [m/m] ;

C : Coefficient de Chézy [$m^{1/2}/s$] ;

Pour le calcul du coefficient de Chezy, différentes formules d'origine empiriques sont proposées, en le relient au rayon hydraulique, R_h. Parmi ces formules :

a. La formule de BAZIN

Etablie avec des données des petits canaux artificiels, la relation s'écrite **:**

$$C = \frac{87}{1+(m_B/\sqrt{R_h})} \quad \text{..... (IV.2)}$$

Le coefficient de Bazin varie de m_B=0.06 [$m^{0.5}$], pour un fond à surface lisse, à m_B=1.75 [$m^{0.5}$] pour un lit de galets ou encombré d'herbe.

b. La formule d'AGROSKINE

$$C = \frac{1}{n} + 17.72\, log\, Rh \quad \text{..... (IV.3)}$$

Avec :

C: Coefficient de Chézy [$m^{1/2}$/s] ;

R_h: Rayon hydraulique [m] ;

n: La rugosité ;

c. La formule de MAINNING-STRICKLER

$$C = \frac{1}{n} R^{\frac{1}{6}} \quad \text{..... (IV.4)}$$

Avec :

C: Coefficient de Chézy [$m^{1/2}$/s] ;

R_h: Rayon hydraulique [m] ;

n: Coefficient de rugosité avec 1/n= K_S

La formule de MAINNING-STRIKLER permet de transformer la formule de Chézy pour obtenir :

$$U = K_S \cdot R_h^{2/3} \cdot Jf^{1/2} \quad \text{..... (IV.5)}$$

En utilisant l'équation de continuité : Q=U×S, on obtient :

$$Q = S.K_S \cdot R_h^{2/3} \cdot Jf^{1/2} \quad \text{..... (IV.6)}$$

Avec :

U : La vitesse moyenne [m/s] ;

R_h : Rayon hydraulique [m] ;

J_f: La pente du fond du canal [m/m] ;

C : Coefficient de Chézy [$m^{1/2}$/s] ;

K_s : Coefficient de Strickler [$m^{1/3}\ s^{-1}$]

Quelques ordres de grandeur du coefficient de Strickler de canaux et rivières sont représentés dans le tableau IV.1

Tableau IV.1 : Quelques ordres du coefficient de Strickler. **[2]**

Nature des parois	**Valeur de K en $m^{1/3}.S^{-1}$**
Béton lisse	75-90
Canal en terre, non enherbé	60
Canal en terre, enherbé	50
Rivière plaine, sans végétation	35-40
Rivière plaine, large, végétation peu dense	30
Rivière à berges étroites très végétalisées	10-15

Remarque : Dans notre dimensionnement, on utilisera la formule de MANNING-STRICKLER.

IV.2.2. Vitesse d'érosion

Pour éviter les ruptures du fond et des berges des canaux sur l'action dynamique du courant de l'eau, la vitesse de celui-ci ne doit pas être supérieure à la vitesse limite maximale. Les valeurs de vitesse moyenne limite d'érosion pour les lits consolides sont données dans le tableau IV.2

Tableau IV.2 : Valeurs de vitesse moyenne limite d'érosion pour les lits consolides. **[3]**

Soutènements	Vitesse, $V_{ér}$ (m/s)
Consolidation des parois d'un canal par les	1,0 – 1,5
Revêtement de faschines en branches sèches	1,5 – 2,0
Pavage de pierre à une couche	2.5 – 4.0
Pavage de pierre à deux couches	3,5 – 5,0
Gabions	4,0 – 6,0
Revêtement de béton	6,0 – 10,0

IV.3. Calcul des paramètres géométriques

Pour le choix de la section du canal, nous avons adoptés une forme trapézoïdale qui présente des simplicités de réalisation, dont les différents paramètres géométriques sont récapitulés dans le tableauVI.2.

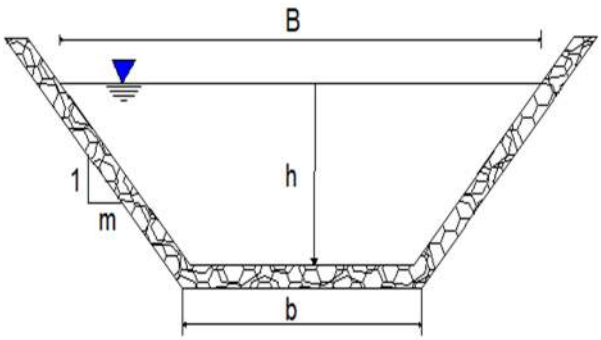


Figure IV.2 : Section trapézoïdale.

Tableau IV.3 : Paramètres géométriques d'un canal à section trapézoïdale.

Désignation	Expression	Définition
b	$2h\,(\sqrt{1+m^2}$ - m)	La largeur inferieur du canal.
B	b + 2mh	La largeur supérieure du canal.
S	h (b + mh)	La surface mouillée
P	$b + 2h\ \sqrt{1+m^2}$	Le périmètre mouillé
R_h	$\frac{h(b+mh)}{b+2h\sqrt{1+m^2}}$	Le rayon hydraulique
m	cotg φ	Le fruit de talus

IV.3.1. Calcul de la profondeur normale

- La profondeur normale, $h_n$en écoulement uniforme dans un canal de pente, I, donnée, parcouru par un débit, Q. (Les éléments géométriques de la section qui correspondent a la profondeur normal, h_n, sont appelés éléments normaux, telle que :R_{hn}, S_n ,ou P_n.)
- Il existe plusieurs méthodes du calcul de la profondeur normale, hn ; Et parmi ces méthodes, on a la méthode itérative.
- Le procède de calcul par la méthode itérative consiste à introduire les expressions pour S et Rh ainsi que les valeurs de n (si on utilise la formule de Manning-Strickler) et I dans l'équation (IV.6) pour le débit Q, ensuite on fixe la valeur de la largeur de fond, b (il dépend de la forme de la section du canal), et enfin, on fait varier les valeurs de h (avec un pas fixe ou variable) et on détermine Q Jusqu'à Qmax.

IV.3.2 L'énergie spécifique, HS

L'énergie (charge) totale pour une pente faible (J_f<0.1) dans une section est donnée par :

$$\frac{U^2}{2g} + h + z = H \quad \text{..... (IV.7)}$$

Dans l'équation précédente (IV.7) pour définir la charge, on se rapporte à un plan de référence horizontal quelconque.

Si l'on se réfère maintenant au fond du canal, le terme z est fixé par l'implantation du canal, on définit une fraction de la charge totale, appelé charge spécifique, Hs (voir figure IV.2) ; on écrit alors :

$$\frac{U^2}{2g} + h = H_S \text{.....(IV.8)}$$

Avec l'équation de continuité, $Q = US$ on obtient :

$$\frac{Q^2/S^2}{2g} + h = H_S \quad \text{..... (IV.9)}$$

La notion de la charge spécifique est souvent très commode ; elle facilite la compréhension et aide à résoudre différents problèmes d'écoulement à surface libre.

Pour la section d'un canal donné, la surface, S, est une fonction de la profondeur d'eau, h, et l'équation (IV.9) établit une relation de la forme suivante :

$$H_S = f(Q, h) \text{ ..... (IV.10)}$$

Qui permettra l'étude de la variation de :

i) Courbe d'énergie spécifique : h avec Hs, pour un débit donné Q=Cte ;

ii) Courbe de débit : h avec Q, pour une énergie constante.

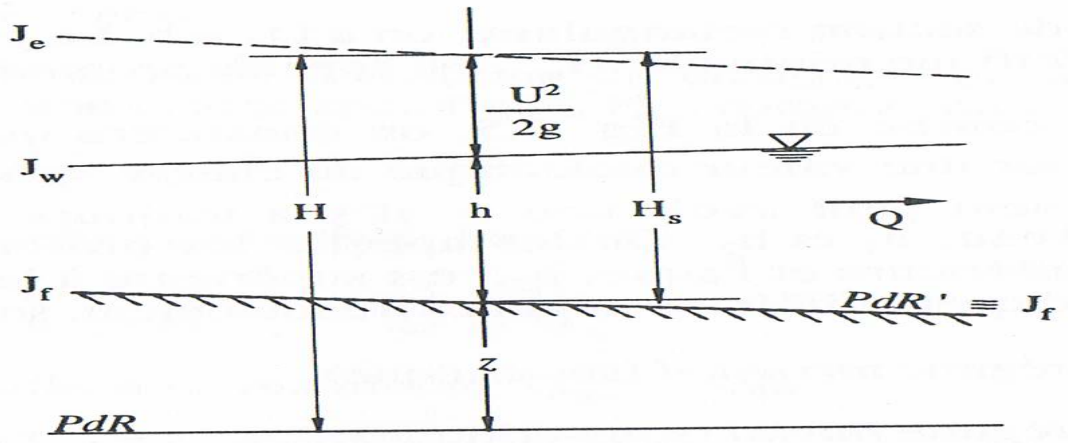


Figure IV.3 : Définition de la charge totale H, et de la charge spécifique Hs.

- **Courbe de l'énergie spécifique**

Pour un débit constant l'équation(IV.9), donne la charge spécifique, Hs, en fonction de la profondeur d'eau, h, la courbe correspondante à deux asymptotes (voire la figure IV.3) :

1) pour h=0, une asymptotes horizontale ;
2) pour h= infini, la droite h=Hs est une autre asymptotes.

D'après la figure IV.3, la courbe a un minimum, Hs_{cr}, pour :

$$\frac{dH_S}{dh} = -\frac{Q^2}{gS^3}\frac{dS}{dh} + 1 = 0 \quad \text{.....(IV.11)}$$

Du fait que, dS/dh=B, à la surface libre et avec la profondeur hydraulique, D_h=S/B, on obtient :

$$\frac{Q^2}{gS^3}\frac{B}{S^3} = \frac{U^2}{gD_h} = 1 \quad \text{..... (IV.12)}$$

- En suivant la courbe de la figure IV.3, dans le cas où un écoulement peut avoir lieu. On constatera que il y'a toujours deux solutions pour les profondeurs d'eau, h_1 et h_2, pour un débit constant et une valeur quelconque de charge spécifique, Hs.
- Les deux profondeurs h_1 et h_2 on les appelle les profondeurs correspondantes ou les profondeurs conjuguées ($h_1 < h_{cr} < h_2$), toutes les deux indiquent les différents régimes d'écoulement, soit :

h <hcr , Régime fluvial ;

h >hcr , Régime torrentiel ;

h = hcr , Régime critique.

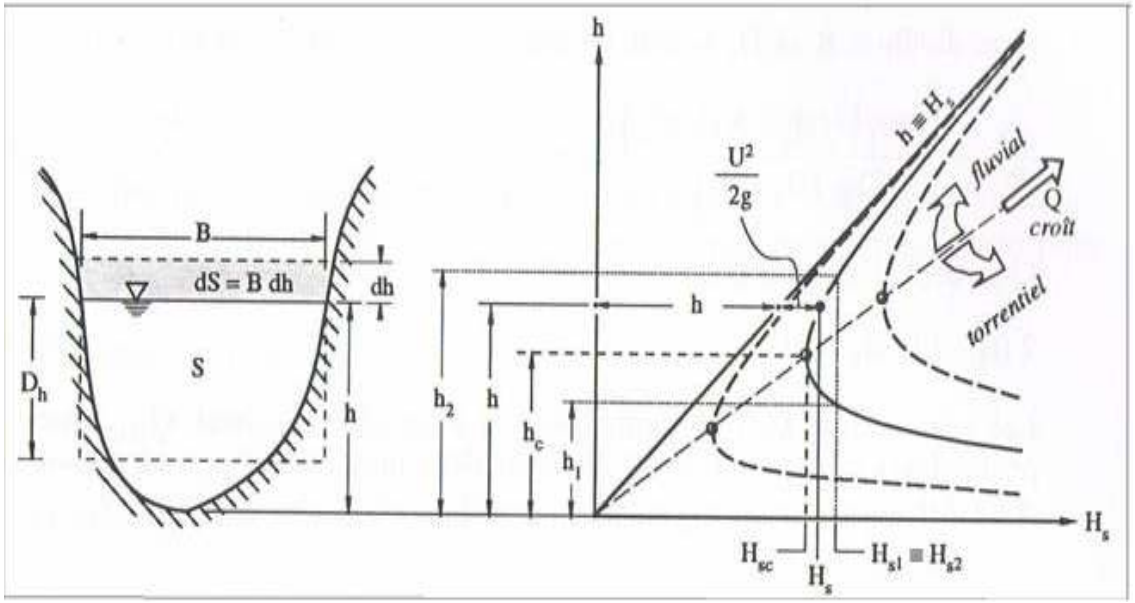


Figure IV.4 : Courbe d'énergie spécifique, Hs=f(h), Q=Cte.

➢ **Courbe de débit**

Pour une charge spécifique, Hs, donnée. L'équation(IV.9) donne l'évolution de débit en fonction de la profondeur d'eau, h, comme suit :

$$Q = S\sqrt{2g\left(H_S - h\right)} \quad \text{.....(IV.13)}$$

À partir de la courbe (figure IV.4), on obtient :

3) pour h=0 , Q=0;

4) pour h=Hs , Q=0.

De plus, la courbe a un maximum, Q_{max}, pour :

$$\frac{dQ}{dh} = \frac{2g\left(H_S - h\right)\left(dS/dh\right) - Sg}{\left[2g\left(H_S - h\right)\right]^{1/2}} = 0 \quad \text{.....(IV.14)}$$

Avec dS/dh=B et D_h=S/B, on écrit :

$$\frac{dQ}{dh} = \frac{gB\left(2\left(H_S - h\right) - D_h\right)}{\left[2g\left(H_S - h\right)\right]^{1/2}} = 0 \quad \text{.....(IV.15)}$$

$$\frac{dQ}{dh} = 0 \ , \quad \text{si} \quad 2\left(H_S - h\right) - D_h = 0 \quad \text{..... (IV.16)}$$

Les valeurs, h et D_h, qui correspondent à un débit maximal, Q_{max}, sont les profondeurs critiques, h_c et D_{hc}. Pour un débit inférieur à Qmax, on retrouve les deux différents régimes d'écoulement (voir la figure IV.4 et IV.5).

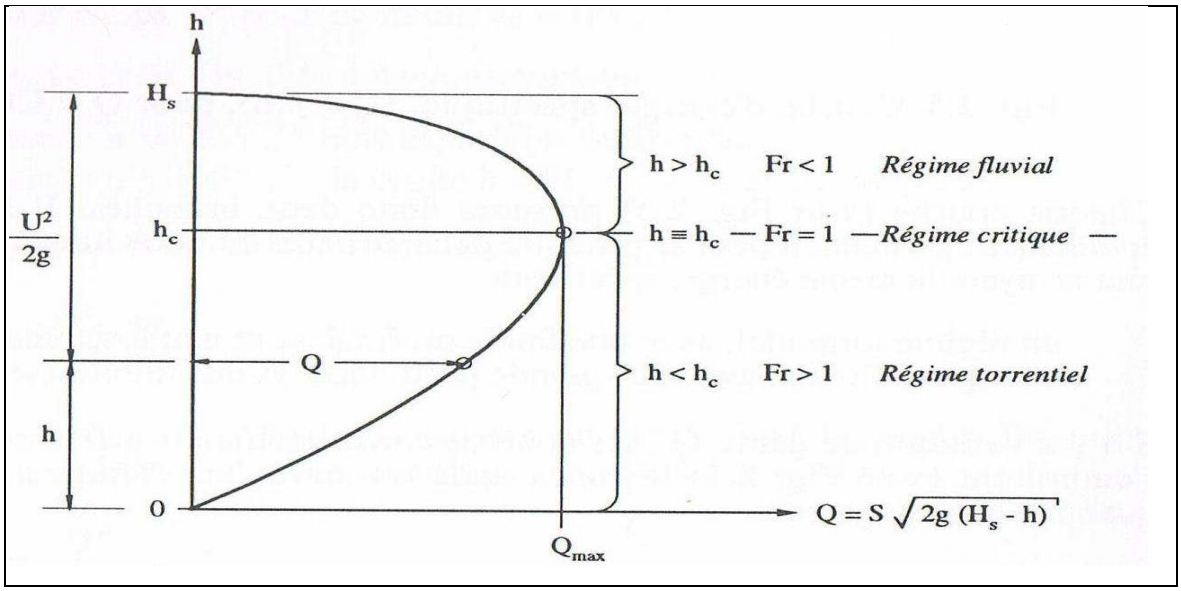


Figure IV.5 : Courbe des débits, Q=f(h), pour Hs=Cte.

IV.3.3. La profondeur critique

La profondeur critique, h_c, d'un canal est la profondeur d'eau à laquelle :

i) L'énergie spécifique est minimal, $\mathbf{H_{scr}}$, pour un débit donné (Figure IV.3) ;

ii) Le débit est maximum, Qmax, pour une énergie spécifique donné (Figure IV.4).

À partir de la notion de l'énergie spécifique, cité précédemment :

Il s'ensuit que l'équation (IV.16) s'écrit :

$$2\left(H_{S_C} - h_C\right) = D_h \quad \text{.....(IV.17)}$$

Et, en utilisant l'équation (IV.13), le débit maximal, Qmax, est donné par :

$$Q_{\max} = S\sqrt{gD_{h_C}} \quad \text{.....(IV.18)}$$

La vitesse moyenne correspondant à la profondeur hydraulique critique, Dhc, est :

$$U_C = \sqrt{gD_{h_C}} \qquad \text{ou} \qquad \frac{U_C^2}{2g} = \frac{D_{h_C}}{2} \quad \text{..... (IV.19)}$$

En régime critique, donc la charge cinétique est donc égale à la moitié de la profondeur hydraulique.

L'équation IV.19 peut aussi être écrite ainsi :

$$\frac{U_C}{\sqrt{gD_{h_C}}} = 1 \quad \text{.....(IV.20)}$$

L'équation IV.20 est la définition du nombre de Froude en régime critique (Fr=1)

IV.3.4. La pente critique

La pente critique, pour un débit donné, est celle pour laquelle ce débit s'écoule en régime uniforme critique, autrement dit la pente ou le débit s'écoule sous un minimum de charge**. [4].**

En utilisant la formule de Chézy en régime critique :

$$Q = S_{cr} C\sqrt{R_h J_c} \quad \text{..... (IV.21)}$$

De plus, en régime critique le nombre de Froude est égale à 1 (équation IV.20), avec l'équation de continuité de débit, l'équation IV.20 devient :

$$\frac{C^2 S_c^2 R_h J_C}{S^2 g D_{h_C}} = 1 \quad \text{..... (IV.22)}$$

Avec, la profondeur hydraulique, D_h=S/B, on écrit :

$$J_c = \frac{gS}{C^2 B R_h} \quad \text{..... (IV.23)}$$

IV.3.5. Ecoulement dans une courbe

Une courbe qui se trouve dans un canal rectiligne provoque un changement de direction de l'écoulement.

Si le débit, Q, reste constant à travers la courbe, la vitesse moyenne, U, ainsi que la surface, S, restent constantes. La répartition de la profondeur, h(y), donne toutefois une pente transversale et provoque une surélévation, Δz, sur le bord extérieur (voir figure IV.5).

En utilisant la méthode proposé par *Kozeny(1953)* pour les écoulements turbulent, la surélévation, Δz, se calcul par la relation suivante :

$$\Delta z = \frac{u_a^2}{2g}\left(\frac{r_0}{r_1} - \frac{r_0}{r_2}\right) \text{.....(IV.24)}$$

Avec : Ua=U, pour $r = r_0$ (cela implique que la vitesse axial, Ua, se confonde à peu près avec la vitesse moyenne U).

Étant donné : $B = r_2 - r_1$ est la largeur de la courbe, on aura :

$$\Delta z = \frac{B r_0}{r_1 r_2}\left(\frac{U^2}{2g}\right) \text{..... (V.25)}$$

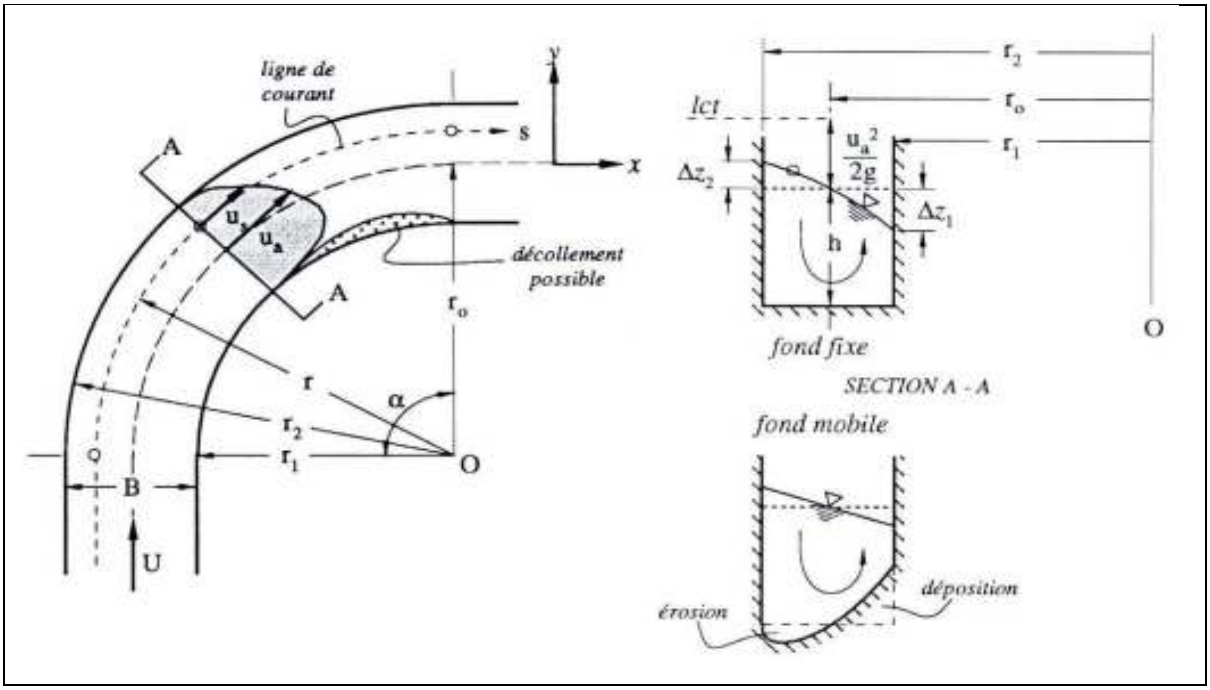
Si la largeur, B, est faible devant le rayon de courbure, r_0 on peut écrire :

$$\Delta z = \frac{B}{r_0}\frac{U^2}{2g} \text{.....(IV.26)}$$

Le profil transversal de la surface d'eau est convexe ; ceci donne

$$\Delta z_1 = \frac{u_a^2}{2g}\left(1 - \frac{r_0}{r_2}\right) \text{ et } \Delta z_2 = \frac{u_a^2}{2g}\left(\frac{r_0}{r_1} - 1\right)$$

La surélévation, $\Delta z = \Delta z_1 + \Delta z_2$ donnée par l'équation V.24 est la valeur maximale, $\Delta z = \Delta z_{\max}$ la surélévation est généralement atteinte pour un écoulement fluvial, Fr < 1, à l'entrée de la courbe et pour un écoulement torrentiel, Fr > 1, vers la sortie de la courbe.



FigureIV.6 : Ecoulement dans une courbe (source ; Graf, Altinakar, 2000)

IV.3.6 Calcul de la ligne d'eau

- **Equation de la surface libre**

  L'équation de la surface libre est de déterminer la position et la forme (hx), de la surface libre pour un débit,Q, et une forme géométrique de section ,S, donnés.

En se basant sur l'équation d'énergie :

$$\frac{U^2}{2g} + h + z = H \quad \text{..... (IV.27)}$$

Et sur l'équation de continuité :

$$Q = US \quad \text{..... (IV.28)}$$

En remplaçant l'équation de (IV.28) dans l'équation (IV.27) et en dérivant par rapport à dx, on obtient :

$$\frac{d}{dx}\frac{(Q/S)^2}{2g} + \frac{dh}{dx} + \frac{dz}{dx} = \frac{dH}{dx} \quad \text{.....(IV.29)}$$

Par définition on 'a :

$$\frac{dz}{dx} = -J_f \text{ et} \frac{dH}{dx} = -J_e = -\frac{(Q/S)}{C^2 R_h} \quad \text{avec : } J_e \text{ : la pente énergétique.}$$

On écrit : $\frac{d}{dx}\frac{(Q/S)^2}{2g} + \frac{dh}{dx} - J_f = -J_e = -\frac{(Q/S)^2}{C^2 R_h}$ .....(IV.30)

L'équation différentielle précédente, s'écrit comme suit :

$$\frac{dh}{dx} = J_f - \frac{1 - \frac{(Q/S)^2}{C^2 R_h J_f}}{1 - \frac{(Q/S)^2}{gS/B}} \quad \text{.....(IV.31)}$$

Pour procéder aux calculs et à la construction précise de la surface libre, on doit passer par l'intégration de l'équation IV.31.Pour cela, on peut distinguer trois méthodes :

1) La méthode par approximation successive ;
2) La méthode par intégration directe ;
3) La méthode par intégration graphique.

IV.4. Choix des paramètres de dimensionnement

IV.4.1. La pente de projet

Le choix de la pente de projet relève d'une grande importance avant de procéder au calcul hydraulique, car elle influence directement sur la vitesse et le régime d'écoulement donc il faut adopter une pente de telle sorte à avoir des vitesses inferieurs aux vitesses admissible (limites d'érosions).

On constate que les pentes du terrain sont très grandes, ce qui nous contraint à créer des chutes dans certains endroits pour en diminuer la pente et assurer les conditions d'écoulement.

IV.4.2. Coefficient de rugosité Ks de la formule Manning-Strickler

Comme on 'a opter pour une section trapézoïdale en béton, le coefficient de rugosité, n, est de l'ordre de 0.0133 c'est-à-dire un coefficient de Strickler, k, de 75. (D'après le tableau IV.1)

IV.4.3. Choix de la largeur du fond

La largeur du fond est tirée à partir du levé topographique qui est égale à 4m.

Remarque :

Pour notre étude, le calcul sera effectué à l'aide du logiciel **« CANAL 21 »** dont le principe est basé sur la méthode par approximation successive.

IV.5 Le dimensionnement de l'aménagement

Nous allons faire un dimensionnement variable tous les changements de direction et chaque 20 mètre en tenant compte des profils en travers.

Le dimensionnement est décomposé en plusieurs tronçons ou chacun de ces tronçons a été étudié en fonction des conditions topographique et hydraulique :

1) Le tronçon P_1-P_9.
2) Vérification du passage du débit à travers les conduites existantes.
3) Le tronçon P_{10}-P_{35}.

A. Tronçon P1-P9

Les caractéristiques du canal trapézoïdal en béton armé sont les suivantes :

Largeur de fond : b=4m ;

Le fruit de talus : m=1 ;

La rugosité : n=0.0133 ;

Longueur : 162.11m ;

Tableau IV.4 : Calcul des paramètres hydrauliques du tronçon P_1-P_9

Tronçons		Longueur	Pente	Débit	P_m	S_m	L_m	R_h	V	F_r	Régime
amont	aval	(m)	(m/m)	(m^3/s)	(m)	(m^2)	(m)	(m)	(m/s)		
P1	P2	20	0.0423	6.88	4.834	1.150	4.54	0.238	5.982	3.79	torrentiel
P2	P3	20	0.0423	6.88	4.834	1.150	4.54	0.238	5.982	3.79	torrentiel
P3	P4	20	0.0423	6.88	4.834	1.150	4.54	0.238	5.982	3.79	torrentiel
P4	P5	20	0.0423	6.88	4.834	1.150	4.54	0.238	5.982	3.79	torrentiel
P5	P6	20	0.0423	6.88	4.834	1.150	4.54	0.238	5.982	3.79	torrentiel
P6	P7	20	0.0423	6.88	4.834	1.150	4.54	0.238	5.982	3.79	torrentiel
P7	P8	20	0.0423	6.88	4.834	1.150	4.54	0.238	5.982	3.79	torrentiel
P8	P9	22.11	0.0423	6.88	4.834	1.150	4.54	0.238	5.982	3.79	torrentiel

Tableau IV.5 : Résultats de la ligne d'eau du tronçon P_1-P_9

Q (m^3/s)	Coefficient de Strickler	Ir (m\m)	Yn (m)	Yc (m)	Hs (m)	J (m/m)	Lbief (m)
6.88	75	0.0423	0.269	0.698	2.128	0.0423	162.11

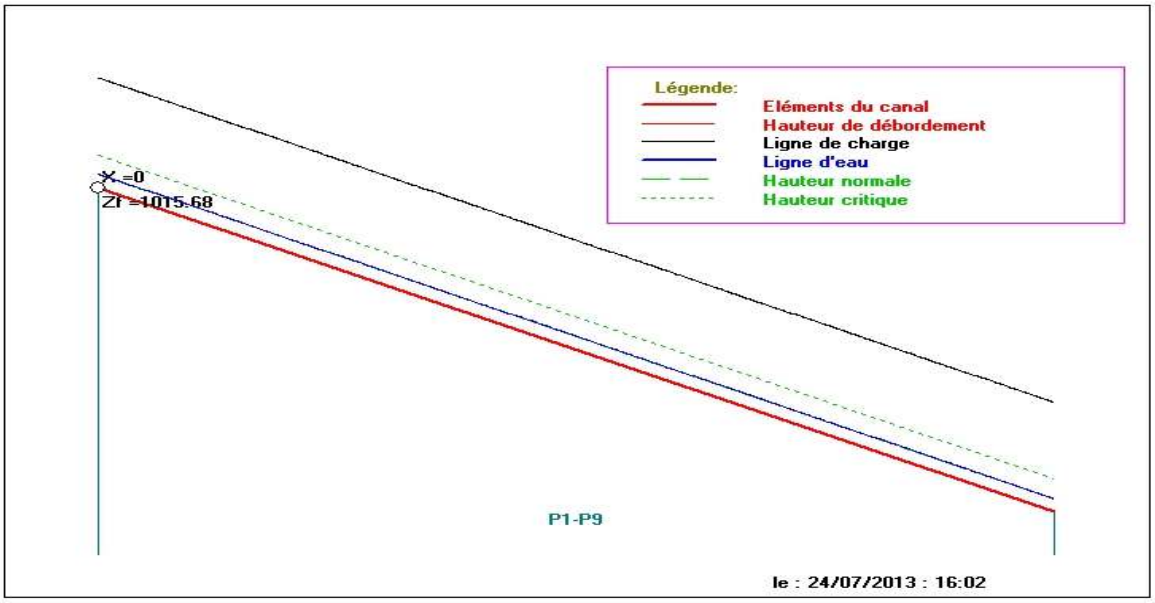


Figure IV.7 : Schéma de la ligne d'eau du profil P_1-P_9

B. Vérification du passage du débit à travers les buses existantes

- Nous avons constatés que les buses existantes en béton sont en bon état (3 buses de diamètre 1000 mm chacune) et peuvent encore servir à évacuer les eaux.
- Pour s'assurer que le débit passe ou pas à travers les buses, nous devons calculer avec le même débit la hauteur d'eau, et pour cela nous disposons des données suivantes :

I=0.05 m/m; K=71;
Q=6.88 m^3/s;
D=1000 mm;

L'écoulement dans les collecteurs est un écoulement à surface libre, le procédé de calcul sera comme suit:

Nous avons la pente, le débit ainsi que le diamètre alors on tire à partir d'un abaque basé sur la formule de Bazin (voir l'annexe N°3), le débit à plein section et la vitesse à pleine section. Ensuite on calcul les rapports suivant à de l'annexe N°4 :

- $R_Q = \frac{Q}{Q_{PS}}$ ……(IV.32)
- $R_V = \frac{V}{V_{PS}}$ ……(IV.33)

- $R_h = \frac{h}{D}$ ……(IV.34)

Avec :

Q : Débit véhiculé par la conduite circulaire. (m3/s)

V : Vitesse d'écoulement de l'eau m/s.

h : Hauteur de remplissage dans la conduite (m).

Qps : Débit de pleine section (m3/s)

Vps : Vitesse à pleine section (m/s)

D : Diamètre normalisé de la conduite (mm)

Tableau IV.6 : Les paramètres hydrauliques de la buse.

Q	I	D	$Q_{ps}(m^3/s)$	$V_{ps}(m/s)$	R_Q	R_V	R_h	V	H
2.29	0.05	1000	3.55	5.35	0.71	1.08	0.61	4.74	0.55

Remarque :

D'après ce calcul, on constate que y'a pas de crainte vis-à-vis du passage du débit de crue à travers les buses, mais un curage périodique doit être fait c'est-à dire avant le passage des premières des crues afin de maintenir les bons conditions d'écoulements.

C. Tronçon P10-P35

Les caractéristiques du canal trapézoïdal en béton armé sont les suivantes :

- Largeur de fond : b=4m ;
- Le fruit de talus : m=1 ;
- La rugosité : n=0.0133 ;
- Longueur : 489.65m ;

Le tronçon P10-P37 est subdivisé en plusieurs tronçons :

- **Tronçon P10-P14**

Tableau IV.7 : Calcul des paramètres hydrauliques du tronçon P10-P14

Tronçons		Longueur	Pente	Débit	P_m	S_m	L_m	R_h	V	F_r	Régime
amont	aval	(m)	(m/m)	(m^3/s)	(m)	(m^2)	(m)	(m)	(m/s)		
P10	P11	20	0.0553	6.88	4.703	1.056	4.497	0.225	6.517	4.294	torrentiel
P11	P12	20	0.0553	6.88	4.703	1.056	4.497	0.225	6.517	4.294	torrentiel
P12	P13	20	0.0553	6.88	4.703	1.056	4.497	0.225	6.517	4.294	torrentiel
P13	P14	21.91	0.0553	6.88	4.703	1.056	4.497	0.225	6.517	4.294	torrentiel

Tableau IV.8 : Résultats de la ligne d'eau du tronçon P10-P14

Q (m^3/s)	Coefficient de Strickler (K)	Ir (m\m)	Yn (m)	Yc (m)	Hs (m)	J (m/m)	Lbief (m)
6.88	75	0.055	0.249	0.634	2.413	0.0553	81.91

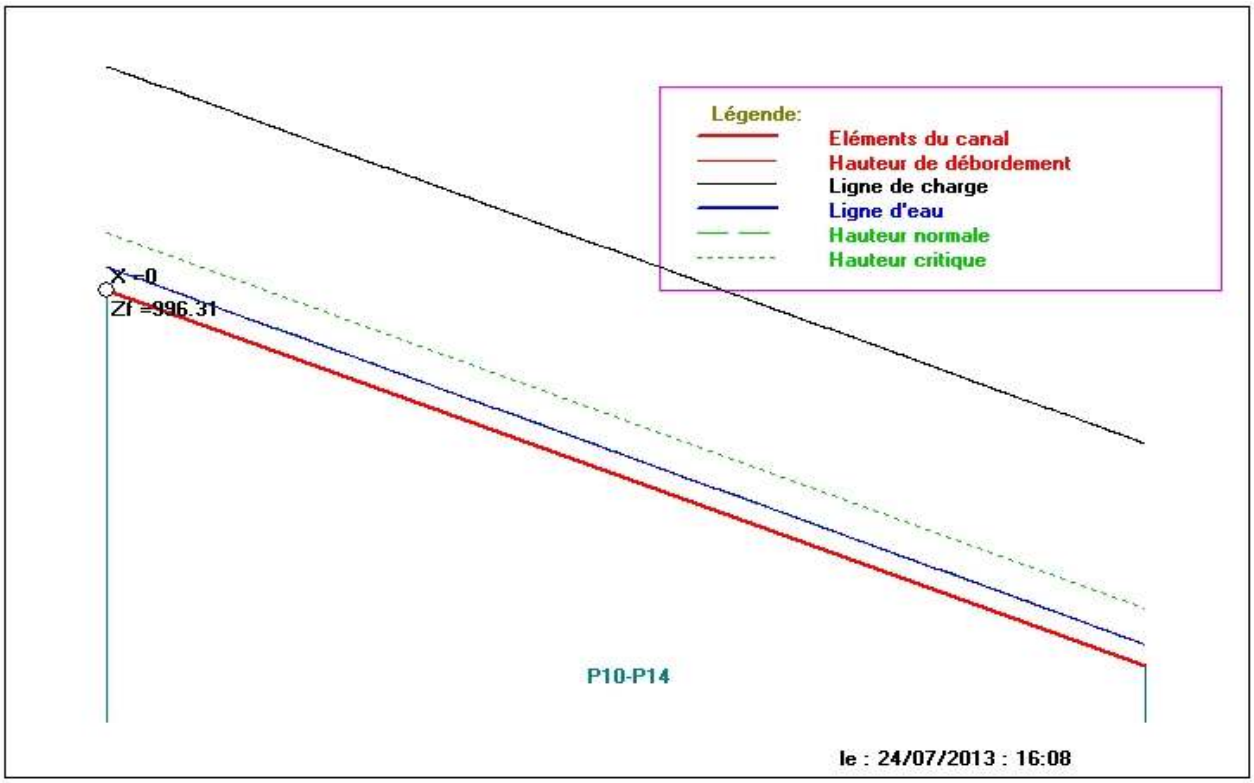


Figure IV.8 : Schéma de la ligne d'eau du profil P_{10}-P_{14}

- **Tronçon P14-P17**

Tableau IV.9 : Calcul des paramètres hydrauliques du tronçon P14-P17

Tronçons		Longueur	Pente	Débit	P_m	S_m	L_m	R_h	V	F_r	Régime
amont	aval	(m)	(m/m)	(m^3/s)	(m)	(m^2)	(m)	(m)	(m/s)		
P14	P15	18.09	0.0552	6.88	4.703	1.056	4.497	0.224	6.517	4.294	Torrentiel
P15	P16	20	0.0552	6.88	4.703	1.056	4.497	0.224	6.517	4.294	Torrentiel
P1	P17	22.38	0.0552	6.88	4.703	1.056	4.497	0.224	6.517	4.294	torrentiel

Tableau IV.10 : Résultats de la ligne d'eau du tronçon P14-P17

Q (m^3/s)	Coefficient de Strickler (K)	Ir (m\m)	Yn (m)	Yc (m)	Hs (m)	J (m/m)	Lbief (m)
8.002	75	0.0552	0.249	0.634	2.413	0.055	60.47

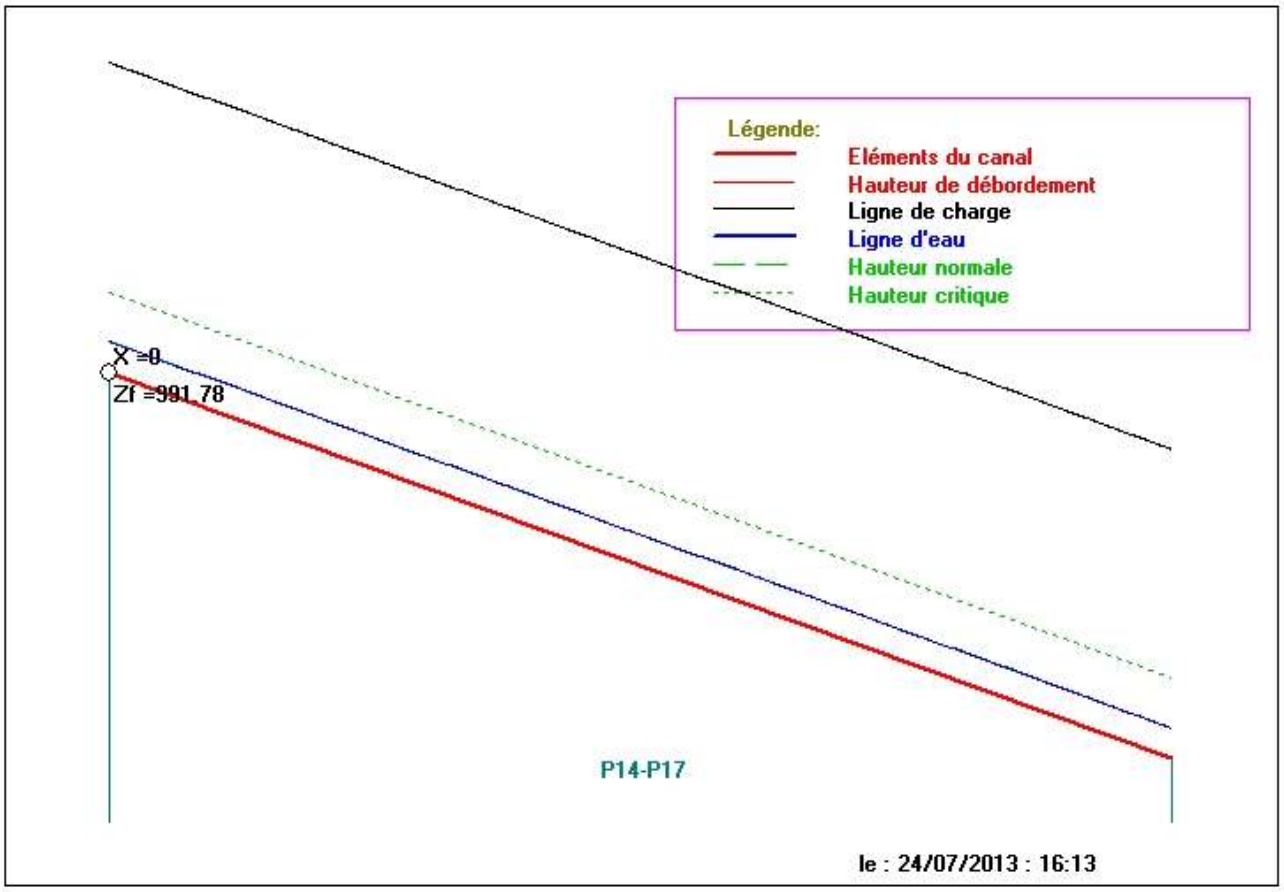


Figure IV.9 : Schéma de la ligne d'eau du profil P_{14}-P_{17}

- **Tronçon P17-P20**

Tableau IV.11 : Calcul des paramètres hydrauliques du tronçon P17-P20

Tronçons		Longueur	Pente	Débit	P_m	S_m	L_m	R_h	V	F_r	Régime
amont	aval	(m)	(m/m)	(m^3/s)	(m)	(m^2)	(m)	(m)	(m/s)		
P17	P18	17.62	0.0569	6.88	4.69	1.046	4.493	0.222	6.575	4.35	Torrentiel
P18	P19	20	0.0569	6.88	4.69	1.046	4.493	0.223	6.575	4.35	Torrentiel
P19	P20	17.33	0.0569	6.88	4.69	1.046	4.493	0.223	6575	4.35	torrentiel

Tableau IV.12 : Résultats de la ligne d'eau du tronçon P17-P20

Q (m^3/s)	Coefficient de Strickler (K)	Ir (m\m)	Yn (m)	Yc (m)	Hs (m)	J (m/m)	Lbief (m)
6.88	75	0.056	0.246	0.634	2.450	0.056	54.95

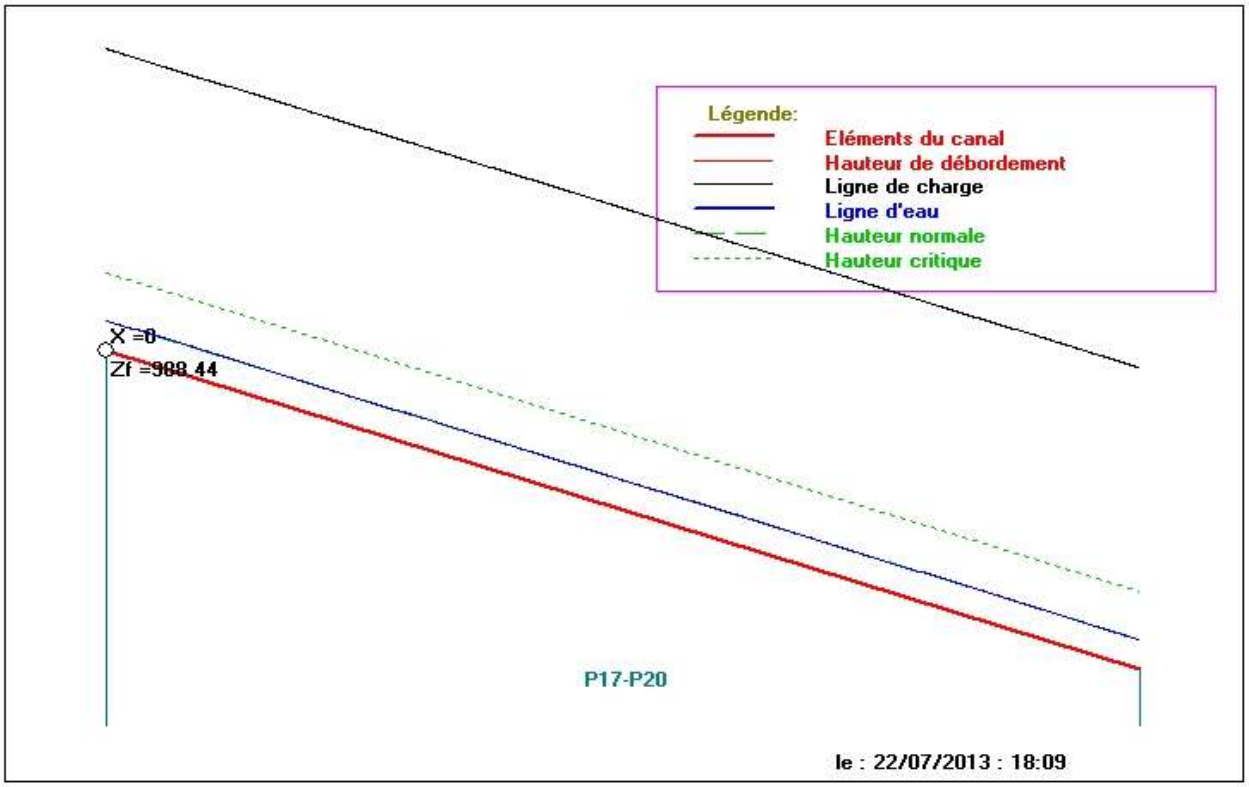


Figure IV.10 : Schéma de la ligne d'eau du profil P_{17}-P_{20}

- **Tronçon P20-27**

Tableau IV.13 : Calcul des paramètres hydrauliques du tronçon P20-P27

Tronçons		Longueur	Pente	Débit	P_m	S_m	L_m	R_h	V	F_r	Régime
amont	aval	(m)	(m/m)	(m^3/s)	(m)	(m^2)	(m)	(m)	(m/s)		
P20	P21	22.67	0.0569	6.88	4.67	1.041	4.451	0.222	6.51	4.01	Torrentiel
P21	P22	20	0.0565	6.88	4.67	1.041	4.451	0.222	6.94	4.01	Torrentiel
P22	P23	20	0.057	6.88	4.67	1.041	4.451	0.222	6.94	4.01	torrentiel
P23	P24	20	0.057	6.88	4.67	1.041	4.451	0.222	6.94	4.01	torrentiel
P24	P25	20	0.057	6.88	4.67	1.041	4.451	0.222	6.94	4.01	torrentiel
P25	P26	20	0.0565	6.88	4.67	1.041	4.451	0.222	6.51	4.01	torrentiel
P26	P27	25.92	0.035	6.88	4.81	1.222	4.570	0.254	5.63	3.47	torrentiel

Tableau IV.14 Résultats de la ligne d'eau du tronçon P20-P27

Q (m^3/s)	Coefficient de Strickler (K)	Ir (m\m	Yn (m)	Yc (m)	Hs (m)	J (m/m)	Lbief (m)
6.88	75	0.055	0.246	0.635	2.450	0.055	138.59

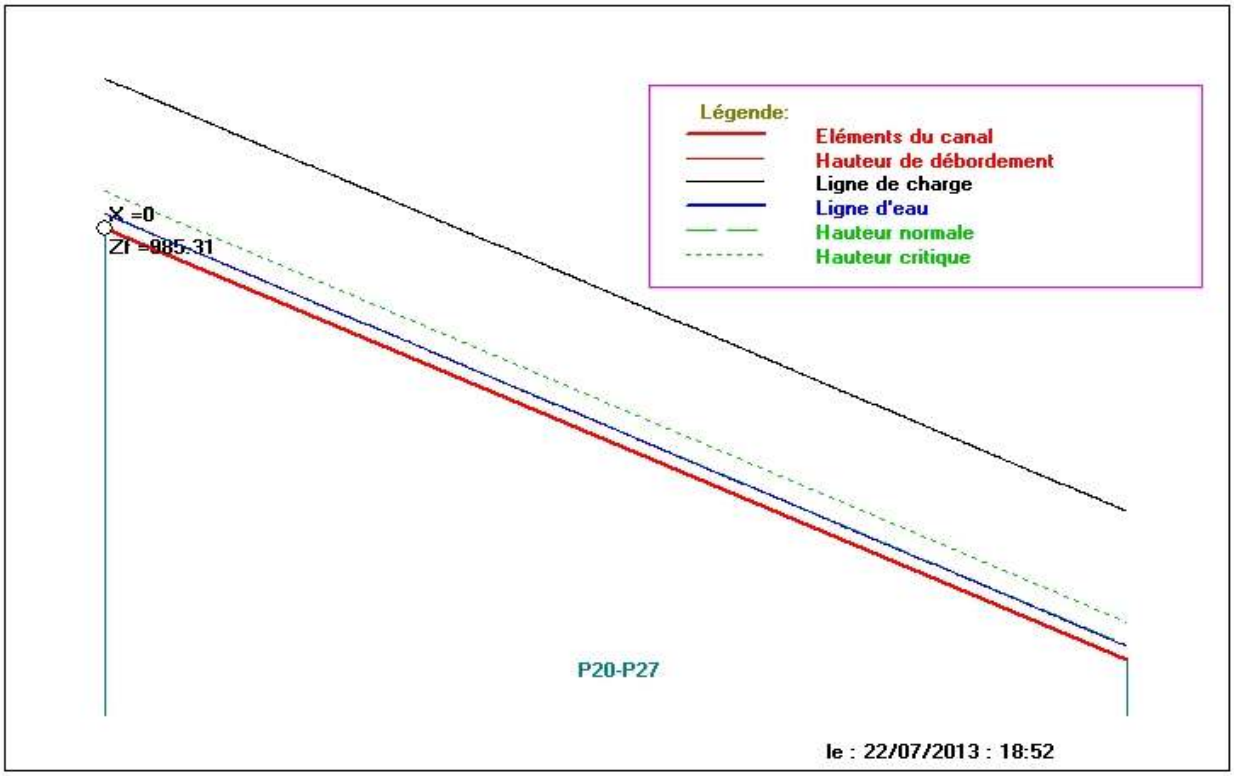


Figure IV.11 : Schéma de la ligne d'eau du profil P_{20}-P_{27}

- **Tronçon 27-30**

Tableau IV.15 : Calcul des paramètres hydrauliques du tronçon P27-P30

Tronçons		Longueur	Pente	Débit	P_m	S_m	L_m	R_h	V	F_r	Régime
amont	aval	(m)	(m/m)	(m^3/s)	(m)	(m^2)	(m)	(m)	(m/s)		
P27	P28	24.08	0.0574	6.88	4.67	1.041	4.451	0.222	6.51	4.01	Torrentiel
P28	P29	20	0.0574	6.88	4.67	1.041	4.451	0.222	6.51	4.01	Torrentiel
P29	P30	20	0.0574	6.88	4.67	1.041	4.451	0.222	6.51	4.01	torrentiel

Tableau IV.16 : Résultats de la ligne d'eau du tronçon P27-P30

Q (m^3/s)	Coef de Strickler (K)	Ir (m\m)	Yn (m)	Yc (m)	Hs (m)	J (m/m)	Lbief (m)
6.88	75	0.0552	0.243	0.634	2.223	0.057	64.08

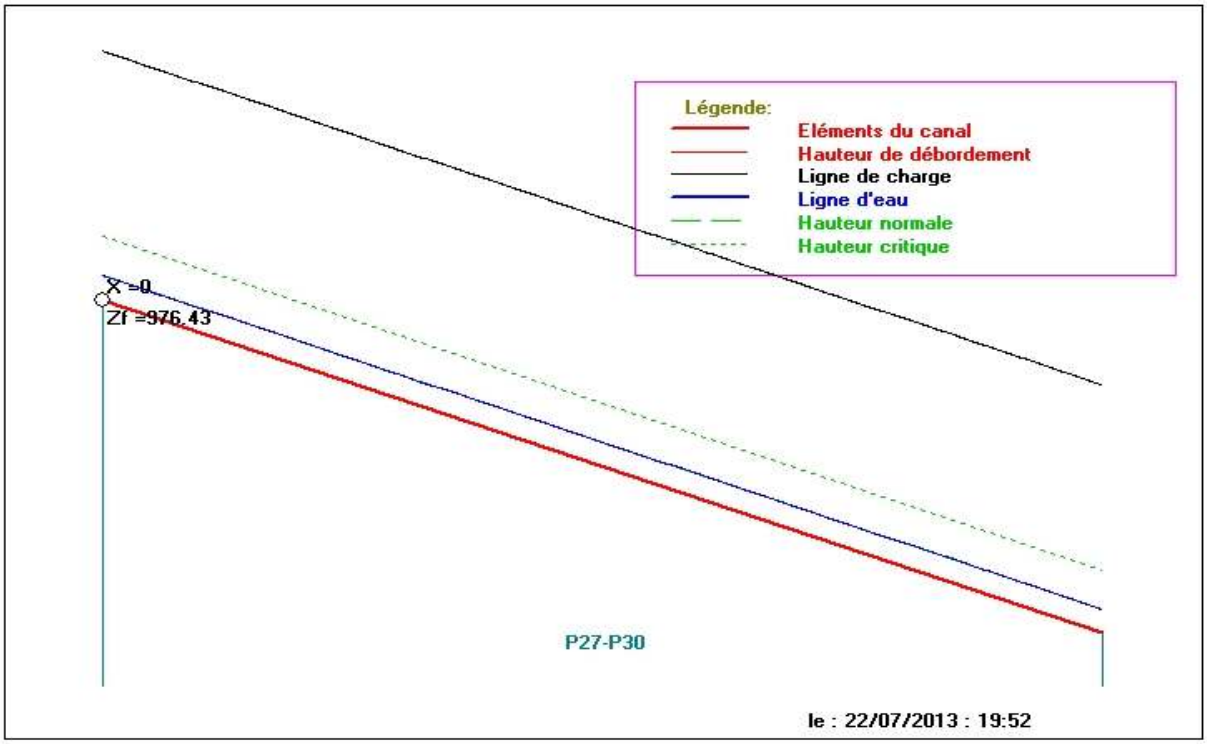


Figure IV.12 : Schéma de la ligne d'eau du profil P_{27}-P_{30}

- **Tronçon P30-P35**

Tableau IV.17 : Calcul des paramètres hydrauliques du tronçon P30-P35

Tronçons		Longueur	Pente	Débit	P_m	S_m	L_m	R_h	V	F_r	Régime
amont	aval	(m)	(m/m)	(m^3/s)	(m)	(m^2)	(m)	(m)	(m/s)		
P30	P31	20	0.0391	6.88	4.78	1.179	4.552	0.247	5.83	3.66	Torrentiel
P31	P32	20	0.0391	6.88	4.78	1.179	4.552	0.247	5.83	3.66	Torrentiel
P32	P33	20	0.0391	6.88	4.78	1.179	4.552	0.247	5.83	3.66	torrentiel
P33	P34	20	0.0391	6.88	4.78	1.179	4.552	0.247	5.83	3.66	torrentiel
P34	P35	9.65	0.0391	6.88	4.78	1.179	4.552	0.247	5.83	3.66	torrentiel

Tableau IV.18 : Résultats de la ligne d'eau du tronçon P30-P35

Q (m^3/s)	Coef de Strickler (K)	Ir (m\m)	Yn (m)	Yc (m)	Hs (m)	J (m/m)	Lbief (m)
6.88	75	0.0391	0.276	0.634	2.011	0.039	89.65

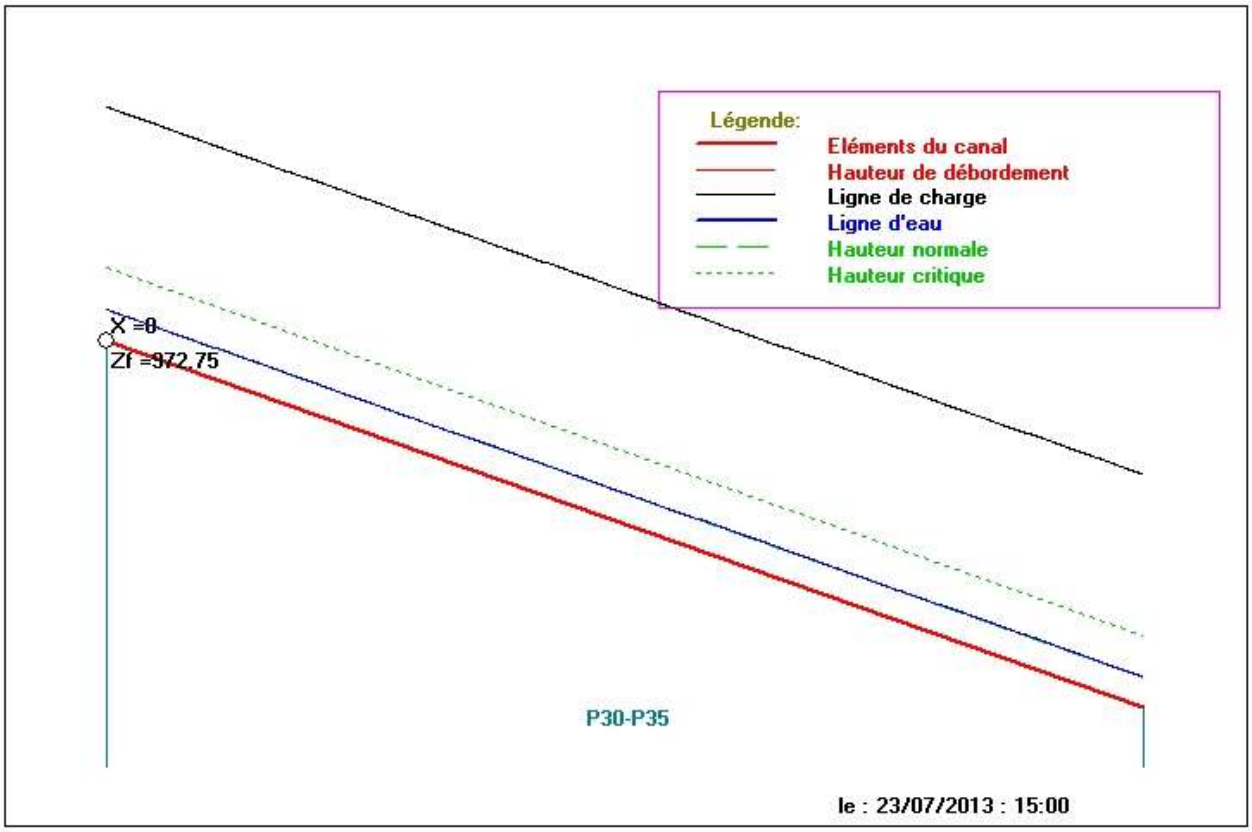


Figure IV.13 : Schéma de la ligne d'eau du profil P_{30}-P_{35}

IV.5.1. Interprétation des résultats

D'après les résultats obtenus, on constate que le nombre de Froude oscille entre 3.70 à 4.34, cela signifié que l'écoulement est caractérisé par une énergie cinétique considérable et un régime d'écoulement torrentiel caractérisé par une stabilisation de la ligne d'eau tout le long du canal, mais une étude du ressaut hydraulique s'impose après les chutes afin de savoir si on fera recours à un bassin de dissipation ou pas.

On remarque que les vitesses d'écoulement varient au voisinage de 6m/s ; ces dernières s'avèrent respecter la vitesse admissible de l'érosion qui varie entre 6m/s à 10m/s.

Le type de courbe de remous dans notre cas est de type S_2 .

IV.5.2. Calcul des abscisses d'eau après chaque chute

Pour connaitre X_{pi} qui égale à la distance entre le mur de la chute et le point ou l'eau tombe, on utilisera la formule d'un jet d'eau.

$$y = -\frac{g}{2v^2}(1 + tg^2\theta)x^2 + tg\theta.x + y0 \quad \text{.....(IV.35)}$$

$$y - y0 = -\frac{g}{2v^2}(1 + tg^2\theta)x^2 + tg\theta.x \text{.....(IV.36)}$$

Avec :

θ : l'ange que fait le jet avec l'horizontale.

(x ; y) : les coordonnées de la goutte d'eau.

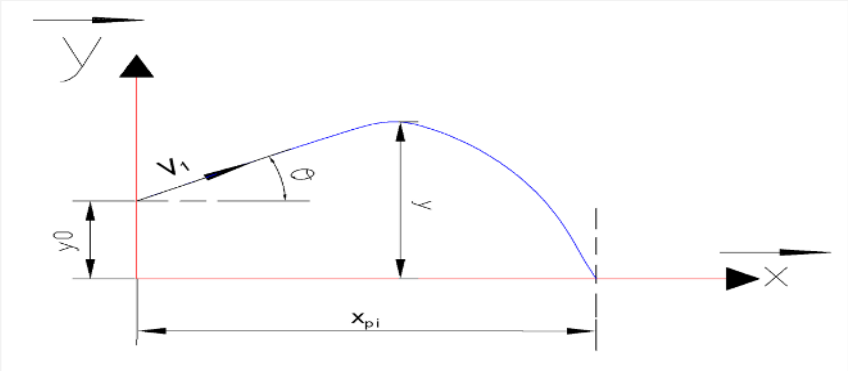


Figure IV.14 : Schéma explicatif d'un jet.

D'après ce schéma (**Figure.IV.13**) on conclue que :

$$y - y0 = 1 + y_n = \frac{g}{2v^2}\,(1 + tg^2\theta)x^2 + tg\theta.x$$

$\theta = 0°$ => $1 + y_n = \frac{g}{2v^2}\,x^2$

$$\Rightarrow X_{pi} = \sqrt{\frac{2V^2(1+yn)}{g}} \quad \text{.....(IV.37)}$$

Les résultats sont représentés dans le tableau IV.19.

Tableau IV.19 : Calcul des abscisses d'eau après chaque chute.

N° de coupe	V	Y	X
	(m/s)	(m)	(m)
P27	6.88	1.270	3.50
P30	6.15	1.302	3.17

IV.5.3. Calcul du ressaut après chaque chute :

Pour calculer les caractéristiques du ressaut, on utilise la méthode tabulaire **d'Agroskine,** cette méthode repose sur le calcul d'énergie spécifique E_0 et la détermination de la fonction auxiliaire :

◊ **Calcul de l'énergie spécifique** :

$$E_0 = P + H_0 \quad \text{.....(IV.38)}$$

Avec :

E_o : énergie spécifique.

P : hauteur de chute.

H_0 : hauteur de déversement.

$$H_0 = H + \frac{V_0^2}{2g} \quad \text{.....(IV.39)}$$

◊Calcul de la fonction auxiliaire :

$$\Phi(\tau_c) = \frac{q}{\sigma . E_0^{3/2}} \quad \text{..... (IV.40)}$$

Avec :

q : débit spécifique.

σ : Coefficient de répartition des vitesses, on prend $\sigma = 1$.

◊ Calcul des hauteurs conjuguées :

$$h' = \tau' \times E_0 \quad \text{.....(IV.41)}$$

$$h'' = \tau'' \times E_0 \quad \text{.....(IV.42)}$$

Les valeurs de τ'_c et τ''_c sont calculées à partir de l'annexe N°6 par interpolation. **[5].**

- Si h'' < h_{aval} => le ressaut est noyé (pas de bassin de dissipation).
- Si h'' > h_{aval} => le ressaut dénoyé (un bassin de dissipation doit être installé).

◊Calcul de la longueur du ressaut:

Pour le calcul de la longueur du ressaut ; on utilisera la formule de BAKHMETEFF :

$$L_{RH} = 6 \times (h'' - h') \quad \text{.....(IV.43)}$$

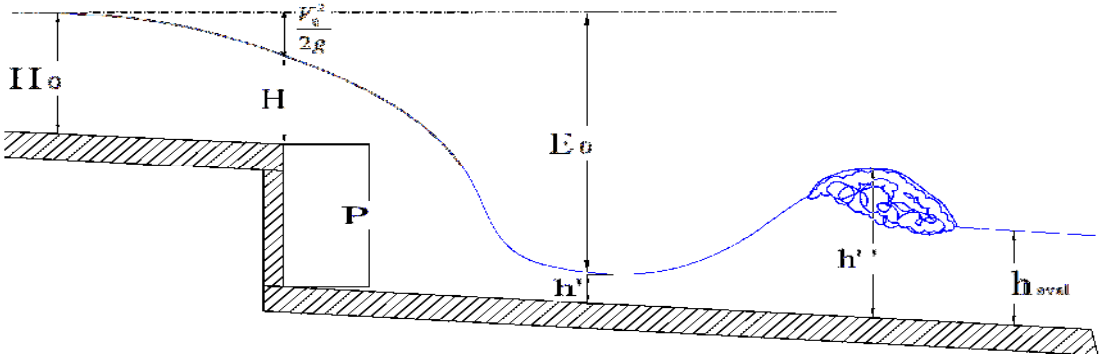


Figure IV.15 : Schéma explicatif du ressaut après une chute.

◊Calcul de la longueur du bassin de dissipation:

Elle est souvent donnée par les formules empiriques, la longueur du bassin dissipation est calculé : $L_{bassin} = (0.8 – 1.25) \times L_{RH}$ ……(IV.44)

Les résultats des calculs sont donnés dans le tableau IV.20.

Tableau IV.20 : Les caractéristiques du ressaut hydraulique.

N° de coupe	E0 (m)	Φ (τ_c)	ζ '	ζ ''	hauteurs conjuguées (m)		longueur de ressaut (m)	longueur de bassin (m)
					h'	h"		
P27	3.68	0.283	0.0625	0.467	0.24	1.71	8.82	7.06
P30	3.23	0.345	0.0810	0.510	0.26	1 .66	8.4	6.72

Commentaire :

D'après ces résultats, on constate que la deuxième hauteur conjuguée est supérieur à la hauteur normale du plan d'eau, c'est-à dire le ressaut est dénoyé, donc on doit installer un bassin d'amortissement.

Pour déterminer la profondeur de bassin d'amortissement, on utilise la méthode d'Agroskine : $b_{n1} = \sigma h'' - h_{aval}$……..(IV.45)

Avec :

d_1 : profondeur de bassin d'amortissement correspond à E_0.

On vérifie avec la nouvelle profondeur s'il ya lieu d'apparition du ressaut, pour cela on calcul : $E_{01} = E_0 + b_{n0}$ ……..(IV.46)

On continue la démarche de calcul :

$$b_{n1} = \sigma h_1'' - h_{aval} \text{ ……. (IV.47)}$$

Si $(b_{n1} - b_{n0}) \div b_{n1} < 10\%$, on peut prendre $b_{bassin} = b_{n1}$

Les résultats des calculs sont représentés dans le tableau IV.21.

Tableau IV.21 : Les caractéristiques du ressaut hydraulique et les profondeurs des bassins d'amortissement.

N° de coupe	E0 (m)	Φ (τ_c)	ζ '	ζ ''	hauteurs conjuguées (m)		vérification	bn_1 (m)
					h'	h"		
P27	5.13	0.17	0.0394	0.368	0.20	1.88	0.099	0.61
P30	4.58	0.20	0.0462	0.397	0.21	1.81	0.093	0.50

.

IV.6. Calcul de la profondeur final du canal

Pour la détermination de la profondeur finale, on doit prendre en compte d'une marge de sécurité, de la surélévation due aux courbes et de la hauteur normale dans le canal, la hauteur du canal se calcul comme suit :$H_{cal}= \Delta H + h_n + \Delta Z$

Avec :

ΔH : Marge de sécurité (m) ;

h_n : Hauteur normale (m) ;

ΔZ : Hauteur due à la surélévation (m) ;

IV.6.1 Marge de sécurité dans les canaux

Dans les canaux à surface libre une perte de charge non prévue provoque une élévation de la surface libre et un risque de débordement.

C'est pourquoi il faut toujours prévoir une marge de sécurité, au-dessus de la ligne d'eau calculée, afin de tenir compte : de l'accumulation de dépôts solide ; de la croissance de la végétation et des vagues provoqué par le vent.

La marge de sécurité (ΔH) oscille, généralement, entre 0 cm à 30 cm, pour les petits canaux, et 60cm à 120 cm pour les grands canaux, il est donc indispensable de tenir compte de toutes les circonstances qui peuvent conduire à modifier ces indications. **[4].**

Pour le dimensionnement de notre canal, la marge de sécurité ΔH, choisie est de l'ordre de 60cm.

Les différentes hauteurs du canal sont représentées dans le tableau IV.22.

Tableau IV.22 : Les profondeurs finales dans le canal.

Tronçon		Y (m)	ΔH (m)	ΔZ(m)	H_f(m)
début	fin				
P1	P9	0.295	0.6	0	1
P10	P14	0.272	0.6	0	1
P14	P17	0.272	0.6	0.06	1
P17	P20	0.272	0.6	0.09	1
P20	P27	0.270	0.6	0	1
P27	P30	0.270	0.6	0.07	1
P30	P35	0.302	0.6	0	1

Conclusion

Dans ce chapitre, nous avons abordé le coté hydraulique à savoir le calcul des différents paramètres (hauteur d'eau, pente …etc.). Le dimensionnement a été établi en tenant compte des différentes contraintes du projet tel que le grand volume de déblai(sur-profondeur) et la forte pente, ce qui nous impose la création de chute de 1m à la fin du canal pour diminuer la vitesse d'écoulement.

Chapitre V

Organisation de chantier

Introduction

L'organisation de chantier est l'ensemble des dispositions envisagées pour l'exécution dans les meilleures conditions d'un travail prévu, on prépare l'organisation avant même l'ouverture du chantier, puis on procède au contrôle et à la correction durant les travaux.

Cette procédure permet d'améliorer l'organisation des futurs chantiers, d'assurer l'efficacité de l'action entreprise et d'éviter les répits, en utilisant économiquement les moyens humains et matériels.

Le chantier est caractérisé par l'ensemble des éléments qui participent à la mise en œuvre des travaux :

- Un terrain d'implantation avec les limites précises, c'est le site du chantier ; c'est aussi le lieu de déroulement ou d'exécution des travaux.
- Des panneaux de signalisation, ils servent à indiquer aux riverains et aux usagers de la route que des travaux sont en cours dans les environs immédiats.
- Des matériels (véhicules, grues, brouettes, pelles…etc.) et matériaux (ciments, sables, gravillons, fers à béton…etc.) divers qui entrent dans l'exécution des travaux.
- Des documents de références pour la réalisation (plans, schémas, graphiques, pièces écrites…etc.).
- Plusieurs acteurs (maitre d'ouvrage, maitre d'œuvre, entrepreneurs, sous-traitant, personnels…etc.). **[11]**

V.1. Rôles et responsabilités des intervenants sur un chantier

Avant de passer directement dans le vif du sujet relatif au chantier de l'aménagement d'un oued, on fait un rappel des personnes qui sont amenées à intervenir sur le chantier.

V.1.1. Maitre de l'ouvrage

Appelé couramment le client, c'est une personne physique ou morale qui définit la commande. Son rôle est de conclure le marché, assurer le financement, réceptionner l'ouvrage et procéder au payement. **[11]**

V.1.2. Maitre d'œuvre

C'est le conseiller artistique et technique que le maître de l'ouvrage, s'adjoint pour réaliser une tache ou toutes les taches dans une opération d'exécution d'un ouvrage. Il peut être une personne physique ou morale chargée d'établir le dossier de consultation des entreprises, d'assister le maître d'ouvrage dans le dépouillement des offres. **[11]**

V.1.3. L'entrepreneur

Personne physique ou morale, titulaire d'un marché de travaux conclu avec le maître d'ouvrage, chargée de l'exécution des travaux et, parfois, de la conception détaillée des ouvrages. L'entrepreneur est responsable du chantier et de l'ouvrage en cours de construction tant que celui-ci n'a pas été réceptionné. **[11]**

V.2. Principaux éléments d'installations du chantier

Un chantier est défini par une installation permanente dans un lieu généralement ouvert, elle dure le temps de construction de l'ouvrage c'est à dire au maximum plusieurs années. On peut distinguer les installations suivantes :

V.2.1 Installations destinées au personnel

Ce sont généralement les dortoirs, vestiaires, réfectoires, installations sanitaires, infirmerie, les locaux de repos et les locaux administratifs. **[11]**

V.2.2. Installations destinées au stockage des matériaux

Les matériaux sont : les ciments, les aciers, les agrégats, et l'eau.

- Les ciments : Silos et hangars.
  Baraquements.
- Les aciers : hangars.
  Baraquement.
- Les agrégats : à l'air libre (sur des espaces aménagés).
  Cloisonnement.
- L'eau : Citerne fixes et mobiles.
  Réservoir.

V.2.3. Installations destinées à la réparation des engins

Un atelier mécanique bien équipé doit être installé afin d'assurer l'entretien courant et les réparations d'urgences des différents matériels car les grosses réparations ne se font pas généralement sur place sur le chantier.

V.2.4. Installation destinées à la préfabrication

Ce sont généralement des hangars et des bâches synthétiques munis de matériel nécessaire permettant la réalisation des éléments de l'ouvrage tels que les poutres, dalles, conduites …etc.

V.3. Les différents travaux à entreprendre

Avant d'entamer la réalisation d'un ouvrage, il faut d'abord passer par de divers travaux préparatoires tel que :

- Aménagement des pistes de circulation des engins et des aires de stockage de matériaux de construction.
- L'abattage des arbres et les roseaux.
- La démolition ou le démontage des constructions et clôtures.

Par contre les travaux de l'exécution de l'ouvrage consistent :

- Le piquetage d'implantation pour le terrassement.
- L'exécution des déblais et des remblais.
- Exécution de la couche du gravier d = 20 cm.
- Exécution de la couche du béton de propreté d = 10 cm.
- Exécution de béton armé (l'épaisseur du canal d= 15cm) :
  - Ferraillage des parois.
  - Coffrage des parois.
  - Bétonnage des parois.
  - Décoffrage des parois.

V.4. Détermination des différents volumes

V.4.1. Volume des déblais et remblais :

Le volume des déblais et le volume des remblais sont calculés par l'outil informatique (logiciels Auto-cad et Covadis).

V.4.2. Volume du lit de gravier

Il est déterminé à partir de la relation suivante :

$$V_{lg} = d_{gx}\, l\, x b_{radier} \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots \text{(V.1).}$$

Avec :

- V_{lg} : Volume du lit du gravier en (m^3).
- d_g : Epaisseur de la couche de gravier (d_g=20 cm).
- l: Longueur totale de la tranchée en (m).
- b_{radier}: largeur de radier en (m).

V.4.3. Volume du lit de béton de propreté

IL est calculé par la relation suivante :

$$V_{bp} = d_{bp} x l x b_{radier} \text{…… (V.2).}$$

Avec :

- V_{bp} : Volume du béton de propreté en (m^3).
- d_{bp}: épaisseur de la couche du béton de propreté (d_{bp}= 10 cm).
- b_{radier} : largeur de radier en (m).
- l : Longueur totale de la tranchée en (m).

V.4.4. Volume du béton armé

Il donné par la relation suivante :

$$V_{b.ar} = d_{r.} x\ l\ x\ b_{b.ar} \text{…… (V.3).}$$

Avec:

- $V_{b.ar}$: Volume du béton armé en (m^3).
- $d_{b.ar}$: épaisseur de la couche de béton armé ($d_{b.ar}$= 15cm).
- l : Longueur de tranchée en (m).

V.4.5. Volume des roches dans le lit d'enrochement

Il donné par la relation suivante :

$$V_{roche} = H_{lit}\ x\ l_{lit} x\ b_{lit} \text{…… (V.4).}$$

Avec :

- V_{roche}: volume des roches du lit d'enrochement en (m^3).
- L_{lit} :longueur du litd'enrochement en (m).
- b_{lit} : largeur du litd'enrochement en (b=4m).
- H_{lit} :profondeur du lit d'enrochement en (m).

Les différents volumes des travaux sont représentés dans le tableau V.1

Tableau V.1 : Le volume des travaux.

N°	Désignation des travaux	Unité	Quantité
Travaux de terrassement			
1	Déblais	m^3	30 830,97
2	Remblais	m^3	2 012,45
Travaux des lits			
1	Mise en œuvre d'un lit de gravier (14/25 mm)	m^3	521.41
2	Mise en œuvre d'un lit en béton de propreté dosé à 300 Kg/m^3 (épaisseur= 10cm).	m^3	360.70
Travaux de béton armé			
1	Mise en œuvre du béton armé de la base.	m^3	491.06
2	Mise en œuvre du béton armé des parois.	m^3	410,61
3	Réalisation d'un béton armé spécial pour les deux tronçons après les chutes.	m^3	92.24
L'enrochement			
1	mise en place des roches dans le lit d'enrochement et dans le bassin de dissipation	m^3	28

V.5. Planification :

La planification consiste à rechercher constamment la meilleure façon d'utilisation avec économie de la main d'œuvre et les autres moyens de mise en œuvre. Son objectif est d'assurer l'efficacité de l'action entreprise, et que les travaux se font dans un ordre correct à temps. **[11]**

V.5.1. Procédure de planification de travail

Le travail de planification nécessite les étapes suivantes :

- Collection des informations concernant les plans d'architecture, le cahier de charges, les normes de travail et de matériels, et le prix des matériaux.
- Décomposition du projet en taches : on décompose le projet en opérations soit en éléments de construction (poteaux, poutres,…etc.), soit suivant la ressource à utiliser (terrassements, coulage, …etc.).

Prévoir la relation entre les opérations ; il existe deux types de relations :

- Relation logique : exemple ; on ne peut pas faire le bétonnage avant que l'opération de coffrage soit terminée.
- Relation référentielle : exemple ; on a 2 poteaux à réaliser on peut les réalises un après l'autre si on a une seule équipe, mais de préférence on opte pour la construction des 2 poteaux au même temps si on peut disposer de 2 équipes.
- Attribution des durées : temps de réalisation de chaque opération par la formule suivante :

$$T = \frac{Q.R}{N} \quad \textbf{(V.5).}$$

Avec :

- ✓ T : Temps de travail.
- ✓ Q : Quantité de travail.

- ✓ N : Nombre d'équipe.
- ✓ R : Rendement.

- Conception du réseau.

V.5.2. Les méthodes de planification

Il existe deux principales méthodes de planification à savoir :

- Méthode basée sur le réseau.
- Méthode basée sur le graphique.

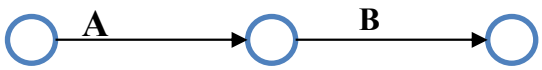
V.5.2.1. Méthode basée sur le réseau :

a. 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 leurs durées de réalisation. **[11].** On distingue deux types de réseaux :

- **Réseau à flèches :**

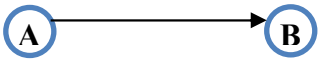
L'opération est représentée par une flèche et la relation entre les opérations par des nœuds. **[11]**



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

- **Réseau à nœuds :**

L'opération est représentée par un nœud et la relation entre les opérations par des flèches.



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

b. Les différentes méthodes basées sur le 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 :

- **1ère phase:** l'effectif nécessaire pour effectuer le travail considéré.
- **2ème phase:** analyser systématiquement le réseau, heure par heure, jour par jour, selon l'unité de temps retenue.
- **3ème phase :** adapter le réseau aux conditions ou contraintes fixées par l'entreprise.

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

C'est une technique d'ordonnancement des tâches et contrôle des programmes, c'est une méthode qui consiste à mettre en ordre sous forme de réseau plusieurs tâches. **[11]**

V.5.2.2. Méthodes basées sur le graphique

a. Méthode linéaire (ligne of balance technic) : Cette méthode est destinée à la planification des projets de construction dont les travaux son répétitifs.

b. Méthode à barre :

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

V.5.3. Choix de la méthode de calcul :

Le choix de la méthode de calcul repose essentiellement sur le type d'ouvrage à construire.Il est préférable dans le cas où les opérations se suivent comme dans notre cas d'opter pour la méthode C.P.M. **[11]**

V.5.3.1. Les paramétres de la méthode C.P.M

Les différents paramétres de la méthode C.P.M sont représentés dans le tableau V.2

Tableau V.2 : Les paramétres de la méthode C.P.M

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.

Et :

$$\begin{cases} DFP = DCP + TR \\ DCPP = DFPP - TR \\ MT = DFPP - DFP \\ DCP_i + TR = DFP_i \\ DFP_i = DCP_{i+1} \end{cases}$$

V.5.3.2. Chemin critique (C.C)

C'est le chemin le plus long du point de vue temps qui donne la durée totale du projet (DTP) et il relie les opérations possédant la marge totale nulle (0). Il identifier à partir des opérations critiques (**C.C) :**

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

V.5.4. Elaboration du réseau selon la méthode C.P.M

La méthode du C.P.M est une méthode de planifaication dont elle recherche constamment le moyen de réduire le temps et le cout de réalisation de projet. Avant la construction du réseau,on doit d'abord définir les différentes taches des travaux à metrre en œuvre. Le tableau V.3, représente les divers opérations à accomplir et leurs durées en jours. **[11]**

Tableau V.3 : Durées des opérations.

Notation	Opération	Temps (jours)
A_1	Terrassement du tronçon 1 (P1-P9).	**15**
B_1	Exécution du lit du gravier.	**4**
C_1	Exécution du béton de propreté.	**3**
D_1	Exécution du béton armé.	**12**
A_2	Terrassement du tronçon 2 (P10-P35).	**68**
B_2	Exécution du lit du gravier.	**10**
C_2	Exécution du béton de propreté.	**9**
D_2	Exécution du béton armé.	**33**

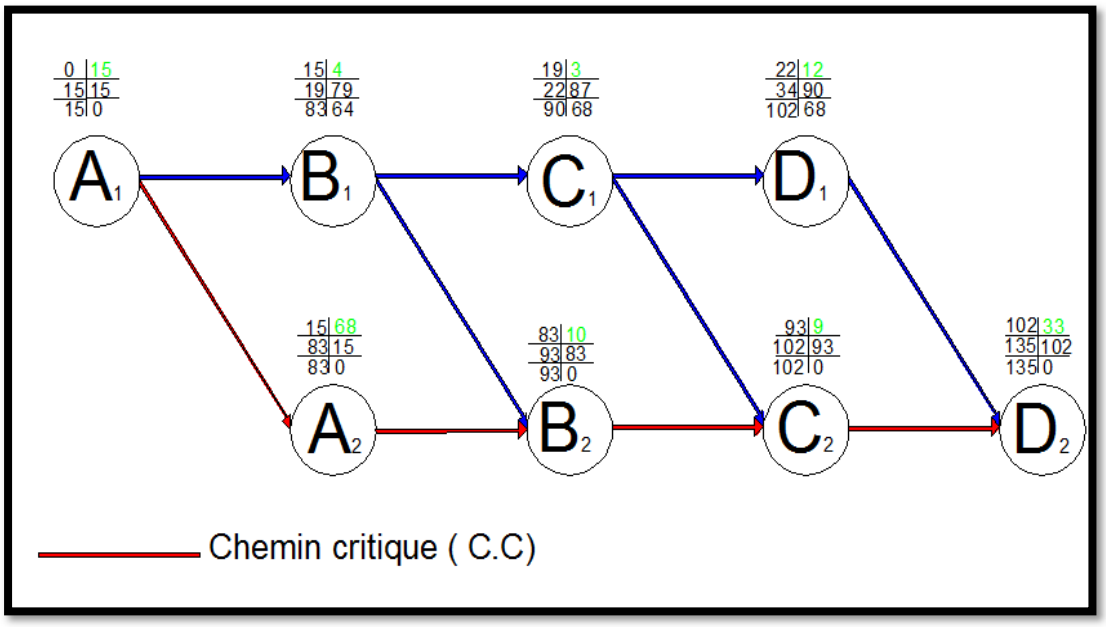


Figure V.1 : Réseau à nœud.

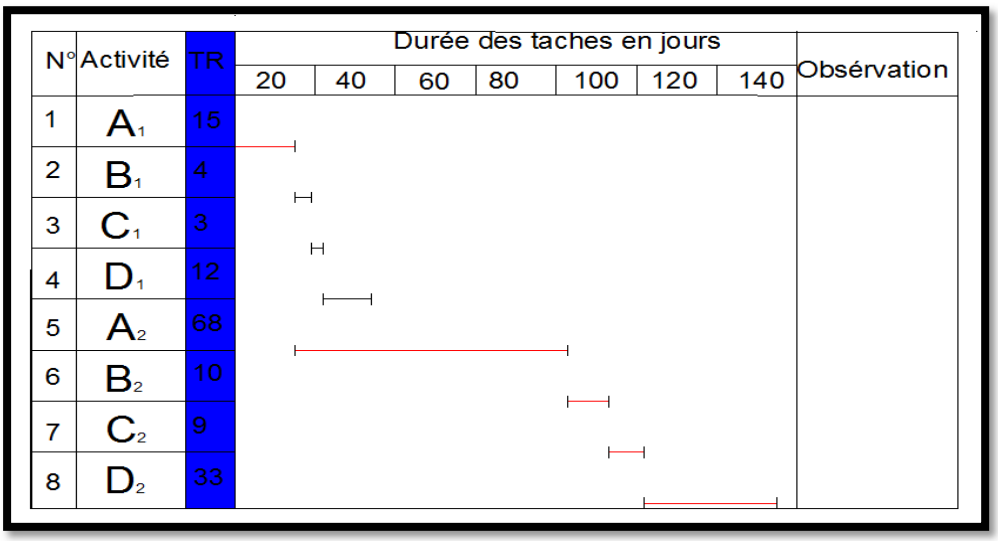


Figure V.2 Diagramme de Gant.

V.6. Les engins

Parmi les engins dont nous avons besoin pour l'accomplissement des taches :

- **Les pelles mécaniques :** Les pelles mécaniques sont des engins dont le rôle est l'exécution des déblais et leurs chargements, les pelles sont du type à fonctionnement discontinue.

Figure V.3 : Pelle à chenilles avec godet en position rétro.

- **Camio benne :** Un camion basculante ou camion benne est un type utilisé généralement pour le transport de matériaux en vrac tel que du sable, le gravier et de terre.

Figure V.4 : Camion benne

- **Bétonneuse**

Figure V.5 : Bétonneuse.

- **Chargeur :** C'est un tracteur à pneus muni de godet de chargement et de déchargement à l'avant.

Figure V.6 : Chargeur.

Conclusion

Avant le lancement du projet, la détermination du volume des travaux ainsi que une planification s'avèrent indispensables, donc l'exécution et l'organisation d'un chantier se traduit par la mise en œuvre d'un ensemble d'activités ou de taches réparties dans le temps. La réalisation de ces activités entraine la mise à disposition de ressource humaine, matériels ; et financières.

La finalité étant de concrétiser le projet dans des conditions bien définies de délai, de cout, et de qualités.

Chapitre VI

Protection et sécurité de travail

Introduction

L'ingénieur caractérise **le risque** (mesure du danger) comme une entité à deux dimensions : **probabilité** d'une part (les accidents surviennent plus au moins souvent) et **gravité** d'autre part (les accidents ont des conséquences plus au moins importantes). **[9]**

Chaque année se produisent dans le monde des millions d'accidents de travail. Pour la plus part, les accidents de travail n'entrainent toutefois qu'une incapacité temporaire qui peut durer plusieurs mois mais certains accidents sont mortel et peuvent avoir des effets catastrophique sur la vie familiale.

Des souffrances humaines, pertes économiques et pertes de temps, on paie un lourd tribut aux accidents de travail. C'est la raison pour laquelle des mesures de sécurité et de protection doivent être prisent afin de permettre aux travailleurs d'accomplir leurs taches dans les bonnes conditions.

L'objectif de la sécurité de travail sera de diminuer la fréquence (par prévention des accidents) et la gravité de ces accidents par l'adoption de dispositions obligatoires sur les conditions générales de travail.

Dans ce chapitre, nous allons définir les démarches à entreprendre et les dangers à éviter pour les ouvriers dans le but d'assurer le bon déroulement des différents travaux à effectués tel que :

- travaux d'excavation et de terrassements
- Travaux de construction (génie civil), tel que : le bétonnage, ferraillage et autre phase de réalisation.

VI.1. Les cause des accidents de travail

Dans tous les domaines d'activité, il existe un risque d'accident. L'accident est une conséquence, la conséquence des conditions dangereuses et d'actes dangereux.

Les trois facteurs principaux intervenant dans les accidents de travails :

- Facteur matériel.
- Facteur humain.
- Le milieu de travail.

VI.1.1. Les facteurs matériels

Les causes d'accident d'origine matériel proviennent soit :

- De la nature et de la forme des matériaux mirent en œuvre.

- Des outils, machines et engins de travail utilisés qui sont mal conçues ou mal protégés.
- La difficulté posée lors de l'exécution du travail.

VI.1.2. Les facteurs humains

- Manque de contrôle et négligence.
- Erreur de jugement ou de raisonnement.
- Le travailleur qui n'a pas reçu la formation requise.
- La négligence des travailleurs.
- La fatigue excessive.
- La distraction.
- Les gestes néfastes.
- Inaptitude mentale ou physique.
- Adoption de la solution de facilité.
- Manque de concentration.
- La nervosité.

VI.1.3. Le milieu du travail

C'est le bruit, qui empêche d'entendre les signaux de sécurité, la chaleur, qui accroît la fatigue et nuit à la concentration, l'insuffisance de la ventilation, qui ne suffit pas à prévenir l'accumulation de vapeurs toxiques.

VI.2. Liste des conditions dangereuses

- Installations non protégées.
- Installations mal protégées.
- Outillages, engins et machines en mauvais état.
- Protection individuelle inexistante.
- Défaut dans la conception, dans la construction.
- Matières défectueuses.
- Stockage irrationnel.
- Mauvaise disposition des lieux.
- Eclairages défectueux
- Facteurs d'ambiance impropres.

VI.3. Liste des actions dangereuses

- Intervenir sans précaution sur des machines en mouvement.
- Intervenir sans précaution sur des installations sous pression, sous tension.
- Agir sans prévenir ou sans autorisation.
- Neutraliser les dispositifs de sécurités.
- Ne pas utiliser l'équipement de protection individuelle.
- Mauvaise utilisation d'un outillage ou engin.
- Importance durant les opérations de stockage.
- Adopter une position peu sûre.
- Travailler dans une altitude inappropriée.
- Suivre un rythme de travail inadapté.
- Plaisanter ou se quereller.

On s'est beaucoup intéresser aux causes des accidents. On peut dire, en simplifiant, qu'une fois connu les causes, on peut prendre les mesures de prévention qui s'imposent, faute de quoi les accidents répéteront.

VI.4. Les mesures à prendre pour éviter les accidents

Pour mieux protéger les ouvriers contre les dangers pendant leurs travaux, il est indispensable d'utiliser les dispositifs de protection individuelle tel que :

- Casque, gangs, chaussures adéquates, lunette protectrice …etc.
- Toute tranchée creusée ou sous route sera protégée par une clôture visiblement signalée de jour comme de nuit (chute de personnes et d'engins).
- Prévenir les concernés avant d'entreprendre des travaux d'excavations des tranchées et vérifier la stabilité du sol.
- Les travailleurs œuvrant à la pioche ou la pelle sont tenus à laisser une distance suffisante entre eux.

L'entrepreneur ou bien le chef de chantier, en ce poste doit mettre en évidence les points suivants :

- L'inspection, c'est-à-dire le control de l'application des dispositions obligatoires.
- Affectation rugueuse du personnel aux commandes des points clés d'une installation moderne.
- Il doit présider tous les matins une réunion pour expliquer les détails des travaux à exécuter en précisant l'instruction sur la sécurité.

VI.5. Contrôle et entretien des matériels

Les engins ne peuvent être utilisés sur le site qu'avec le bon de mise en service qui sera émis à la suite du contrôle mécanique.

Les engins doivent êtres passer un contrôle périodique et son résultats sera enregistré dans le carnet d'entretien.

La recherche technique, c'est-à-dire l'étude des dispositifs de protection des machines, des méthodes de prévention, des modèles les meilleurs pour l'équipement.

En outre, la stabilité des installations et des engins de toute nature mis en œuvres sur des chantiers doit être assuré d'une manière efficace.

VI.6. Méthodes et moyens de prévention

Les méthodes et les moyens de prévention au niveau du chantier sont :

- Demander l'autorisation d'agir et avertir.
- La protection individuelle est obligatoire.
- Développer l'esprit de sécurité et d'hygiène.
- L'intervention à une meilleure utilisation.
- Veiller à une meilleure utilisation.
- Eviter toute cadence de travail supérieure à la normale.
- Veiller à être toujours concentré lors du travail notamment, lors de manipulation des engins dangereux.

VI.7. Organisation de la prévention des accidents de travail

L'organisation de la prévention se présente à travers les activités professionnelles du pays comme une immense chaîne de solidarité, composée de multiples maillons, correspondant chacun aux différents services ou personnes intéressées figurés dans l'organigramme ci-après :

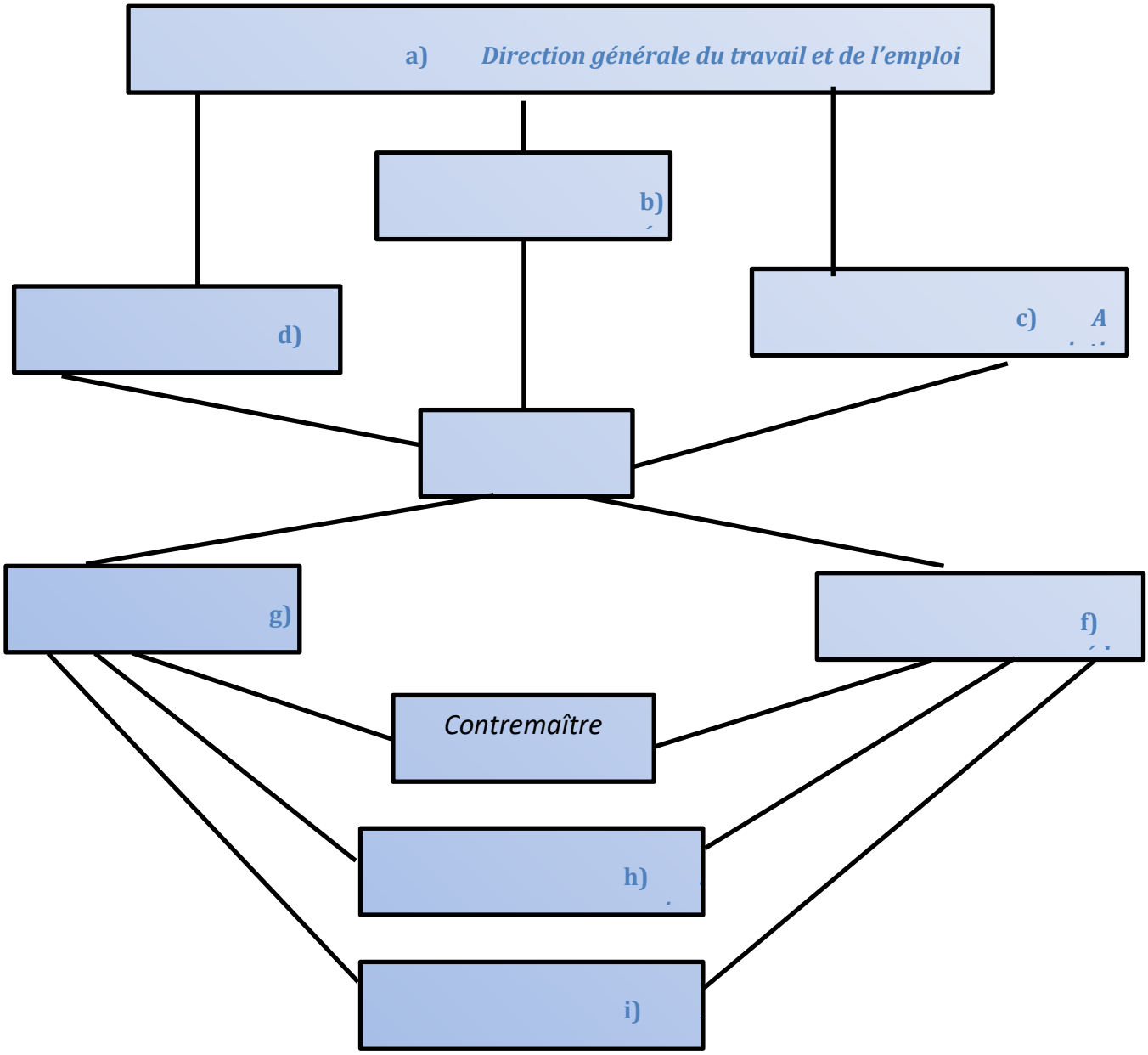


Figure VI.1 : L'organigramme de l'organisation des accidents de travail.

Le contremaître, constitue le maillon essentiel de la chaîne de prévention des accidents du travail. Vu sous l'angle de la protection du personnel, son rôle est d'assurer trois aspects important : pédagogique, de surveillance, de suggestion.

Les mesures de prévention collective sont la suite logique de l'étude de sécurité. Les mesures de prévention collectives peuvent être classées en deux catégories distinctes :

- Respect de la réglementation, la législation, les contrôles techniques.
- Les moyens techniques (protection des éléments de machines et mécanismes en mouvement).

Le comite de sécurité, l'agent de sécurité fait la patrouille périodiquement dans le chantier et rapporte le résultat de la patrouille à la réunion tenue à cet égard.

VI.8. Principales fonctions du service de sécurité

Les principales fonctions du service de sécurité sont résumées comme suit :

VI.8.1. Etudes

- Participation au comité d'hygiène et de sécurité.
- Analyse des postes de travail.
- Suggestions du personnel.
- Statistique (élaboration et commentaire).

VI.8.2. Exécution

- Mesures légales d'hygiène et de sécurité (code de travail).
- Réalisations pratiques des suggestions et des études.

VI.8.3.Contrôle

- Enquêtes à la suite des accidents.
- Inspections des installations.
- Visites périodiques effectuées par les organismes de contrôle.
- Contrôle éventuel des moyens de transport du personnel.

VI.8.4. Animation

- Lutte contre l'incendie et les accidents de trajet.
- Equipes de secours.
- Formation spéciale concernant certaines professions.

VI.8.5.Fonctions humaines

- **Sociale**
  - Renseignements.
  - Conseils.
- **Physiologique**
  - Etude physiologique du travail.
  - Affectation et mouvement de la main-d'œuvre suivant l'avis du médecin du travail et en collaboration avec le service du personnel.

➢ **Psychologique**

- Relations publiques intérieures de l'entreprise.
- Journal d'entreprise.
- Accueil des nouveaux embauchés.
- Développer l'esprit de sécurité.
- Causeries et expositions.

VI.9. Le coût des accidents de travail

Les accidents de travail peuvent avoir plusieurs types de coûts, il s'agit du «coût global des accidents», ou des « coûts directs et indirects », ou encore le coût «subjectif» (préjudice subi par la victime et sa famille considéré relativement à la valeur intangible de la vie humaine et de la santé) et le coût pour l'économie (frais médicaux, perte de production, dégâts matériels, frais administratifs, etc.).

Conclusion

Pour conclure, la sécurité de travail est examinée clairement afin de faire face aux difficultés qui peuvent entravés le bon fonctionnement des travaux.

Il faut noter que la protection et l'ordre de travail est la responsabilité de toutes les personnes ayant un lien avec le projet et le chantier, du cadre jusqu'à l'ouvrier.

Conclusion Générale

Au terme de ce travail, on notera que la protection contre les crues et les inondations est une nécessité indispensable pour épargner les pertes humaines et les dégâts matériels.

Pour notre projet, le calcul des débits de crue est déterminé à l'aide des méthodes empiriques, c'est les mieux adaptés vu la faible surface de notre bassin versant et c'est que nous as permis de connaitre le type d'ménagement à prendre.

L'une des contraintes les plus difficiles, c'est que le relief de la zone d'étude présente des pentes trop élevées, d'autre part on doit aménager avec satisfaction de deux conditions qui sont la lutte contre les phénomènes d'érosion et d'assurer un écoulement non nuisible, ce qui nous as poussé à projeter des chutes pour minimiser les pentes, éviter des travaux de terrassements trop important et on 'a dimensionné des bassins d'amortissements pour dissiper l'énergie des ressauts.

Références bibliographiques.

[1] Dégoutte, G ; 2006, Diagnostic, aménagement et gestion des rivières. Edition TEC et DOC Lavoisier.394p.

[2].Graf W, M. Altinakar, S ; 2000, Hydraulique fluviale : écoulement et phénomènes de transport dans les canaux à géométrie, Volume 16, traité de Génie Civil, Ecole polytechnique fédérale de Lausanne, Presse polytechnique et universitaire romanes, 628p.

[3] ABAEV, L ; 1981, Ecoule ment à surface libre, Polycop. Edition ENSH, Blida.90p.

[4] LENCASTRE, A ; 2008, Hydraulique générale, université nouvelle Lisbonne. Portugal. Edition EYROLLES, 633p.

[5] MIHOUBI, M, K ; 1999, Guide de dimensionnement d'un barrage déversoir, Polycop. Edition ENSH, Blida.13p.

[6] RICHARD. Sinniger, Wilili H. Hager, O; 1995, Constructions hydrauliques, Volume 15, ecoulements stationnaires. Edition ENGREF.456p.

[7] Ahmed, S; 2002, Initiation A, L'hydrologie de surface, Edition Algérie.245p.

[8] Touaibia, B ; 2004, Manuel pratique d'hydrologie. Edition Madani. Blida. Algérie. 166p.

[9] Verdel, T ; 2006, Méthodologie d'évacuation globale des risques, Laboratoire environnement géomécanique et ouvrage, Ecole des mines Nancy, France, Edition Cemagref. 221p.

[10] Verniers, G ; 1995, Aménagement écologique des berges des cours d'eau- techniques de stabilisation. Presses universitaires de Namur, Belgique. Edition ,77p.

- **Cours :**

[11] BENLOUAKLI, B ; Cours organisation de chantier 4eme et 5eme année ; ENSH.Blida.

ANNEXES

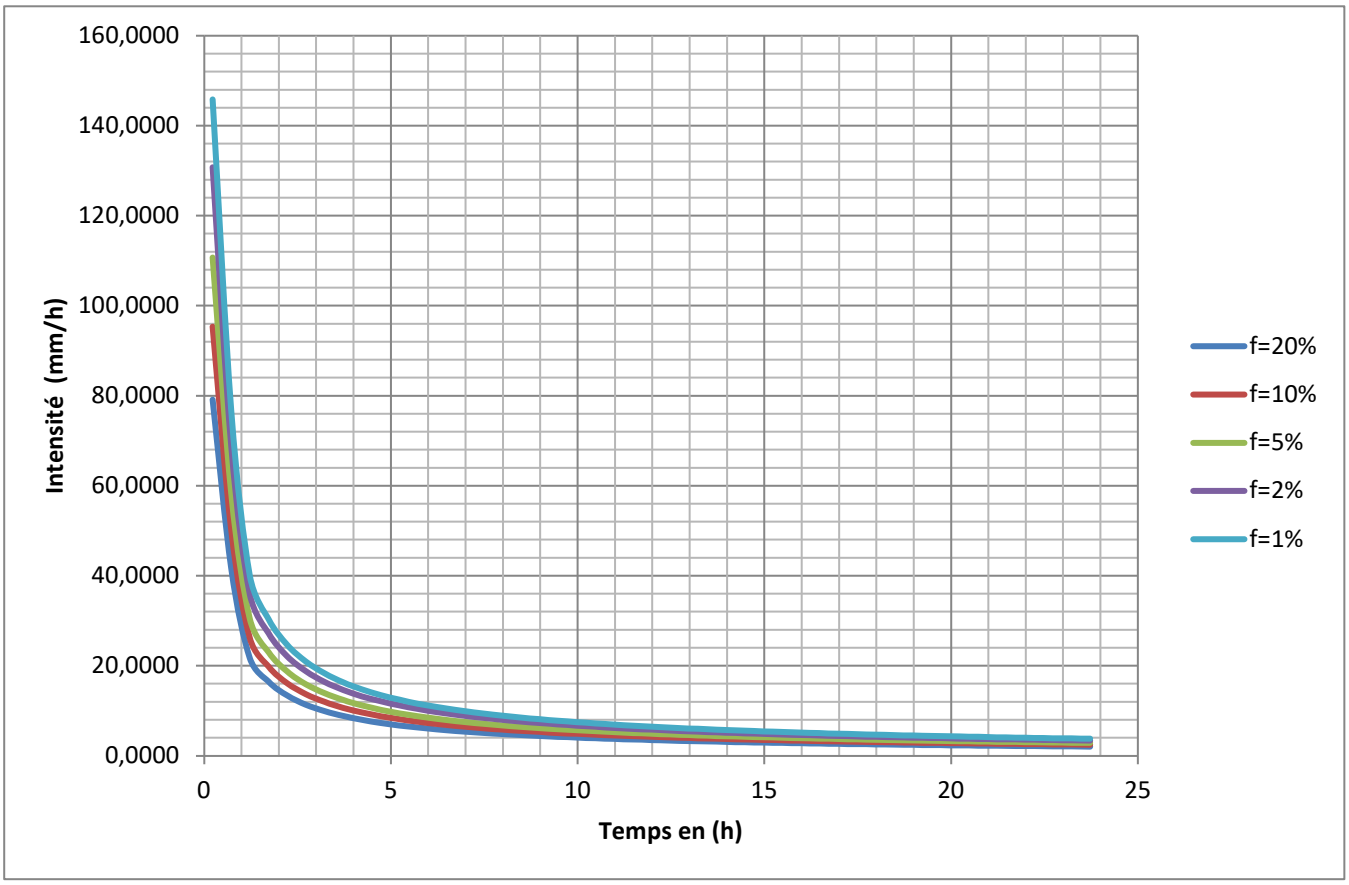
ANNEXE N°1 : Pluie annuelle en mm (1973-2010)

Année	sept	oct	nov	déc	jan	fév	Mars	avr	mai	juin	juil	aout	P,annuelle(mm)
1973/1974	46.8	1.1	3.9	68.1	4.5	74.5	132.5	52.3	12.4	34.7	0	0.5	431.3
1974/1975	25.3	43.8	29.8	0	15.2	50.5	55.3	13.7	49.7	28.8	0	1.3	313.4
1975/1976	33.3	0.9	88.1	32.6	13.3	98	37.1	59.9	97	9.7	44	18.2	532.1
1976/1977	62.4	42.9	0	41	40.3	5.6	0.6	44.1	26.8	11.3	1	30.2	306.2
1977/1978	1.3	5.5	50	9.5	37.1	13.4	48.5	58.1	67.6	9.3	0	0	300.3
1978/1979	0	40.3	48.5	3.5	52	56.2	22	35.7	5.5	12.5	0	0	276.2
1979/1980	103	44.6	33.4	21	52	11.1	62	86.9	25.1	0	0	5.2	443.8
1980/1981	15	12.5	27.5	120	7.5	37.4	26.9	41.8	9.7	11.2	2	16	327.5
1981/1982	3	12.2	2.9	60	129.6	31.8	28	58.4	56.5	22.2	0	5	409.6
1982/1983	0	52.5	87.2	60.7	0	21.3	17.8	35.5	18.6	0	39.6	23	356.2
1983/1984	0	2.3	10.5	25	36.5	77.2	16.2	38.1	18.8	18.5	5.2	13	261.3
1984/1985	1.5	54.5	27.2	62.8	25.5	37.9	47.3	15	49.5	0	12	1.6	334.8
1985/1986	18	10.1	59.2	42.1	53	32.5	110.3	6	11.7	11.2	0	4.1	358.2
1986/1987	21.9	56.6	43.5	59.1	65.9	63.8	11.6	3.2	14.4	14.8	1.9	0	356.7
1987/1988	2.7	19	48.2	22.5	11.8	19.8	20.1	41.9	26.8	7.4	1.5	0	221.7
1988/1989	10.5	5.3	14	159.9	3.5	12.3	21.6	87.1	17.7	18.3	8.4	17.7	376.3
1989/1990	23.5	32	17.4	10.7	49.2	0	58.5	18	54	8.2	79.5	0	351
1990/1991	5.5	17.5	25	45.5	24.5	74.4	85.3	20.1	12	4.9	0	10.5	325.2
1991/1992	16.2	92.3	7.5	10.2	110.3	9.5	42.5	84.5	112	17.2	0	0	502.2
1992/1993	9.2	41.5	32.3	34.5	15	20.8	2.5	41	33	0	0	13	242.8
1993/1994	47	10	16	29.2	57	31.6	0	52.2	0	0	0	9	252
1994/1995	47.1	57	20	31	115.5	25	61.8	2.5	1	17.1	0	29	407
1995/1996	16.5	21	5.2	12.5	29.1	58.5	29	80.1	35.7	17	15.5	38.7	358.8
1996/1997	16.3	28	16.2	19.6	38	14.4	4	51.8	23.5	2.2	0	0	214
1997/1998	55.5	54.5	58.5	29	0	46	3	20.5	130.2	0	0	0	397.2
1998/1999	57	29	40	20.4	46.1	43.2	69.2	0.9	21.6	1.7	0.2	4.9	334.2
1999/2000	23.8	49.8	16.2	20.5	43	29	24	31	16.7	2.3	9	0	265.3
2000/2001	32.4	16.1	34.2	35.7	72.4	26.9	0.9	39.4	7.8	5.2	0	7.1	278.1
2001/2002	45.5	2.5	16.5	17	16	34	15.5	6	9.8	0.5	0	35.8	199.1
2002/2003	24	11	61	64.5	128	63.5	4	63.7	19.5	5.5	4.9	19	468.6
2003/2004	22	62	43.1	89.5	33	15.5	28.5	24	75.5	3.5	9	15.5	421.1
2004/2005	22.5	15.5	27	47	27.5	37.5	15.6	8	10.2	5.2	27	9.6	252.6
2005/2006	11.6	44.5	18	44.5	29.8	50	15	36.5	42.5	4.5	1.5	0	298.4
2006/2007	39	6	16	53.2	6	42.5	125.7	67.8	22.5	8	9	1	396.7
2007/2008	26.3	38.5	33.5	19.5	4	22.2	9.5	8	69	14.5	3.5	0	248.5
2008/2009	14.5	56.2	22.5	45.2	62	9.5	59	42.3	12.9	0	0	0	324.1
2009/2010	87.3	15.5	32.1	28.1	30.5	54.6	15.3	4.4	54.2	2	0	51.1	375.1
2010/20111	3.3	37.9	54.3	8.6	21.2	69.6	9	37.4	103	26.2	2.3	0.1	372.9

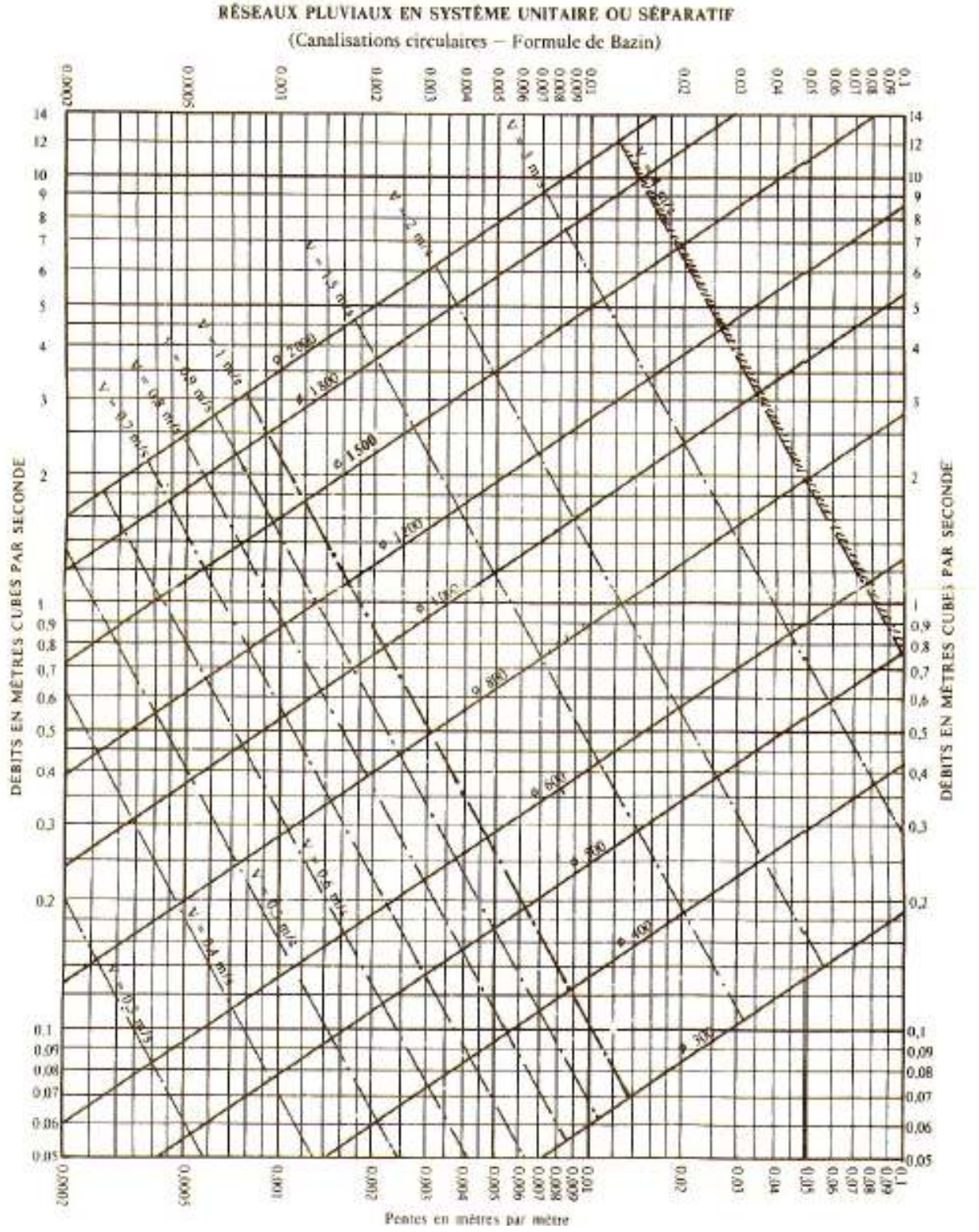
ANNEXE N°2 : Pluie maximale journalière en mm (1973-2010)

Année	P,jmax (mm)
1973	38.5
1974	27.1
1975	63.1
1976	25
1977	43.5
1978	19.5
1979	103
1980	37.5
1981	32.7
1982	27.2
1983	24
1984	37.5
1985	34
1986	27
1987	24
1988	54
1989	42.5
1990	30.5
1991	76
1992	23.5
1993	33
1994	40
1995	23
1996	17.5
1997	36
1998	51.3
1999	27
2000	29.1
2001	26.3
2002	28.5
2003	18.5
2004	24.5
2005	36.5
2006	47.6
2007	23
2008	35
2009	56
2010	49.8

ANNEXE N°3: Courbe intensité et durée de fréquence.

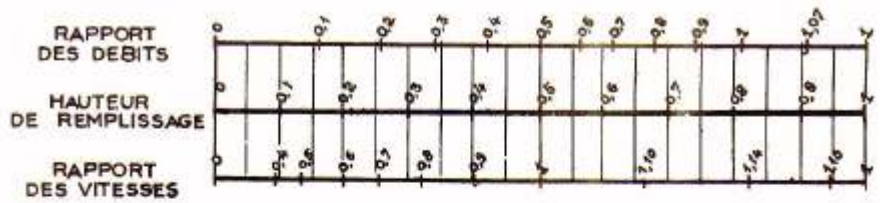


ANNEXE N°4 : Dimensionnement des canalisations circulaires d'après la formule de Bazin.

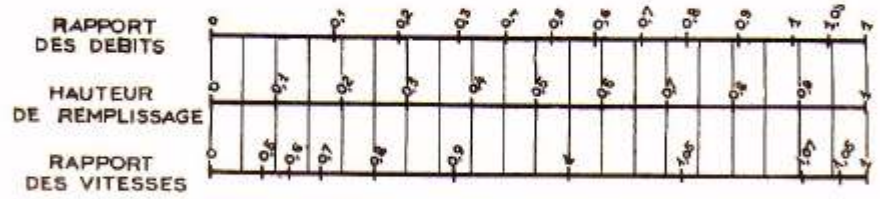


ANNEXE N°5: Variation des débits et des vitesses en fonction de la hauteur de remplissage.

a) Ouvrages circulaires



b) Ouvrages ovoïdes normalisés



Exemple - Pour un ouvrage circulaire rempli aux 3/10, le débit est les 2/10 du débit à pleine section et la vitesse de l'eau est les 78/100 de la vitesse correspondant au débit à pleine section

ANNEXE N°6 : Tableau des valeurs de la fonction auxiliaire $\Phi(\tau_c)$ pour la détermination des hauteurs conjuguées à l'aval des ouvrages d'évacuation.

$\Phi(\tau_c)$	τ_c'	τ_c'' $\varphi = 0{,}80$	$\varphi = 0{,}85$	$\varphi = 0{,}90$	$\varphi = 0{,}95$	$\varphi = 1{,}0$	$\Phi(\tau_c)$	τ_c'	τ_c'' $\varphi = 0{,}80$	$\varphi = 0{,}85$	$\varphi = 0{,}90$	$\varphi = 0{,}95$	$\varphi = 1{,}0$
0,01	0,0230	0,074	0,079	0,084	0,088	0,093	0,55	0,134	0,481	0,515	0,549	0,583	0,617
0,02	0,0045	0,105	0,112	0,118	0,125	0,132	0,60	0,147	0,497	0,532	0,567	0,602	0,638
0,03	0,0068	0,128	0,136	0,145	0,153	0,161	0,65	0,160	0,512	0,548	0,585	0,621	0,658
0,04	0,0090	0,147	0,157	0,166	0,176	0,185	0,70	0,174	0,526	0,563	0,601	0,638	0,676
0,05	0,0113	0,165	0,175	0,186	0,196	0,207	0,75	0,188	0,538	0,577	0,615	0,654	0,693
0,06	0,0134	0,179	0,190	0,202	0,213	0,225	0,80	0,202	0,549	0,589	0,629	0,668	0,708
0,07	0,0156	0,193	0,205	0,217	0,230	0,242	0,85	0,217	0,560	0,600	0,641	0,682	0,723
0,08	0,0178	0,205	0,218	0,232	0,245	0,258	0,90	0,232	0,569	0,611	0,653	0,695	0,736
0,09	0,0201	0,217	0,231	0,245	0,259	0,273	0,95	0,247	0,579	0,621	0,664	0,707	0,750
0,10	0,0228	0,227	0,242	0,257	0,272	0,288	1,00	0,263	0,585	0,629	0,672	0,716	0,759
0,12	0,0274	0,248	0,265	0,281	0,297	0,314	1,05	0,279	0,591	0,636	0,680	0,724	0,769
0,14	0,0320	0,266	0,284	0,301	0,319	0,336	1,10	0,296	0,596	0,641	0,686	0,732	0,777
0,16	0,0370	0,283	0,302	0,321	0,340	0,358	1,15	0,313	0,602	0,647	0,693	0,738	0,784
0,18	0,0418	0,299	0,319	0,339	0,357	0,378	1,20	0,330	0,606	0,652	0,698	0,744	0,790
0,20	0,0462	0,316	0,336	0,356	0,377	0,397	1,25	0,350	0,608	0,655	0,701	0,748	0,795
0,22	0,0510	0,324	0,347	0,370	0,392	0,415	1,30	0,370	0,609	0,656	0,704	0,751	0,798
0,24	0,0556	0,341	0,363	0,386	0,409	0,431	1,35	0,391	0,610	0,657	0,704	0,752	0,800
0,26	0,0596	0,352	0,376	0,400	0,424	0,448	1,40	0,412	0,608	0,656	0,704	0,752	0,800
0,28	0,0652	0,364	0,389	0,414	0,438	0,463	1,45	0,436	0,605	0,653	0,701	0,749	0,797
0,30	0,0701	0,375	0,401	0,426	0,452	0,477	1,50	0,461	0,605	0,648	0,696	0,744	0,793
0,35	0,0825	0,401	0,428	0,456	0,483	0,515	1,55	0,490	0,552	0,640	0,688	0,736	0,785
0,40	0,0950	0,424	0,453	0,472	0,501	0,540	1,60	0,523	0,579	0,627	0,675	0,723	0,771
0,45	0,107	0,445	0,476	0,506	0,537	0,568	1,63	0,546	0,569	0,616	0,664	0,711	0,759
0,50	0,120	0,464	0,491	0,518	0,515	0,573	1,66	0,574	0,553	0,601	0,648	0,696	0,742