

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE

ECOLE NATIONALE SUPERIEURE D'HYDRAULIQUE -ARBAOUI Abdellah-

DEPARTEMENT D'HYDRAULIQUE URBAINE

MEMOIRE DE FIN D'ETUDES

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

Option: ASSAINISMENT

THEME

**ETUDE D'AMENAGEMENT D'OUED SIDI HMIDA
COMMUNE DE MEFTAH W.BLIDA**

Présenté Par :

BENSASSI Nasreddine

Devant les membres du jury

Nom et Prénoms	Grade	Qualité
M ^r SALAH Boualem	Professeur	Président
M ^{me} MOKRANE Wahiba	M.A.A	Examineur
M ^{me} AMMOUR Fadhila	M.A.A	Examineur
M ^{me} HADJ SADOK Nabila	M.A.A	Examineur
M ^{me} SAID LHADJ Dihia	Doctorante	Promoteur

Session - 2017 H.U.

ملخص:

الهدف من هذه الدراسة هو تهيئة واد حميدا المتواجد بدائرة مفتاح ولاية البليدة، من أجل حماية محطة توليد الكهرباء البور من خطر الفيضانات، حيث قمنا ب:

- التعرف بالمنطقة
- دراسة هيدرولوجية من اجل التوصل لتحليل الفيضانات من اجل تقدير كمية التدفق التي تمس المنطقة،
- دراسة هيدروليكية لمختلف متغيرات الحماية الممكنة. مع اختيار الدراسة المناسبة
- تنظيم ميدان العمل وأخيرا تقدير تكلفة المشروع.

Résumé :

L'objectif de ce mémoire consiste à faire une étude d'aménagement d'oued Hmida situé à la daïra de Meftah, Wilaya de Blida, afin de protéger la station électrique EL BORG contre le risque d'inondation.

Dans ce travail, nous avons élaboré une étude hydrologique dans laquelle une analyse des crues est nécessaire afin d'estimer le débit de crue qui affecte la région. Ensuite, nous avons entamé les calculs hydrauliques pour de différentes variantes de protection proposées et ce pour choisir l'étude la plus appropriée.

Nous avons également réalisé une étude d'organisation de chantier et finir par une estimation du coût de ce projet.

Abstract:

This thesis consists in studying the development of the river Hmidaat in the Daïra of Meftah, Blida, in order to protect the electric power station EL BORG from the risk of flooding. In this work, we have developed a hydrological study in which a flood analysis was conducted to estimate flood flows affecting the region. Hydraulic calculations for different protection variants are made and we chose the most appropriate one.

The study ends with an organization of work sites and estimation of the cost of the project.

Liste des Planches :

- **Planche 01 : Plan de masse actuel de la zone d'étude**
- **Planche 02 : Levé topographique de la zone d'étude avec aménagement**
- **Planche 03 : Ferrailage des ouvrages projeté**
- **Planche 04 : Profil en long de la variante d'aménagement (collecteur)**
- **Planche 05 : Profil en long de la variante d'aménagement**
- **Planche 06 : Profil en travers de l'aménagement proposé**

Liste des Figures

Chapitre I : Généralités sur les inondations

Figure I. 1 : Le lit mineur et le lit majeur.	2
Figure I. 2: Le lit mineur et le lit majeur référence (les fiche de nord nature collection.	2
Figure I. 3 : Les inondations en Algérie. Source (les inondations dans la)	6
Figure I. 4 : Model conceptuel du risque d'inondation.	9

Chapitre II : présentation du milieu physique et analyse de crues.

Figure II. 1 : Carte de situation de la zone d'étude (carte de l' Algérie e=1/1000000 ,2017).	11
Figure II. 2 : relief du bassin versant (e=1/75000, 2017)	12
Figure II. 4 : Courbe hypsométrique (Equation de graphe $y = 767.62^e - 0.017x$).....	15
Figure II. 5 : Reseau hydrographique (e=1/75000 , 2017)	17
Figure II. 6 : représentation Granique de l'ajustement des p_j, \max a la loi Lognormal	23
Figure II. 7 : représentation Granique de l'ajustement des p_j, \max a la loi Gumbel	24
Figure II. 8 : courbe de pluie de courte durée	27
Figure II. 9 : la courbe intensité durée fréquence (IDF).	27
Figure II. 10 : l'hydrogramme de crue pour déférentes périodes de retour.	31

Chapitre III : étude et choix de variante d'aménagement pour la protection contre les Inondations de la zone d'étude.

Figure III. 1 : Canal trapézoïdal en béton.	39
Figure III. 2 : Canal Rectangulaire en Béton.	40
Figure III. 3 : Canal Rectangulaire en Béton avec dalette.	40
Figure III. 4 : Canal en gabionnage sur les deux rives	41
Figure III. 5 : Mur en gabion.....	41
Figure III. 6 : Différents types d'écoulements	45
Figure III. 7 : Schéma des écoulements permanents, uniformes et variés dans un canal à surface libre.....	45
Figure III. 8 : Graphique de la fonction $f(h)$	49
Figure III. 9 : Graphique de la fonction énergie spécifique en fonction de profondeur	50
Figure III. 10 : Canaux courbes.....	51
Figure III. 11 : diagramme manométrique pour un fluide réel.....	52
Figure III. 12 : Banc d'étude des courbes de remous à pente forte dans un canal à surface libre.	53
Figure III. 13 : Différentes types de courbes de remous.	54
Figure III. 14 : Paramètres du canal d'aménagement projeté.	57
Figure III. 15 : Schéma de la ligne d'eau de canal en béton arme.	57
Figure III. 16 : les relations $R_h = f(R_q)$	62
Figure III. 17 : les relations $R_v = f(R_q)$	62

Chapitre IV : organisation et sécurité de chantier

Figure IV. 1: Couverture	76
Figure IV. 2 : Reseau fleches	77
Figure IV. 3 Réseau à nœuds	78
Figure IV. 4 : Le Réseau à nœuds	82
Figure IV. 5 : Diagramme de GANTT	83
Figure IV. 6 : Organigramme de la prévention des accidents du travail.....	87

Chapitre V : estimation du cout de projet

Figure V. 1 : Calcul de volume du déblai des tranchées.	90
Figure V. 2 : Calcul de volume du remblai des tranchées.	91

Liste des Tableaux

Chapitre I : Généralités sur les inondations

Tableau I. 1 : Historique des Inondations en Algérie	5
Tableau I. 2 : Illustre le nombre de construction, par ville, construites sur les zones inondables. ...	6
Tableau I. 3 : Effets sanitaires des inondations.	7

Chapitre II : présentation du milieu physique et analyse de crues.

Tableau II. 1 : Les températures pour l'année 2015	13
Tableau II. 2 : Surfaces partielles du bassin versant par tranche d'altitude	15
Tableau II. 3 : Longueur des courbes de niveau.	15
Tableau II. 4 : Classes du relief (10)	16
Tableau II. 5 : Temps de concentration pour les différentes formules.....	18
Tableau II. 6 : Caractéristiques hydromorphométriques du bassin versant	19
Tableau II. 7 : Caractéristiques de la station pluviométrique de LARBAA Wilaya de BLIDA	19
Tableau II. 8 : Homogénéisation de la série des pluies	20
Tableau II. 9 : résultats de test de la médiane	21
Tableau II. 10 : Caractéristique des pluies max journalières.	22
Tableau II. 11 : Résultats d'ajustement à la loi de Galton.	23
Tableau II. 12 : Résultats d'ajustement à la loi de Gumbel	24
Tableau II. 13 : Les précipitations et les intensités maximales pour différentes durées.	26
Tableau II. 14 : Valeurs du coefficient de ruissellement C	29
Tableau II. 15 : Les résultats des calculs du débit.....	30
Tableau II. 16 : Temps caractéristiques des bassins versants.	30
Tableau II. 17 : Les débits de crues des différentes périodes de retour	31
Tableau II. 18 : Les Caractéristiques de chaque groupement de sous bassin.....	36

Chapitre III : étude et choix de variante d'aménagement pour la protection contre les Inondations de la zone d'étude.

Tableau III. 1 : les avantages et les inconvénients des différentes variantes	42
Tableau III. 2 : Paramètres géométriques d'un canal à section trapézoïdale de largeur b (m) et de profondeur h (m) avec un fruit de talus « m »	48
Tableau III. 3 : Différents types de courbes de remous.....	54
Tableau III. 4 : Calcul de la hauteur d'eau par itération (canal trapézoïdale)	56
Tableau III. 5 : Calcul de la hauteur d'eau par itération (canal rectangulaire)	58
Tableau III. 6 : Calcul de la hauteur d'eau par itération (canal trapézoïdale Gabion).	60
Tableau III. 7 : Estimation préliminaire du Coût de la variante N°01 :	64
Tableau III. 8 : Estimation préliminaire du Coût de la variante N°02 :	64
Tableau III. 9 : Estimation préliminaire du Coût de la variante N°03.	65
Tableau III. 10 : Coût des variantes	65

Chapitre IV : organisation et sécurité de chantier

Tableau IV. 1 : types de chantiers selon la durée de leurs réalisations	68
Tableau IV. 2 : Installations d'accueil dans les chantiers (16).....	69
Tableau IV. 3 : Liste des différentes tâches des Engins (17).....	71
Tableau IV. 4 : Engins et leurs capacités théoriques.	71
Tableau IV. 5 : Les paramètres de la méthode C.P.M	80
Tableau IV. 6 : les tâches des travaux.	81
Tableau IV. 7 : Détermination des chemins critiques	82

Chapitre V : estimation du coût de projet

Tableau V. 1 : Devis estimatif et quantitatif Travaux d'assainissement collecteur DN600L.....	93
Tableau V. 2 : Devis estimatif et quantitatif de la réalisation du canal trapézoïdal de 470 ml.....	94
Tableau V. 3 : Tableau récapitulatif des opérations	95

Sommaire

I. Chapitre I : Généralités sur les inondations	1
I.1. Introduction	1
I.2. Définitions fondamentales :	1
I.3. Caractéristiques du cours d'eau	1
I.4. Types des crues :	2
I.5. Causes des crues catastrophiques en Algérie :	3
I.6. Paramètres influençant les inondations :	4
I.7. L'histoire des inondations en Algérie :	5
I.8. Effets des inondations :	7
I.9. Evaluation du risque d'inondation :	8
I.10. Conclusion :	9
II. Chapitre II : présentation du milieu physique et analyse de crues.	11
II.1. Introduction	11
II.2. Présentation de la zone d'étude :	11
II.3. Caractéristiques morphologiques du bassin versant :	14
II.4. Le temps de concentration :	17
II.5. Etude hydrologique :	19
II.6. Calcul du débit de pointe par les formules empiriques :	28
II.7. Dimensionnement du réseau d'assainissement :	32
III. Chapitre III : étude et choix de variante d'aménagement pour la protection contre les Inondations de la zone d'étude.....	39
III.1. Introduction :	39
III.2. Présentation des différentes variantes d'aménagement :	39
III.3. Calcul hydraulique :	44
III.4. Ecoulement dans une courbe :	51
III.5. Calcul de la ligne d'eau :	52
III.6. Quatrième variante : Renforcement du réseau interne du drainage existant par une conduite circulaire.	61
III.7. Estimation provisoire du coût chaque variante :	64
III.8. Choix de la variante d'aménagement :	65
III.10 Conclusion :	66
IV. Chapitre IV : organisation et sécurité de chantier.....	68
IV.1 Introduction :	68
IV.2 Types de chantier :	68
IV.3 Installations d'accueil dans un chantier :	68
IV.4. Succession des travaux de chantier :	70
IV.5. Exécution des travaux et pose de canalisation :	73
IV.6. La Planification au niveau d'un chantier :	77
IV.7. La sécurité au niveau d'un chantier :	84

V. Chapitre V : estimation du cout de projet.	90
V.1. Introduction :	90
V.2. Détermination des différents volumes pour le cas de l'aménagement :.....	90
V.3. Détermination des différents volumes :.....	91
VI. Bibliographie.....	97

Introduction générale

Introduction générale

L'Algérie est l'un des pays confrontés aux phénomènes de crues et d'inondations qui se manifestent de façon dramatique constituant ainsi une contrainte majeure pour le développement économique et social, ces inondations sont les catastrophes naturelles les plus destructives et même les plus fréquentes et provoquent d'importants dégâts humains et matériels.

La réalité géo climatique algérienne, celle-ci caractérisée par un climat semi-aride à aride, contribue à constituer un enjeu permanent auquel s'ajoute la vulnérabilité du milieu aussi bien physique qu'humaine ce qui renforce le danger et les risques multiples et complexes qu'ils soient sociaux, sanitaires, économiques ou environnementaux.

Plusieurs régions de notre pays sont régulièrement menacées par ces désastres dont les impacts sont souvent intensifiés par d'autres facteurs qui aggravent les effets de crues tels que :

Les inondations produites dans ces régions présentant un environnement topographique défavorable comme le cas de la station électrique d'EL BORG traversées par des Oueds. De par sa situation géographique.

Notre travail consiste à entreprendre un projet d'étude qui permet de concevoir un système de protection contre les inondations de la station électrique d'EL BORG. En effet, ce projet consiste en la réalisation d'un système de déviation et d'aménagement de l'oued et de drainage des eaux pluviales provenant du bassin versant, qui débouche dans un exutoire à la périphérie de le chaaba. Cette démarche, sans doute, requiert des outils de travail allant du recueil de données du site jusqu'à l'élaboration du schéma d'aménagement.

Le présent mémoire est scindé en cinq chapitres comme suit :

Dans le premier chapitre, nous décrivons d'une manière générale et nous donnons un bref aperçu sur les inondations catastrophique vécues dans certaines régions de notre pays.

Le deuxième chapitre décrit en détail sur la situation de la zone études, il est consacré à l'identification du bassin versant (ses principales caractéristiques) et l'étude hydrologique du bassin versant. Cette étude est d'un intérêt capital dans la détermination des pluies à courtes durées et leurs intensités pour différentes période de retour pour arriver à la détermination de débit des cours d'eaux.

Dans le troisième chapitre une étude de variantes possibles d'aménagement de l'Oued Sidi hmida afin de protéger la station électrique d'El Borg contre les inondations on passe à la modélisation du cours d'eau son état naturel et la détermination des zones inondables. On Traitera dans sa première partie le dimensionnement de la variante choisie pour la Protection contre les inondations puis le dimensionnement du réseau pluviale

Dans le quatrième chapitre nous sommes tenues d'adopter une stratégie et une bonne organisation des travaux et aussi de chercher constamment la meilleure façon, la plus économique et la plus sécuritaire d'utilisation des moyens fournis. Tout en assurant une protection et une sécurité au niveau de notre chantier

Enfin une estimation quantitative et financière du système de protection contre les inondations, sera évalué.

Chapitre I : généralités sur les inondations.

I.1. Introduction

Les zones inondables sont soumises à différents types d'inondation dont les caractéristiques influencent le déroulement des crises et l'ampleur des impacts humains et économique.

Le Risque n'est pas le mêmes sur les différents territoires exposés puisque cela est due à la variation du type d'aléa et de la vulnérabilité, les crues surviennent de manière plutôt lente sur le bassin plat alors qu'elles se produisent de manière extrêmement rapide et brutale sur les bassins pentus . Aussi les inondations ne provoquaient pas de catastrophes susceptibles de marquer les esprits si les zones inondables n'étaient pas ou peu occupées par l'homme. Le but principal de ce présent chapitre est la présentation des notions et concepts fondamentaux liés au phénomènes d'inondations de sorte à mieux protéger une zone contre cela .

I.2. Définitions fondamentales :

I.2.1. Définition de la crue :

Les crues constituent un phénomène naturel qui correspond à une augmentation rapide et temporaire du débit moyen d'un cours d'eau générée par des précipitations (pluie, Neige, ...) qui peuvent être à l'origine d'inondations, soit le recouvrement par de l'eau des terrains riverains plus ou moins proches du cours d'eau en crue. (2)

I.2.2. Définition l'inondation :

L'inondation est définie comme étant le débordement d'un cours d'eau hors de son lit habituel entraînant la submersion d'espaces habituellement exondés soit (dépassement de la hauteur des berges). On parle alors d'inondation pluviale. (1)

I.3. Caractéristiques du cours d'eau

Le lit d'un cours d'eau est, en général, la partie la plus profonde de la vallée dans laquelle s'écoule gravitairement un courant d'eau. De manière classique, on distingue le lit mineur et le lit majeur définies comme suit.

I.3.1. Le lit mineur :

Le lit mineur ou lit ordinaire du lit d'un cours d'eau désigne tout l'espace linéaire où l'écoulement s'effectue la majeure partie du temps. Il est délimité par des berges¹, qui peuvent elles-mêmes être végétalisée. Sa rugosité est souvent constante sur des tronçons assez long .En cas de crue la vitesse d'écoulement reste la plus forte au niveau du lit mineur.

Suite à des travaux d'aménagements d'un cours d'eau ça entraîne une rectification du lit mineur en réduisant considérablement sa surface.

I.3.2. Le lit majeur

Souvent appelé lit d'inondation ou plaine d'inondation ou champ d'inondation qui désigne la partie qui n'est inondée qu'en cas de crue. Il est situé de part et d'autre du lit mineur du fleuve ou de la rivière et est souvent vaste.

Ses bordures extérieures correspondent au niveau de la plus grande inondation, Le lit majeur est souvent encombré par de la végétation arbustive, parfois par des constructions humaines : sa rugosité est donc très variable et plus forte que celle du lit mineur, et ainsi la vitesse d'écoulement y est plus faible.

Les figures (N°01-02) illustrent le lit mineur et majeur :

Chapitre I : Généralités sur les inondations

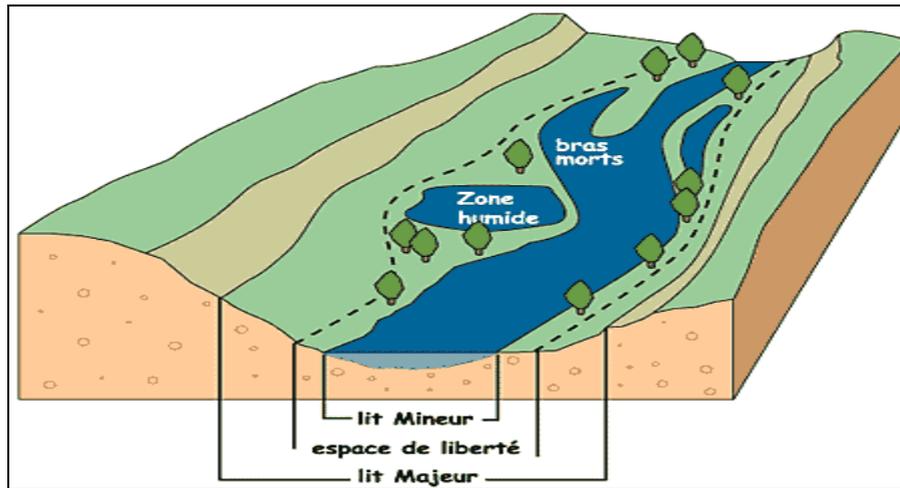


Figure I. 1 : Le lit mineur et le lit majeur.

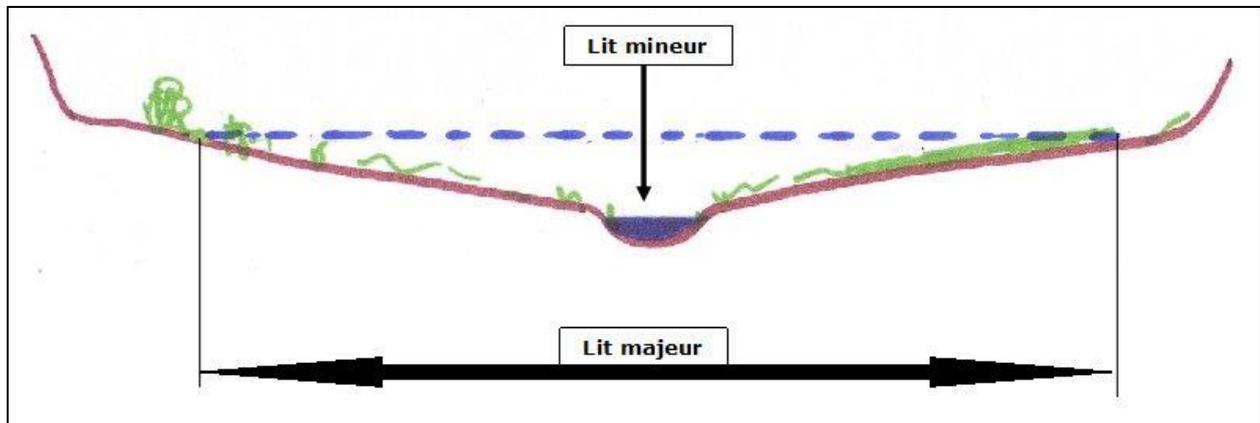


Figure I. 2: Le lit mineur et le lit majeur référence (les fiche de nord nature collection.

I.4. Types des crues :

I.4.1. Les inondations engendrées par des crues torrentielles :

Appelées aussi crue éclair et affectant les petits bassins versants de quelques dizaines de km^2 et sont le plus souvent liées à des chutes de pluies isolées et localement intense issues de phénomènes de convection sous forme de tempêtes orageuses se produisant généralement en automne et en été . (2)

Les crues de ce type sont particulièrement dangereuses en raison de la soudaineté et de la rapidité avec lesquelles elles se produisent. Les ruissellements extrêmement rapides et violents peuvent intervenir moins d'une heure après la pluie et les débits des oueds passent de quelques m^3/s à plusieurs milliers de m^3/s en 02 ou 03 heures seulement. L'inondation de la ville de OUED R'HIOU le 20 Octobre 1993 où 20 minutes de pluies ont fait 23 morts, 20 blessés et plusieurs disparus est l'exemple parfait de ce type de crues. (3)

I.4.2. Les inondations des grands bassins-versants :

Elles résultent le plus souvent des précipitations importantes généralisées sur des grandes surfaces étendues et caractérisées par leur quantité et leur durée qui peut atteindre 10 à 15 jours. Les crues sont massives, lentes et à évolution facilement prévisibles sauf lorsqu'elles sont brutalement aggravées par des affluents avals plus courts et plus rapides.

Chapitre I : Généralités sur les inondations

En Algérie, ce type d'inondation survient généralement en saison hivernale entre les mois de Décembre et Mai. (3)

I.5. Causes des crues catastrophiques en Algérie :

Les précipitations en Algérie se caractérisent par une très forte irrégularité tant interannuelle que saisonnière entraînant des étiages extrêmement sévères des cours d'eau et inversement des fortes crues et des inondations engendrant des dégâts humains et matériels considérables.

La genèse des fortes crues et leurs impacts sur l'environnement et les activités différentes d'une région à une autre en fonction des conditions géographiques, climatiques et d'occupation des sols qui les caractérisent.

La cause fondamentale de la plupart des inondations est la chute de pluie importante, mais les inondations des terres basses ou les destructions causées par les crues ne sont pas cependant toutes dues à des phénomènes hydrométéorologiques. D'autres facteurs agissent, soit pour aggraver les effets d'une crue, soit pour créer eux-mêmes des phénomènes hydrauliques dans les surfaces de l'eau, tels que la présence des débris et des troncs d'arbres qui réduisent la capacité du lit de l'oued (4).

D'une manière générale, les causes des inondations survenues en Algérie peuvent être classées en trois types comme suit :

1.5.1. Les inondations liées à des situations météorologiques remarquables(5)

Ce type d'inondation se traduit par une forte pluviosité (pluies importantes, orages violents) tels que :

- Les inondations de Décembre 1957 des bassins du MAZAFRAN et du SEBAOU,
- Les inondations de l'automne 1969 en Algérie et en Tunisie
- Les inondations catastrophiques de Mars 1973 sur l'est algérien
- Les inondations de Mars 1974 des bassins versants de l'algérois et du SEBAOU
- Les inondations de décembre 1984 sur tout l'est algérien.

1.5.2. Les inondations produites dans des régions présentant un environnement topographique défavorable :

Comme le cas :

- Des villes traversées par des oueds (BORDJ BOU ARRERIDJ, OUED R'HIOU, BECHAR, BAYADH et SIDI BEL ABBES) .
- Des villes situées au pied d'une montagne (AIN DEFLA, BATNA, MEDEA).

Ces agglomérations à forte concentration des populations et sous l'effet d'une urbanisation « anarchique » et non réglementées présentent des grands risques, des pertes humaines et des destructions de constructions sont enregistrées à chaque inondation aussi légère qu'elle soit (5).

1.5.3. Les inondations provoquées par des facteurs liés à l'effet de l'homme :

Parmi ce type nous en citons :

- La défaillance des réseaux d'assainissement et des collecteurs des eaux pluviales.
- Le gonflement des oueds par les débris et les débris provoquant ainsi des dégâts lors des averses saisonnières comme pour les cas de (6) :

La ville de TIARET inondée presque à chaque hiver.

La plaine du MZAB ou des inondations se produisent tous les 02 à 03 ans illustrent parfaitement l'influence de ces facteurs dans l'apparition du phénomène d'inondation.

I.6. Paramètres influençant les inondations :

Différents paramètres influencent les inondations nous en citons ;

I.6.1. Influence des facteurs naturels :

Parmi les facteurs naturels il ya (1):

- Influence de la surface et forme du bassin versant :

Ainsi pour une même surface, l'allure de l'hydro gramme de crue résultant d'une pluie donnée est très différente suivant la forme du bassin versant ; un bassin très allongé ne réagit pas comme un bassin de forme ramassée ce qui a amené l'utilisation d'un indice pour évaluer le « coefficient de compacité ». En principe plus cet indice est faible, plus la concentration des eaux apportées par les affluents est rapide et plus les crues risquent d'être brutales et bien différenciées.

- Influence de la configuration du relief des lits des cours d'eau :

La pente exerce une influence directe sur la rapidité de l'écoulement et donc sur la puissance de la crue si le profil en long du cours d'eau est assimilable à une suite de segments plus ou moins pentus, il exerce une action visible sur la crue. Le profil en travers est aussi important ; pour un même débit de crue, un cours d'eau encaissé verra sa hauteur d'eau monter beaucoup plus vite qu'un cours d'eau à profil plus évasé. En contrepartie, ce dernier a de plus grands risques de débordements.

- Influence de la densité des cours d'eaux et de la perméabilité du bassin versant :

Ainsi la densité des cours d'eau était fonction de la nature des terrains, le réseau est d'autant plus développé et complexe que le terrain est moins perméable. On comprend aisément que plus l'imperméabilité est forte, plus les eaux météoriques sont disponibles pour le ruissellement de surface. De ce point de vue, à priori les cours d'eau drainant les régions imperméables ont une plus forte probabilité à développer des crues dangereuses.

- Influence des facteurs biogéographiques :

La végétation joue un rôle climatique complexe, elle agit sur le ruissellement, retient une part des pluies, évapore l'eau, etc. L'on sait depuis longtemps qu'une couverture végétale dense réduit et ralentit considérablement l'écoulement. D'abord la forêt intercepte la pluie et la neige, cette dernière pouvant mettre très longtemps à fondre sous couvert. Ensuite elle accroît fortement l'évapotranspiration ; pour la zone tempérée celle-ci atteint ou dépasse fréquemment 500 à 700 mm/an. On comprend facilement que cela limite le ruissellement direct et l'alimentation des cours d'eau. Bien souvent une végétation vigoureuse aux arbres dotés de racines nombreuses et bien enchevêtrées, constitue une excellente protection naturelle, quasi totale, contre l'érosion torrentielle. Inversement la destruction du couvert végétal constitue un facteur aggravant la puissance des crues.

Chapitre I : Généralités sur les inondations

I.6.2. Influence des facteurs anthropiques :(Ledoux,

Parmi ces facteurs nous en citons :

- Influence de l'occupation de zones riveraines :

La concentration des personnes et l'accumulation des biens dans les champs d'inondation génère le risque d'inondation par accroissement des enjeux, augmentation des vulnérabilités et absence de prévention-précaution.

Imperméabilisation forte (conséquences d'aménagements urbains ou agricoles).

Défiance des dispositifs de protection (digues, déversoirs).

I.7. L'historique des inondations en Algérie :

L'Algérie connaît épisodiquement des phénomènes de crues et d'inondations qui se manifestent de façon catastrophique constituant ainsi une contrainte pour les activités et une entrave pour le développement économique et social.

Plusieurs régions de notre pays sont régulièrement menacées par ces catastrophes naturelles dont les impacts sont souvent intensifiés par d'autres facteurs qui aggravent les effets de crues tels que :

L'urbanisation anarchique par l'occupation des zones inondables et la défaillance des réseaux d'eaux pluviales. Par conséquent, des inondations dramatiques ne sont pas toujours liées à des situations météorologiques exceptionnelles, mais dans beaucoup de cas, elles surviennent lors d'événements pluvieux ordinaires et saisonniers.

On présente dans ce qui suit par ordre chronologique, un bref aperçu des inondations survenues en Algérie au cours des trente dernières années (3).

Tableau I. 1 : Historique des Inondations en Algérie

DATE	WILAYA	DEGATS
05 juillet 1987	Batna	05 morts et des dizaines de famille sinistrées
03 Juin 1991	Ghardaia	09 mortes et des pertes importantes en cheptel et des palmiers
26 - 27 Janvier 1992	Alger, Blida, Tipaza, Chlef, Ain Defla, Medea...	10 morts et un nombre important de blessé 637 familles sinistrées
20 Octobre 1993	RELEZANE	22 morts at 20 blessé et plusieurs disparue Des dizaines de famille sinistrées
29 Septembre au 02 Octobre 1994	Ghardaia, Laghouat, Biskra, Mascara, Sidi Bel Abbés	21 morts dégâts matérielles évalués à 270 millions DA
06 Février 1996	Ain Defla	158 familles sinistrées
Octobre 2000	AIN TEMOCHENT	04 morts et plusieurs disparues
10 novembre 2001	Bab El Oued (Alger)	733 victimes, 30 000 personnes sans-abris et d'importants dégâts matériels
1 Octobre 2008	Ghardaïa	33 morts et 84 blessés en plus de 600 maisons détruites
Novembre 2014	Bechar Khanchla Borj Baji Makhtar	10 morts et plusieurs blessés et des dégâts considérables
24 aout 2015	CANSTANTINE	12 morts 50 familles sinistrées 200 habitations détruites

Source : rapport protection civil ,2016

Chapitre I : Généralités sur les inondations

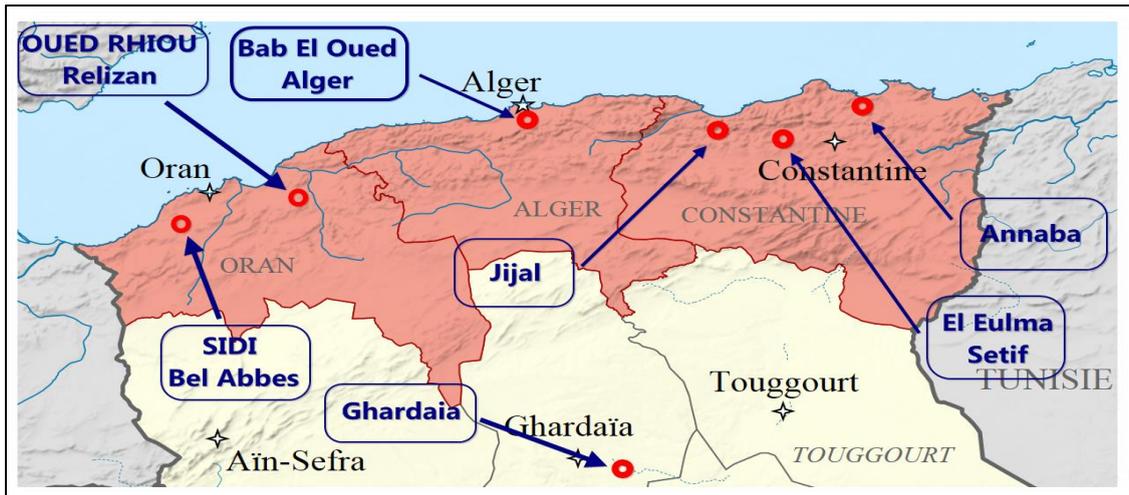


Figure I. 3 : Les inondations en Algérie. Source (les inondations dans la Vallée de m'zab, 2014).

Tableau I. 2 : Illustre le nombre de construction, par ville, construites sur les zones inondables.

Wilaya	Nombre de construction
Chlef	2248
Laghouat	3083
. El bouaghi	1999
Bejaïa	500
Biskra	763
Bouira	1438
Tamanrasset	1159
Tébessa	17236
Tlemcen	375
Tiaret	13
Alger	14545 quartiers Merdja et Baraki
Djelfa	784
Jijel	470 (zone à risque très élevés)
Sétif	1261
Saida	976-09 cités
Skikda	4009
.B. Abbes	576-04 cités en centre-ville
Annaba	30 cités et quartiers
Constantine	620
Médéa	3075
Mostaganem	1633
Oran	06 cités
Boumerdés	561
Tissemsilt	1340
El oued	766
Souk Ahras	La plupart des communes
Tipaza	2710
Ain defla	7772

Source : rapport protection civil ,2016

Chapitre I : Généralités sur les inondations

I.8. Effets des inondations :

Les effets dus à l'inondation se répartissent en trois catégories, selon le moment où ils surviennent (6) :

- Les effets survenant durant ou immédiatement après l'inondation.
- Les effets se développant dans les jours voir les premières semaines suivant l'inondation.
- Les effets à plus long terme, susceptibles d'apparaître après des mois ou des années et/ou durant des mois voire des années.

Toutes ces catégories peuvent se subdiviser en effets directs et indirects sur la santé

Tableau I. 3 : Effets sanitaires des inondations.

Effets directs	
Causes	Conséquences pour la santé
Rapidité d'écoulement des eaux, caractéristiques topographiques, absence d'alerte préalable, hauteur atteinte par des eaux, glissements de terrain, comportements à risque, eaux s'écoulant rapidement et charriant des blocs de pierre et des arbres	Noyade, blessures
Contact avec l'eau	Maladies respiratoires, hypothermie, arrêt Cardiaque
Contact avec des eaux polluées	Blessures infectées, dermatites, conjonctivites, maladies gastro-intestinales, infections ORL, maladies graves d'origine hydrique
Augmentation du stress physique et émotionnel	Risque accru de troubles psychosociaux et d'incidents cardiovasculaires
Effets indirects	
Causes	Conséquences pour la santé
Dégâts subis par les systèmes d'approvisionnement en eau, les systèmes d'épuration et le réseau d'égouts, approvisionnement insuffisant en eau potable, approvisionnement insuffisant en eau pour la toilette	Éventuelles infections d'origine hydrique (E. coli entéropathogène, Shigella, hépatite A, leptospirose, giardias, campylobactériose), dermatites, conjonctivites
Perturbation dans les systèmes de transport	Pénurie d'aliments, gêne pour les secours d'urgence
Dommages causés aux conduites souterraines, aux réservoirs de stockage, inondations de sites abritant des déchets toxiques, produits chimiques et des réservoirs contenant du pétrole	Effets potentiels aigus ou chroniques dus à une pollution chimique
Eaux stagnantes, expansion des habitats des vecteurs de maladie Maladies transmises par vecteurs	Migration des rongeurs
Désorganisation des réseaux sociaux ; pertes des biens, de l'emploi et d'êtres chers (membres de la famille et amis)	Éventuels troubles psychosociaux

Source : Rapport protection civil, 2016

Chapitre I : Généralités sur les inondations

I.9. Evaluation du risque d'inondation :

Puisque le risque d'inondation est caractérisé par deux composantes l'aléa d'inondation et la vulnérabilité des enjeux exposés, alors l'évaluation de celui-là se base à la fois sur l'évaluation de ces deux derniers. Ainsi, évaluer le risque inondation veut dire apprécier, estimer, quantifier, calculer et mesurer la valeur de l'aléa, délimiter, localiser, identifier, peser, chiffrer et analyser l'importance de la vulnérabilité (7).

I.9.1. L'évaluation de l'aléa d'inondation :

Différents techniques sont utilisées parmi eux il y a :

- la découpe d'un territoire inondable en zones d'aléa d'intensité plus ou moins forte, en fonction de paramètres hydrauliques (hauteur d'eau, durée de submersion, vitesse d'écoulement) et pour différentes crues.
- L'utilisation des systèmes d'information géographique et à l'automatisation du traitement des photographies aériennes.

I.9.2. Incertitudes dans l'évaluation de l'aléa

Pour évaluer la crue en cas d'inondation, un ensemble d'étude et de choix doit être opéré. A chaque étape, des incertitudes apparaissent, ce qui rend complexe l'estimation de l'incertitude globale. Lorsqu'une incertitude est affichée pour la modélisation de crue, elle correspond généralement à la seule incertitude liée à l'échantillonnage. Cette incertitude affichée oublie l'incertitude de la donnée, l'incertitude liée au choix du modèle statistique, et les incertitudes liées aux modèles hydrauliques qui reposent eux-mêmes sur des données comportant aussi des incertitudes. Et par conséquent, l'erreur globale de l'évaluation de la crue paraît bien difficile à apprécier, ce qui explique peut-être le manque de travaux sur ce thème malgré la profusion de recherches – notamment sur le choix du modèle statistique - liées à des étapes spécifiques (8).

I.9.3. L'évaluation de la vulnérabilité :

La prise en compte du risque inondation devra nécessairement passer par la Valorisation des études d'évaluation de la vulnérabilité comme base indispensable à la définition des objectifs pour une gestion territorialisée de ce risque. L'évaluation de la vulnérabilité des enjeux est en quelque sorte déterminée, identifiée, chiffrée et quantifiée. Différentes démarches permettent d'analyser et d'évaluer la vulnérabilité (9).

a) Démarches quantitatives :

Elle se fonde essentiellement sur l'élément vulnérable, il s'agit de mesurer les conséquences dommageables a priori d'un phénomène sur les enjeux. La vulnérabilité est ici conçue soit comme le pourcentage de ce qui peut être perdu en cas de sinistre, soit comme le coût économique des dommages probables. Généralement, ces méthodes couplent des modèles hydrauliques avec des relevés de l'occupation du sol, des hypothèses de valeur des biens et des courbes d'endommagement.

b) Démarches qualitatives :

Dans une approche qualitative, la vulnérabilité apparaît comme étant la tendance d'une société donnée à subir des dommages en cas de manifestation d'un phénomène naturel comme l'inondation. Cette propension varie selon le poids de certains facteurs qu'il est nécessaire d'identifier et d'analyser car ils induisent un certain type de réponse de la société.

La figure N°04 illustre le modèle conceptuel de ce risque

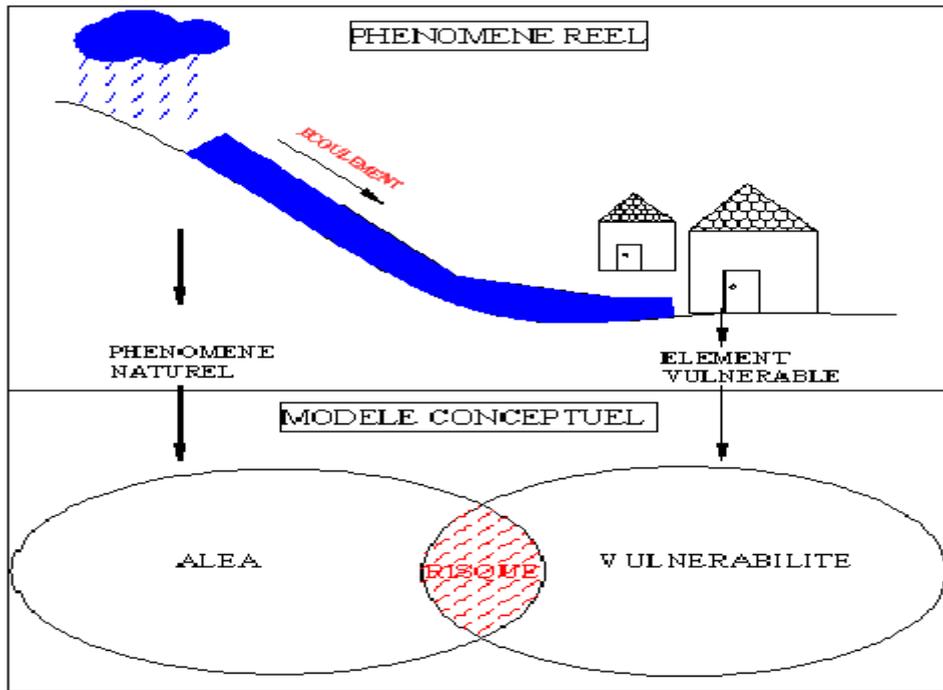


Figure I. 4 : Model conceptuel du risque d'inondation.

I.10. Conclusion :

Dans ce présent chapitre Nous avons décrit d'une manière générale et donné un bref aperçu sur les inondations catastrophique vécues dans certaines régions de notre pays. Ce que nous avons remarqué d'après notre analyse est que les risques d'inondations sont liés à l'interaction complexe de plusieurs composantes les inondations ne sont pas toujours une conséquence de pluies abondantes mais elles sont souvent imputables aux activités humaines soit d'origine anthropique.

Le but des prochains chapitres est de protéger et de réduire la vulnérabilité d'une zone d'étude contre les inondations. Parmi les meilleurs moyens de prévention et de lutte contre les inondations c'est la cartographie des zones inondables qui est devenue une tendance avec l'avancé du numérique.

**Chapitre II : présentation du milieu physique et
analyse de crues.**

II.1. Introduction

Dans ce présent chapitre, nous présenterons notre milieu physique de sorte à connaître les différents caractéristiques de notre zone d'étude, tels (la situation géographique, la situation climatique et autres). Une fois ces derniers identifier nous procéderons à une analyse de crue pour la connaissance du débit max qui est une donnée clef dans l'objectif de notre travail cette analyse se fera par la détermination des courbe IDF et de l'hydrogramme de crue et cela en se basant sur la connaissance caractéristiques de notre bassin versant (caractéristique de forme, relief et réseau d'écoulement).

II.2. Présentation de la zone d'étude :

II.2.1. La situation géographique :

L'oued sidi hmida se trouve a une trentaine de khilometre au Sud de la capital d'Alger dans la wilaya de Blida et se situe à l'extrême Ouest de MEFTAH à mi-chemin entre MEFTAH et LARBAA. Elle se trouve au Nord du centre de SIDI HAMADE (figure II.1).

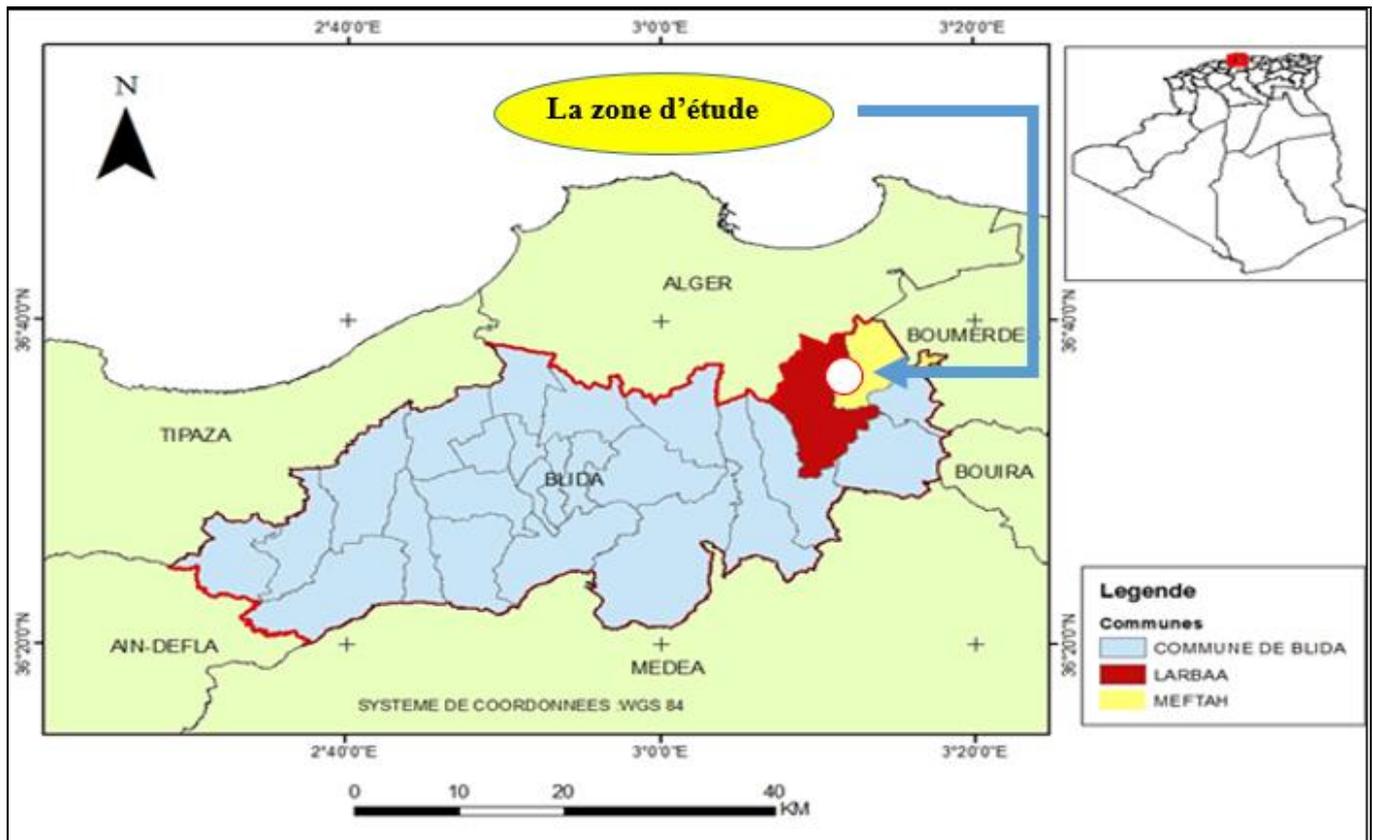


Figure II. 1 : Carte de situation de la zone d'étude (carte de l'Algérie $e=1/1000000$, 2017).

Chapitre II : Présentation du milieu physique et analyse de crues.

II.2.2. Présentation de la station électrique

La station électrique d'EL BORG de MEFTAH a une capacité de production de 100 MVA, elle est considérée comme un poumon pour plusieurs villes du centre. Sa réalisation a coûté 4.6 million d'euros en 2008.

Elle alimente les villes suivantes : MEFTAH- DJEBABRA-L ARBAA- KHEMIS KHACHNA- OULED SLAMA- BELAOUADI- LABAAZIZ –EUCALYPTUS –CHRARBA (Voir l'annexe N°5)

II.2.3. La situation topographique :

La zone d'étude repose sur un relief montagneux très accidenté à la partie haute jusqu'à où il devient plat à la partie basse de la zone d'étude. La commune de Meftah est occupée en grande partie par des terres agricoles de forte potentialité se qui donne une idée sur la composition du sol. La figure suivante II.3 illustre le relief du Bassin versant .

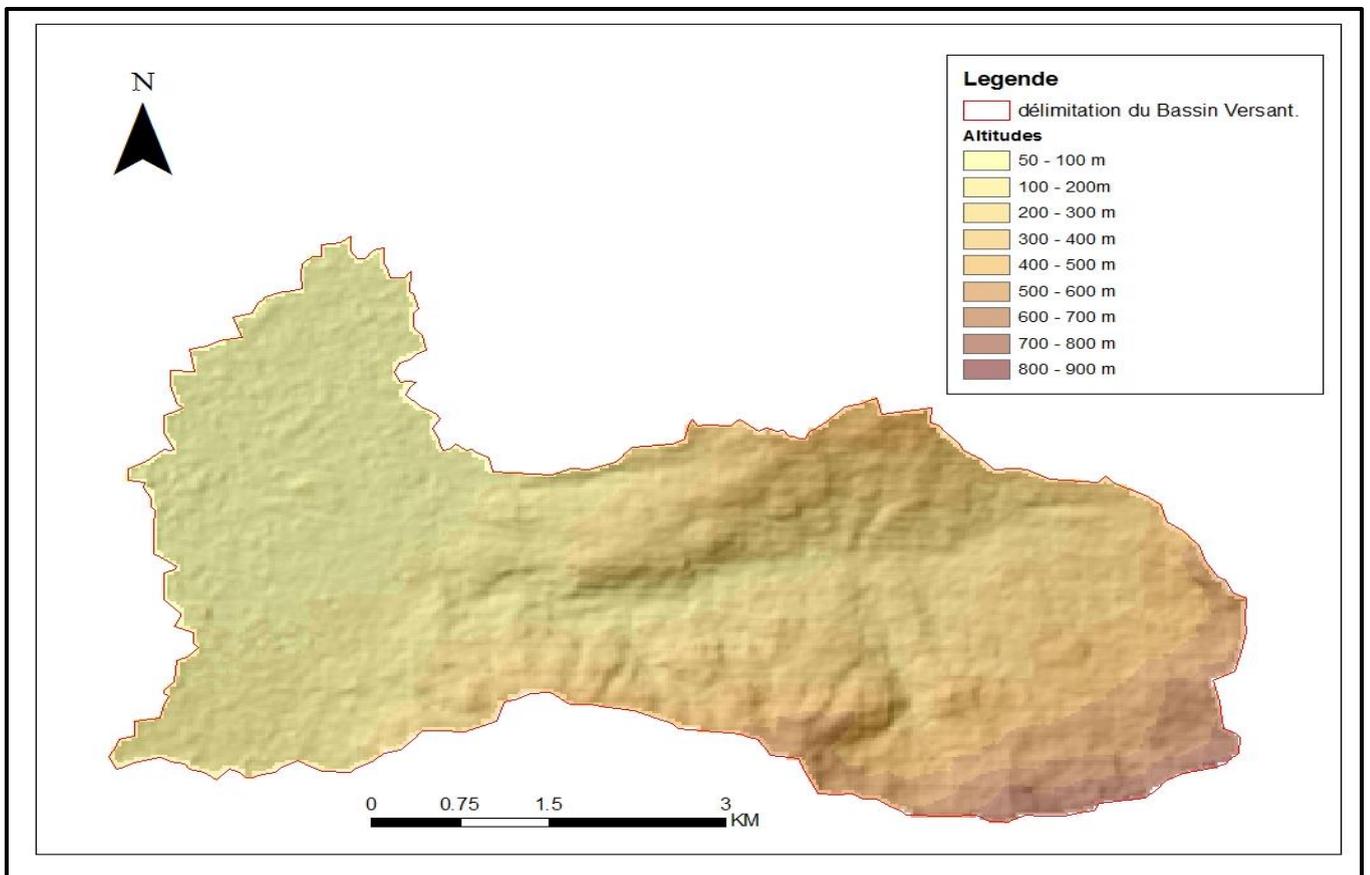


Figure II. 2 : relief du bassin versant (e=1/75000, 2017)

Chapitre II : Présentation du milieu physique et analyse de crues.

II.2.4. La situation climatique :

L'étude de la climatologie est très importante car avant toute projection ou dimensionnement d'un aménagement ou d'un ouvrage hydraulique, il faut impérative menttenir compte des facteurs climatiques.

a) Climat :

La région est soumise à un climat subméditerranéen c'est à dire humide et froid en hiver, Sec et chaud en été. La période froide s'étale du mois de décembre au mois de mars par contre la période sèche s'étend sur les huit mois qui restent.

b) Température :

Les amplitudes thermiques sont très importantes car les températures sont extrêmes. Les températures varient de 2,5°C en hiver à 41,5°C en été.

Tableau II. 1 : Les températures pour l'année 2015

Températures	Sept	Oct	Nov	Dec	Jan	Fev	Mars	Avr	Mai	Juin	Juil	Aout
T _{moy} (°C)	22	20.6	14.3	10.5	10.9	11	14	15.3	22.9	26.9	29.8	28.4
T _{min} (°C)	17	14	8	2.5	3	2.5	6	9	13.5	19.5	23	22.5
T _{max} (°C)	30.5	32	22	17	19	19.5	25	26	38.5	41.5	39.5	35

Source : ANRH blida

II.2.5. La situation hydrogéologique :

Dans cette situation on parle de la nappe de la MITIDJA qui représente un grand réservoir stratégique puisqu'il est sollicité pour assurer :

- L'alimentation en eau potable de nombreuses localités (BLIDA. BOUMERDES. TIPASA).
- L'irrigation des dizaines de milliers d'hectares de terres agricoles.
- L'alimentation de plusieurs unités industrielles.

La nappe de MITIDJA est alimentée par les eaux de pluies et par l'infiltration des eaux de ruissellement au niveau des affleurements et au niveau des oueds là où la nappe est libre.

La profondeur de la nappe dans la zone à étudier est variable dans le temps et dans l'espace.

II.2.6. Description des causes principal de l'inondation de la station électrique :

- Le site d'implantation de la station électrique est très défavorable vu que le site n'est pas loin de l'oued SIDI HMIDA et la décharge public.
- La forme irrégulière du tracé de l'oued de SIDI HMIDA ou on trouve des changements brusque avec des angles au voisinage de 90°, ce qui favorise la chute de la vitesse d'écoulements des eaux incluant une stagnation au niveau du site voisinant (la station électrique)
- Le niveau de la station électrique est plus bas que le niveau du terrain naturel de l'oued.
- L'empiétement de la décharge public sur les berges de l'oued se qui présente un grand risque sur la station et les habitations proches.

Chapitre II : Présentation du milieu physique et analyse de crues.

II.3. Caractéristiques morphologiques du bassin versant :

Les caractéristiques d'un bassin versant influencent fortement sa réponse hydrologique et notamment le régime des écoulements en période de crue et d'étiage.

Les caractéristiques de notre Bassin versant sont comme suit :

II.3.1. L'indice de compacité de Gravelius K_c :

Appelé aussi indice de forme, cet indice caractérise la forme du bassin versant il est défini comme étant le rapport entre le périmètre du bassin P et la circonférence du cercle P_c de rayon R ayant la même superficie S que le bassin, soit (10):

$$K_c = \frac{P}{2\sqrt{\pi \cdot S}} \approx 0.28 \cdot \frac{P}{\sqrt{S}} \quad (\text{II-1})$$

Avec :

P : le périmètre du BV (Km).

S : la surface du BV (Km²).

Pour notre cas la valeur de coefficient de compacité est de 1.63

II.3.2. Le rectangle équivalent :

C'est une notion introduite par ROCHE, dans laquelle ce rectangle a les mêmes caractéristiques que le bassin versant, c'est-à-dire même surface que le bassin versant. Il est défini par (10):

$$l, L = \frac{K_c \cdot \sqrt{S}}{1.128} \left(1 \pm \sqrt{1 - \left(\frac{1.28}{K_c} \right)^2} \right) \quad (\text{II-2})$$

Avec :

L : Longueur du rectangle (Km) ;

l : Largeur du rectangle (Km) ;

K_c : Indice de compacité de Gravelius ;

S : La surface du BV (Km²) ;

II.3.3. La courbe Hypsométrique :

Les facteurs hydrologiques sont très liés aux altitudes. Ainsi, il est nécessaire de connaître la répartition des surfaces en fonction de leurs altitudes. La courbe hypsométrique donne la répartition des altitudes en fonction de la superficie du bassin. La répartition des surfaces partielles en fonction des altitudes du bassin est donnée dans le tableau suivant (10):

Chapitre II : Présentation du milieu physique et analyse de crues.

Tableau II. 2 : Surfaces partielles du bassin versant par tranche d'altitude

Altitudes	Surfaces Partielles	Surfaces cumulés	Surfaces partielles	Surfaces cumulés
m	Km ²	Km ²	%	%
750-850	0.31	0.31	0.98	0.98
650-750	0.65	0.96	2.04	3.02
550-650	1.31	2.27	4.11	7.13
450-550	2.77	5.04	8.71	15.84
350-450	4.43	9.47	13.92	29.76
250-350	5.01	14.48	15.76	45.52
150-250	6.13	20.60	19.26	64.77
50-150	11.21	31.81	35.23	100
somme	31.81		100	

Tableau II. 3 : Longueur des courbes de niveau.

Cote de la courbe de niveau (m)	Longueur (Km)
150	9.76
250	14.33
350	13.42
450	9.51
550	6.05
650	3.45
750	2.50

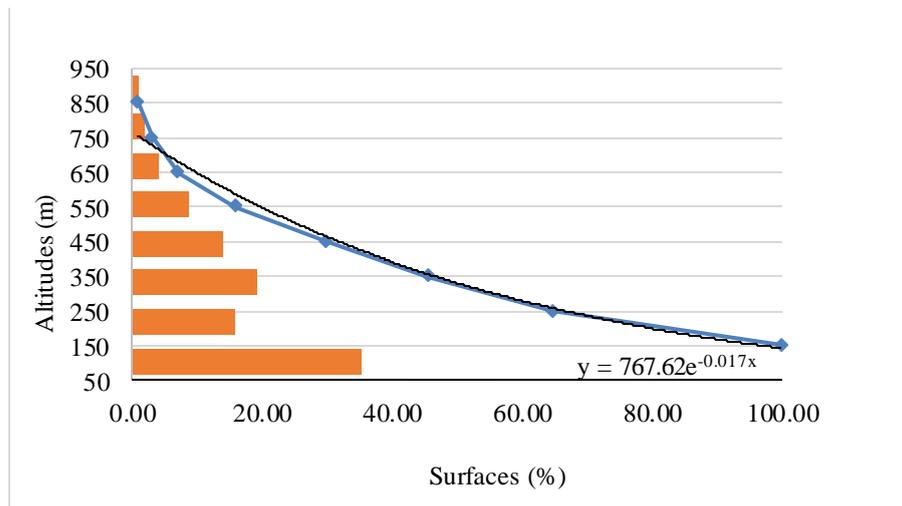


Figure II. 3 : Courbe hypsométrique (Equation de graphe $y = 767.62e^{-0.017x}$).

II.3.4. Altitudes caractéristiques :

Elles sont obtenues directement à partir de la carte topographique. L'altitude maximale représente le point le plus élevé du bassin tandis que l'altitude minimale considère le point le plus bas.

$H_{\max} = 823$ m NGA

$H_{\min} = 50$ m NGA

L'altitude médiane ou $H_{50\%}$ est déterminée sur la courbe hypsométrique.

Chapitre II : Présentation du milieu physique et analyse de crues.

$H_{méd} = 328m$ NGA

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

$$H_{moy} = \frac{\sum_{i=1}^n S_i \cdot H_i}{S} \quad (II-3)$$

Avec :

S_i : Surface partielle entre deux courbes de niveaux successives en (Km²) ;

S : Surface totale du bassin versant en (Km²) ;

H_i : Altitude moyenne entre deux courbes de niveaux successives en (m) ;

n : Nombre total des surfaces partielles ;

II.3.5. La pente moyenne du bassin versant :

$$I_{moy} = \frac{\Delta H (0.5l_1 + l_2 + l_3 + \dots + 0.5l_n)}{S} \quad (II-4)$$

Avec :

ΔH : Dénivelée

l_n : Longueur de la courbe de niveau d'ordre 1, 2, ... n

S : Surface du bassin versant.

II.3.6. L'indice de pente globale :

Il est défini comme étant le rapport entre l'altitude comprise entre 5% et 95% de la surface du bassin et la longueur du rectangle équivalent. On prend deux points S_1, S_2 sur l'axe des abscisses tels que 90% de la surface du bassin versant soit comprise entre ces deux valeurs et que 5% de la surface totale du bassin versant soit inférieure à S_1 et 5% soit supérieure à S_2 (10).

$$I_g = \frac{H_{5\%} - H_{95\%}}{L} \quad (II-5)$$

Avec :

$H_{5\%}$: Altitude correspondante à 5% de la surface du bassin Versant (m) ;

$H_{95\%}$: Altitude correspondante à 95% de la surface du bassin versant (m) ;

L : Longueur du rectangle équivalent (Km) ;

II.3.7. Les classes du relief :

La valeur d' I_g nous donne une idée sur le relief du bassin versant comme le montre le tableau suivant :

Tableau II. 4 : Classes du relief (II)

Classe du relief	I_g (m/Km)	Type du bassin
R2	$2 < I_g < 5$	Les bassins de plaine
R3	$5 < I_g < 10$	Des terrains intermédiaires entre la plaine et la zone à ondulation du terrain
R4	$10 < I_g < 20$	Ondulation du terrain
R5	$20 < I_g < 50$	Région de collines
R6	$I_g > 50$	Région de montagne

A partir de la valeur de I_g calculée qui est égale à 41.57, le type du relief du bassin versant est Région de collines.

Chapitre II : Présentation du milieu physique et analyse de crues.

II.3.8. La dénivelée spécifique :

La dénivelée spécifique est donnée par la formule suivante (10) :

$$D_s = \Delta H \sqrt{\frac{l_r}{L_r}} \quad (\text{II-6})$$

ΔH : Dénivelée

l_r : Largeur du rectangle équivalent en m

L_r : Longueur du rectangle équivalent en m ;

II.3.9. La densité de drainage :

La densité de drainage est définie comme étant le rapport entre la longueur totale de tous les talwegs L_i du bassin versant sur la surface totale du bassin versant. Elle reflète la dynamique du bassin, la stabilité du chevelu hydrographique et le type de ruissellement de surface. Elle est exprimée en Km/Km^2 (10).

$$D_d = \frac{\sum L_i}{S} \quad (\text{II-7})$$

Avec :

D_d : Densité de drainage (Km/Km^2) ;

L_i : Longueur des cours d'eau (Km) ;

S : Surface du bassin versant (Km^2) ;

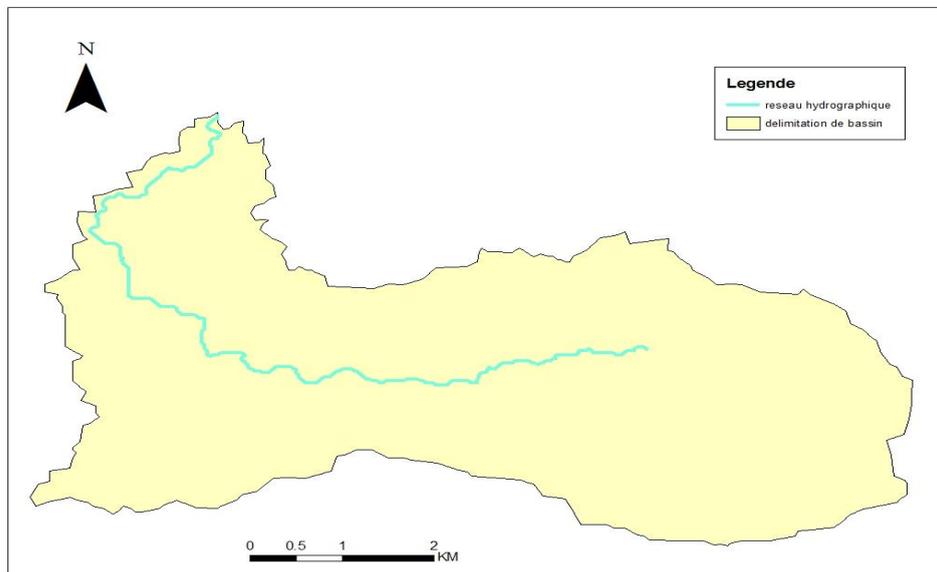


Figure II. 4 : Réseau hydrographique (e=1/75000 , 2017)

II.4. Le temps de concentration :

Le temps de concentration est défini comme étant le temps que met une particule d'eau, provenant de la partie la plus éloignée de l'exutoire pour parvenir à celui-ci. On peut l'estimer en mesurant la durée comprise entre la fin de la pluie efficace et la fin du ruissellement. Le temps de concentration est déterminé à l'aide de nombreuses formules parmi lesquelles nous en citons (10) :

Chapitre II : Présentation du milieu physique et analyse de crues.

25) Formule de GIANDOTTI

$$T_c = \frac{4\sqrt{S} + 1.5L_p}{0.8\sqrt{H_{moy} - H_{min}}} \quad (\text{II-8})$$

Avec :

- Tc : Le temps de concentration (heure) ;
- S : La surface du bassin versant en (Km²) ;
- Hmoy : Hauteur moyenne du BV (m) ;
- Hmin : Hauteur minimale du BV (m) ;
- Lp : longueur du cours d'eau principale en [Km] ;

b) Formule de KIRPICH

$$T_c = \frac{0.000325L^{0.77}}{I^{0.385}} \quad (\text{II-9})$$

Avec

- L : longueur du cours d'eau principale en (m) ;
- I : Dénivelée = (Hmax - Hmin) / L (m/m) ;

c) Formule de CALIFORNIA

$$T_c = \left(\frac{0.87L^3}{H_{max} - H_{min}} \right)^{0.386} \quad (\text{II-10})$$

Avec :

- L : longueur du cours d'eau principale en [Km] ;
 - H_{max} : Hauteur maximale du BV (m) ;
 - H_{min} : Hauteur minimale du BV (m) ;
- Les résultats de calcul du temps de concentration pour les différentes formules sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau II. 5 : Temps de concentration pour les différentes formules

Formule utilisée	Temps de concentration (H)
GIANDOTTI	3.40
KIRPICH	1.49
CALIFORNIA	1.25

Les caractéristiques hydro morpho métriques de notre bassin versant sont définies dans le tableau suivant :

Chapitre II : Présentation du milieu physique et analyse de crues.

Tableau II. 6 : Caractéristiques hydromorphométriques du bassin versant

Caractéristiques	Symbole	Unités	Valeur
Morphométrie			
Surface	S	Km ²	32
Périmètre	P	Km	33
Longueur du thalweg principal	L	Km	11.64
Indice de compacité	K _C	-	1.63
Longueur du Rectangle équivalent	L _r	Km	13.28
Largeur du Rectangle équivalent	l _r	Km	3.10
Les reliefs			
Altitudes maximale	H _{max}	m	823
Altitudes moyenne	H _{moy}	m	266.92
Altitudes minimale	H _{min}	m	50
Altitudes 95%	H _{95%}	m	153
Altitudes médiane	H _{50%}	m	328
Altitudes 5%	H _{5%}	m	705
Pente moyenne de B.V		m/km	165.28
Indice de pente globale	I _g	m/km	41.57
Indice de pente moyenne	I _{pm}	%	0.58
Dénivelée spécifique		M	48.34
Le réseau hydrographique			
Densité de drainage	D _d	Km/Km ²	0.36
Tempe de concentration	T _c	H	1.49

II.5. Etude hydrologique :

II.5.1. Détermination des précipitations maximales journalières :

Les précipitations constituent le facteur essentiel intervenant par les hauteurs totales annuelles, leur répartition mensuelle qui influence directement sur les régimes hydrologiques et leurs totaux journaliers et surtout les averses génératrices des crues.

Pour l'étude de précipitations on a besoin d'une série comportant les précipitations maximales journalières pour une période la plus longue possible, comme base de données pluviométriques on se refait aux informations recueillies par la station pluviométrique de LABRAA.

II.5.2. Détermination Caractéristiques de la station pluviométrique :

L'étude pluviométrique sera effectuée à partir des données des précipitations mensuelles et journalières enregistrées au niveau de la station pluviométrique de LARBAA.

Tableau II. 7 : Caractéristiques de la station pluviométrique de LARBAA Wilaya de BLIDA

Station	Code	Source	Coordonnée			N (ans)
			X	Y	Z	
LARBAA	021403	A.N.R.H	541.15 km	362.95 km	100 m	30

Source : A.N.R.H (Blida).

Chapitre II : Présentation du milieu physique et analyse de crues.

II.5.3. Homogénéisation de la série des pluies annuelles :

a) Test de la médiane ou test de Mood :

Ce test permet de vérifier si une série de données est homogène ou pas. Autrement dit, si les valeurs de la série viennent d'une même population.

Le test de la médiane est un test analogue aux tests d'égalité des moyennes pour des échantillons indépendants. Il a pour principe de déterminer la médiane de l'ensemble des observations, et de dénombrer pour chacun des deux échantillons les observations inférieures et les observations supérieures à cette médiane (10).

Il reste à vérifier que :

$$\begin{cases} N_s > \frac{1}{2} \left(N + 1 - u_{\left(1-\frac{\alpha}{2}\right)} \cdot \sqrt{N + 1} \right) \\ T_s < 3.3(\log_{10} N + 1) \end{cases} \quad (\text{II-11})$$

Avec : N : La taille de la série ;

N_s : Nombre total des séries de (+) ou de (-) ;

T_s : Taille de la plus grande série ;

Tableau II. 8 : Homogénéisation de la série des pluies

Année	Rang	$P_{j\max}$	Classement par ordre croissant	Signes
1985 – 1986	1	91	25	+
1986 – 1987	2	101.5	29.6	+
1987 – 1988	3	42	30	-
1988 – 1989	4	55.5	37	+
1989 – 1990	5	25	38.5	-
1990 – 1991	6	30	39	-
1991 – 1992	7	80	40	+
1992 – 1993	8	73	42	+
1993 – 1994	9	128	42.8	+
1994 – 1995	10	80	43.7	+
1995 – 1996	11	72	43.8	+
1996 – 1997	12	44	44	-
1997 – 1998	13	53	47.6	-
1998 – 1999	14	55	51.4	+
1999 – 2000	15	42.8	53	-
2000 – 2001	16	37	55	-
2001 – 2002	17	29.6	55.5	-
2002 – 2003	18	70.5	56	+
2003 – 2004	19	43.8	60.3	-
2004 – 2005	20	62	62	+
2005 – 2006	21	39	62	-
2006 – 2007	22	76.8	70.5	+
2007 – 2008	23	47.6	72	-
2008 – 2009	24	40	73	-
2009 – 2010	25	56	76.8	+
2010 – 2011	26	62	80	+
2011 – 2012	27	38.5	80	-
2012 – 2013	28	86.3	86.3	+
2013 – 2014	29	60.3	91	+
2014 – 2015	30	43.7	101.5	-
2015 – 2016	31	51.4	128	-

Chapitre II : Présentation du milieu physique et analyse de crues.

Tableau II. 9 : résultats de test de la médiane

N_s	16
T_s	5
$\frac{1}{2} \left(N + -u_{\left(1-\frac{\alpha}{2}\right)} \cdot \sqrt{N+1} \right)$	10.46
$3.3(\log_{10} N + 1)$	8.22
Condition 1	vérifier
Condition 2	vérifier

Les conditions de tests sont vérifiées, ainsi on conclut que notre série de données est homogène .

II.5.4. Calcul des caractéristiques empiriques de la série pluviométrique

Calcul des caractéristiques empiriques de la série pluviométrique (10)

25) Les paramètres de position :

➤ La moyenne arithmétique :

C'est la somme des valeurs observées divisée par le nombre d'observation

$$\bar{X} = \frac{\sum_{i=1}^n x_i}{n} \quad (\text{II-12})$$

➤ La médiane :

La médiane est un paramètre de position tel que la moitié des observations lui sont inférieures ou égales et la moitié supérieures ou égales dans une série ordonnée.

Lorsque n est impair, la médiane est l'observation de rang

$$\bar{X} = x_{\left(\frac{n+1}{2}\right)} \quad (\text{II-13})$$

Et lorsque n est pair la médiane est :

$$\bar{X} = \frac{x_{\left(\frac{n}{2}\right)} + x_{\left(\frac{n+1}{2}\right)}}{2} \quad (\text{II-14})$$

b) Les paramètres de dispersion :

Ces paramètres permettent de chiffrer la variabilité des valeurs observées autour d'un paramètre de position.

➤ La variance :

$$\sigma^2 = \frac{1}{n-1} \sum_{i=1}^n (x_i - \bar{X})^2 \quad (\text{II-15})$$

➤ L'écart type :

C'est la racine carré de la variance :

$$\sigma = \sqrt{\sigma^2} \quad (\text{II-16})$$

Chapitre II : Présentation du milieu physique et analyse de crues.

➤ Le coefficient de variation ou coefficient de variabilité

C'est le rapport entre l'écart type et la moyenne arithmétique :

$$C_v = \frac{\sigma}{\bar{X}} \quad (\text{II-17})$$

➤ Le coefficient d'asymétrie

Est donnée par la formule suivante :

$$C_c = \frac{1}{\sigma^3(n-1)} \sum_{i=1}^n (x_i - \bar{X})^3 \quad (\text{II-18})$$

➤ Le coefficient d'aplatissement

Est donnée par la formule suivante :

$$C_k = \frac{1}{\sigma^4(n-1)} \sum_{i=1}^n (x_i - \bar{X})^4 \quad (\text{II-19})$$

Les résultats de calcul des paramètres empiriques de la série sont récapitulés dans le tableau :

Tableau II. 10 : Caractéristique des pluies max journalières.

Nombre d'observation	31
Minimum	25
Maxime	128
Médiane	55
Moyenne	58.62
L'écart type	23.15
Coefficient de variation	0.39
Coefficient d'asymétrie (Cs)	0.97
Coefficient d'aplatissement (Ck)	3.77

II.5.5. Ajustement de la série pluviométrique à des lois probabilistes :

Le calcul des valeurs extrêmes ou quantiles nécessite un ajustement à une loi de probabilité. Après avoir calculé les caractéristiques empiriques, il faut choisir une loi de probabilité susceptible de s'ajuster d'une manière adéquate à la série d'observation.

Comme il existe plusieurs méthodes d'ajustement des séries pluviométrique. L'efficacité d'une méthode d'estimation dépend de la loi de probabilité. De la taille de l'échantillon et de certaines caractéristiques de l'échantillon. Toutefois. De nombreuses études comparatives.

Autant empiriques que théoriques. Ont été menées afin de déterminer dans quelles circonstances une méthode d'estimation est la plus efficace pour une loi donnée.

Dans notre étude on va utiliser les deux lois suivantes (10) :

- La loi de GUMBEL
- La loi de GALTON (log-normal)

a) *Ajustement des pluies maximales journalières par la loi log normal ou loi de Galton :*

La loi log normale résulte de la loi normale sa fonction de répartition est donnée par la formule suivante :

Chapitre II : Présentation du milieu physique et analyse de crues.

$$F(x) = \frac{1}{\sqrt{2\pi}} \int_{-\infty}^u e^{-\frac{1}{2}u^2} \quad (\text{II-20})$$

La variable réduite de la loi log normale

$$u = \frac{\ln x - \overline{\ln x}}{\sigma_{\ln x}} \quad (\text{II-21})$$

Avec :

$\overline{\ln x}$: La moyenne de la série

$\sigma_{\ln x}$: Ecart type de la série

u : Variable réduite de Gauss

L'équation de la variable réduite présentée sous la forme $\ln x = \overline{\ln x} + u\sigma_{\ln x}$ est l'équation d'une droite sur papier gauss-logarithmique avec en abscisse l'échelle gaussienne et en ordonnée l'échelle logarithmique.

Tableau II. 11 : Résultats d'ajustement à la loi de Galton.

Période de retour	Fréquence au non dépassement	Valeurs théoriques	Ecart-type	Intervalle de confiance (95%)
T (ans)	Q	X_t	σ	
100	0.99	132.9	17.77	98.02 – 167.7
50	0.98	119.7	14.65	90.99 – 148.4
20	0.95	102.4	10.88	81.05 – 123.7
10	0.9	89.11	8.317	72.81 – 105.4
5	0.8	75.31	6.042	63.47 – 87.16

❖ L'ajustement par le logiciel Hyfran

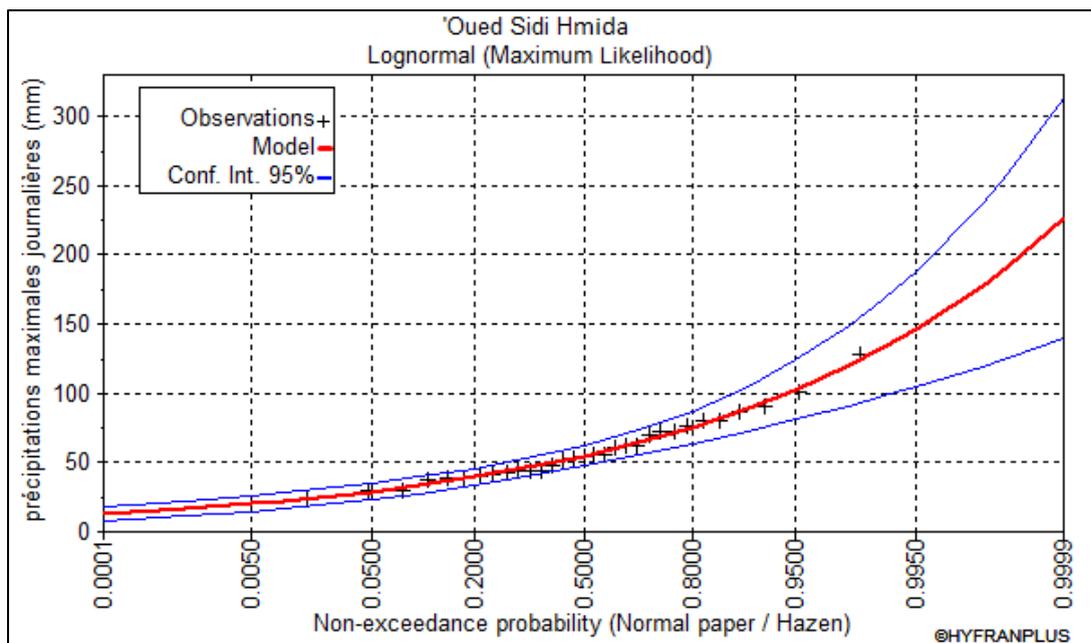


Figure II. 5 : représentation Graphique de l'ajustement des $p_{j,max}$ a la loi Lognormal.

Chapitre II : Présentation du milieu physique et analyse de crues.

b) Ajustement des pluies maximales journalières par la loi de Gumbel :

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

$$F(x) = e^{-e^{-y}} \quad (\text{II-22})$$

Avec :

$$y = \alpha(x - x_0) \quad (\text{II-23})$$

D'où

y : Variable réduite de Gumbel.

x : Précipitation maximale journalière (y).

α : Paramètre d'ajustement (gradex).

x_0 : Paramètre de position.

Tableau II. 12 : Résultats d'ajustement à la loi de Gumbel

Période de retour	Fréquence au non dépassement	Valeurs théoriques	Ecart-type	Intervalle de confiance (95%)
T (ans)	Q	X_t	σ	
100	0.99	129.9	13.15	104.1 – 155.7
50	0.98	117.5	11.42	95.09 – 139.9
20	0.95	100.9	9.163	82.96 – 118.9
10	0.9	88.13	7.466	73.49 – 102.8
5	0.8	74.79	5.79	63.44 – 86.14

❖ L'ajustement par le logiciel Hyfran

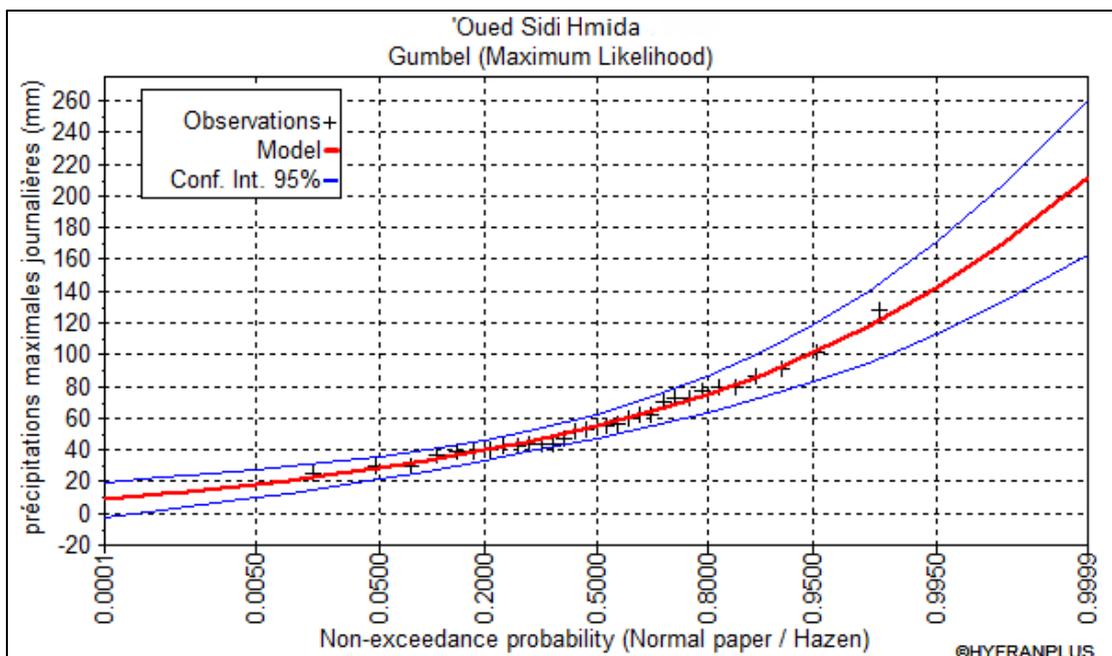


Figure II. 6 : représentation Graphique de l'ajustement des $p_{j,max}$ a la loi Gumbel

Chapitre II : Présentation du milieu physique et analyse de crues.

II.5.6. Vérification de la qualité d'ajustement :

25) Le test d'adéquation :

La loi choisie pour ajuster la distribution statistique d'un échantillon, ne représente qu'approximativement l'échantillon étudié. L'erreur commise en adoptant une loi donnée est une erreur d'adéquation (7).

L'un des tests les plus utilisés pour vérifier l'adéquation d'une loi à un échantillon donné est le test χ^2 . Les résultats du test d'adéquation suivant sont déduits à partir du logiciel HYFRAN :

$$\chi^2_{\text{calculée}} = 5.81$$

$$\chi^2_{\text{théorique}} = 9.49$$

$$\text{Galton : } \chi^2_{\text{calculée}} < \chi^2_{\text{théorique}} \text{ Ajustement valide}$$

$$\chi^2_{\text{calculée}} = 8.97$$

$$\chi^2_{\text{théorique}} = 9.49$$

$$\text{Gumbel : } \chi^2_{\text{calculée}} < \chi^2_{\text{théorique}} \text{ Ajustement valide}$$

Donc on constate que les deux lois d'ajustement sont adéquates

b) Le test visuel :

En se référant aux graphes obtenus, par le logiciel hyfran, celle de Gumbel et de log normale. Nous remarquons que l'ajustement issu de la loi de Galton est le meilleur, du moment que la position des données expérimentales sont plus proches de la droite théorique

II.5.7. Etude des pluies de courte durée :

Ce sont des pluies qui apporte sur une courte durée une importante quantité d'eau cette quantité peut égaler celle reçue habituellement ont un mois ou voir plus. Ce phénomène peut passer inaperçue dans une zone peut habiter mais on secteur urbaine le fort ruissèlement sur les surface imperméabilisé peut saturer les réseaux d'évacuation des eaux pluvial et causer des inondations avec des dégâts considérables

Les pluies de courte durée ont été calculées sur la base des données relatives aux pluies journalières maximales en utilisant la loi régionale intensité durée fréquence, qui s'exprime par la relation (10):

$$P_{cd} = P_{\max,j} \left(\frac{t}{24} \right)^b \quad (\text{II-24})$$

P_{cd} : Pluie de courte durée (mm).

$P_{\max,j}$: Pluie maximale journalière pour chaque fréquence (mm).

T : durée de l'averse

b : exposant climatique $b = 0.37$ selon les études régionales de l'ANRH.

Chapitre II : Présentation du milieu physique et analyse de crues.

Les intensités maximales de période t (h) et période de retour T (ans) sont calculées par la relation suivante :

$$I_t = \frac{P_{cd}}{t} \quad (\text{II-25})$$

P_{cd} : Pluie de courte durée (mm).

T : durée de l'averse

I : l'intensité maximale de période t (h).

Les précipitations et les intensités maximales pour différentes durées sont représentées au tableau suivant :

Tableau II. 13 : Les précipitations et les intensités maximales pour différentes durées.

B	0.37									
	132.9		119.7		102.4		89.11		75.31	
Quantiles (mm)										
T(années)	100		50		20		10		5	
Durée(h)	Pct	I_t	Pct	I_t	Pct	I_t	Pct	I_t	Pct	I_t
	(mm)	(mm/h)	(mm)	(mm/h)	(mm)	(mm/h)	(mm)	(mm/h)	(mm)	(mm/h)
0.25	24.55	98.21	22.11	88.45	18.92	75.67	16.46	65.85	13.91	55.65
1	41.01	41.01	36.93	36.93	31.6	31.6	27.49	27.49	23.24	23.24
1.49	47.53	31.9	42.81	28.73	36.62	24.58	31.87	21.39	26.39	18.07
2	52.99	26.5	47.73	23.87	40.83	20.42	35.53	17.77	30.03	15.02
3	61.57	20.52	55.46	18.49	47.44	15.81	41.28	13.76	34.89	11.63
4	68.49	17.12	61.68	15.42	52.77	13.19	45.92	11.48	38.81	9.7
5	74.38	14.88	66.99	13.4	57.31	11.46	49.87	9.97	42.15	8.43
6	79.57	13.26	71.67	11.94	61.31	10.22	53.35	8.89	45.09	7.52
7	84.24	12.03	75.88	10.84	64.91	9.27	56.49	8.07	47.74	6.82
8	88.51	11.06	79.72	9.96	68.2	8.52	59.35	7.42	50.16	6.27
9	92.45	10.27	83.27	9.25	71.23	7.91	61.99	6.89	52.39	5.82
10	96.13	9.61	86.58	8.66	74.07	7.41	64.45	6.45	54.47	5.45
11	99.58	9.05	89.69	8.15	76.73	6.98	66.77	6.07	56.43	5.13
12	102.84	8.57	92.62	7.72	79.24	6.6	68.95	5.75	58.27	4.86
13	105.93	8.15	95.41	7.34	81.62	6.28	71.02	5.46	60.03	4.62
14	108.87	7.78	98.06	7	83.89	5.99	73	5.21	61.69	4.41
15	111.69	7.45	100.59	6.71	86.05	5.74	74.89	4.99	63.29	4.22
16	114.39	7.15	103.02	6.44	88.13	5.51	76.7	4.79	64.82	4.05
17	116.98	6.88	105.36	6.2	90.13	5.3	78.44	4.61	66.29	3.9
18	119.48	6.64	107.61	5.98	92.06	5.11	80.11	4.45	67.71	3.76
19	121.89	6.42	109.79	5.78	93.92	4.94	81.73	4.3	69.07	3.64
20	124.23	6.21	111.89	5.59	95.72	4.79	83.3	4.16	70.4	3.52
21	126.49	6.02	113.93	5.43	97.46	4.64	84.81	4.04	71.68	3.41
22	128.69	5.85	115.91	5.27	99.16	4.51	86.29	3.92	72.92	3.31
23	130.82	5.69	117.83	5.12	100.8	4.38	87.72	3.81	74.13	3.22
24	132.9	5.54	119.7	4.99	102.4	4.27	89.11	3.71	75.31	3.14

Chapitre II : Présentation du milieu physique et analyse de crues.

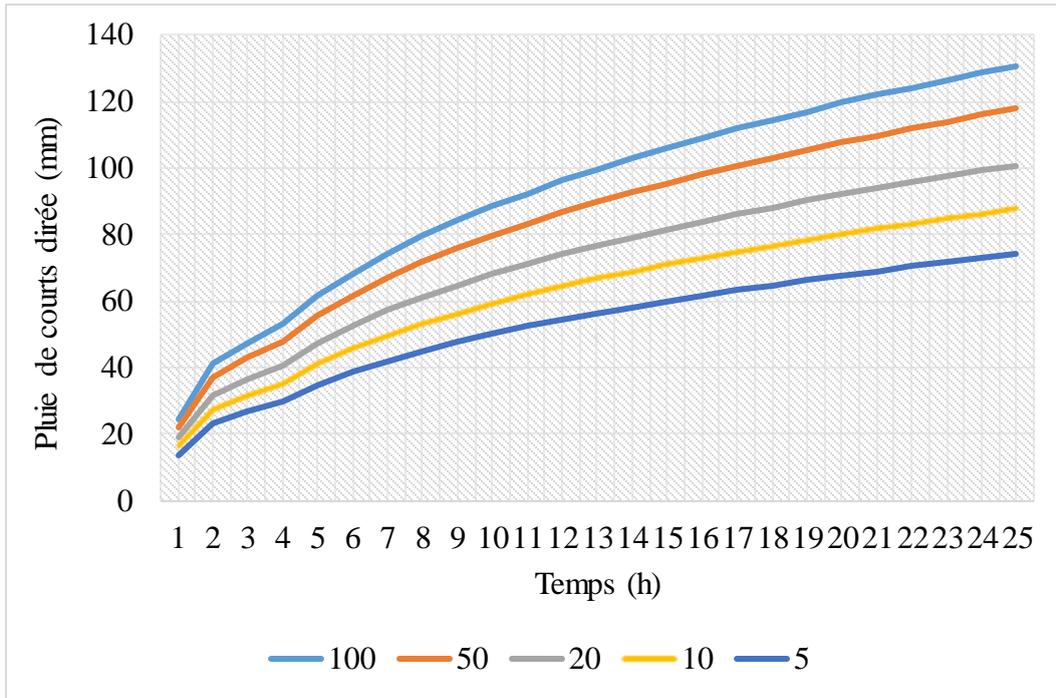


Figure II. 7 : courbe de pluie de courte durée

Les résultats seront reportés sur des courbes I.D.F (Intensité, Durée, Fréquence) figure suivant et cela pour mieux exprimer les variations de l'intensité pour chaque fréquence.

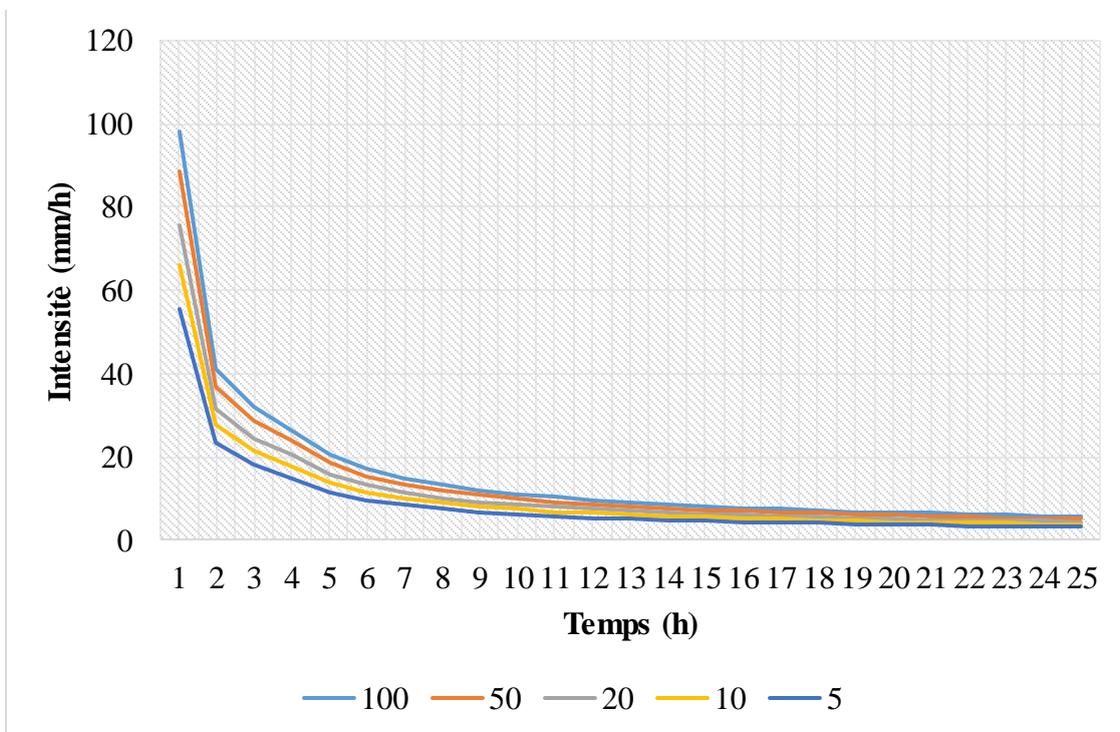


Figure II. 8 : la courbe intensité durée fréquence (IDF).

Chapitre II : Présentation du milieu physique et analyse de crues.

II.6. Calcul du débit de pointe par les formules empiriques :

En l'absence de données hydrométriques propres aux bassins versants étudiés, nous procéderons à l'étude des crues de différentes fréquences (T) à l'aide des formules empiriques les plus fréquemment utilisées en Algérie (10).

Les formules empiriques utilisées sont les suivantes :

- Méthode de SOKOLOVSKI
- Méthode de MALLET-GAUTHIER
- Formule de TURAZZA
- Formule de GIANDOTTI

25) Méthode de SOKOLOVSKI :

Cette méthode est bien adaptée aux bassins de petites dimensions et sa formule de base s'écrit comme suit :

$$Q_{max} \% = (0.28 \times P_{tc} \% \times \alpha_{p\%} \times S \times f) / T_m \quad (II-26)$$

Avec :

$Q_{max} \%$: Débit maximal fréquentiel en m³/s.

P_{tc} : Pluie de courte durée correspondante au temps de concentration, en mm.

$\alpha_{p\%}$: Coefficient de ruissellement pour la crue probable.

$$\alpha_{p\%} = \frac{\sqrt{X_{P\%,t_c}} - \sqrt{H_0}}{\sqrt{X_{P\%,t_c}} + \sqrt{H_0}}$$

$X_{P\%,t_c}$: Précipitations en mm, de probabilité P% correspondant à un temps t_c

S : Surface du bassin versant en Km²

T : Temps de montée de la crue (prix égal au temps de concentration pour les petits bassins,

f : Coefficient de forme de l'hydrogramme de crue

$$f = \frac{12}{4 + 3.\gamma} \quad (II-27)$$

- Pour $S \leq 50 km^2$ 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 les bassins versant ont une surface inférieure à 50 Km² on prend $\gamma = 2$ alors :

$$f = 1.2$$

b) Formule de Giandotti :

$$Q_{max, p\%} = \frac{C.S.h_{t_c, p\%} \sqrt{h_{moy} - h_{min}}}{1.5L + 4\sqrt{S}} \quad (II-28)$$

Chapitre II : Présentation du milieu physique et analyse de crues.

Avec :

S : Surface du bassin versant en Km² .

L : Longueur du talweg principale en Km.

H_{moy} : Altitude moyenne en m.

h_{min} : Altitude minimale en m.

h_{tc,p%} : Lane d'eau précipitée pour une probabilité donnée et d'une durée égale au temps de concentration des eaux.

C : coefficient topographique variant entre 66 et 166.

C) Méthode de MALLET-GAUTHIER :

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

La formule de base de cette méthode s'écrit :

$$Q_{\max} \% = \left[2 \times K \log(1 + 20\bar{H}) \times \frac{S}{\sqrt{L}} \right] \times \sqrt{1 + 4\log T - \log S} \quad (\text{II-29})$$

Avec :

S : Surface du bassin versant en Km².

L : Longueur du thalweg principale en Km

T : Période de retour en années.

H : Précipitation moyenne interannuelle en mm.

K : Facteur cartographié pour l'Algérie (entre 1-3).

D) Méthode de TURAZZA :

Cette formule de calcul des débits maximaux fréquents a pour spécificité de tenir compte de la variation du coefficient de ruissellement en fonction de la période de retour et s'écrit :

$$Q_{\max} \% = \frac{C \times H \times S}{3,6 \times T_c} \quad (\text{II-30})$$

Où :

C : Coefficient de ruissellement (voir tableau ci-dessous).

H : Pluie de courte durée égale au temps de concentration en mm.

S : Surface du bassin versant en Km².

T_c : Temps de concentration.

Le tableau suivant donne les valeurs du coefficient de ruissellement :

Tableau II. 14 : Valeurs du coefficient de ruissellement C

Période de retour (ans)	10	20	50	100	200	1000
C	0.10	0.15	0.20	0.25	0.30	0.35

Les résultats des calculs, des différentes formules empiriques sont regroupées dans le tableau ci-dessous :

Chapitre II : Présentation du milieu physique et analyse de crues.

Tableau II. 15 : Les résultats des calculs du débit

période de retour	Sokolovsky	Giandotti	Turraza	Mallet Gauthier	Q _{Moy}
100	152.72	92.75	212.64	116	143.53
50	131	83.54	178.75	106	124.89
20	103.47	71.47	142	91.85	102.20
10	83.19	62.19	114.06	79.21	84.66
5	63.09	52.56	80.33	64.13	65.03

II.6.1. Détermination des hydrogrammes probables par la méthode de Sokolovsky :

Nous avons opté pour la méthode de Sokolovsky car la valeur du débit obtenue est proche de la valeur de la moyenne obtenue.

Il a été possible de formuler le graphe des hydrogrammes fréquentiels en fonction notamment du temps de montée de la crue t_m .

La méthode de Sokolovsky consiste à considérer que l'hydrogramme est assimilé à deux équations :

- La montée de la crue :

$$Q_m = Q_{max} \left[\frac{t}{t_m} \right]^n \quad (\text{II-31})$$

- La décrue :

$$Q_d = Q_{max} \left[\frac{t_d - t}{t_m} \right]^m \quad (\text{II-32})$$

Q_{max} : Débit maximum de crue (de pointe) en m^3/s .

Q_m : Débit instantané au moment de la montée en m^3/s .

Q_d : Débit instantané au moment de la décente (décrue) en m^3/s .

t_m : Temps de montée de la crue.

t_d : Temps de la décrue.

M, n : puissance des équations $m = 3, n = 2$;

Et avec quelques formules : $t_m = t_c$; $t_b = t_m + t_d$; $t_d = \gamma \cdot t_m$ avec $\gamma = 2$

Tableau II. 16 : Temps caractéristiques des bassins versants.

Temps (h)	t_m	t_d	t_b
Valeur	1.4	2.8	4.2

Chapitre II : Présentation du milieu physique et analyse de crues.

Tableau II. 17 : Les débits de crues des différentes périodes de retour

T (min)	5ans	10 ans	20 ans	50 ans	100 ans
	Q(m ³ /s)				
10	0.09	0.12	0.14	0.18	0.21
20	0.71	0.93	1.16	1.47	1.71
30	2.39	3.14	3.91	4.95	5.77
40	5.66	7.45	9.27	11.73	13.68
50	11.05	14.55	18.1	22.92	26.72
60	19.1	25.15	31.28	39.6	46.17
70	30.33	39.93	49.67	62.89	73.31
80	45.28	59.61	74.14	93.87	109.43
89.4	63.19	83.19	103.47	131	152.72
90	61.93	81.53	101.4	128.38	149.67
100	43.27	56.97	70.86	89.71	104.58
110	28.8	37.92	47.16	59.71	69.61
120	17.98	23.67	29.44	37.27	43.45
130	10.28	13.53	16.83	21.31	24.84
140	5.17	6.8	8.46	10.71	12.48
150	2.11	2.78	3.46	4.38	5.11
160	0.59	0.77	0.96	1.22	1.42
170	0.06	0.08	0.1	0.12	0.15
180	0	0	0	0	0
190	-0.12	-0.16	-0.2	-0.26	-0.3
200	-0.84	-1.11	-1.38	-1.75	-2.04

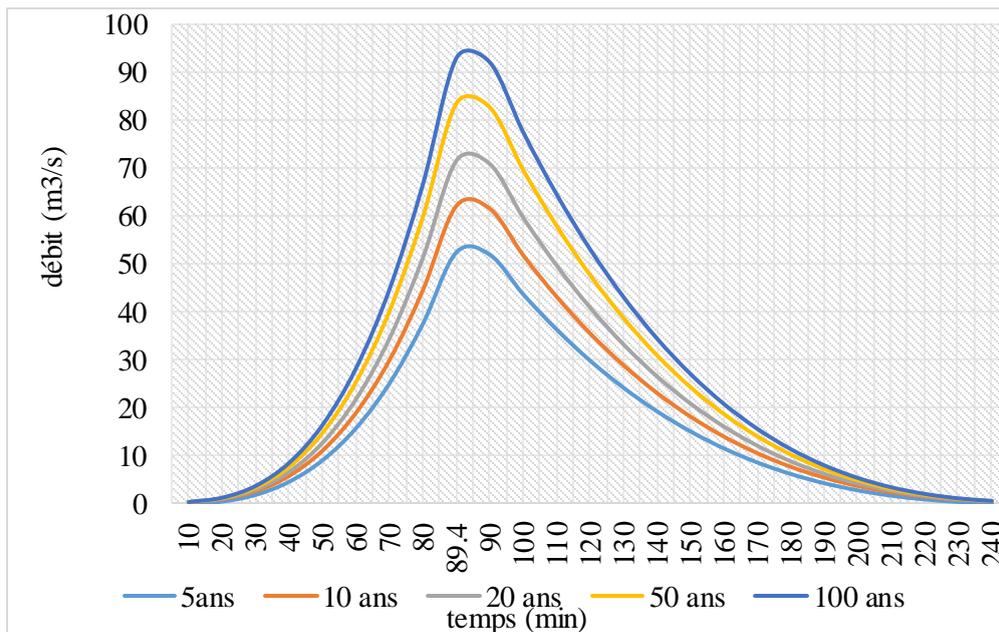


Figure II. 9 : l'hydrogramme de crue pour différentes périodes de retour.

Chapitre II : Présentation du milieu physique et analyse de crues.

Les hydro-grammes des crues établis permettent de voir l'évolution des crues dans le temps. Finalement, une évaluation plus ou moins variée a permis de fixer les valeurs des crues qui traversant la zone d'étude qui nous permettront de faire le dimensionnement et le calcul hydraulique de l'ouvrage de protection de ce centre contre les risques des inondations.

II.7. Dimensionnement du réseau d'assainissement :

II.7.1. Détermination des pluies de courte durée pour le réseau d'assainissement :

La connaissance des pluies de courte durée est très importante dans l'assainissement. L'intensité moyenne maximale de durée de 15mn, pour une période de retour de 20 ans $\overline{I}_{15mn,10\%}$ entre dans le calcul des débits pluviaux. $I_{m,j,p\%}$
Pour le calcul de cette dernière, et pour un intervalle de référence 15 mn, nous utilisons la formule de MONTANARI (12):

$$\overline{I}_{t,p\%} = \frac{P_{\max,j,p\%}}{24} \left(\frac{t}{24}\right)^{b-1} = I_{m,j,p\%} \left(\frac{t}{24}\right)^{b-1} \quad (\text{II-33})$$

- $\overline{I}_{t,p\%}$: Intensité moyenne maximale de précipitation pour une averse de fréquence P(%) et une durée de t.

- $I_{m,j,p\%}$: Intensité moyenne de précipitation pour une journée de fréquence P(%) donnée.

- t : Durée de l'averse en heures, t = 0.25 h = 15 min pour une période de retour de 20 ans.

- b : Exposant climatique de la région (b = 0.37) qui est donné par l'ANRH (ALGER).

Pour l'estimation de l'intensité moyenne de précipitation, nous admettons qu'une averse ayant lieu une fois tous les 20 ans ; durant 15min, peut être la valeur optimale. Nous aurons donc :

$$\overline{I}_{15mn,5\%} = I_{m,j5\%} \left(\frac{t}{24}\right)^{b-1} = \frac{P_{\max,j(5\%)}}{24} \left(\frac{t}{24}\right)^{b-1} \quad (\text{II-34})$$

Donc :

$$\overline{I}_{15mn,5\%} = \frac{102.4}{24} \left(\frac{0.25}{24}\right)^{0.37-1} = 75.67 \text{ mm/h}$$

II.7.2. Détermination de l'intensité pluviale :

Qui est le débit spécifique

$$I = \frac{75.67 \times 10000}{3600} = 210,19 \text{ l/s/ha}$$

II.7.3. Évaluation des débits d'eaux pluviales :

Toute étude d'un réseau d'assainissement nécessite une détermination des débits pluviaux. Les débits d'eaux pluviaux seront calculés pour une précipitation de fréquence décennale, Car ces eaux doivent être collectées dans les canalisations d'évacuation pour éviter les débordements (inondation) .Deux méthodes essentielles se présentent pour l'estimation des débits pluviaux :

Chapitre II : Présentation du milieu physique et analyse de crues.

➤ La Méthode rationnelle :

C'est une méthode qui consiste à estimer le débit à partir d'un découpage du bassin versant, en secteurs limités, cette méthode fut découverte en 1889, mais ce n'est qu'en 1906 qu'elle a été généralisée, elle est connue aussi par la méthode de LLOYD DAVIS, c'est une méthode qui a fait et fait ses preuves surtout pour les bassins urbains à faible surface (≤ 10 ha).

Elle consiste à estimer les débits pluviaux suite à une averse d'intensité « i », supposée constante durant la chute de pluie sur des surfaces d'influence de superficie « A », caractérisée par un coefficient de ruissellement « Cr ».

La méthode rationnelle s'exprime par la formule suivante :

$$Q = \alpha \cdot Cr \cdot i \cdot A \text{ (l/s)} \quad (\text{II-35})$$

Avec :

Q : débit d'eau de ruissellement (l / s)

A : surface de l'aire d'influence (ha)

Cr : coefficient de ruissellement

i : intensité de précipitation (l / s / ha)

α : Coefficient correcteur de l'intensité tenant compte de la distribution de la pluie dans l'espace. Dont sa détermination est en fonction de la forme du bassin.

$\alpha = 0.6$ on sous-estime le débit $\alpha = 0.99$ on surestime le débit.

Si $A \leq 10$ ha donc on prend $\alpha = 1$.

Si $A > 10$ ha donc on prend $\alpha = 0.9 \dots 0.8 \dots 0.7$ etc.

Dans notre cas on prend $\alpha = 1$.

Hypothèses de la méthode rationnelle et leurs contradictions :

Les hypothèses de base sont, par conséquent, les suivantes :

- Si la durée de l'averse dépasse le temps de concentration le bassin va reprendre (Q_{max}). Mais réellement non, pour que le bassin repende il faut que toutes les surfaces participent au ruissellement.
- Le débit de pointe est fonction de l'intensité maximale et le temps de concentration mais réellement le temps de repense du bassin est un temps qui diffère au temps de concentration car si la surface augmente le débit diminue en fonction de la forme du bassin (ramassé ou allongé) ;(perméable ou imperméable).
- Le « C » du bassin est supposé constant parce que « I » est « Q » ont la même période de retour mais réellement la période de retour quand elle dépasse 10 ans il faut appliquer un autre coefficient pour qu'elle tienne compte des autres années parce qu'il y'aurai une urbanisation peut être.

Le coefficient de ruissellement est constant pendant toute la durée de l'averse ce qui est loin de la réalité parce que dans les premiers temps la lame d'eau est faible mais avec le temps cette dernière augmente en augmentant le coefficient de ruissellement.

Critique de la méthode Rationnelle :

Le temps de concentration est très difficile à déterminer parce qu'il est fonction de la pente ; de l'intensité de la surface du bassin de la forme et du débit parce réellement on ne peut pas faire toutes ces évaluations au niveau d'un bassin (Il y'a des crevasses, les ouvrages constituant le système d'évacuation qui retiennent l'eau, les contres pentes...).

Chapitre II : Présentation du milieu physique et analyse de crues.

- La pluie tombée sur le bassin n'est pas répartie uniformément, elle peut être faible dans une zone et max dans une autre zone du bassin.
- Elle ne prend pas en considération les eaux retenues sur le bassin parce que la méthode rationnelle suppose toute la pluie qui tombe va au collecteur alors qu'en réalité une partie de l'eau est stockée sur le bassin (cul de sac, dépressions...).
- Elle ne lie pas entre le temps de concentration et le débit maximal.

Validité de la méthode rationnelle :

Cette méthode est utilisée pour des surfaces limitées (généralement inférieures à 10 ha) le résultat est encore plus fiable du fait de la bonne estimation du coefficient de ruissellement, ainsi elle est applicable pour des zones où le temps de concentration ne dépasse pas 30 minutes. Par contre, elle n'est pas susceptible d'être utilisée que pour les zones étendues, car les calculs deviendraient fastidieux.

Les erreurs commises sur l'évaluation du débit pluvial :

- Mauvaise estimation du coefficient de ruissellement (nature du sol et le taux de son imperméabilisation).
- Mauvaise estimation du coefficient réducteur d'intensité « α ».
- La surface : si la surface est remarquable y'aura une bonne précision sur cette dernière si non elle nous induit en erreur.
- L'intensité moyenne maximale qui est déterminée par l'étude hydrologique est approximative elle n'est pas réelle à 100% et sa répartition sur le bassin n'est pas uniforme donc on aura une sur ou sous-estimation du débit pluvial.
- Lorsqu'on ne considère pas avec le coefficient de retardement on aura un débit théorique supérieur au débit réel alors que dans le cas contraire on aura de bons résultats et c'est dans le but du bon dimensionnement des ouvrages se trouvant à l'aval.
L'utilisation de cette méthode pour notre cas nous donne ce qui suit :

Pour :

$$\alpha = 1$$

C_r : Coefficient de ruissellement dans la limite $0 < C < 1$; $C = 0,70$ (aménagement sera entièrement fait)

A : La surface de la station est égale 2 hectare.

Donc le débit calculé par la méthode rationnelle

➤ Méthode superficielle :

Cette méthode a été proposée par M. CAQUOT en 1949, est une variante de la méthode rationnelle, d'une manière générale, en faisant intervenir tous les mécanismes de l'écoulement, cette méthode permet de calculer, aux divers points caractéristiques des tronçons, le débit de pointe qui servira à la détermination ultérieure des dimensions hydrauliques des ouvrages évacuateurs et donnée par la relation suivante :

$$Q_{(f)} = K^{\frac{1}{u}} \times I^{\frac{v}{u}} \times C r^{\frac{1}{u}} \times A^{\frac{w}{u}} \quad (\text{II-36})$$

Avec :

$Q(f)$: débit pluvial en (m^3 / s)

C_r : coefficient de ruissellement

I : pente moyenne du collecteur du sous bassin considéré (m/m).

A : surface du bassin considéré (ha)

Chapitre II : Présentation du milieu physique et analyse de crues.

$$K = \frac{(0,5)^{a(f)} \times a(f)}{6,6} \quad (\text{II-37})$$

Avec :

K : coefficient d'expression,

U : coefficient d'expression : $1 + 0.287 \cdot b(f)$ (II-38)

V : coefficient d'expression : $- 0.41 \cdot b(f)$ (II-39)

W : coefficient d'expression : $0.95 + 0.507 \cdot b(f)$ (II-40)

Avec :

a(f) et **b(f)** sont des paramètres de la relation :

$$I(t, f) = a(f) \cdot t \cdot b(f) \quad (\text{II-41})$$

Où :

I(t, f) : intensité de pluie de durée t et de fréquence f.

U, C, d et f : Coefficients ou paramètres d'ajustement tenant compte des caractéristiques hydrauliques obtenues expérimentalement, tel que :

$$U=0,5, \quad C=-0,41, \quad d=0,507 \quad \text{et} \quad f=-0,287.$$

La pente est définie comme étant le rapport entre la différence des côtes des niveaux amont et aval et la longueur du collecteur.

$$I = \frac{C t n_{am} - C t n_{av}}{L} \quad (\text{II-42})$$

Avec :

C_{am} : cote amont du collecteur (m) ;

C_{av} : cote aval du collecteur (m) ;

L : longueur du collecteur (m) ;

Dans le cas où le tracé présente des déclivités, on divise le parcours « L » du collecteur en tronçons .On détermine la longueur et la pente moyenne de chacun séparément, puis on détermine la pente équivalente pour des tronçons placés en série, en utilisant la formule suivante :

$$I_{Eq} = \left[\frac{\sum_{i=1}^n L_i}{\sum_{i=1}^n \left(\frac{L_i}{\sqrt{I_i}} \right)} \right]^2 \quad (\text{II-43})$$

Chapitre II : Présentation du milieu physique et analyse de crues.

- *Formules d'équivalence :*

L'application de la méthode de Caquot sur ensemble de bassins versants hétérogènes placés en série ou en parallèle est délicate.

Il est en effet nécessaire de rechercher les caractéristiques du bassin versant équivalent, le tableau suivant fournit les règles d'assemblage à utiliser, sachant que dans certains cas des anomalies peuvent apparaître.

Lorsqu'on a affaire à un groupement des bassins liés à un même collecteur, nous déterminons les caractéristiques de chaque groupement de sous bassins, à l'aide des formules suivantes :

Tableau II. 18 : Les Caractéristiques de chaque groupement de sous bassin

Assemblage en série	Assemblage en parallèle
$A = \sum_{i=1}^N A_i$	$A = \sum_{i=1}^N A_i$
$C_{req} = \frac{\sum_{i=1}^N C_{ri} \times A_i}{\sum_{i=1}^N A_i}$	$C_{req} = \frac{\sum_{i=1}^N C_{ri} \times A_i}{\sum_{i=1}^N A_i}$
$l_{eq} = \left[\frac{\sum_{i=1}^N l_i}{\sum_{i=1}^N \left(\frac{l_i}{\sqrt{l_i}} \right)} \right]^2$	$l_{eq} = \left[\frac{\sum_{i=1}^N l_i \times Q_i}{\sum_{i=1}^N Q_i} \right]^2$
$M = \frac{L}{\sqrt{A}}$	$M = \frac{L}{\sqrt{A}} (Q_{max})$

Nous avons donné ces formules à titre d'information seulement, c'est à dire nous les avons pas utilisé dans nos calculs.

Remarque :

La valeur du débit Q (f) donnée par l'expression précédente correspond à une valeur brute, celle-ci doit tenir compte d'un coefficient m d'où :

$$Q (f) \text{ corrigé} = m Q (f) \text{ brute} \quad (\text{II-44})$$

Avec : m = coefficient d'influence donné par l'expression qui suit ;

Chapitre II : Présentation du milieu physique et analyse de crues.

$$m = \left(\frac{M}{2}\right)^{\frac{0,84 \times b(f)}{1+0,287 \times b(f)}} \quad (\text{II-45})$$

Avec :

M : coefficient d'allongement $M = \frac{L}{\sqrt{A}}$

Où :

L : longueur du plus long parcours hydraulique en (m)

A : surface du bassin considéré en (m²)

Hypothèse et bases de calcul du modèle :

La méthode est fondée également sur trois hypothèses :

- Le débit de pointe ne peut être observé à l'exutoire que si l'averse à une durée au moins égale au temps de concentration.
- Le débit de pointe est proportionnel à l'intensité moyenne de l'averse au cours du temps de concentration.
- Le débit de pointe de la même période de retour que l'intensité.

Validité de la méthode superficielle :

Les limites d'application de la méthode superficielle sont :

- une superficie totale < 200 ha
- la pente doit être comprise entre (0.2 < I < 5) %
- le coefficient de ruissellement (0.2 < Cr < 1)
- le coefficient d'allongement (M > 0.8)

II.7.4. Choix de la méthode de calcul :

En tenant compte des caractéristiques de notre agglomération du point de vue surface, pente, et coefficient de ruissellement la méthode rationnelle est la plus appropriée à ce cas de figure ; Pour cela ; il faut bien limiter les surfaces à drainer de telle façon à avoir une bonne détermination du coefficient de ruissellement.

Conclusion

L'étude des précipitations est faite par l'analyse des pluies maximales journalières de notre station pluviométrique, nous avons trouvé une intensité de pluie égale à 132.9 mm/j pour une période de retour centennale. A la fin du chapitre on a pu déterminer les débits qui seront utilisés pour les différents calculs hydrauliques dans les prochains chapitres, soit la vérification de la capacité du cours d'eau aux débordements ainsi que le dimensionnement des différents ouvrages nécessaires à la protection contre les inondations.

**Chapitre III : étude et choix de variante
d'aménagement pour la protection contre les
Inondations de la zone d'étude.**

Chapitre III : étude et choix de variante d'aménagement pour la protection contre les Inondations de la zone d'étude

III.1. Introduction :

Le but du présent chapitre consiste à établir une étude de variantes possibles d'aménagement de l'Oued Sidi hmida afin de protéger la station électrique d'El borg contre les inondations remarqué dans le chapitre précédent. L'étude comparative des différents variantes proposées permet de sélectionner la variante qui s'adapte mieux pour notre cas et qui protégera au mieux contre les inondations tous en étant la plus économique et facile à réaliser et en maintenant le cheminement naturelle des eaux ci –possible .

III.2. Présentation des différentes variantes d'aménagement :

Les différentes visites effectuées sur le terrain ont permis d'appréhender les différentes variantes possibles d'aménagement de l'oued. Donc l'aménagement de cet oued prend en considération l'ensemble des obstacles ainsi que la pente de terrain. Pour cela nous avons adopté des pentes réduites dans la mesure du possible, ce qui engendre conséquence la réduction dans les vitesses d'écoulement. Le choix de ces variantes dépend essentiellement des études topographiques.

b) Variante N°01 :

Dans cette variante on propose un aménagement avec un canal trapézoïdal en béton armé à ciel ouvert de forme trapézoïdal sur un linéaire total de 470 m. Cette variante, a pour objectif de crée une déviation de l'oued SIDI HMIDA au niveau de la station électrique par un canal trapézoïdal ou rectangulaire en béton armé, dont rôle principal est d'éloigné l'oued de la station et de la décharge public et aussi d'éliminé les angles brusque du tracé de l'oued. Au début de la protection, on projette un canal d'amenée qui est composé d'un lit de pierres, pour protéger le canal lui-même contre les affouillements, qui peuvent se produire lors de l'entrée des eaux dans le futur canal et d'un convergent. Après le lit vient le canal.

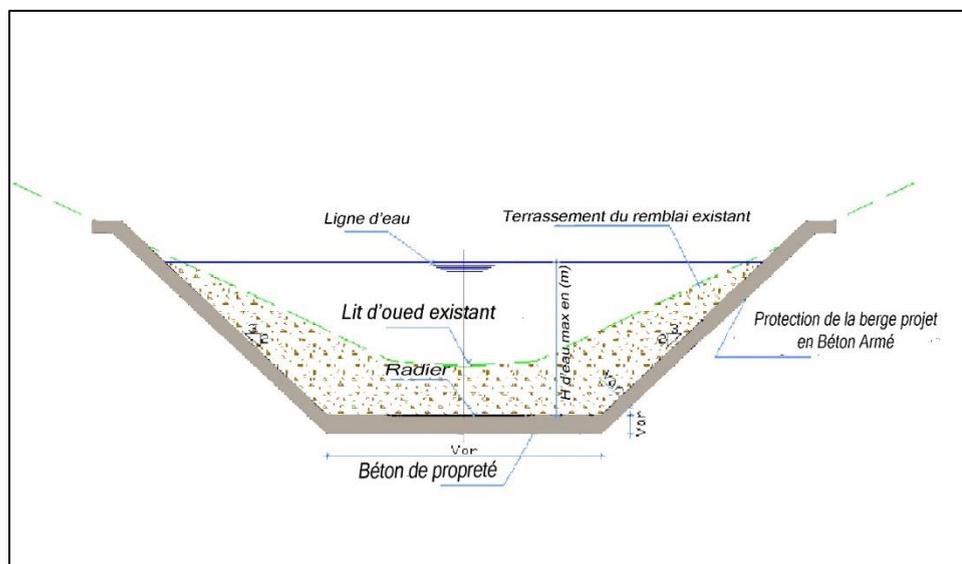


Figure III. 1 : Canal trapézoïdal en béton.

Chapitre III : étude et choix de variante d'aménagement pour la protection contre les Inondations de la zone d'étude

b) Variante N°02 :

Dans cette variante on proposition d'un canal rectangulaire en béton armé, recouvert de dalles , sur une longueur de 470 ml, une largeur de 7m qui correspond toujours à la largeur moyenne de l'Oued afin d'éviter que les terrassements soient trop importants.

A l'entrée du canal d'aménagement, nous devons projeter un ouvrage d'entrée sous formes de deux bras collecteur, le rôle de cet ouvrage est de diriger la circulation des eaux dans le canal rectangulaire.

Dans ce qui suit nous illustrons plus les variantes proposées avec un tableau qui récapitule les avantages et les inconvénients de chaque variante. (Tableau III.2) .

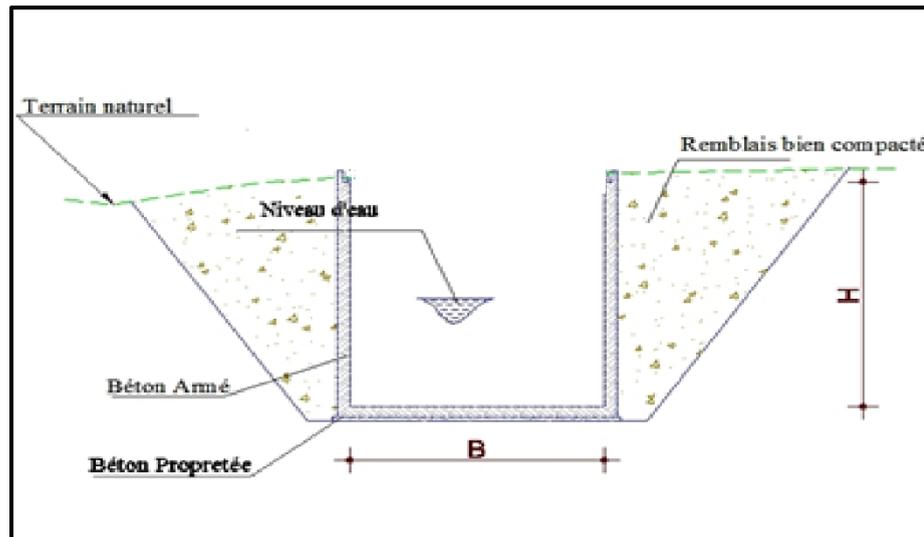


Figure III. 2 : Canal Rectangulaire en Béton.

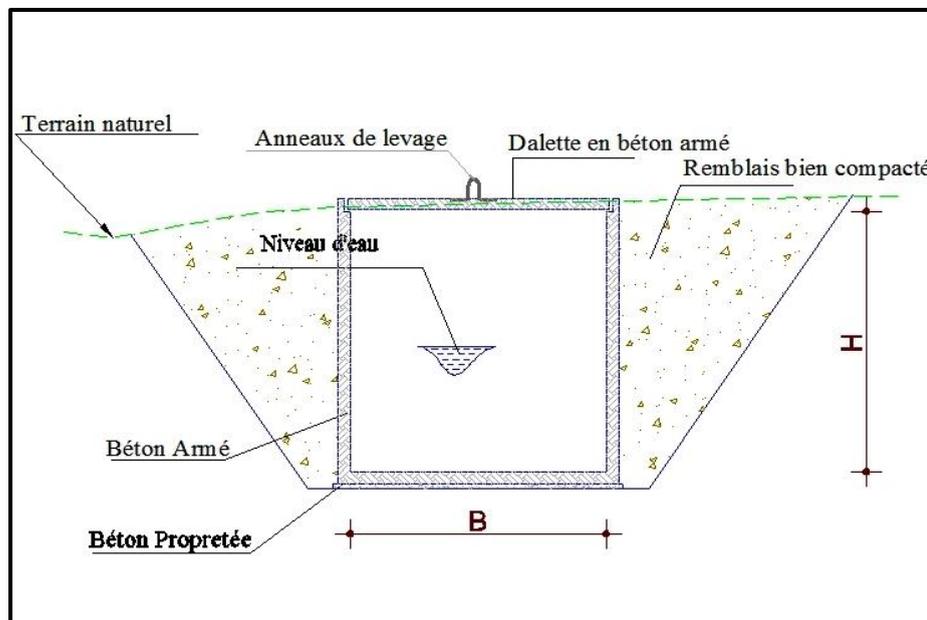


Figure III. 3 : Canal Rectangulaire en Béton avec dalle.

Chapitre III : étude et choix de variante d'aménagement pour la protection contre les Inondations de la zone d'étude

c) Variante N°03 :

Dans les aménagements hydrauliques, les gabions sont utilisés fréquemment disposés en épi perpendiculairement à la berge ou parallèlement aux rives pour lutter contre l'érosion fluviale ou torrentielle.

L'utilisation des gabions se fait en générales sous forme de sacs déposés suivant la section transversale du cours d'eau en escaliers pour augmenter leurs stabilités.

L'aménagement proposé est un canal trapézoïdal à ciel ouvert en gabion, son rôle est d'assurer l'évacuation des eaux vers les endroits préférentiels, avec création des chutes.

La forme des talus en gabion, est en escalier des deux côtés de l'axe du canal.

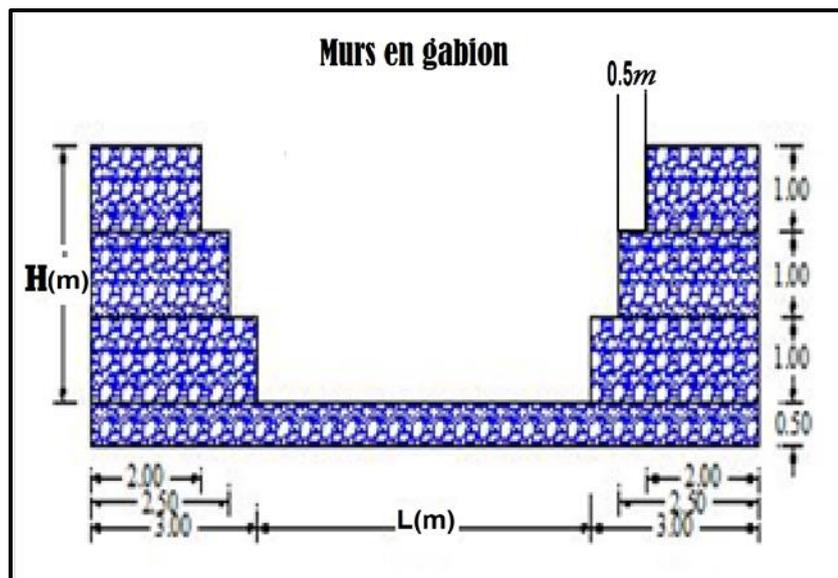


Figure III. 4 : Canal en gabionnage sur les deux rives

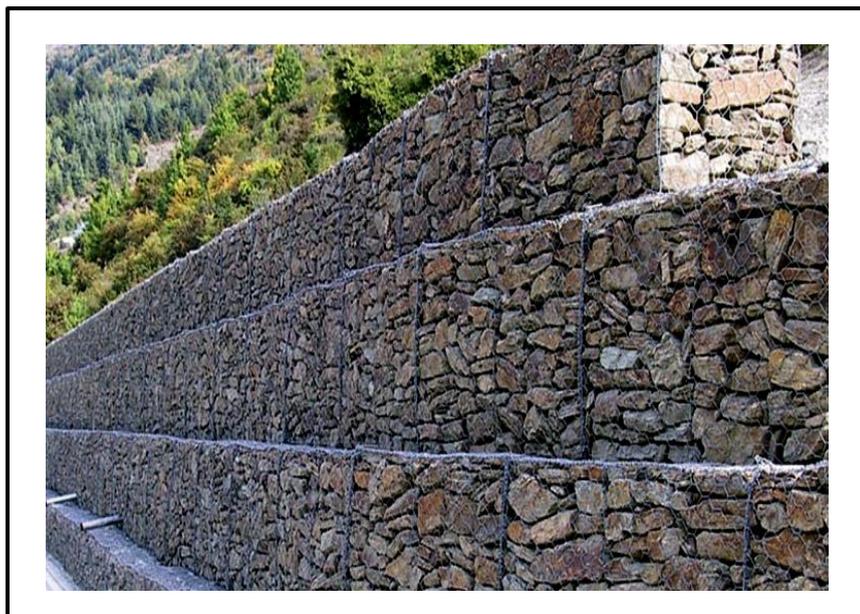


Figure III. 5 : Mur en gabion

Chapitre III : étude et choix de variante d'aménagement pour la protection contre les Inondations de la zone d'étude

d) Variante N°04 :

Dans cette variante on propose des collecteurs des eaux pluviales en béton armé a l'intérieur de la station électrique vers l'exutoire sur un linéaire total de 388 ml .Cette variante propose un renforcement du drainage à l'intérieur de la station puis évacuées les eaux vers une Chaaba pas loin de la station.

Tableau III. 1 : les avantage et les inconvénient des différents variantes

Variante	Avantages	Inconvénients
<p>Canal de forme trapézoïdal, avec revêtement des talus en béton armé</p>	<ul style="list-style-type: none"> - le rendement hydraulique est efficace. - les résultats de calcul sont réalistes. - la durée de vie est importante. - les matériaux de constructions sont disponibles. - entretient très facile. - la forme étroite est adaptée à la ville. -La durée de réalisation très courte par rapport à un revêtement en gabion. -assure un bon écoulement hydraulique en exploitant la section économique du canal -très répandu dans la protection contre les inondations. -amortissement de l'écoulement grâce aux enrochements du lit de canal. -Un aspect esthétique avec l'enrochement du lit qui forme une belle harmonie avec la nature. 	<ul style="list-style-type: none"> - le cout de génie civil est peu élevé pour le revêtement en béton. -risque réel d'être utilisé comme décharge par les riverains (ce problème peut être évité tout en procédant au curage périodique et l'entretien de l'ouvrage).

Chapitre III : étude et choix de variante d'aménagement pour la protection contre les Inondations de la zone d'étude

<p align="center">Canal rectangulaire en béton armé</p>	<ul style="list-style-type: none"> -L'avantage principal de cette variante c'est qu'elle assure une bonne protection contre le déversement de divers rejets. -Assurer la protection des riverains surtout dans le cas où le canal traverse une zone urbanisée. 	<ul style="list-style-type: none"> -Volume très important du béton, surtout dans cas où nous avons le recouvrement en dalles. -Risque d'affouillement entre les parois verticales et le terrain naturel.
<p align="center">Canal en Gabionnage</p>	<ul style="list-style-type: none"> - utilisation de la matière locale (cout faible). - la mise en œuvre est facile. - bonne protection contre l'érosion. -le gabion est robuste, durable et modulable. -assure un drainage naturel et forme une belle harmonie avec la nature car les matériaux utilisés sont des pierres naturelles. - l'avantage de ces techniques (si toutefois l'ouvrage est bien réalisé) est de pouvoir résister à des crues importantes. - transport et stockage aisé, cout moins élevé. 	<ul style="list-style-type: none"> - faible stabilité surtout aux périodes des crues. - l'insuffisance des cailloux de diamètres demandés. - Le principal inconvénient de cette technique est de modifier le régime hydraulique de la rivière le long du linéaire mis en place. L'écoulement est en effet accéléré car on a diminué la rugosité de la berge. - l'amont et l'aval sont les points les plus sensibles de la ligne d'encrochement, si l'eau arrive à passer derrière les blocs amont tout l'ouvrage est menacé par l'érosion et peut assez rapidement s'effondrer. - si on n'empêche pas l'implantation d'arbres, tels que les peupliers entre rochers, le déracinement de l'arbre lors de forts coups de vent ou de crues entraîne le déplacement des blocs dans la rivière et le reste de l'ouvrage n'est plus efficace

Chapitre III : étude et choix de variante d'aménagement pour la protection contre les Inondations de la zone d'étude

c) Comparaison technique

Pour la première et la deuxième variante, la stabilité sera relativement assurée et la durée de vie importante pour les ouvrages en béton armé. Contrairement à la protection en gabionnage qui a une durée de vie réduite et demande une main d'œuvre qualifiée pour sa bonne exécution.

Le cours d'eau présente en quelques points des profondeurs importantes qui dépassent les 2m, d'où la protection des berges en gabionnage nécessite une hauteur importante et plus c'est haut plus la protection risque d'être emportée par les crues exceptionnelles, d'où la protection en gabionnage est à écarter.

Techniquement la troisième variante est difficilement réalisable, vu le changement brusque du sens d'écoulement de l'oued et les dimensions importantes du canal.

La projection d'un canal rectangulaire en béton armé assure une très bonne protection des riverains et du cours d'eau contre la pollution surtout avec le recouvrement du canal en dalles, mais cette variante nécessite un volume excavation important.

La première variante garde le tracé original de l'oued et la plupart des protections seront à ciel ouvert pour garantir la continuité de l'écoulement en cas de crues exceptionnelles, le cout sera moins élevé.

Après avoir donné une comparaison technique des trois variantes d'aménagement, notre choix est fait sur la première variante qui consiste à la projection d'un canal trapézoïdal avec revêtement des talus en béton armé, l'aménagement s'étend sur une longueur de (470 ml), et nous soumettons le choix de cette variante qui présente beaucoup plus d'avantages liés surtout à la facilité de réalisation et de sa gestion durable. La variante retenue fera l'objet d'une étude détaillée, ce que nous allons voir dans le chapitre suivant à travers un calcul hydraulique.

III.3. Calcul hydraulique :

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

Chapitre III : étude et choix de variante d'aménagement pour la protection contre les Inondations de la zone d'étude

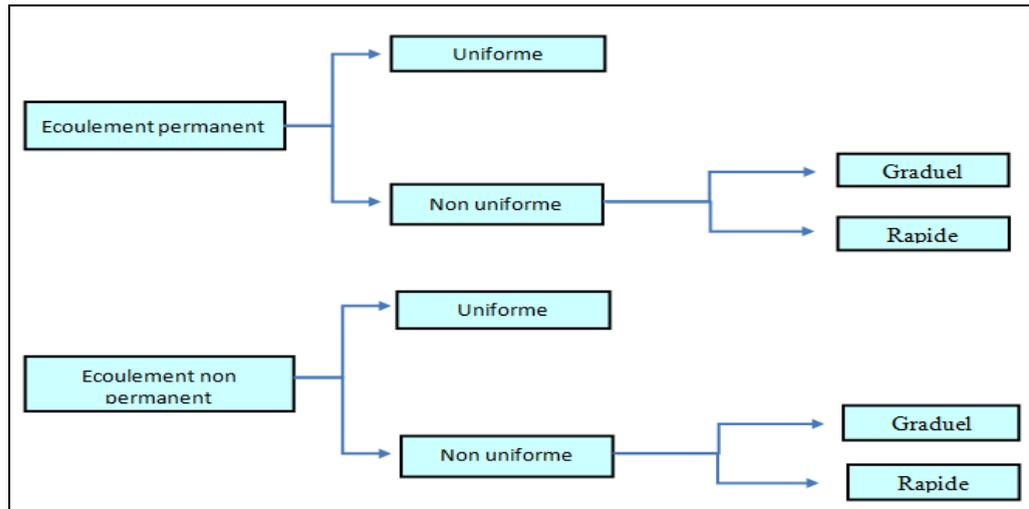


Figure III. 6 : Différents types d'écoulements

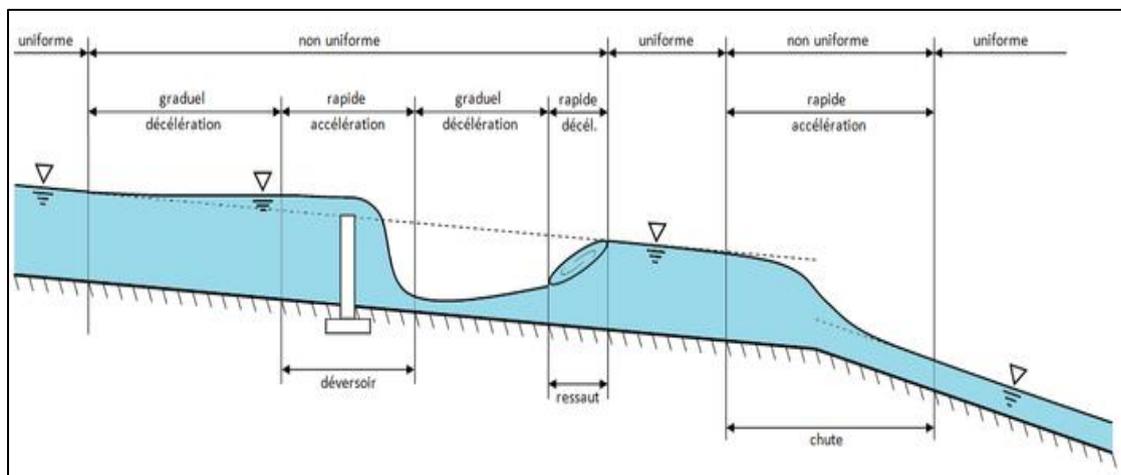


Figure III. 7 : Schéma des écoulements permanents, uniformes et variés dans un canal à surface libre.

III.3.1. Dimensionnement des canaux :

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

25) Conditions de l'écoulement uniforme :

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

b) Formules de calcul

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

Chapitre III : étude et choix de variante d'aménagement pour la protection contre les Inondations de la zone d'étude

$$V = C \cdot \sqrt{R \cdot I} \quad \text{(III-1)}$$

On utilisant le produit suivant :

$$Q = V \times S \quad \text{(III-2)}$$

On obtient :

$$Q = C \cdot S \cdot \sqrt{R \cdot I} \quad \text{(III-3)}$$

avec :

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

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

$$R_h : S_m / P_m (m) \quad \text{(III-4)}$$

I : Pente de fond du canal (radier) (m/m).

➤ *Détermination de coefficient de Chézy :*

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

25) Formule d'AGROSKINE :

$$C = \frac{1}{n} + 17.72 \log R_h \quad \text{(III-5)}$$

avec :

n : Coefficient de rugosité.

2) Formule de MANING-STRICKLER :

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

Avec :

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

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

$$V = K_s \cdot R_h^{2/3} \cdot I^{1/2} \quad \text{(III-7)}$$

Où :

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

3) Formule de PAVLOVSKY :

Chapitre III : étude et choix de variante d'aménagement pour la protection contre les Inondations de la zone d'étude

$$C = \frac{1}{n} R_h^{1/y} \quad \text{(III-8)}$$

Avec :

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

$$y = 2.5\sqrt{n} - 0.13 - 0.75\sqrt{R_h}(\sqrt{n} - 0.10) \quad \text{(III-9)}$$

Ou bien par les égalités simplifiées :

$$y = 1.5\sqrt{n} \quad \text{à } R_h < 1m \quad \text{(III-10)}$$

$$y = 1.3\sqrt{n} \quad \text{à } R_h > 1m \quad \text{(III-11)}$$

4) Formule de BAZIN :

$$C = \frac{87}{1 + \frac{m_B}{\sqrt{R_h}}} \quad \text{(III-12)}$$

m_B : Coefficient de BAZIN. Il est entre 0,06 et 1.75 ($m^{0.5}$).

➤ *Nombre de Froude :*

le nombre de Froude est défini comme étant C'est le rapport entre les forces de gravité et celles d'inertie ou :

$$Fr = \frac{V}{\sqrt{g \cdot h}} \quad \text{(III-13)}$$

Le rôle du nombre de Froude est de permettre le classement des écoulements comme suit (13) :

- écoulement fluvial $F_r < 1 \quad \Rightarrow h_{cr} < h_n$
- écoulement torrentiel $F_r > 1 \quad \Rightarrow h_{cr} > h_n$
- écoulement critique $F_r = F_{cr} = 1 \quad \Rightarrow h_{cr} = h_n$

25.3.1. *Choix de la section la plus avantageuse :*

La section de meilleure conductivité est appelée aussi section la plus avantageuse, elle est définie comme étant la section véhiculant un débit maximum, avec des dimensions minimales. Parmi toutes les formes de section, le semi-circulaire est celle qui satisfait au rayon hydraulique(R_h) maximum. Dans les conditions techniques de réalisation, la forme semi-circulaire sera plus coûteuse que celle de forme rectangulaire ou trapézoïdale qui présente des avantages de simplicité lors de sa réalisation. Pour un canal trapézoïdal, les paramètres géométriques sont illustrés dans le tableau suivant (14) :

Chapitre III : étude et choix de variante d'aménagement pour la protection contre les Inondations de la zone d'étude

Tableau III. 2 : Paramètres géométriques d'un canal à section trapézoïdale de largeur b (m) et de profondeur h (m) avec un fruit de talus « m » .

Désignation	Définition	Expression
b (m)	La largeur au fond du canal, en m	$2h (\sqrt{1+m^2} - m)$
B (m)	La largeur au miroir du canal, en m	$b + 2mh$
S (m ²)	la surface mouillée	$h(b + mh)$
P (m)	le périmètre mouillé	$b + 2h\sqrt{1+m^2}$
R_h (m)	rayon hydraulique	$\frac{h.(b + mh)}{b + 2h.\sqrt{1+m^2}} = \frac{h}{2}$
m	Fuit de talus, d'après la nature du terrain	$\cotg\varphi = \cotg \frac{\pi}{6} = 0.577$

25.3.1. Calcul de la profondeur normale :

Pour un débit donnée et une pente fixée, l'écoulement s'effectue avec une certaine hauteur d'eau, appelée hauteur normale h_n .

En comparant cette hauteur d'eau avec la hauteur critique, qui n'est pas fonction de la pente du canal, on est en mesure de déterminer si l'écoulement est fluvial, ou torrentiel. Cette information sera très utile lorsque l'on voudra évaluer les écoulements variés.

Le calcul de la hauteur normale consiste à résoudre une équation d'écoulement en terme de débit (Chézy, Manning ou autre), de telle sorte que la profondeur soit inconnue avec la définition des autres paramètres (la pente, le débit, etc.). Pour effectuer ce calcul, on définit les méthodes suivantes (14) :

25) La méthode graphique :

On tire la valeur de (h_n) à partir du graphe $I = f(h)$, on trace le graphe par le calcul des valeurs de (I) on augmentant (h) avec un pas jusqu'à atteindre la valeur de la pente désiré. La formule de calcul est la suivante :

$$I = \frac{Q^2}{C^2.S^2.R} \quad \text{(III-14)}$$

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

Chapitre III : étude et choix de variante d'aménagement pour la protection contre les Inondations de la zone d'étude

Avec :

Q : débit (m³/s).

S : Section mouillée (m²).

C : coefficient de CHEZY ;

R : Rayon hydraulique (m).

I : pente du canal

b) *La méthode itérative :*

On fixe la valeur de (*b*) et on donne des valeurs à (*h*) et on détermine (*Q*) jusqu' à une valeur de (*h*) qui correspond à un débit très proche ou égale de (*Q_n*).

Par suite on trace la courbe $Q = f(h)$, et on détermine la valeur de (*h_n*) correspondant à la valeur de (*Q_n*).

Les formules de Chézy, Manning-Strickler peuvent s'écrire, respectivement :

$$\frac{Q}{\sqrt{I}} = CS\sqrt{Rh} = \frac{1}{n} Rh^{2/3} = S.K_s.Rh^{2/3} = f(h) \quad \text{(III-15)}$$

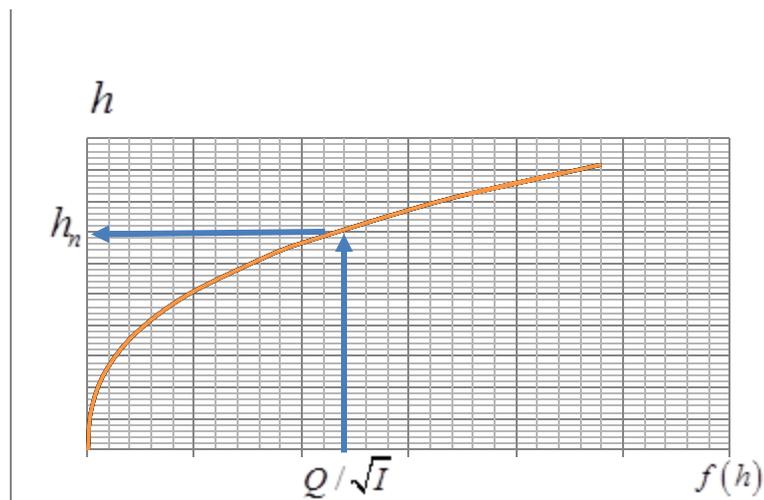


Figure III. 8 : Graphique de la fonction $f(h)$.

III.3.4. *Calcul de la profondeur critique :* $\frac{Q}{\sqrt{I}}$

La profondeur critique (h_c) est une profondeur qui correspond à une charge spécifique minimale (H_s).

Chapitre III : étude et choix de variante d'aménagement pour la protection contre les Inondations de la zone d'étude

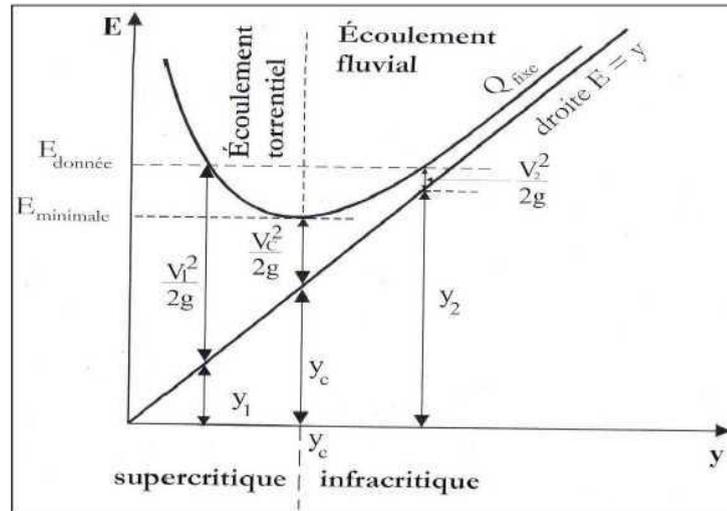


Figure III. 9 : Graphique de la fonction énergie spécifique en fonction de profondeur

D'après la courbe de l'énergie spécifique en fonction de (h) ou bien (y) on remarque, que pour une même valeur d'énergie, il existe deux profondeurs correspondantes pour transporter un même débit.

Et on remarque aussi pour assurer un débit (Q) donné, l'écoulement exige une énergie minimale E_{min} dite aussi charge minimale (H_s). à laquelle correspond une profondeur critique (h_c) et une vitesse critique (V_{cr}). L'énergie spécifique est exprimée par la formule suivante :

$$H_s = h + \frac{V^2}{2g} \quad \text{(III-16)}$$

Elle est aussi exprimée comme suit :

$$H_s = \frac{Q^2}{S^2 2g} + h \quad \text{(III-17)}$$

On tire un graphique d'équation : $H_s = f(Q, S)$ qui permet l'étude de la variation de :

- a) h avec H_s pour un débit (Q) constant.
- b) h avec (Q) pour une valeur de H_s constante.

Pour un débit (Q) constant, et une valeur quelconque de H_s , il ya toujours deux solutions pour la profondeur d'eau « h_1 » et « h_2 », on les appelle les profondeurs correspondantes, d'où on peut définir les régimes d'écoulement comme suit :

Si :

$h < h_c$ Le régime est torrentiel (sur-critique).

$h > h_c$ Le régime est fluvial (sous-critique).

$h = h_c$ Le régime est critique.

III.3.4. Calcul de 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 (2) .

On utilise pour son calcul la formule de Chézy en régime critique :

Chapitre III : étude et choix de variante d'aménagement pour la protection contre les Inondations de la zone d'étude

$$Q = S_{cr} C \sqrt{R_h J_c} \quad (III-18)$$

$$J_{cr} = \frac{Q^2}{C^2 \times S_{cr}^2 \times R_h} \quad (III-19)$$

S_c : La surface critique (m^2).

R_h : Le rayon hydraulique critique (m).

C : Coefficient de Chézy ($\sqrt{m/s^2}$).

III.4. Ecoulement dans une courbe :

Les courbes dans les rivières et les canaux introduisent diverses perturbations dans l'écoulement, qui se traduisent par des pertes de charge singulières. Quand le débit, la section et la vitesse restent constantes au niveau de la courbe, La perturbation se manifeste par une surélévation de la profondeur exprimée par Δz (2).

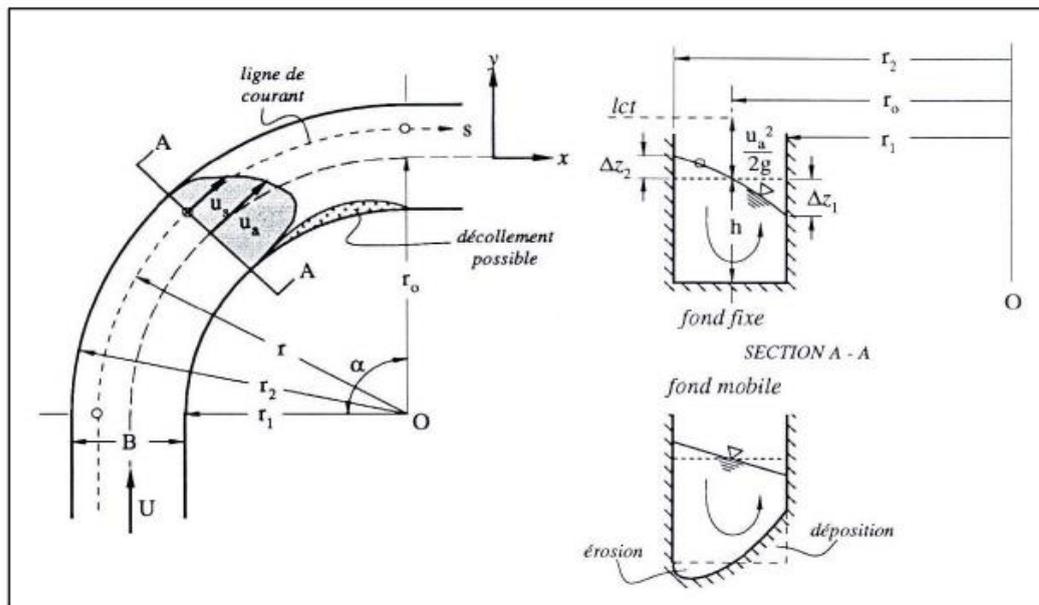


Figure III. 10 : Canaux courbes.

On calcule la surélévation Δz grâce à la méthode proposée par Kozeny.

$$\Delta z = \frac{B U^2}{R_0 2g} \quad (III-20)$$

B : la largeur au miroir (m).

R_0 : le rayon de courbure (m).

U : La vitesse moyenne (m/s).

Cette formule est applicable pour $R_0 \gg B$, sinon on doit multiplier Δz par un coefficient

$\alpha = R_0^2 / R_1 R_2$ d'où R_1, R_2 sont les rayons de courbure intérieur et extérieur respectivement.

Chapitre III : étude et choix de variante d'aménagement pour la protection contre les Inondations de la zone d'étude

III.5. Calcul de la ligne d'eau :

III.5.1 Equation de la ligne d'eau :

L'équation de la surface libre de la ligne d'eau, est une équation liée à l'abscisse et à l'ordonnée de chaque point de la ligne d'eau pour un débit et une pente du canal donnée (15).

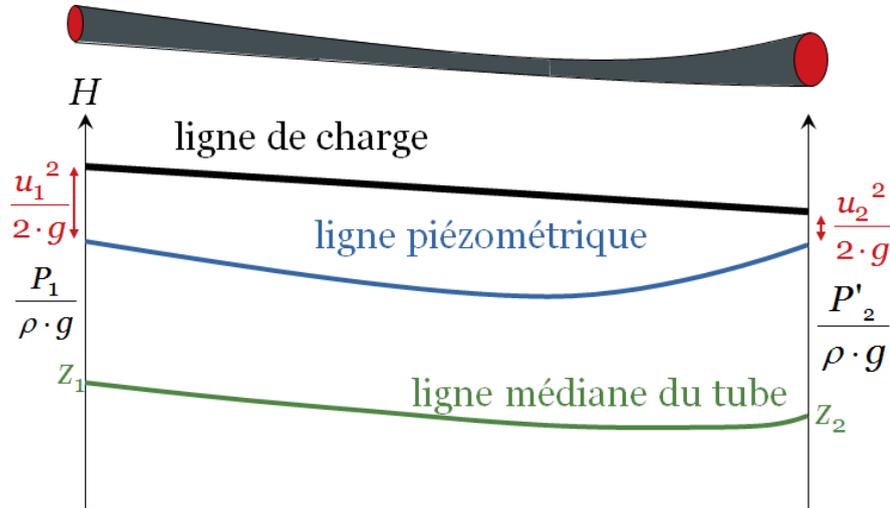


Figure III. 11 : diagramme manométrique pour un fluide réel

En basant sur l'équation d'énergie :

$$H = Z + V^2 / 2g + h (m). \quad (III-21)$$

Et sur l'équation de la continuité :

$$V = Q / S \quad (III-22)$$

Dérivant l'équation (III-21) par rapport à x , on trouve :

$$\frac{dH}{dx} = \frac{dZ}{dx} + \frac{d}{dx} \left(\frac{(Q/S)^2}{2g} \right) + \frac{dh}{dx} \quad (III-23)$$

Comme :

$$\frac{dz}{dx} = -J_f \quad (III-24)$$

$$\frac{dH}{dx} = -J_e = -\frac{(Q/S)^2}{C^2 \cdot R_h} \quad (III-25)$$

On trouve :

$$\frac{dh}{dx} = J_f \frac{1 - \frac{(Q/S)^2}{C^2 \cdot R_h \cdot j_f}}{1 - \frac{(Q/S)^2}{g \cdot S / B}} \quad (III-26)$$

Chapitre III : étude et choix de variante d'aménagement pour la protection contre les Inondations de la zone d'étude

25.3.1. Différentes formes de courbe de remous :

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



Figure III. 12 : Banc d'étude des courbes de remous à pente forte dans un canal à surface libre.

D'après la formule (III-27) on a :

$$\frac{Q}{\sqrt{I}} = S.C.\sqrt{R_h} = K. \quad (\text{III-28})$$

$$S_n.C_n.\sqrt{R_h} = K_n. \quad (\text{III-29})$$

Donc l'équation (VI-42) devient :

$$\frac{dh}{dx} = J_f \frac{1 - \left(\frac{K_n}{K}\right)^2}{1 - Fr^2}. \quad (\text{III-30})$$

Avec :

$$Fr^2 = \frac{(Q/S)^2}{g.S/B}. \quad (\text{III-31})$$

Pente de fond

$$J_f = I \quad (\text{III-32})$$

D'autre part :

$$\frac{dh}{dS} = J_f \frac{1 - \left(\frac{h_n}{h}\right)^2}{1 - Fr^2} \quad (\text{III-33})$$

Chapitre III : étude et choix de variante d'aménagement pour la protection contre les Inondations de la zone d'étude

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

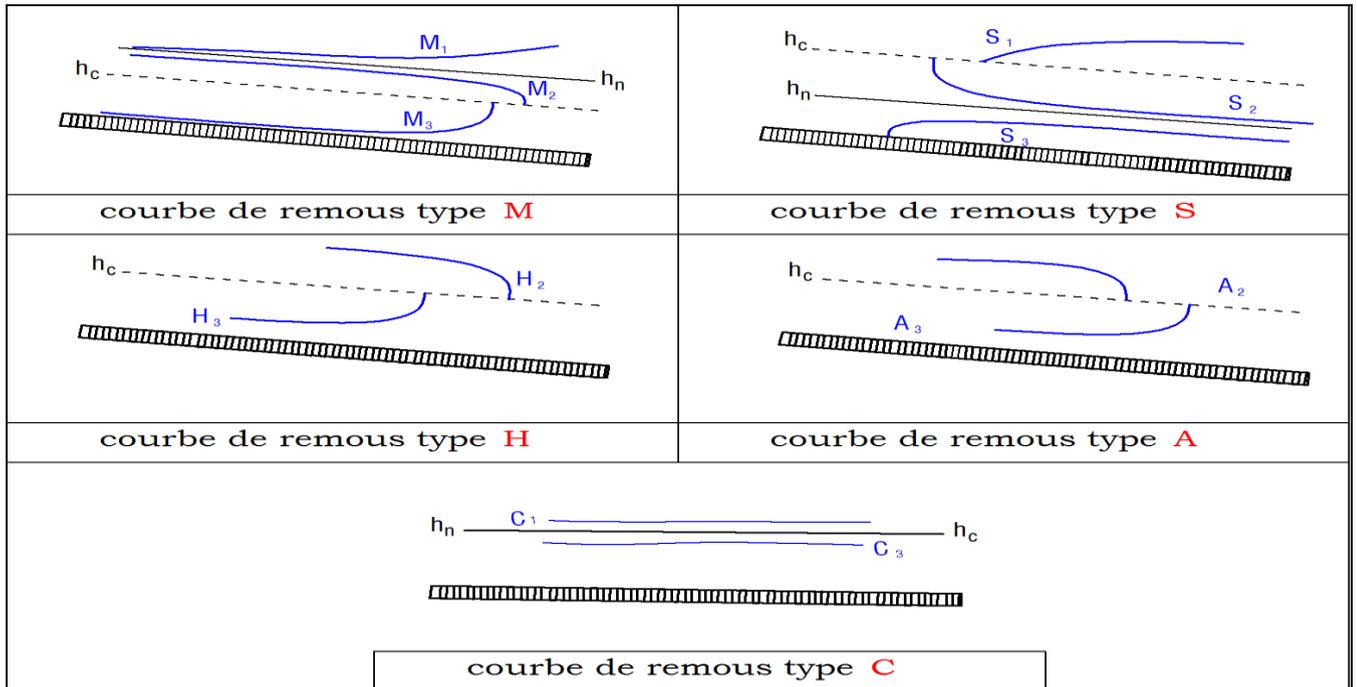


Figure III. 13 : Différentes types de courbes de remous.

Tableau III. 3 : Différentes types de courbes de remous

Conditions	$(K_n / K) = (h_n / h)$	Signe de numérateur	$Fr = (h_c / h_n)$	Signe de d'énomérateur r	Signe de dh / dx	Nom de la courbe
$i > 0$ $i < i_c$ $h_n > h_c$	< 1	+	< 1	+	+	M1
	< 1	+	> 1	-	-	
	> 1	-	< 1	+	-	M2
	> 1	-	> 1	-	+	M3
$i > 0$ $i > i_c$ $h < h_c$	< 1	+	< 1	+	+	S1
	< 1	+	> 1	-	-	S2
	> 1	-	> 1	-	+	S3
$i > 0$ $i = i_c$ $h_n = h_c$	< 1	+	< 1	+	+	C1
	> 1	-	> 1	-	+	C3
$i = 0$ $h_n \rightarrow \infty$		-	< 1	+	-	H2
		-	> 1	-	+	H3
$i < 0$ $h_n \rightarrow \infty$		-	< 1	+	-	A2
		-	> 1	-	+	A3

Chapitre III : étude et choix de variante d'aménagement pour la protection contre les Inondations de la zone d'étude

Remarque :

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

A. Etude des variantes d'aménagement

Pour le dimensionnement de notre réseau, nous avons élaboré une macro sur Excel, et logiciel de dimensionnement des eaux pluviales pour faciliter la tâche du dimensionnement. Pour cela on utilise la formule qui nous donne la vitesse moyenne. Si on choisit la formule de Manning-Strickler.

B. Choix des paramètres de dimensionnement :

❖ La pente du projet :

Le choix de la pente du projet relève d'une grande importance avant de procéder au calcul hydraulique. On constate que les pentes dans ce tronçon sont très faibles d'où on va fixer une pente moyenne de l'ordre de (0.004%).

❖ 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 dépôt solide, de croissance de la végétation, des vagues provoquées par le vent,...etc.

La marge de sécurité oscille, généralement, entre 0,30m pour les petits canaux, et 60 cm à 1.20 m pour les grands canaux. Il est donc indispensable de tenir compte de toutes les circonstances qui peuvent conduire à modifier ces indications (16).

Pour le dimensionnement du canal, la marge de sécurité prise est de 75 cm.

a) Première variante : déviation de l'oued SIDI HMIDA avec un canal en béton armé :

Cette variante consiste à réaliser en majorité le canal en béton armé, Alors pour avoir les dimensions de se future canal nous avons les données suivantes :

$$Q = 152.72 \text{ m}^3/\text{s}$$

➤ Le dimensionnement :

Les dimensions du canal trapézoïdal sont :

On fixe la largeur du canal (suivant la largeur existante de l'oued) : $b = 8\text{m}$;

Le Fruit de talus : $m = 1$; $\cotg \varphi = \cotg \frac{\pi}{4} = 1$

• Le coefficient de rugosité :

La valeur du coefficient de Strickler lorsqu'il s'agit d'un canal en béton et de ($K_s=75\text{m}^{1/3}/\text{s}$). Est donc on prend ($n=0.013 \text{ s}/\text{m}^{1/3}$).

Nous allons faire des itérations dans Excel pour avoir la hauteur d'eau exacte :

Chapitre III : étude et choix de variante d'aménagement pour la protection contre les Inondations de la zone d'étude

1 – Canal trapézoïdal :

Tableau III. 4 : Calcul de la hauteur d'eau par itération (canal trapézoïdale)

Hauteur d'eau	Largeur du canal	fruit du talus	Section mouillée	périmètre mouillé	Rayon hydraulique	Pente	Débit
(h) (m)	(b) (m)	(m)	(s) (m ²)	(p) (m)	® (m)	(I) (m/m)	(m ³ /s)
0.5	8	1	4.25	9.41	0.45	0.004	12.17
0.6	8	1	5.16	9.7	0.53	0.004	16.48
0.7	8	1	6.09	9.98	0.61	0.004	21.32
0.8	8	1	7.04	10.26	0.69	0.004	26.64
0.9	8	1	8.01	10.55	0.76	0.004	32.44
1	8	1	9	10.83	0.83	0.004	38.71
1.1	8	1	10.01	11.11	0.90	0.004	45.43
1.2	8	1	11.04	11.39	0.97	0.004	52.59
1.3	8	1	12.09	11.68	1.04	0.004	60.20
1.4	8	1	13.16	11.96	1.10	0.004	68.24
1.5	8	1	14.25	12.24	1.16	0.004	76.71
1.6	8	1	15.36	12.53	1.23	0.004	85.61
1.7	8	1	16.49	12.81	1.29	0.004	94.94
1.8	8	1	17.64	13.09	1.35	0.004	104.70
1.9	8	1	18.81	13.37	1.41	0.004	114.88
2	8	1	20	13.66	1.46	0.004	125.48
2.1	8	1	21.21	13.94	1.52	0.004	136.51
2.2	8	1	22.44	14.22	1.58	0.004	147.96
2.24052	8	1	22.94	14.34	1.60	0.004	152.72
2.3	8	1	23.69	14.51	1.63	0.004	159.84
2.4	8	1	24.96	14.79	1.69	0.004	172.14

Donc nous avons :

Une hauteur de 2.24 m, une largeur de 8.00m et un fruit de 1.00. Le canal est en béton armé de 15 cm d'épaisseur.

La protection s'allonge sur une distance de 470 m.

Chapitre III : étude et choix de variante d'aménagement pour la protection contre les Inondations de la zone d'étude

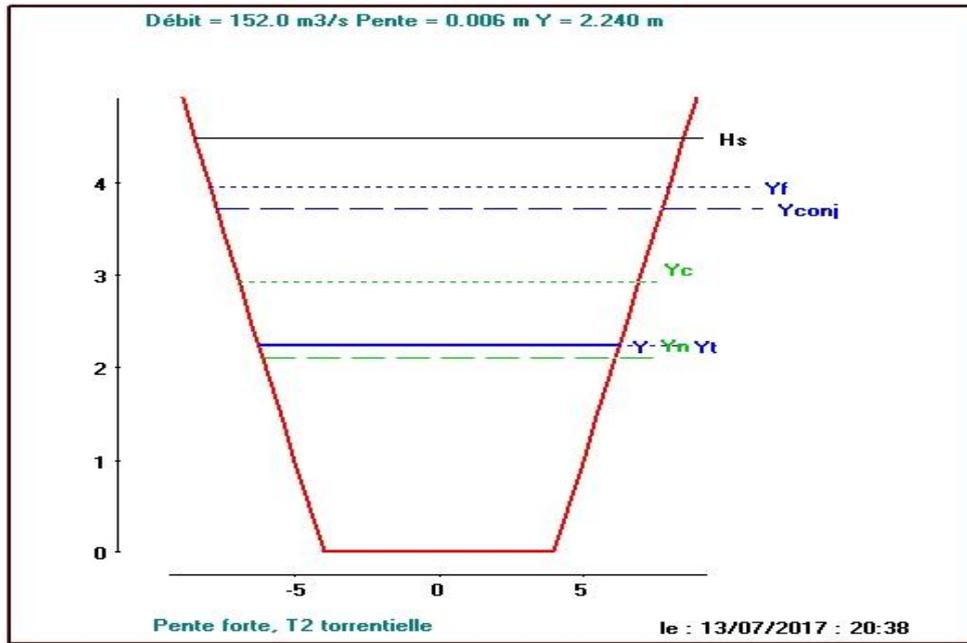


Figure III. 14 : Paramètres du canal d'aménagement projeté.

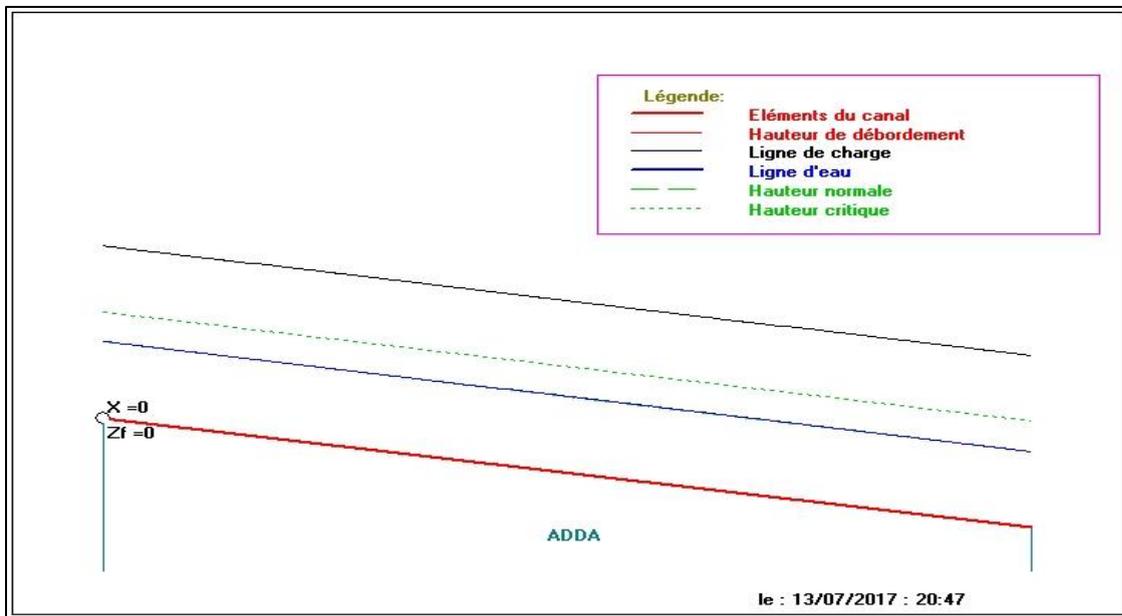


Figure III. 15 : Schéma de la ligne d'eau de canal en béton arme.

Chapitre III : étude et choix de variante d'aménagement pour la protection contre les Inondations de la zone d'étude

b) Deuxième variante : déviation de l'oued SIDI HMIDA avec un canal en béton armé

2 – Canal rectangulaire :

Tableau III. 5 : Calcul de la hauteur d'eau par itération (canal rectangulaire)

Hauteur d'eau	Largeur du canal	fruit du talus	Section mouillée	périmètre mouillé	Rayon hydraulique	Pente	Débit
(h) (m)	(b) (m)	(m)	(s) (m²)	(p) (m)	® (m)	(I) (m/m)	(m³/s)
0.5	8	1	4	9.00	0.44	0.004	11.33
0.6	8	1	4.8	9.20	0.52	0.004	15.13
0.7	8	1	5.6	9.40	0.60	0.004	19.29
0.8	8	1	6.4	9.60	0.67	0.004	23.76
0.9	8	1	7.2	9.80	0.73	0.004	28.52
1	8	1	8	10.00	0.80	0.004	33.54
1.1	8	1	8.8	10.20	0.86	0.004	38.80
1.2	8	1	9.6	10.40	0.92	0.004	44.28
1.3	8	1	10.4	10.60	0.98	0.004	49.96
1.4	8	1	11.2	10.80	1.04	0.004	55.83
1.5	8	1	12	11.00	1.09	0.004	61.87
1.6	8	1	12.8	11.20	1.14	0.004	68.07
1.7	8	1	13.6	11.40	1.19	0.004	74.42
1.8	8	1	14.4	11.60	1.24	0.004	80.92
1.9	8	1	15.2	11.80	1.29	0.004	87.55
2	8	1	16	12.00	1.33	0.004	94.30
2.1	8	1	16.8	12.20	1.38	0.004	101.16
2.2	8	1	17.6	12.40	1.42	0.004	108.14
2.3	8	1	18.4	12.60	1.46	0.004	115.22
2.4	8	1	19.2	12.80	1.50	0.004	122.40
2.5	8	1	20	13.00	1.54	0.004	129.67
2.6	8	1	20.8	13.20	1.58	0.004	137.03
2.7	8	1	21.6	13.40	1.61	0.004	144.47
2.8	8	1	22.4	13.60	1.65	0.004	151.99
2.8097	8	1	22.48	13.62	1.65	0.004	152.72
2.9	8	1	23.2	13.80	1.68	0.004	159.58
3	8	1	24	14.00	1.71	0.004	167.25

Chapitre III : étude et choix de variante d'aménagement pour la protection contre les Inondations de la zone d'étude

Donc nous avons :

Une hauteur de 2.81 m, une largeur de 8.00m. Le canal est en béton armé de 15 cm d'épaisseur. La protection s'allonge sur une distance de 470 m.

Mais pour une bonne stabilité de l'ouvrage vis-à-vis du sol existant et vu la grand capacité d'évacuation des eaux de crue on opte pour le canal trapézoïdale.

c) Troisième variante : déviation de l'oued SIDI HMIDA avec un canal en GABION :

Cette variante, a le même objectif que la premier variante mais cette fois la déviation de l'oued sera exécutée par un canal trapézoïdale en gabion. Alors pour avoir les dimensions de se future canal nous avons les données suivantes :

$$Q = 152.72 \text{ m}^3/\text{s}$$

On fixe la largeur du canal (suivant la largeur existante de l'oued) : $b = 8\text{m}$;

- Le coefficient de rugosité

La valeur du coefficient de Strickler lorsqu'il s'agit d'un canal en béton et de ($K_s=75\text{m}^{1/3}/\text{s}$). Est donc on prend ($n=0.013 \text{ s/m}$).

Nous allons faire des itérations dans Excel pour avoir la hauteur d'eau exacte :

Chapitre III : étude et choix de variante d'aménagement pour la protection contre les Inondations de la zone d'étude

1 – Canal trapézoïdal :

Tableau III. 6 : Calcul de la hauteur d'eau par itération (canal trapézoïdale Gabion).

Hauteur d'eau	Largeur du canal	Section mouillée	périmètre mouillé	Rayon hydraulique	Pente	Débit
(h) (m)	(b) (m)	(s) (m²)	(p) (m)	® (m)	(I) (m/m)	(m³/s)
0.5	8	4	9.00	0.44	0.004	5.89
0.6	8	4.8	9.20	0.52	0.004	7.87
0.7	8	5.6	9.40	0.60	0.004	10.03
0.8	8	6.4	9.60	0.67	0.004	12.36
0.9	8	7.2	9.80	0.73	0.004	14.83
1	8	8	10.00	0.80	0.004	17.44
1.1	9	8.9	11.20	0.79	0.004	19.32
1.2	9	9.8	11.40	0.86	0.004	22.41
1.3	9	10.7	11.60	0.92	0.004	25.65
1.4	9	11.6	11.80	0.98	0.004	29.01
1.5	9	12.5	12.00	1.04	0.004	32.50
1.6	9	13.4	12.20	1.10	0.004	36.09
1.7	9	14.3	12.40	1.15	0.004	39.78
1.8	9	15.2	12.60	1.21	0.004	43.58
1.9	9	16.1	12.80	1.26	0.004	47.46
2	9	17	13.00	1.31	0.004	51.43
2.1	10	18	14.20	1.27	0.004	53.34
2.2	10	19	14.40	1.32	0.004	57.82
2.3	10	20	14.60	1.37	0.004	62.41
2.4	10	21	14.80	1.42	0.004	67.08
2.5	10	22	15.00	1.47	0.004	71.85
2.6	10	23	15.20	1.51	0.004	76.69
2.7	10	24	15.40	1.56	0.004	81.61
2.8	10	25	15.60	1.60	0.004	86.61
2.9	10	26	15.80	1.65	0.004	91.68
3	10	27	16.00	1.69	0.004	96.82
3.3	11	30.3	17.60	1.72	0.004	110.11
3.6	11	33.6	18.20	1.85	0.004	127.92
4	11	38	19.00	2.00	0.004	152.60
4.0771	12	38.93	20.15	1.93	0.004	152.72
4.1	12	39.2	20.20	1.94	0.004	154.29
4.2	12	40.4	20.40	1.98	0.004	161.18
4.3	12	41.6	20.60	2.02	0.004	168.14

Chapitre III : étude et choix de variante d'aménagement pour la protection contre les Inondations de la zone d'étude

III.6. Quatrième variante : Renforcement du réseau interne du drainage existant par une conduite circulaire.

On propose un renforcement du drainage à l'intérieur de la station puis évacuées les eaux vers une Chaaba pas loin de la station.

III.7.1. Mode de calcul :

Avant de procéder au calcul hydraulique du réseau d'assainissement en gravitaire, on considère l'hypothèse suivante :

- L'écoulement est uniforme à surface libre, le gradient hydraulique est égal à la pente du radier.
- La perte d'énergie engendrée est une énergie potentielle égale à la différence des côtes du plan d'eau en amont et en aval.

Les canalisations d'égouts dimensionnées pour un débit en pleine section Q_{ps} ne débitent en réalité et dans la plupart du temps que des quantités d'eaux plus faibles que celles pour lesquelles elles ont été calculées.

L'écoulement dans les collecteurs est un écoulement à surface libre régi par la formule de la continuité :

$$Q = V.S \quad (III.33)$$

Avec :

Q : Débit (m^3/s).

S : Section mouillée (m^2).

V : Vitesse d'écoulement (m/s).

Cette vitesse se calcule par différentes expressions

La vitesse moyenne est déterminée par l'expression suivante (formule de Manning) :

$$V = K_s . R^{\frac{2}{3}} . \sqrt{I}_m \quad (III.34)$$

Où :

I_m (m/m) : Pente motrice nécessaire à l'écoulement d'un débit Q donné.

R (m) : Rayon hydraulique.

K_s : Coefficient de rugosité dépend de la nature des parois, les coefficients K sont présentés en annexe (VI.1).

A partir de l'équation (VI.1) et (VI.2) le diamètre est calculé comme suit :

$$D_{cal} = \left[\frac{3,2 * Q_t}{K_s * \sqrt{I}} \right]^{3/8} \quad (III.35)$$

Où : $Q_t = Q_{pl}$,

Avec :

Q_{pl} (m^3/s) : Débit d'eau pluviale.

Le débit en pleine section est donné donc par la relation :

$$Q_{ps} = V_{ps} * \frac{\pi * (D_{nor})^2}{4} \quad (III.36)$$

D_{nor} (mm) : Diamètre normalisé de la conduite.

V_{ps} (m/s) : Vitesse à pleine section.

La vitesse en pleine section est calculée à partir de la relation (III.34), avec le rayon hydraulique $R = \frac{D_{nor}}{4}$.

Chapitre III : étude et choix de variante d'aménagement pour la protection contre les Inondations de la zone d'étude

$$V_{PS} = K_s \cdot (D_{nor}/4)^{\frac{2}{3}} \cdot \sqrt{I_m} \quad (III.37)$$

La vitesse moyenne et la hauteur de remplissage dans la conduite sont calculées à partir des relations suivantes :

- Rapport des débits $R_Q = \frac{Q_t}{Q_{PS}}$

- Rapport des vitesses $R_V = \frac{V}{V_{PS}}$

- Rapport des hauteurs $R_h = \frac{h}{D_{nor}}$

Avec :

V : Vitesse moyenne d'écoulement de l'eau.

Les valeurs de R_V et R_h sont données en fonction R_q (abaque sous forme de tableau) en annexe (I).

Pour développer les relations entre R_V en fonction de R_q et R_h en fonction de R_q , les données sont mises en forme.

L'analyse de la régression permet d'étudier les relations $R_V=f(R_q)$ et $R_h=f(R_q)$. Les figures III.16 et III.17 montrent la relation entre R_V et R_q , R_h et R_q .

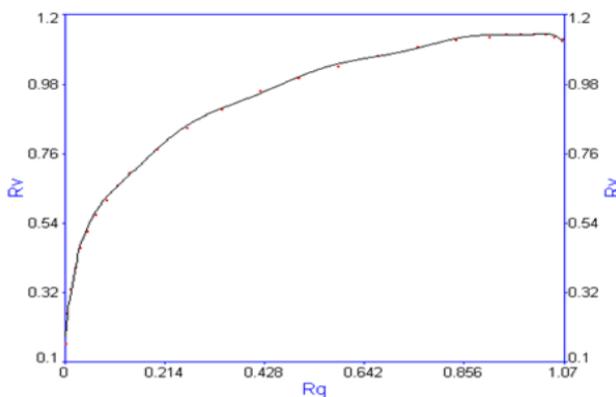


Figure III. 17 : les relations $R_v=f(R_q)$.

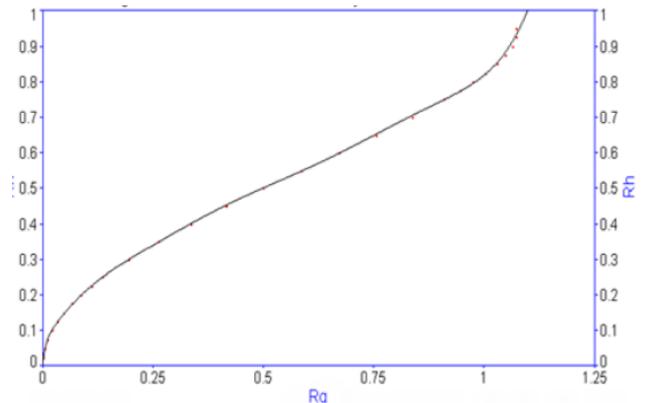


Figure III. 16 : les relations $R_h=f(R_q)$.

Plusieurs équations (9000 équations) de régression possibles ont été examinées, le choix de la meilleure équation est basé sur le coefficient de détermination R^2

Les résultats aboutissent à établir les relations III.38 et III.39, avec les valeurs de $R^2 = 0,99$

Les relations sont les suivantes :

$$R_h = 0.029 - 0.86R_q^{0.5} + 32.7R_q - 336.44R_q^{1.5} + 1923.42R_q^2 - 6621.64R_q^{2.5} + 14266.02R_q^3 - 19348.04R_q^{3.5} + 16030.81R_q^4 - 7406.85R_q^{4.5} + 1461.66R_q^5 \quad (III.38)$$

$$R_V = 0.18 + 13.02R_q - 147.41R_q^2 + 1453.71R_q^3 - 7013.42R_q^4 + 20892.22R_q^5 - 39519.42R_q^6 + 47540.26R_q^7 - 35211.58R_q^8 + 14635.093R_q^9 - 2611.51R_q^{10} \quad (III.39)$$

Les différents paramètres hydraulique sont regroupées dans le tableau suivant ;

Chapitre III : étude et choix de variante d'aménagement pour la protection contre les Inondations de la zone d'étude

Tableau III. 7 : détermination des paramètres hydraulique

Tronçon	Q _{Total} (m ³ /s)	K _s	pen _t e (m/m)	D _{cal} (mm)	D _{norm} (mm)	V _{ps} (m/s)	Q _{ps} (m ³ /s)	r _q	r _v	r _h	V _{réel} (m/s)	h _{remp} (mm)
R1 – R2	0.24927	100	0.0805	262	300	5.05	0.356	0.70	1.09	0.62	5.49	184.72
R2 – R3	0.24927	100	0.0875	258	300	5.26	0.372	0.67	1.08	0.60	5.69	179.44
R3 – R4	0.24927	100	0.0140	364	400	2.55	0.320	0.78	1.10	0.67	2.80	266.29
R4 – R5	0.24927	100	0.0120	375	400	2.36	0.296	0.84	1.11	0.71	2.61	282.96
R5 – R6	0.24927	100	0.0167	352	400	2.78	0.350	0.71	1.09	0.62	3.04	249.67
R6 – R7	0.24927	100	0.0121	374	400	2.37	0.298	0.84	1.11	0.70	2.62	281.99
R7 – R8	0.24927	100	0.0173	350	400	2.83	0.356	0.70	1.09	0.62	3.08	246.58
R8 – R9	0.24927	70	0.0067	478	600	1.62	0.457	0.55	1.03	0.52	1.66	313.34
R9 – R10	0.24927	70	0.0301	361	600	3.43	0.969	0.26	0.84	0.35	2.87	211.05
R10 – R11	0.24927	70	0.0206	387	600	2.84	0.802	0.31	0.87	0.39	2.47	231.47
R11 – R12	0.24927	70	0.0093	449	600	1.91	0.539	0.46	0.97	0.47	1.86	284.32

❖ La vérification de l'autocurage :

L'autocurage est vérifié si les conditions suivantes sont satisfaites :

a) Première Condition

Pour que la vitesse autocurage soit vérifiée il doit assurer les trois conditions suivant Vitesse écoulement supérieur à 1m/s.

b) Deuxième condition

Pour débit (débit plein section deverser sur 10) la vitesse écoulement est supérieure à 0.6m/s.

c) Troisième condition

Pour débit (débit plein section deverser sur 100) la vitesse écoulement est supérieure à 0.3m/s.

Les résultats sont regroupés dans le tableau suivant.

Tableau III. 8 : Vérification de l'autocurage .

Débit plein section (m ³ /s)	0.01*Débit plein section (m ³ /s)	0.1*Débit plein section (m ³ /s)	Vitesse pour condition 3 (m/s)	Vitesse pour condition 2 (m/s)	remarque
0.36	0.0036	0.036	1.39	2.88	vérifier
0.37	0.0037	0.037	1.44	2.95	vérifier
0.32	0.0032	0.032	0.72	1.52	vérifier
0.30	0.0030	0.030	0.67	1.45	vérifier
0.35	0.0035	0.035	0.77	1.59	vérifier
0.30	0.0030	0.030	0.67	1.45	vérifier
0.36	0.0036	0.036	0.78	1.61	vérifier
0.46	0.0046	0.046	0.43	0.84	vérifier
0.97	0.0097	0.097	0.85	1.32	vérifier
0.80	0.0080	0.080	0.71	1.17	vérifier
0.54	0.0054	0.054	0.50	0.92	vérifier

Chapitre III : étude et choix de variante d'aménagement pour la protection contre les Inondations de la zone d'étude

III.7. Estimation provisoire du coût chaque variante :

La détermination des paramètres de l'écoulement de chaque variante, nous a permis de conclure sur la convenance de chaque solution proposée pour l'aménagement de l'oued de point de vue hydraulique.

Dans cette partie on procède à l'évaluation du coût de chaque variante, à partir des résultats des quantités de déblais et de remblais données par le logiciel de VRD (Covadis) .

Une appréciation du devis de notre projet nécessite une estimation des travaux de génie civil, à partir des dimensions de notre canal pour chaque variante.

Les différentes quantités des matériaux à utiliser pour chaque variante, on va le multiplier par leur prix unitaire tiré de cahier de charge concernant les travaux hydraulique, afin d'obtenir le coût total du projet.

Les estimations provisoires des couts des déférentes variantes sont représentées dans les tableaux suivants

Tableau III. 7 : Estimation povisoire du Coût de la variante N°01 :

Désignation des travaux	U	Quantité	PU (Da)	Montant (Da)
Terrassements				
Déblai	m ³	6000	600	3600000
Remblai	m ³	1800	1500	2700000
Evacuation des terres excédentaires dans les décharges autorisées.	M ³	4200	1500	6300000
Génie-civil				
Construction d'un canal rectangulaire en béton armé	m ³	900	32000	28800000
Total				35940000

(Source des prix unitaire, [subdivision de ressource en eau](#) , Sougueur wilaya de Tiaret)

Tableau III. 8 : Estimation povisoire du Coût de la variante N°02 :

Désignation des travaux	U	Quantité	PU (Da)	Montant (Da)
Terrassements				
Déblai	m ³	7000	600	4200000
Remblai	m ³	2000	15000	30000000
Evacuation des terres excédentaires dans les décharges autorisées.	M ³	5000	1500	7500000
Génie-civil				
Construction d'un canal rectangulaire en béton armé	m ³	700	32000	22400000
Total				30700000

(Source des prix unitaire, [subdivision de ressource en eau](#) , Sougueur wilaya de Tiaret)

Chapitre III : étude et choix de variante d'aménagement pour la protection contre les Inondations de la zone d'étude

Tableau III. 9 : Estimation provisoire du Coût de la variante N°03.

Désignation des travaux	U	Quantité	PU (Da)	Montant (Da)
Terrassements				
Déblai	m ³	15000	600	9000000
Remblai	m ³	5000	1500	7500000
Evacuation des terres excédentaires dans les décharges autorisées.	M ³	10000	1500	15000000
Génie-civil				
Mise en place du gabion	m ³	15000	3 334	50010000
Total				68010000

(Source des prix unitaire, [subdivision de ressource en eau](#) , Sougueur wilaya de Tiaret)

III.8. Choix de la variante d'aménagement :

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

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

Le comportement hydraulique dans les aménagements projetés dans la 1^{er} et la 2^{eme} variantes sont meilleur que la dernière variante, et de point de vue travaux de terrassement on remarque que pour la 1^{er} variante on a la plus petite quantité des terres excédentaires ce qui est avantageux et diminue le cout du projet. On remarque que pour la 3^{eme} variante ais la quantité de remblais et déblais le plus élevé

Après une comparaison technique on va voir aussi la comparaison économique des variantes. Le tableau III.10, présente les coûts respectifs pour chaque variante où on remarque que la 1^{er} et la 2^{eme} variante ont un coût moins important que le 3^{eme} aménagement en gabion qui a un cout plus élevé

Tableau III. 10 : Coût des variantes

Variante	Désignation	Coût total (DA)
1	Aménagement majorité : canal trapézoïdale en béton armé	41400000
2	Aménagement majorité canal rectangulaire en béton armé	37100000
3	Aménagement majorité canal en gabion	68010000

Chapitre III : étude et choix de variante d'aménagement pour la protection contre les Inondations de la zone d'étude

D'après ses comparaisons on a opté pour la variante N°01 soit l'aménagement du cours d'eau par un canal trapézoïdal en béton armé.

Cette variante est la plus technicoéconomique et facile à réaliser sur terrain.

III.10 Conclusion :

Dans le présent chapitre nous avons aménagé le cours d'eau tout en déviant son tracé ou nous avons des changements brusques avec des angles au voisinage de 90° et cela de sorte à maintenir une forme la plus régulière possible. Ce qui favorise la chute de la vitesse d'écoulements des eaux, incluant une stagnation au niveau du site voisinant (la station électrique).

Nous avons opter pour une double protection de la station électrique une protection interne soit par la projection d'un réseau de drainage et externe qui est l'aménagement hydraulique de oued sidi hmida , la variante choisit et retenue pour notre cas est l'aménagement de 470 ml de l'oued par un canal trapézoïdale en béton armé .

Chapitre IV : Organisation et sécurité de chantier.

Chapitre IV : organisation et sécurité de chantier

IV.1 Introduction :

Avant d'aller sur chantier et de commencer la réalisation des travaux il faut toujours faire une étude technico-économique donnant les meilleurs outils de travail et de sécurité (engins,...), nous sommes tenues d'adopter une stratégie et une bonne organisation des travaux et aussi de chercher constamment la meilleure façon la plus économique et sécuritaire d'utilisation des moyens fournis. Tout en assurant une protection et une sécurité au niveau de notre chantier de sorte à limiter les accidents de travail qui peuvent engendrer des retards de réalisation donc de la délivrance de notre projet et dans les cas critique l'arrêt total du chantier.

Dans le présent chapitre nous allons définir les différents opérations pouvant exister au niveau d'un chantier tout en tenant compte du côté sécuritaire.

IV.2 Types de chantier :

Plusieurs types de chantiers sont à considérer selon la durée de leur réalisation. Dans le tableau suivant nous citons les différents types de chantier existant (17) :

Tableau IV. 1 : types de chantiers selon la durée de leurs réalisations

Type de chantier	Remarques
Chantier de type 1	Chantier de moins de 15 jours, quel que soit le nombre de travailleurs, ou de 15 jours à 4 mois jusqu'à 20 travailleurs
Chantier de type 2	Chantier de 15 jours à 4 mois et de plus de 20 travailleurs
Chantier de type 3	Chantier de plus de 4 mois quel que soit l'effectif

IV.3 Installations d'accueil dans un chantier :

Ce sont généralement les dortoirs, vestiaires, réfectoires, installations sanitaires et les bureaux de chantier. Les installations d'accueil dans chaque chantier se font selon le type de ces derniers comme indiqué dans le tableau suivant (17) ;

Chapitre IV : organisation et sécurité de chantier

Tableau IV. 2 : Installations d'accueil dans les chantiers (17).

Installations d'accueil dans les chantiers		Chantier type 1	Chantier type 2	Chantier type 3
Abri	Local ou emplacement pour changer dévêtements. Il est situé près du travail et à l'abri des intempéries, toléré en sous-sol si propre, aéré et éclairé.	⊕		
Abris-clos et vestiaire	Local aéré, éclairé, chauffé en saison froide. Local avec armoires (surface minimum du local > 1,25 m ² par personne).	⊕	⊕	
Repas et matériel de réfectoire	Lieu couvert pour repas, aéré, éclairé, chauffé en saison froide. Abris-clos pour un nombre de repas < 25, aéré, éclairé, chauffé en saison froide. Tables, sièges, vestiaires en nombre suffisant. Local restauration si le nombre de repas > 25. Tables et sièges en nombre suffisant (surface minimum > 1,5 m ² par personne). Garde-manger et chauffé gamelles installés dans l'abri ou dans un lieu couvert.	⊕	⊕	⊕
Eau	Eau pour la boisson : eau potable fraîche > 3 litres par jour et par travailleur. Eau pour la toilette en quantité suffisante. Potable sauf impossibilité. Eau chaude : un robinet d'eau potable pour 10 personnes prenant leur repas.	⊕	⊕	⊕
Installations sanitaires	Lavabos ou rampes pour la toilette : 1 orifice au moins pour 5 travailleurs. Local avec lavabos : un lavabo pour 10 personnes au plus. Douches obligatoires pour tous travaux salissants : 1 pour 8 personnes.		⊕	⊕
Cabinets d'aisances	Cabinets d'aisances : 1 cabinet pour 20 travailleurs hommes et 1 WC pour 20 femmes.	⊕	⊕	⊕
Urinoirs	Urinoirs : 1 pour 20 personnes, placés dans un local chauffé et éclairé.			⊕
Poste de secours	Boîte de secours présente dans tous les types de chantiers. Un infirmier est obligatoire pour 200 personnes.	⊕	⊕	⊕

Source : SIX, Francis. De la prescription à la préparation du travail, 1999

IV.4. Succession des travaux de chantier :

IV.4.1. Travaux préparatoires et installation de l'entreprise :

L'implantation d'un chantier nécessite un terrain en dégagant de larges espaces autour de l'entreprise de la prise d'eau, à fin de ménager les divers aires de stockages et des pistes de circulation d'engins, suivie de leur occupation progressive par les locaux, engins, poste fixes de travail.

a) Préparation des sites de construction :

Elle consiste à préparer les sites suivant :

- Cheminement du canal.
- Emplacement des murs.
- La Cuvette du bassin.

C'est des travaux qu'il faut effectuer pour un bon démarrage du projet en ouvrant les accès et projetant les installations nécessaires d'une manière logique et économique. Les accès ne posent pas de problème mais il faut que la réalisation passe par deux grandes étapes :

- Réalisation du côté nord (proche de la ville) : elle comporte les deux murs et une galerie et un tronçon du canal.
- Réalisation du côté sud (à l'entrée sud de la ville) : c'est la réalisation du deuxième tronçon de canal et la deuxième galerie ainsi que le bassin de retenue plus le canal de décharge.

On a opté pour cette subdivision à cause de l'éloignement entre les sites de constructions donc l'emplacement de la base vie doit être entre le côté sud et nord (très proche de la ville 1Km environ et tient compte de la subdivision proposée).

b) Exécution des travaux :

Cette partie se devise en sous parties :

- Décapage.
- Terrassement.
- Compactage de la section total.
- Pose de tout-venant.
- Coffrage.
- Coulage avec un béton dosé à 150 Kg/m³ (Propreté),
- Coulage avec un béton dosé a 350 Kg/m³ (très soudé D5,5 15×15 plus adjuvant

hydrofuge).

c) Engins utilisés :

Pour bien mener le projet, on doit affecter les taches prévues aux engins convenables comme indiqué dans le tableau suivant :

Chapitre IV : organisation et sécurité de chantier

Tableau IV. 3 : Liste des différents taches des Engins (18)

Tache	Engins	Actions
Travaux de préparation	Dozers	Enlever les obstacles et les herbes
	Chargeurs	
	Pelles	
	Camions	
Terrassement	Pelles	Donner la forme exacte du canal
	Chargeurs	
	Dosers	
	Niveleuse	
	Camions	
	Dumpers	
Compactage	Tous types de compacteurs à rouleaux lisses	Consolider les berges de l'oued pour éviter l'affaissement
	Compacteurs à pieds de mouton	Compacter le fond de l'oued
Coulage	Bétonneuse	Produire du béton
	Pompe à béton	Couler le béton

La capacité théorique des engins utilisés est donnée dans le Tableau suivant (18) :

Tableau IV. 4 : Engins et leurs capacités théoriques.

Type D'Engin	Capacité horaire théorique (m ³ /h)	Capacité journalière théorique (m ³ /j)	Capacité journalière réelle (m ³ /j)
Bulldozer	150	1200	600
Chargeur	115	920	460
Pelle hydraulique	100	800	400
Camion	8	64	512

Généralement, le rendement utilisé est celui d'un ensemble d'engins qui travaillent en même temps

Dans notre projet on utilisera l'équipe de :

- Pelles hydraulique des 125 HP, équipées retro.
- 1 grader 135, lame normale.
- 1 compacteur pieds de mouton vibrant 210 HP, ou 1 compacteur lisse de 135 HP.
- 4 camions de benne 12 m³, 190 à 240 CV, ou 2 tombereaux articulés 14 m³ de 260CV.
- 3 camions de benne 8 m³, 160 à 180 CV, équipés de citerne à eau 12000 litres.

Chapitre IV : organisation et sécurité de chantier



La Pelle



Le dumper



Le Camion



Le Compacteur à pieds de mouton



Le Compacteur à rouleau lisse.



Le Chargeur



Le Dozers

Figure N°IV.1 : les différents engins utilisés pour la réalisation de notre projet

IV.5. Exécution des travaux et pose de canalisation :

Les principales opérations à exécuter pour la pose des canalisations sont :

- Manutention et stockage des conduites ;
- Décapage de la couche de végétation ;
- Exécution des tranchées et des fouilles pour les regards ;
- Aménagement du lit de pose ;
- Emplacement des jalons des piquets ;
- La mise en place des canalisations en tranchée ;
- Assemblage des tuyaux ;
- Faire les essais d'étanchéité pour les conduites et les joints ;
- Remblaiement des tranchées ;
- Construction des regards en béton armé ;

IV.5.1. Manutention et stockage des conduites :

a) Chargement et transport :

Le chargement des véhicules doit être effectué de façon à ce qu'aucune détérioration ou déformation des tubes et des accessoires ne se produise pendant le transport.

Eviter :

- Les manutentions brutales, les flèches importantes, les ballants.
- Tout contact des tubes et des raccords avec des pièces métalliques saillantes

Les tubes avec emboîture doivent être alternés. Les emboîtures doivent dépasser la pile.

b) Déchargement :

Le déchargement brutal des tubes et des raccords sur le sol est à proscrire.[10]

c) Stockage

- L'aire destinée à recevoir les tubes et les raccords doit être nivelée et plane ;
- L'empilement doit se faire en alternant les emboîtures et en laissant celles-ci dépasser la pile ;
- Les tubes et les accessoires doivent être stockés à l'abri du soleil. (la décoloration du tube n'affecte en rien ses caractéristiques mécaniques) ;
- Les accessoires ne doivent être déballés qu'au moment de leur utilisation ;
- Eviter le contact avec l'huile les solvants et autres substances chimiques ;
- Le stockage des tubes doit assurer leur protection mécanique et contre la chaleur ;

IV.5.2. Travaux de terrassement

a) Décapage de la couche de terre végétale :

Avant d'entamer l'excavation des tranchées, on doit tout d'abord commencer par l'opération de décapage des terres végétales sur des faibles profondeurs,

Le volume de la couche à décaper est :

$$V = B.h.L(m^3)$$

Avec :

B : largeur de la couche végétale(m);

h : hauteur de la couche (h=0.1m) ;

L : longueur totales tranchées (m) ;

b) Exécution des tranchées et des fouilles pour les regards :

La largeur de la tranchée, doit être au moins égale au diamètre extérieur de la conduite avec une largeur de 30cm de part et d'autre.

1- Largeur de la tranchée :

La largeur d'ouverture de tranchée est donnée par la formule :

$$B=d + (2 \times 0,3)$$

B : largeur de la tranchée en (m) ;

D : diamètre de la conduite en(m);

2- Profondeur de la tranchée :

La profondeur est donnée par la formule suivante :

$$H= e+d+h$$

H : profondeur de la tranchée en (m);

e : épaisseur de lit de sable en (m), e=20cm ;

D : diamètre de la conduite en (m);

h : la hauteur du remblai au-dessus de la conduite en (m) ;

c) Aménagement du lit de pose :

Les tubes ne doivent pas être posés à même fond de fouille mais sur un lit de pose, d'une hauteur de 20cm au minimum, constitué de sable propre contenant moins de 12% de fines (particules inférieures à 80µ). Le lit de pose doit être soigneusement compacté.

Si le terrain est instable, des travaux spéciaux se révèlent nécessaires : exécution d'un béton de propreté, de berceaux ou même de dalles de répétition.

Chapitre IV : organisation et sécurité de chantier

Le volume du sable est calculé par la formule suivante :

$$V_s = L.B.e$$

V_s = volume du sable en (m^3) ;

L : Longueur de la tranchée en (m) ;

B : Largeur de la tranchée en (m) ;

e : épaisseur du sable, $e = 20\text{cm}$;

d) *Emplacement des jalons des piquets :*

Suivant les tracés du plan de masse, les jalons des piquets doivent être placés dans chaque point d'emplacement d'un regard à chaque changement de direction ou de pente et à chaque branchement ou jonction de canalisation

e) *La mise en place des canalisations en tranchée :*

La mise en place des conduites répond aux opérations suivantes :

- Les éléments sont posés à partir de l'aval et l'emboîture des tuyaux est dirigée vers l'amont ;
- Chaque élément doit être posé avec précaution dans la tranchée et présenté dans l'axe de l'élément précédemment posé ;
- Les tuyaux sont posés avec une pente régulière entre deux regards ;
- Avant la mise en place, il faut nettoyer le lit des tranchées ;
- Le calage soit définitif par remblai partiel, soit provisoire à l'aide des cales ;

A chaque arrêt de travail, les extrémités des tuyaux non visitables sont provisoirement obturées pour éviter l'introduction des corps

f) *Faire les essais d'étanchéité pour les conduites et les joints :*

La pression d'épreuve du tronçon de conduite est en règle générale, la pression maximale en service majorée de 50% lorsqu'elle est inférieure à 10 bars et majorée de 5 bars lorsqu'elle égale ou supérieure à 10 bars.

L'épreuve doit être effectuée sur des tronçons d'une longueur maximale de 500 m dans le plus bref délai après la pose en respectant toute fois un délai de 48 heures après le dernier assemblage dans le cas du collage.

g) *Remblaiement des tranchées :*

1- Matériau d'enrobage :

Le remblai directement en contact avec la canalisation, jusqu'à une hauteur uniforme de 15 cm au-dessus de sable ou gravier contenant moins de 12% d'éléments et ne contenant pas d'éléments de diamètre supérieur à 30 mm. [9]

Chapitre IV : organisation et sécurité de chantier

2- Couverture :

Le remblaiement de la tranchée est effectué avec le produit d'extraction de fouille expurgé des éléments supérieurs à 100 mm, des débris végétaux ou animaux, etc....,et choisissant de préférence des matériaux contenant moins de 30% d'éléments supérieurs à 20 mm à l'exception toutefois des tourbes, vases et sols très organiques. Il est également conseillé d'éliminer les argiles et limons dont la teneur en eau n'est pas voisine de la valeur optimale déterminée à l'essai «Proctor modifié ».

Ce remblaiement est réalisé par couches successives, d'épaisseur maximale 30 cm, qui doivent être compactées l'une après l'autre.

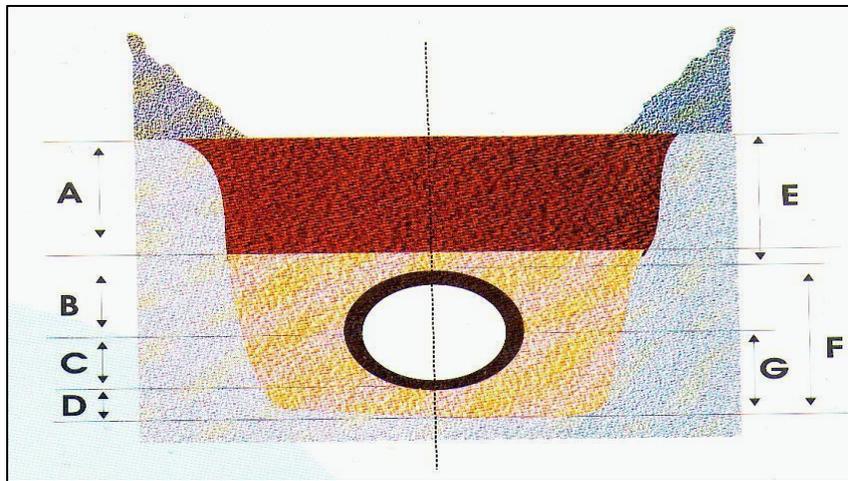


Figure IV. 1: Couverture

A	remblai supérieur	D	lit de pose
B	remblai de protection	E	hauteur de couverture
C	Assise	F	enrobage
G	appui		

IV.6. La Planification au niveau d'un chantier :

IV.6.1. Définition de la planification :

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

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

IV.6. 2. Les différentes techniques de la planification

Il existe deux principales méthodes de planification à savoir :

➤ Méthodes basées sur le réseau ;

➤ Méthodes basées sur le graphique.

a) *Méthodes basées sur le réseau:*

a-1)Définition du réseau

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

❖ *Réseau à flèches :*

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

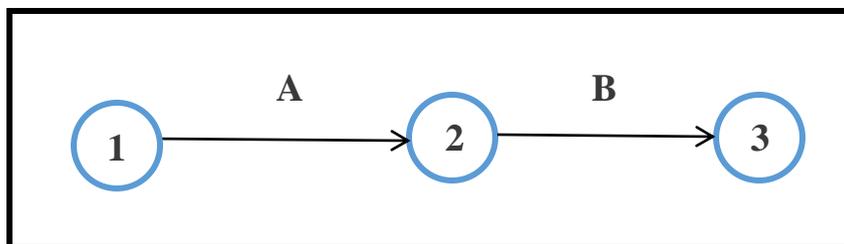


Figure IV. 2 : Réseau fleches

L'opération A précède l'opération B.

Chapitre IV : organisation et sécurité de chantier

❖ Réseau à nœuds :

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

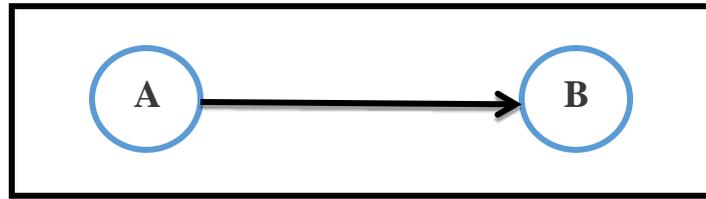


Figure IV. 3 Réseau à nœuds

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

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

- Etablissement d'une liste des tâches.
- Détermination des tâches qui précèdent et qui succèdent.
- Etablissement des graphes partiels.
- Regroupement des graphes partiels.
- Construction du réseau.

a-2) Construction du réseau

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

1) Etablissement d'une liste des tâches :

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

2) détermination des tâches antérieures :

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

3) Construction des graphes partiels :

4) Regroupement des graphes partiels :

5) Détermination des tâches de début de l'ouvrage et de fin de l'ouvrage

6) Construction du réseau.

a-3) Définition des différentes méthodes basées sur le réseau

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

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

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

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

temps retenue;

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

➤ *La méthode P.E.R.T (Program Evaluation and Review Technical):*

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

➤ *La méthode P.D.M (Procédure Diagramme Méthode)*

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

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

b) Méthodes basées sur le graphique :

Cette méthode est devisée comme suite :

b-1) La méthode linéaire (ligne of balance technic)

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

b-2) La méthode à barres

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

IV.6 .3. Les différentes étapes de la planification

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

1) *Collection des informations*

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

2) *Décomposition du projet*

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

3) *relations entre les tâches*

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

Chapitre IV : organisation et sécurité de chantier

4) *Choix de la méthode de calcul*

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

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

IV.6.4 .Les paramètres de la méthode de planification choisit C.P.M

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

Tableau IV. 5 : Les paramètres de la méthode C.P.M

DCP	T
DFP	DCPP
DFPP	MT

Avec :

T : temps de réalisation de l'opération.

DCP : date de commencement au plus tôt (l'opération peut être commencée).

DCPP : date de commencement au plus tard (l'opération doit être commencée).

DFP : date de finition au plus tôt (date de l'opération peut être fini).

DFPP : date de finition au plus tard (date de l'opération doit être fini)

MT : marge totale (l'intervalle du temps).

a) Détermination du chemin critique (C.C)

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

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

$$C.C \Leftrightarrow \begin{cases} MT = 0 & \text{(IV-1)} \\ \sum TR_{C.C} = D.T.P & \text{(IV-2)} \end{cases}$$

Chapitre IV : organisation et sécurité de chantier

b) Elaboration du réseau selon la méthode CPM

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

On découpe notre projet en 5 tronçons, chaque tronçon de 200 m longueur. Ces tâches sont les suivantes

Tableau IV. 6 : les tâches des travaux.

Opération	Symbole	Délais de réalisation (jours)
Décapage de la terre végétale	A	10
Excavation de la tranchée	B	30
Remblai en TVO (tout-venant)	C	10
Compactage	D	10
Lit de béton propriété	E	20
Démolition des gabionnages	F	15
Le bétonnage	G	60
Compactage des tranches des canaux	H	10

Chapitre IV : organisation et sécurité de chantier

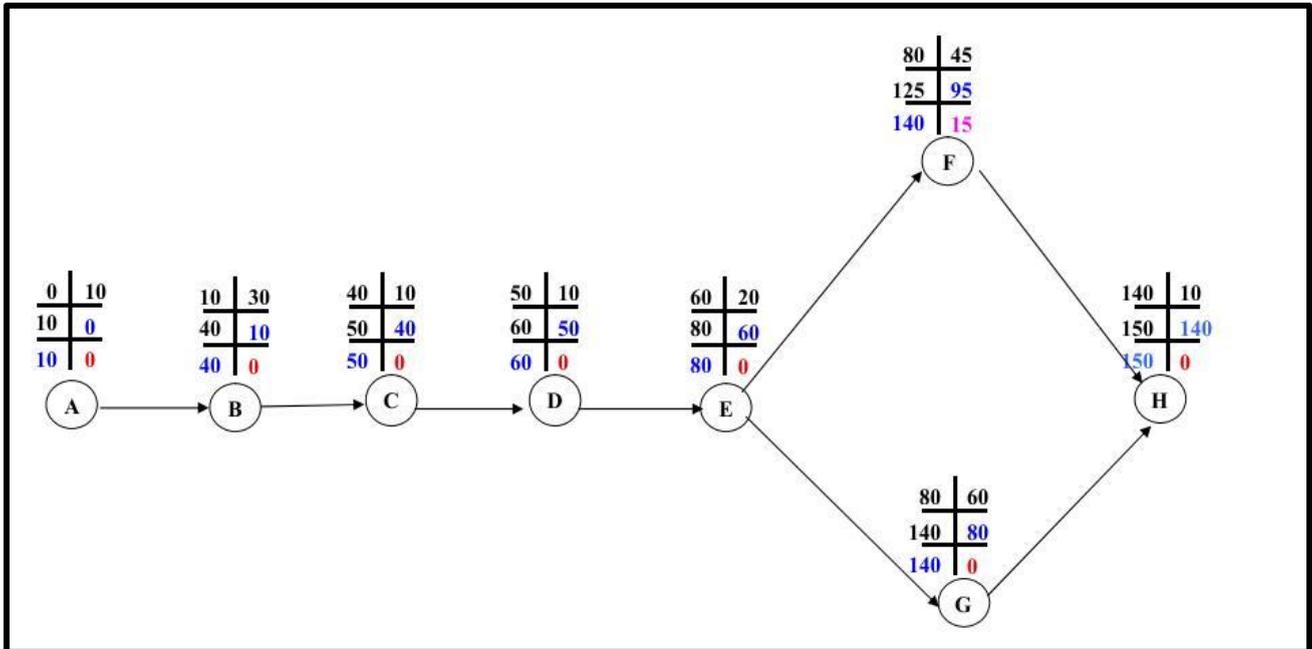


Figure IV. 4 : Le Réseau à nœuds

c) Détermination des chemins critiques :

Comme nous l'avons précédemment déjà définie ce chemin nous donne la durée totale du projet (DTR) reliant les opérations possédant la marge totale nulle (0).

Ainsi on obtient les résultats consignés dans le tableau suivant :

Tableau IV. 7 : Détermination des chemins critiques

Opération	TR	D.P		D.F.P		M.T
		D.C.P	D.F.P	D.C.P.P	D.F.P	
A	10	0	10	0	10	0
B	30	10	40	10	40	0
C	10	40	50	40	50	0
D	10	50	60	50	60	0
E	20	60	80	60	80	0
F	45	80	125	95	140	0
G	60	80	140	80	140	0
H	10	140	150	140	150	0

Chapitre IV : organisation et sécurité de chantier

Le diagramme de GANTT est présenté dans la figure suivante :

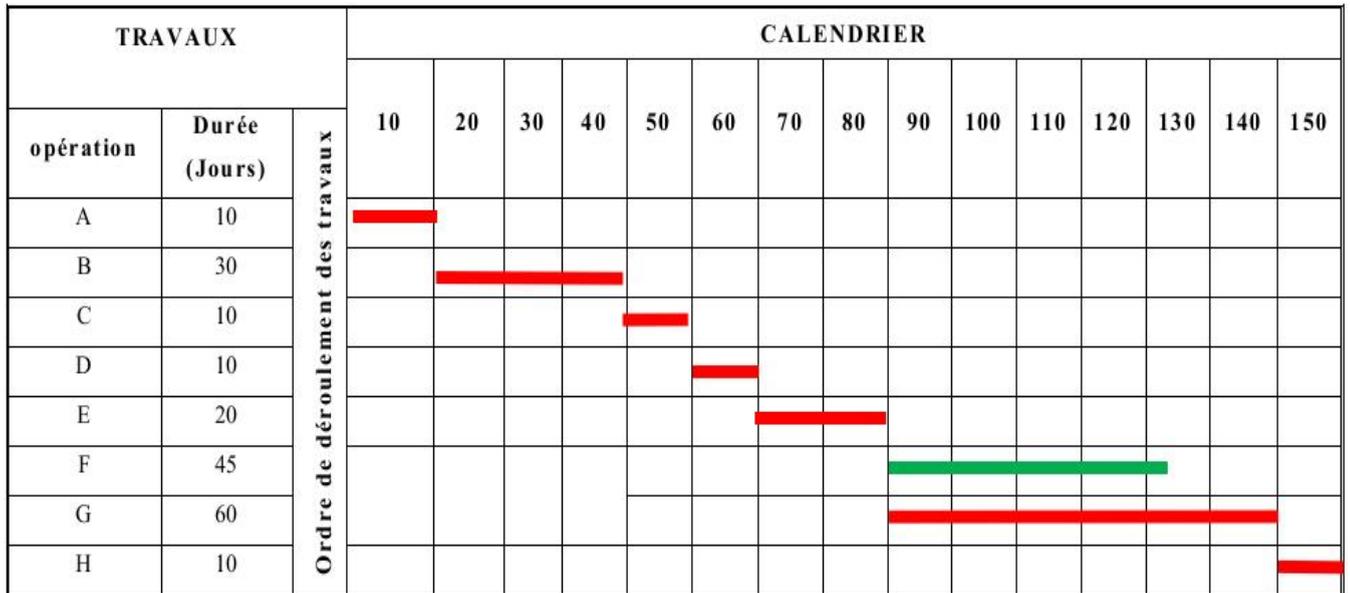


Figure IV. 5 : Diagramme de GANTT

Chapitre IV : organisation et sécurité de chantier

IV.7. La sécurité au niveau d'un chantier :

IV.7.1 Les cause des accidents de travail :

L'analyse des accidents les plus fréquents fait apparaître des causes à la fois humaines et techniques (industrielle) (19).

a) Causes humaines

- La négligence des travailleurs.
- La fatigue.
- La distraction.
- Les gestes néfastes.
- Inaptitude mentale ou physique.
- Adoption de la solution de faciliter.

b) Causes techniques

- Les mauvaises conditions de travail.
- Encombrement du matériel dans les chantiers et le mauvais stockage.
- Le manque d'éclairage.

IV.7.1 Les différentes conditions dangereuses dans le chantier

- Installation non protégée ou male protégée.
- Outillages, engins et équipements en mauvais état.
- Matière défectueuse, stockage irrationnel.
- Protection individuelle inexistante.
- Défauts dans la construction.
- Eclairage défectueux.
- Facteur d'ambiance impropre.
- Conditions climatiques défavorables.

IV.7.2 Les conditions et les actions dangereuses :

En ce qui concerne les conditions dangereuses nous pouvons citer cette liste :

Chapitre IV : organisation et sécurité de chantier

a-Liste des conditions dangereuses (20):

- Installation mal ou non protégée.
- Protection individuelle inexistante.
- Outillage. engin en mauvaise état.
- Défaut de conception ou de construction.
- Stockage irrationnel.
- Mauvaise disposition des lieux.
- Eclairage défectueux.
- Climat défavorable.
- Facteur d'ambiance défavorable.

En ce qui concerne les actions dangereuses nous pouvons citer cette liste :

b-Liste des actions dangereuses :

- Intervenir sans précaution sur des machines en mouvements.
- Intervenir sans précaution sur des installations sous tension.
- Agir sans prévenir ou sans autorisation.
- Neutralisation des dispositifs de sécurité.
- Ne pas utiliser l'équipement de protection individuel.
- Mauvaise utilisation d'un outillage ou d'un engin.
- Imprudence durant les opérations de stockage.
- Adopter une position peu sûre.
- Travaillé dans une altitude inadaptée.
- Suivre un rythme de travail inadapté.
- Plaisanterie ou se quereller.

IV.7.3 Les principales fonctions du service de protection :

Le service de protection se compose de quatre fonctions tous bien spécifiées nous citons :

a) Etude :

- participation au comité d'hygiène et de sécurité.
- analyse des postes de travail c'est l'étude de sécurité.
- suggestion du personnel.
- statistiques élaboration et commentaires.
- rapport avec l'administration.

b) Exécution :

- mesures légales d'hygiène et de sécurité.
- réalisation pratiques des suggestions et des études.

Chapitre IV : organisation et sécurité de chantier

c) *Contrôle* :

- enquête à la suite des accidents.
- inspection des installations.
- visites périodique effectuées par les organismes spécialisés.
- contrôle éventuel des moyens de transport du personnel.

d) *Animation* :

- lutte contre l'incendie et les accidents de trajet.
- équipes de secours.
- formation spéciale concernant certaines professions.

e) *Fonction humaine* :

- *Physiologique* : - étude physiologique du travail.
- affectation de la main d'œuvre selon l'avis médical.
- *psychologique* : - réalisation publique intérieure de l'entreprise.
-développer l'esprit de sécurité.
- *Sociale* : - renseignement conseils.

IV.7.4 Les mesures préventives :

La protection du personnel doit être assurée d'une manière bien satisfaisante par les services appropriés (21).

- Les appareils de levage doivent être établis sur une surface présentant une résistance suffisante.
- Les câbles et les chaînes de levage ne doivent pas être soumis à des charges supérieures à celle fixée.
- Les travaux ne doivent être exécutés que lors de l'installation est mise hors tension et hors tout danger.
- Les abris doivent être aérés et chauffés.

Chacun aux différents services ou personnes intéressées figurés dans l'organigramme ci-après

IV.7.5 Organisation de la prévention des accidents du 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 suivant :

Chapitre IV : organisation et sécurité de chantier

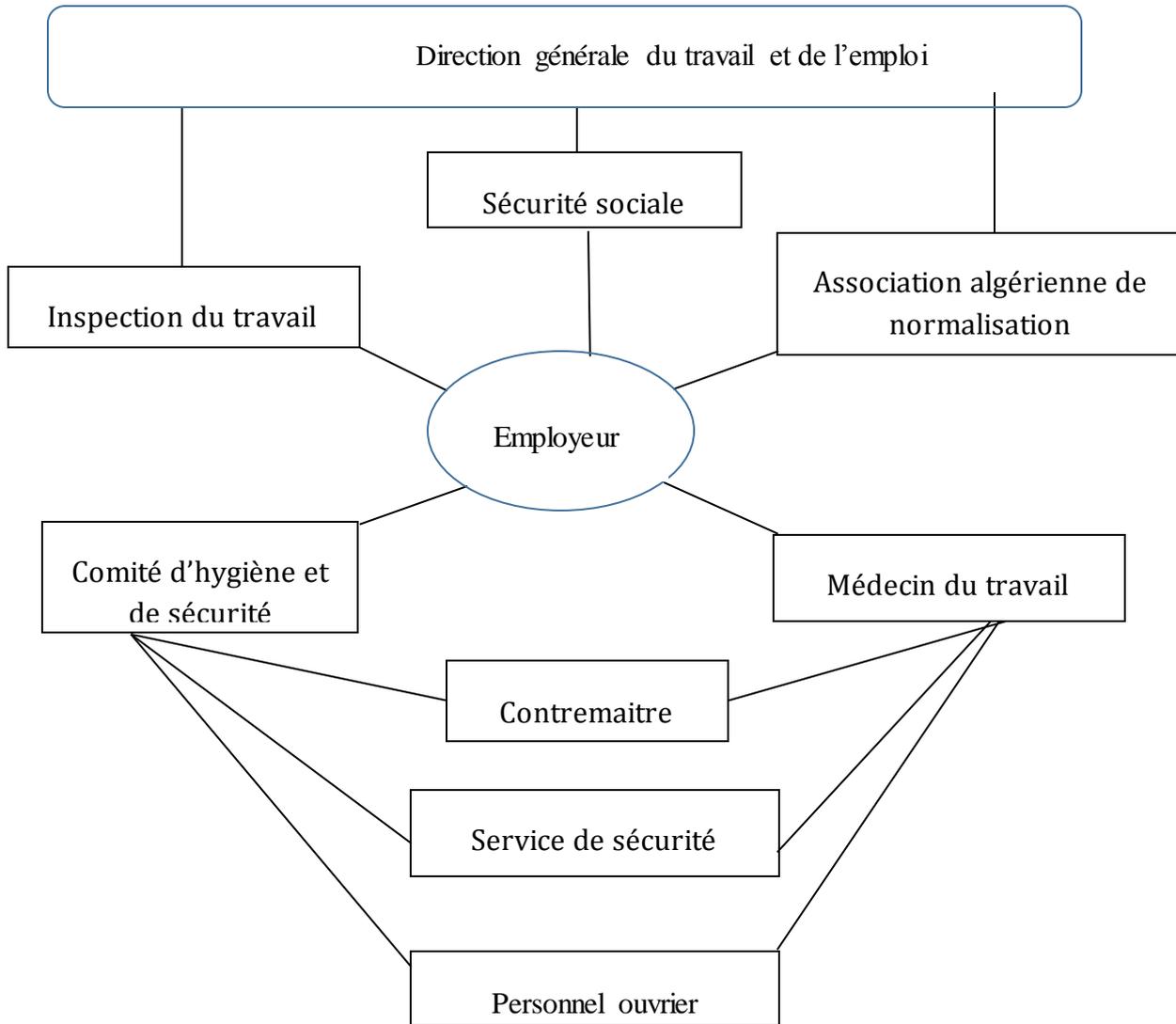


Figure IV. 6 : Organigramme de la prévention des accidents du travail

IV.7.6 Plan de sécurité adapté aux travaux de réalisation :

Puisque les travaux de terrassement sont les travaux qui prennent la plupart du temps dans la réalisation on a proposé plan de sécurité adapté aux travaux de terrassement généraux.

Chapitre IV : organisation et sécurité de chantier

IV.8 Conclusion :

D'après notre présent chapitre on peut conclure que l'élaboration d'un planning de travaux avant le commencement de la réalisation est une partie nécessaire lors de l'organisation de chantier car elle nous permet de délivrer notre projet à temps et une meilleure gestion du point de vue technique qu'économique de ce dernier et cela en définissant les rôles de chaque engin pour une meilleure gestion.

Tout en garantissant la sécurité de notre chantier car, parfois la négligence de l'homme au niveau du chantier peut avoir des conséquences irrévocable sur la production, et parfois l'arrêt de la réalisation du projet.

Chapitre V : estimation du cout de projet.

V.1. Introduction :

Afin d’avoir une idée sur le coût de réalisation de notre projet nous sommes tenu se de passer par le calcul des deux devis soit le devis quantitatif et le devis estimatif. Ce calcul consiste à déterminer les quantités de toutes les opérations effectuées sur le terrain pour la réalisation du projet, ensuite les multiplier par le prix unitaire correspondant aux différentes tâches effectuées.

V.2. Détermination des différents volumes pour le cas de l’aménagement :

V.2.1 Détermination de volume des déblais des tranchées :

Le volume de déblai « V_d » sera calculée par l’outil informatique (logiciels Auto-CAD et Covadis), le principe est d’introduire la forme du canal.

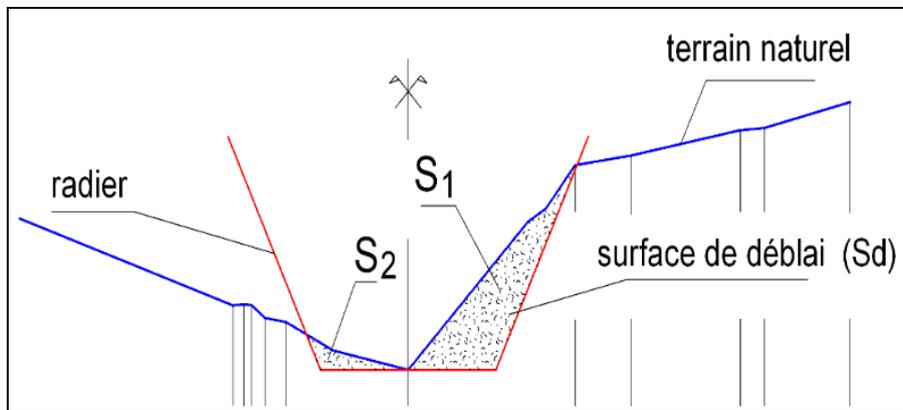


Figure V. 1 : Calcul de volume du déblai des tranchées.

Le volume de déblai est calculé comme suit :

$$V_d = [S_1 + S_2] \cdot L \quad (V.1)$$

Avec :

V_d : Volume de déblai en m^3 .

L : Longueur totale de la tranchée en (m).

V.2.2. Détermination de volume du remblai des tranchées :

C’est le même principe que pour le calcul du volume de déblai « V_r ».

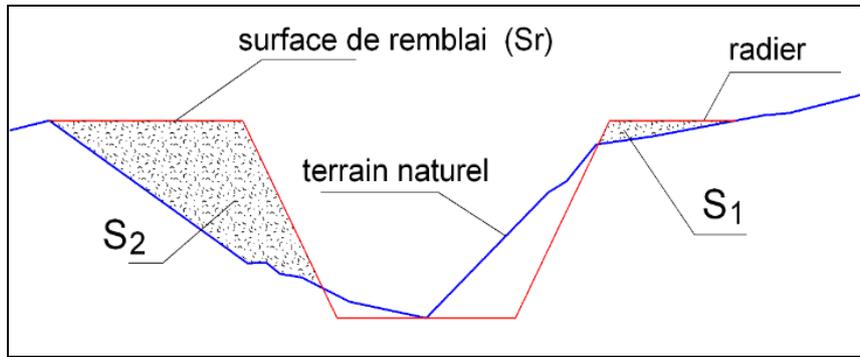


Figure V. 2 : Calcul de volume du remblai des tranchées.

Le volume de remblai est obtenu comme suit :

$$V_r = [S_1 + S_2] \cdot L \quad (V-1)$$

Avec :

V_r : Volume remblai en m^3 .

L : Longueur totale de la tranchée en (m).

V.2.3. Détermination du volume du lit du gravier :

Nous utiliserons cette formule :

$$V_{lg} = d_g \cdot L \cdot b_{radier} \quad (V-2)$$

V_{lg} : Volume du lit du gravier en (m^3).

d_g : Epaisseur de la couche de gravier ($d_g = 10$ cm).

L : Longueur totale de la tranchée en (m).

b_{radier} : Largeur de radier en (m).

V.2.4. volume du lit du béton de propreté :

Nous utiliserons cette formule :

$$V_{bp} = d_{bp} \cdot L \cdot b_{radier} \quad (V-3)$$

V_{bp} : Volume du béton de propreté en (m^3).

d_{bp} : Épaisseur de la couche de béton de propreté ($d_{bp} = 10$ cm).

b_{radier} : Largeur de radier en (m).

L : Longueur totale de la tranchée en (m).

V.3. Détermination des différents volumes :

V.3.1 Volume de la couche de terre végétale :

$$V_{cv} = H_v \cdot L \cdot B \quad (V.3)$$

V_{cv} : Volume de la couche de terre végétale en (m^3).

H_v : Profondeur la couche de terre végétale (on prend $H_v = 0,1$ m).

- L** : Longueur totale de la tranchée en (m).
- B** : Largeur de la couche de terre végétale en (m).

V.3.2 Volume des déblais des tranchées :

$$V_{ded} = B.L.H \quad (V.4)$$

- **V_d** : Volume des déblais des tranchées en (m³).
- **B** : Largeur de la couche du tronçon en (m).
- **L** : Longueur totale de la tranchée en (m).
- **H** : Profondeur de la tranchée en (m).

V.3.3 Volume du lit du sable :

$$V_{ls} = e.L.B \quad (V.5)$$

- **V_{ls}** : Volume du lit du sable en (m³).
- **e** : Epaisseur de la couche de sable en (m).
- **B** : Largeur de la couche du tronçon en (m).
- **L** : Longueur totale de la tranchée en (m).

V.3.4. Volume occupé par les conduites :

$$V_{condt} = L.\pi.D^2/4 \quad (V.6)$$

- **V_{cdt}** : Volume occupé par les conduites en (m³).
- **L** : Longueur totale de la tranchée en (m).
- **D** : Diamètre de la conduite en (m).

V.3.5. Volume du remblai :

$$V_r = V_{deb} - [V_{condt} + V_{cv} + V_{ls}] \quad (V.7)$$

V_r : Volume du remblai en (m³).

V.3.6. Volume excédentaire :

$$V_{exc} = V_f - V_{remb} \quad (V.8)$$

V_{exc} : Volume du sol excédentaire en (m³).

V_f : Volume du sol foisonné en (m³).

$$\text{Tel que } V_f = V_{deb} . K_f \quad (V.9)$$

- **K_f** : Coefficient de foisonnement dépend de la nature de sol pour notre cas on a :

$$K_f = 1,24.$$

les devis estimatifs de notre projet sont regroupées dans les tableaux suivants :

Chapitre V : estimation du cout de projet.

N°	Désignation des travaux	U	Qté	P.U	Montant
TERRASSEMENT					
01	Déblai de la tranché y/c toutes sujétion de bonnes réalisation	m ³	1200	200,00	305 000,00
02	Lit de pose en sable ép=10 cm y/c toutes sujétion de bonne réalisation	m ³	45	1500	67 500,00
03	Démolition de la chaussé avec bitume y/c la remise en état avec toute sujétion de bonne réalisation	m ²	200	1500	300 000,00
04	Remblai de la Tranché en TVO/TVC y/c toute sujétion de bonnes réalisation	m ³	900	1000	900 000,00
05	Transport des terres en excès t/c toute sujétion de bonnes réalisation	m ³	1 220	250	305 000,00
CANALISATION					
01	F/T/P de conduite en CAO série 6000 Ø600mm avec joint y/c toutes sujétion de bonne réalisation	ml	388	5500	2 134 000,00
GENIE CIVIL					
01	Réalisation de regard en BA double nappe T12/T10 espacement 15cm) de dimension intérieur 1*1m avec H > 2 m. avec tampon en fonte type assainissement.	U	1	70.000,00	770 000,00
02	Construction d'un ouvrage de rejet	U	1	60000	60 000,00
03	Réalisation des avaloires de dimensionnement 0.7 *0.7m	U	8	30000	240 000,00
04	Raccordement sur le réseau existant	U	2	20.000,00	40.000, 00
TOTAL en HT					5 121 500,00
T.V.A 19%					973 085,00
Total T.T.C					6 094 585,00

Tableau V. 1 : Devis estimatif et quantitatif Travaux d'assainissement collecteur DN600L=388ml

Chapitre V : estimation du cout de projet.

Tableau V. 2 : Devis estimatif et quantitatif de la réalisation du canal trapézoïdal de 470 ml

N°	Désignation des Travaux	U	Quantité	P,U	Montant (DA)
<u>A- TERRASSEMENT</u>					
01	Déblai en terrain meuble pour différentes profondeurs (selon profil en long), y compris toutes sujétions de bonne exécution	m3	6000	600	3 600 000.00
02	- Nivellement de fond de fouille.	m2	4000	350	1 400 000.00
03	- Transport des terres excédentaires à la décharge publique	m3	4000	1 500.00	6 000 000.00
04	- Fouilles en tranchées en terrain rocheux	m3	25	6 000.00	150 000.00
05	Remblai compacte des terres épierrées le long de la tranchée, y compris toutes sujétions de bonne exécution.	m3	2000	1500	3 000 000.00
<u>GENIE CIVIL</u>					
01	F/P de geotextil de 150 g/m2	m3	8335	1 000.00	8 335 000.00
02	Réalisation du canal Trapézoïdal (b=8m B=14m h=3m m=1/1) en béton armé dosé à 400 Kg/m3 avec un ferrailage T12 e =15 cm, avec barbes à cannes et joint water stop toutes sujétions (épaisseur : 0,25 m radier / 0.20 m sur les parements).	m3	1900	55 000.00	104 500 000.00
03	Réalisation d'un ouvrage de tête du canal Trapézoïdal (b=10m B=13.40 h=2.73m m=1/1) en béton armé dosé à 400 Kg/m3 avec un ferrailage T12 e =15 cm, joint water stop toutes sujétions (épaisseur : 0,25 m radier / 0.20 m sur les parements).	U	1	200 000.00	200 000.00
<u>AUTRES</u>					
01	- Fourniture de plans de recollement (plan de masse et profil en long) des travaux réalisés	FFT	6	150 000.00	900 000.00
TOTAL en H.T :					128 085 000.00
T.V.A 19% :					24 336 150 .00
TOTAL en T.T.C :					152 421 150.00

Chapitre V : estimation du cout de projet.

Tableau V. 3 : Tableau récapitulatif des opérations

N°	Désignation des travaux	U	Quantité	Prix Unitaires	Montant
1	LOT N°1 CANAL	1		128085000	128085000
2	LOT N°2 CANALISATION EN BETON ARME	1		51215000	5 121 500,00
Total HT					133206500.00
TVA 19 %					25309235.00
TOTAL TTC					158515735.00
SOIT					159 000 000.00

**ARRETE LA PRESENTE FICHE TECHNIQUE A CENT CINQUANTE-NEUF
MILLION DE DINAR ALGERIENS.**

Conclusion

La réalisation de ses activités entraine la mise à disposition de ressources matérielles, humaines et financières. La finalité étant de réaliser entièrement un projet bien déterminé dans des conditions de délais et de coût bien définies.

L'élaboration du présent chapitre nous as permis d'estimé le cout total de la réalisation de notre projet pour le but d'aménager oued Sidi Hmida et de proteger contre les inondations la station électrique de EL Borg, le montant total du projet a été estime à 159000000.00 DA avec un délai d'exécution de 8 mois.

Conclusion générale

La protection des sites contre les crues et les inondations est considérée comme étant une nécessité indispensable afin de réduire les dégâts matériels, économiques et humains.

L'aménagement de la zone sensée subir le risque des inondations repose sur plusieurs critères, dépendant de la topographie du terrain, la surface du bassin versant, la quantité de l'eau à évacuer et l'occupation de sol.

Afin de mener à bien cette tâche, nous avons dressé un plan d'étude dont les phases sont décrites à travers les cinq chapitres précédent, à savoir :

Une description plus ou moins détaillée du site, puis, une étude hydrologique qui, de par son importance, nous a permis de déterminer la pluie de projet et son débit correspondant. Ensuite, un choix de variante utilisée dans la conception du canal drainant les eaux pluviales du bassin versant étudié.

Dans notre étude, nous nous sommes intéressés à l'évacuation des eaux pluviales provenant du bassin versant situé au côté sud de la ville de MEFTAH. Le dimensionnement du canal sensé acheminé conjointement, les apports liquides et solides s'est fait à partir d'une analyse hydrologique d'une série chronologique de données pluviométriques. Des courbes IDF ont été établies pour la détermination de l'intensité maximale pour une durée de précipitations (temps de concentration du bassin versant) et une période de retour bien définie.

Le canal en question, devra collecter les eaux pluviales issues de notre bassin jusqu'à son exutoire, puis, il continue à s'alimenter par les eaux pluviales provenant du cours d'eau du bassin pour se déverser dans un exutoire, et comme notre bassin d'étude est équipé par station électrique on a projeté un réseau d'eau pluvial.

Enfin, cette étude comme nous l'espérons, va contribuer à mettre fin au risque encouru par la Station électrique ou d'au moins, amortir l'ampleur des dégâts occasionnés à chaque événement pluvieux.

VI. Bibliographie

1. DEWIL, P. ALL. *LA LUTTE CONTRE LES INONDATIONS*.
2. BRAVARD, Jean-Paul et PETIT, François. *Les cours d'eau: dynamique du système fluvial*. 2000.
3. Samira, TAHAR. *IMPACT DES INONDATIONS SUR L'ESPACE URBAIN LE CAS DE LA WILAYA SIDI BEL ABBES*. 2013.
4. BARROCA B, POTTIER N, LEFORT E. *Analyse et évaluation de la vulnérabilité aux inondations du bassin de l'Orge Aval*. janvier 2005.
5. *Actes des Journées Techniques/ Risques Naturels : Inondation, Prévision, Protection ANRH. ALGER*.
6. B, DEFRANCE. *Plan de prévention des risques naturels d'inondation (PPRni) Brévenne –Turdine*. 2009.
7. *Cartographie des zones inondables de la plaine de sidi Bel Abbes par l'approche Hydro géomorphologique Mémoire Magister Université de Sidi Belabbes*. 2007.
8. UNDMTP. *Evaluation des risques et vulnérabilité*. cité dans SOLOFONIRINA : s.n., 2009.
9. B, BARROCA. *Risque et vulnérabilités territoriales : les inondations en milieu urbain, Thèse de Doctorat en hydraulique*. 2006.
10. Touaibia, Bénina. *Manuel pratique d'hydrologie*. blida : s.n., Mars 2004.
11. Gardel, Bonnard et. 1996.
12. *Courbes intensité—durée—fréquence des précipitations à Yangambi, Congo, au moyen de différents modèles de type Montana*. MOHYMONT, Bernard et DEMARÉE, GASTON R. 2, Congo : s.n., 2006, Vol. 51.
13. GRAF, Walter Hans, ALTINAKAR, Mustafa Siddik, et al. *River hydraulics: part 1. Uniform and non-uniform permanent flow*. Presses polytechniques et universitaires romandes. 1993.
14. DEGOUTTE, Gérard. *aide-mémoire d'hydraulique a surface libre*. 2007.
15. Chow, V.T. *Open Channel Hydraulics*. New York. : McGraw - Hill Book Co. Inc, 1959.
16. LENCASTRE, Armando. *Hydraulique générale*. 1996.
17. BOURQUE, Denis, COMEAU, Yvan, et FAVREAU, Louis (ed.). *L'organisation communautaire: fondements, approches et champs de pratique*. 2007.
18. BOULANGER, P., DONATI, P., et GALMICHE, J. P. *L'environnement vibratoire aux postes de conduite des mini-engins de chantier*. 1996 : s.n.
19. annie Thebaud, Philippe Davezien, Laurent Vogel Serge Volkoff. *Les risque du travail*.
20. BABIN, Matthieu. *Santé et sécurité au travail*. France : Wolters Kluwer France, 2011.

21. SAAD, BENNIS. *Hydraulique et hydrologie*. canada : s.n., 2004.
22. PIERRICK, BLIN. *Développement d'une nouvelle méthode de cartographie du risque unitaire d'inondation (crue) pour des résidences-Université du Québec*. 2001.
23. Cherifa Abdelbaki, Mohamed Amine Allal, Mohamed Bachi. *Cartographie de l'aléa inondation par approche hydraulique*. sidi bel abbés,Algerie : universitaires européennes, 2011.
24. *Première évaluation nationale des risques d'inondation Principaux résultats - EPRI*. 2011.
25. *mémoire pour l'obtention d'un diplôme de magistère option : hydrogéologie*.
26. *(Conception réalisation : Alp'Géorisques et Graphies)*. s.l. : Prime.net, 2009.

Liste des annexes

ANNEXE N°03

Tableau 1 : Série des pluies annuelles de la station de Larabaa

Mois	Septembre	Octobre	Novembre	Octobre	Janvier	Février	Mars	Avril	Mais	Juin	Juillet	Aout	annuel
1985-1986	75.5	38.5	146	46	73	75.5	215	31.5	3	23.5	21.5	0	749
1986-1987	58	34	101	208.5	123.5	150.6	24.5	1	115.1	32	1	1	850.2
1987 -1988	22	41	122.5	38	35	60.5	63	47	42.5	36.6	0	0	508.1
1988-1989	34	42.5	32.5	225.7	11.5	17.5	13.5	63	24	7	1	1.5	473.7
1989-1990	3	3.5	11.5	30	9	0	35.2	56.2	50.3	0	2.4	0	201.1
1990-1991	4.3	12.7	34.2	81.7	102.4	113.1	59	22	35	4	0	3	471.4
1991-1992	9	200.8	31	7.2	200.7	24.3	91.6	111.9	104.9	25.3	3.5	0	810.2
1992-1993	9.8	88.9	121.1	73.4	31.3	67.7	54.9	68.1	58.4	0	3.1	3.6	580.3
1993-1994	28.9	57.9	122.7	95.1	164.5	51	0	85	0.5	0	0	0	605.6
1994-1995	109.2	53.5	43.3	127.8	243.8	46.7	111.5	18.9	0	28.6	0	14.5	797.8
1995-1996	21.1	38.8	39.6	31.2	142.3	166	38.3	224.8	20.9	40	1.9	1.2	766.1
1996-1997	47.2	51	24.1	50.8	30.4	28.5	18.7	96.8	31.8	7	2	9.6	397.9
1997-1998	45.2	94	159.7	118	48.7	70.4	67.2	65.9	168.8	3.9	0	9.5	851.3
1998-1999	24.6	30.4	115.5	55.8	122.7	119.2	69.9	14.8	4.6	2.9	0	1.5	561.9
1999-2000	26.5	19.5	113.4	202	4.1	7.3	10.5	34.3	33.7	0	0	0	451.3
2000-2001	4.4	30.4	88.5	63.8	159.6	64.6	0	33.8	2.4	0	0	0	447.5
2001-2002	19.8	11.3	45.3	64.7	50.3	25.2	66.6	61.9	22.3	0	6.5	31.9	405.8
2002-2003	24.2	34.9	141.1	214.2	143	141.9	18	125.5	54.2	0	1.1	0	898.1
2003-2004	50.9	45	60.2	148.6	112	70.2	85.2	67.4	136.8	0	21.2	0	797.5
2004-2005	18	32.5	120.1	192.2	93.9	133.5	30.7	21.2	2.4	0	0	0	644.5
2005-2006	21.6	50.7	73.8	90.2	170.5	133.4	24.3	1.8	37	0	0	3.8	607.1
2006-2007	10.8	25.5	26.1	264.7	5.2	89.5	226.2	120.7	4.7	0.9	0	8.5	782.8
2007-2008	70.3	135.5	153	101.2	0	43.2	81.7	25.4	68.2	1.4	6	0	685.9
2008-2009	17.5	10.5	103.9	187	193.6	21.8	90.1	75.2	14.8	0	0	0	714.4
2009-2010	100.4	30.4	47.3	153.3	87.4	43.6	114.1	32.6	27.2	0	0	53	689.3
2010-2011	7.9	43.6	29.2	74.3	101.5	135.9	18.3	61	118.9	21.5	0	1	613.1
2011-2012	20.3	36.7	13.2	49.1	38.8	220.5	117.1	89.7	10.9	0	0	24.6	620.9
2012-2013	4.5	49.4	80.3	39.5	87.1	89.9	47.9	74.7	154.4	3.4	0	10.7	641.8
2013-2014	7.9	18.1	145.7	111.2	61	86.3	120.5	1.4	5.8	67.3	0	0	625.2
2014-2015	24.2	26.6	42.2	188.2	121.8	119.2	51.8	0	11	3.6	0	0	588.6
2015-2016	8.1	45.8	54.8	0	79	86.3	125.2	48.3	44.6	0	0	0	492.1

Source : ANRH Blida
02/05/2017

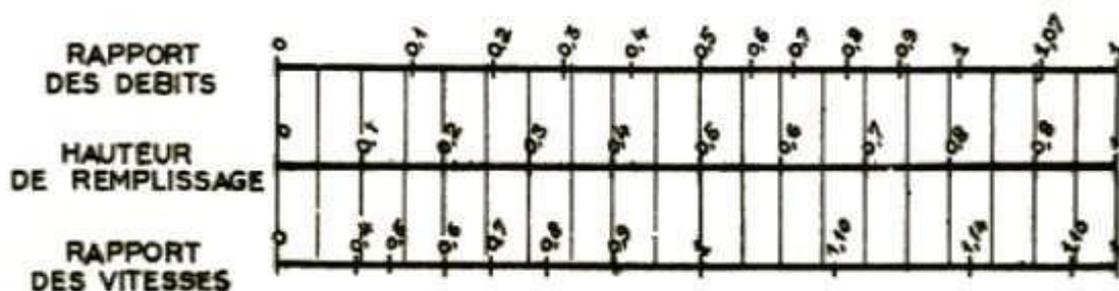
Tableau 2 : Série des pluies maximales journalières de la station de Larabaa

Mois	Septembre	Octobre	Novembre	Octobre	Janvier	Février	Mars	Avril	Mais	Juin	Juillet	Aout	PJ max (mm)
1985-1986	22	24	91	11.5	11	34	81	12	2.5	23	19.5	0	91
1986-1987	42	8	28.5	40	33	25.5	4.5	0.5	101.5	32	0.5	0.5	101.5
1987 -1988	17	17.5	35	16.5	19.5	20.5	42	15.5	22	16.6	0	0	42
1988-1989	13	38	19.5	55.5	3	12.5	4.5	28	19	3.5	1	1.5	55.5
1989-1990	1.5	2	2.5	25	2.1	0	8.8	16	10	0	2.4	0	25
1990-1991	2	8	8	16	30	22.8	20	10.8	18	2.4	0	2	30
1991-1992	5	80	16.6	3.4	77.6	14.1	24.9	38.1	37	12.5	2	0	80
1992-1993	5.5	73	69.7	13.9	22.4	24.8	19	18	38.6	0	2.7	2.8	73
1993-1994	19	34.7	26.2	34.6	128	26.5	0	28.5	0.5	0	0	0	128
1994-1995	43	17.1	22.6	40	80	25	41	6.8	0	15.6	0	5	80
1995-1996	8.4	20	15.5	10	43	32.1	16	72	8	14.5	1	1.2	72
1996-1997	40.3	15	9.3	22	14	25.5	16.9	44	13	7	1.7	9.1	44
1997-1998	25	53	42.8	30.5	27.3	33	15.4	31	46	3.9	0	6	53
1998-1999	8.6	11.2	24.5	30	28	55	29.9	7.1	3.6	2.9	0	1.5	55
1999-2000	25	16	18.2	42.8	2.3	7.3	10	12.5	19.5	0	0	0	42.8
2000-2001	4.4	14.8	24.5	24	37	27.5	0	14.3	2.4	0	0	0	37
2001-2002	10.8	8.5	29.6	20.4	28	15.8	22.8	27.2	13.3	0	3.6	26	29.6
2002-2003	24.2	26.5	45	70.5	37	56.3	10	44.4	27	0	0.6	0	70.5
2003-2004	19	10	25.2	33.9	38.4	34.5	43.8	32.2	33	0	8.1	0	43.8
2004-2005	16.5	26.5	62	36.1	32	18.8	14.4	8.1	2.4	0	0	0	62
2005-2006	10.2	26.5	20.9	32	34.2	39	12.1	1	16	0	0	3.8	39
2006-2007	5.5	25	25.8	54	2.1	31.4	76.8	37	3.2	0.9	0	8	76.8
2007-2008	42.2	47.6	40	32	0	13.2	24.7	19	19.6	0.9	5.5	0	47.6
2008-2009	12	6	35	40	36	14.6	22.5	12	12.8	0	0	0	40
2009-2010	45	22	27.3	36	35.2	12.5	56	10	11.3	0	0	24	56
2010-2011	4	18.6	12	20.1	62	27.8	11.5	21.6	47.9	15.2	0	1	62
2011-2012	18.8	18.7	9.5	22.5	15.8	38.5	30.2	21	6.2	0	0	16.5	38.5
2012-2013	4.5	26.1	18.9	12	16	28.5	18.5	30.9	86.3	3.4	0	7.8	86.3
2013-2014	7.4	12.5	31.5	60.3	35	23.7	32.8	1.4	3.1	49.8	0	0	60.3
2014-2015	23.1	15.3	12.8	43.7	40	24.3	28.2	0	5.5	2.8	0	0	43.7
2015-2016	2.6	28.5	15.2	0	48.1	32.7	51.4	26.1	39.4	0	0	0	51.4

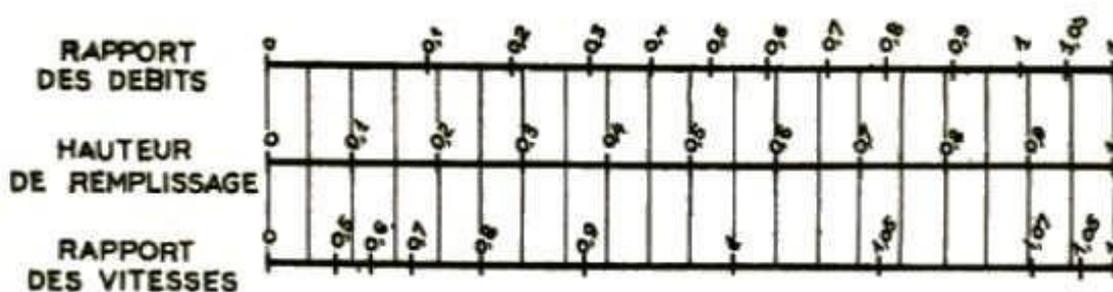
Source : ANRH Blida
02/05/2017

ANNEXE N°01

a) Ouvrages circulaires

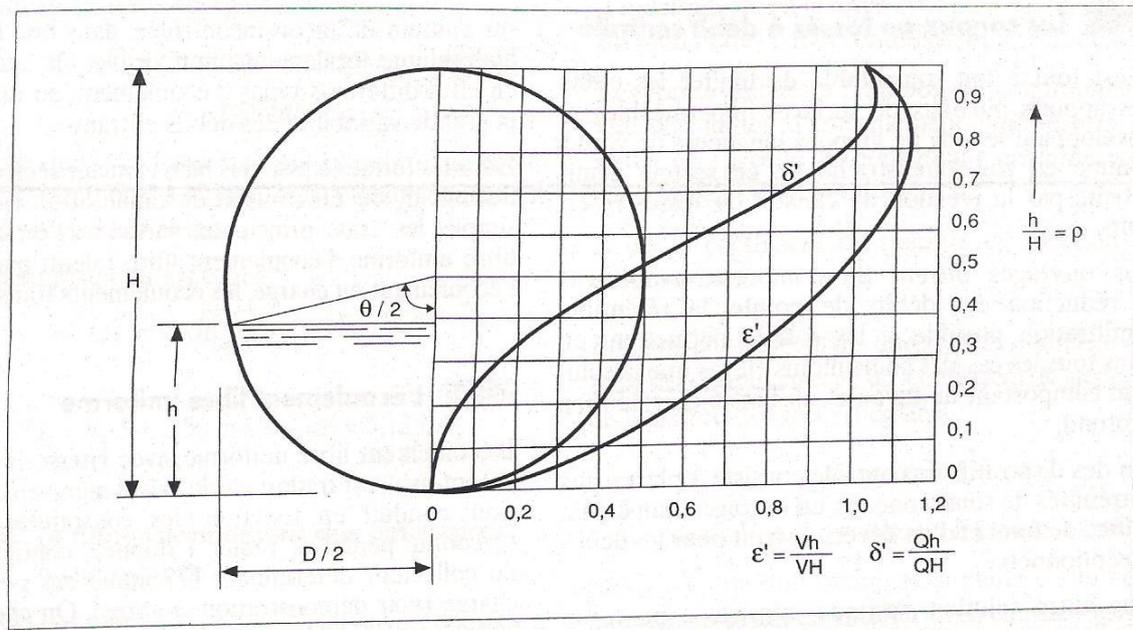


b) Ouvrages ovoïdes normalisés



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

ANNEXE N°02 : abaque de calcul de Rv ET Rh en fonction de Rq :



Relations hydrauliques pour différentes hauteurs de remplissage dans le cas des canalisations a section circulaire

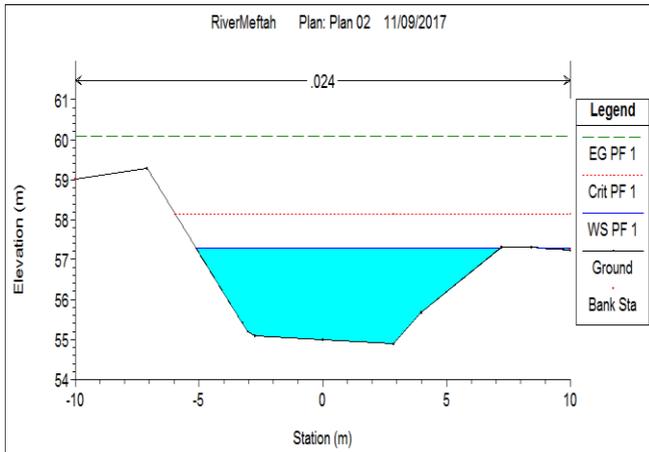
Rq	Rh	Rv	a	b	a'	b'
0.001	0.025	0.159	7,14285714	0,01785714	28	0,131
0.0045	0.05	0.257	3,73134328	0,03320896	10,8955224	0,20797015
0.0112	0.075	0.333	2,60416667	0,04583333	7,39583333	0,24716667
0.0208	0.1	0.401	1,98412698	0,05873016	5	0,297
0.0334	0.125	0.464	1,63398693	0,07042484	3,39869281	0,35048366
0.0487	0.15	0.516	3,125	-0,0021875	6,375	0,2055375
0.0567	0.175	0.567	0,80906149	0,12912621	1,55339806	0,47892233
0.0876	0.2	0.615	1,05485232	0,10759494	1,89873418	0,44867089
0.113	0.225	0.66	0,98814229	0,11501976	1,58102767	0,48403162
0.1366	0.25	0.7	0,84745763	0,13423729	1,28813559	0,52404068
0.1956	0.3	0.776				
0.2623	0.35	0.842	0,74962519	0,15337331	0,98950525	0,58245277

Suite ANNEXE N°02 : Relations hydrauliques pour différentes hauteurs de remplissage dans le cas des canalisations à section circulaire.

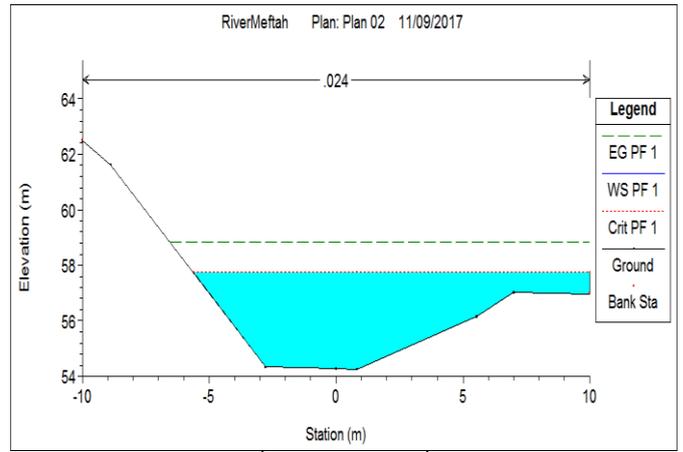
R _q	R _h	R _v	A	b	a'	b'
0.2623	0.35	0.842	0,67476383	0,17300945	0,8097166	0,62961134
0.3364	0.4	0.902	0,62111801	0,1910559	0,65838509	0,68051925
0.4169	0.45	0.955	0,60386473	0,19824879	0,54347826	0,72842391
0.4997	0.5	1	0,58411215	0,20811916	0,44392523	0,77817056
0.5853	0.55	1.038	0,58139535	0,2097093	0,38372093	0,81340814
0.6713	0.6	1.071	0,59737157	0,19898447	0,33452808	0,8464313
0.755	0.65	1.099	0,60240964	0,19518072	0,26506024	0,89887952
0.838	0.7	1.121	0,69541029	0,11724618	0,13908206	1,00444924
0.9099	0.75	1.131	0,69060773	0,12161602	0,22099448	0,92991713
0.9461	0.775	1.139	0,85616438	-0,03501712	0	1,139
0.9753	0.8	1.139	0,8650519	-0,04368512	0	1,139
1.0042	0.825	1.139	0,95057034	-0,12956274	0	1,139
1.0305	0.85	1.139	1,34408602	-0,53508065	-0,43010753	1,58222581
1.0491	0.875	1.131	1,53374233	-0,73404908	-0,42944785	1,58153374
1.0654	0.9	1.124	3,37837838	-2,69932432	-1,75675676	2,99564865
1.0728	0.925	1.111	0,03781004	0,88443739	-0,02722323	1,14020508
1.0734	0.95	1.093	-0,03712504	1,01437481	0,8097166	0,62961134
1.0606	0.975	1.068	-0,41254125	1,41254125	0,65838509	0,68051925

Annexes N°4

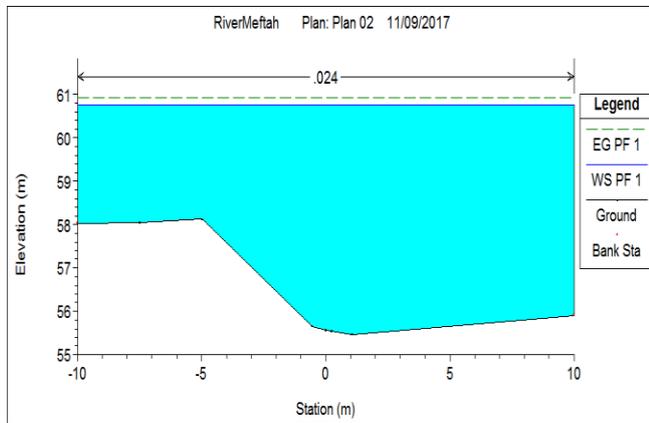
-Figures de simulation de l'Oued SIDI hmida à son état naturel



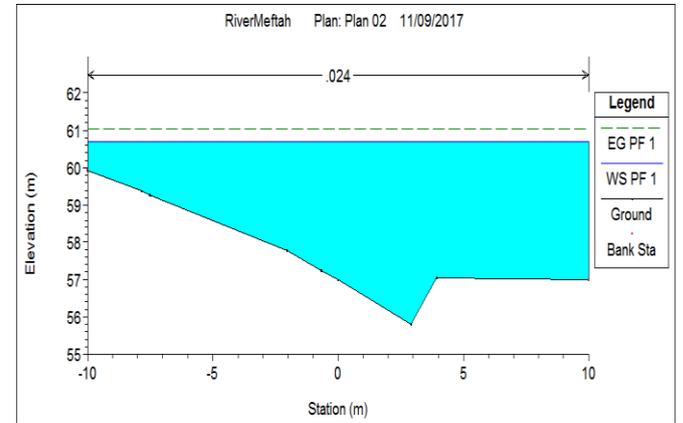
Profile 1



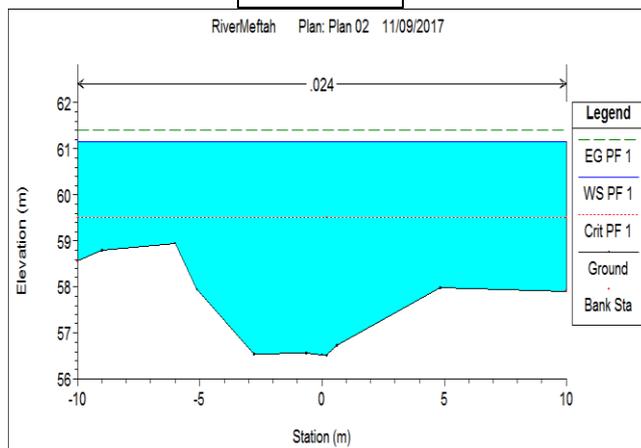
Profile 2



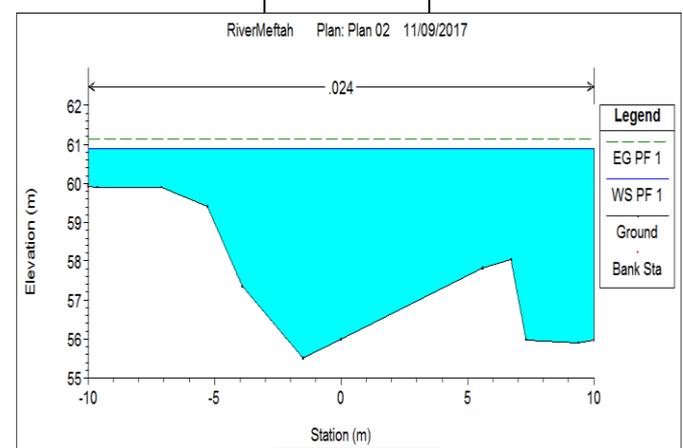
Profile 3



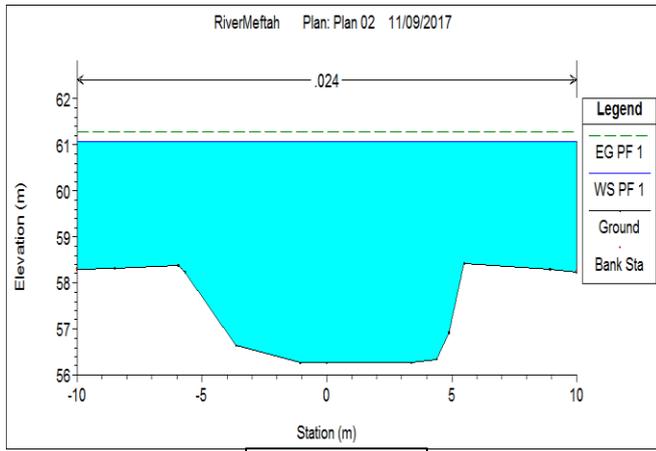
Profile 4



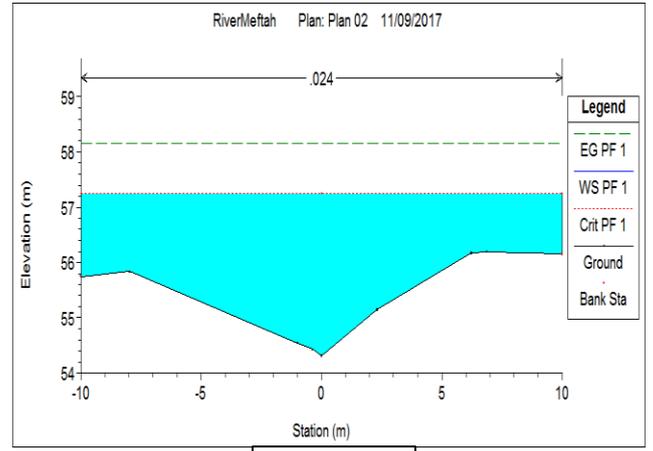
Profile 5



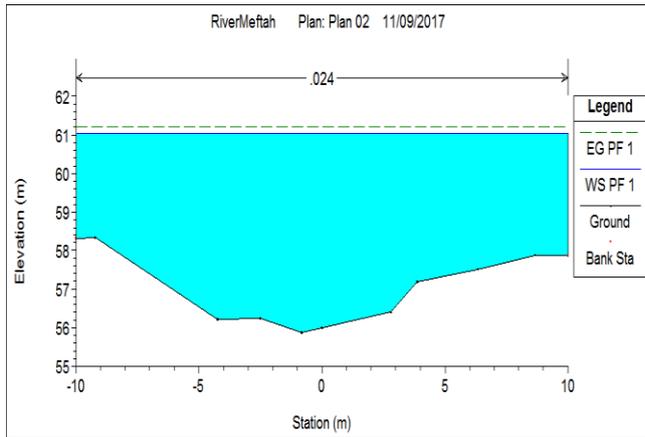
Profile 6



Profile 7



Profile 8



Profile 9

W.SPF : Altitude du plan d'eau calculé
 Crit PF : Altitude qui correspond à la hauteur critique
 Ground : La base



Table 1 : Paramètres de l'écoulement a l'etat naturel

River Sta	Q Total	cote du radier	A.L d'eau	Plan critique	P.L d'énergie	pente l d'énergie	la vitesse	surface mouillé	largeur ou miroir	largeur ou miroir
	(m3/s)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m/m)	(m/s)	(m2)	(m)	
850	152.72	56.51	61.15		61.4	0.001	2.21	69.05	20	0.38
800	152.72	56.99	61.04		61.35	0.001	2.47	61.72	20	0.45
750	152.72	56.26	61.06		61.28	0.001	2.07	73.69	20	0.34
700	152.72	55.59	61.05		61.24	0.001	1.93	79.15	20	0.31
650	152.72	55.88	61.03		61.21	0.000	1.89	80.7	20	0.3
600	152.72	55.86	60.96		61.18	0.001	2.08	73.58	20	0.35
550	152.72	55.51	60.88		61.14	0.001	2.25	67.98	20	0.39
500	152.72	55.82	60.81		61.09	0.001	2.32	65.78	20	0.41
450	152.72	55.8	60.71		61.03	0.001	2.51	60.77	20	0.46
400	152.72	55.57	60.77		60.95	0.000	1.86	81.96	20	0.29
350	152.72	55.47	60.76		60.92	0.000	1.81	84.42	20	0.28
300	152.72	56.2	59.89	59.89	60.79	0.006	4.22	36.2	20	1
250	152.72	54.89	58.45		59.25	0.004	3.96	38.56	16.27	0.82
200	152.72	54.64	58.6		59.02	0.001	2.88	53.06	17.27	0.52
150	152.72	54.27	57.76	57.76	58.83	0.006	4.59	33.3	15.64	1
100	152.72	54.08	57.98		58.33	0.001	2.61	58.42	20	0.49
50	152.72	54.31	57.25	57.25	58.16	0.006	4.21	36.23	20	1

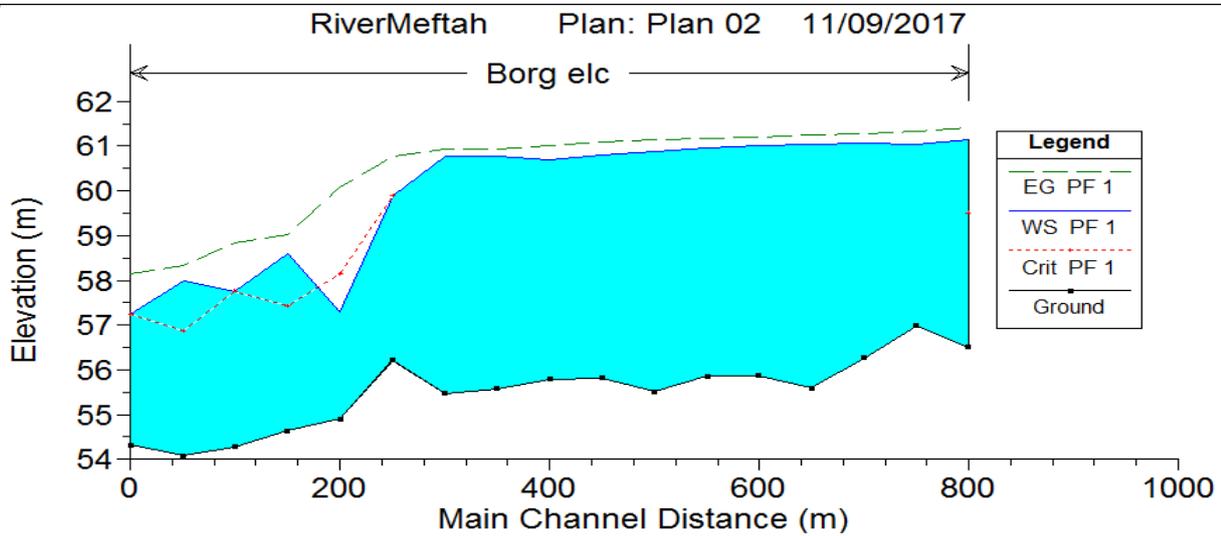
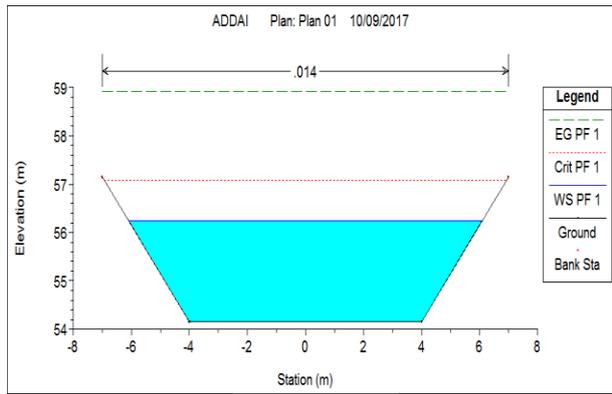
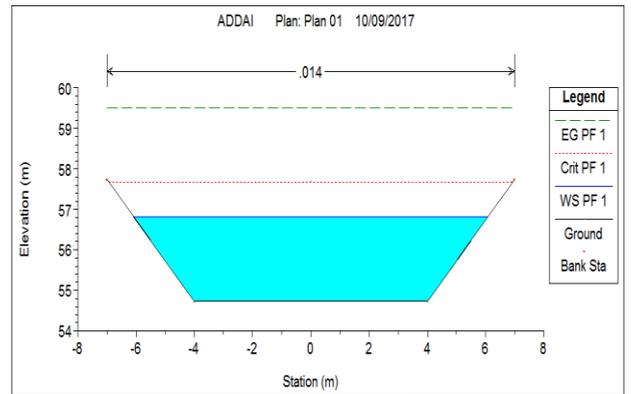


FIGURE 1 : la ligne d'eau de oued Sidi hmida a l'état naturel

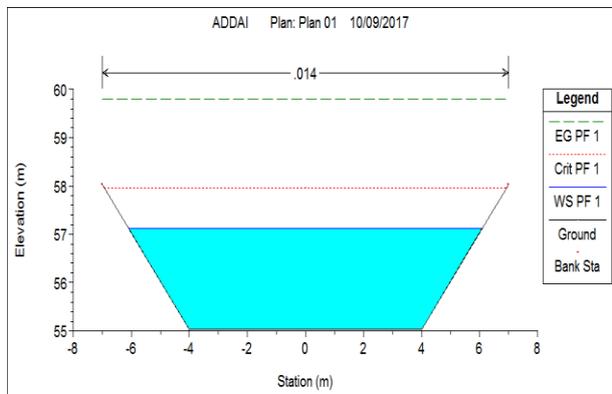
Figures de simulation de l'Oued SIDI Hmida après aménagement :



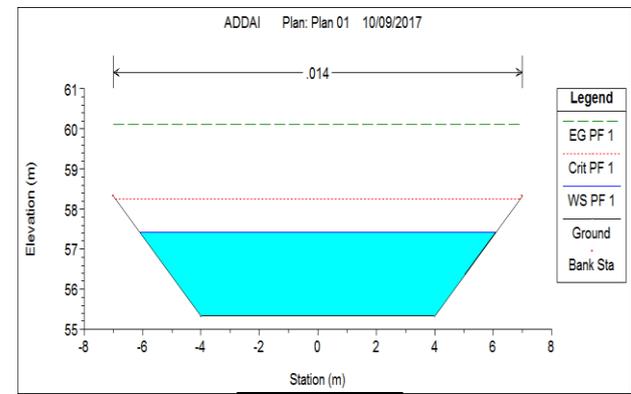
Profile 1



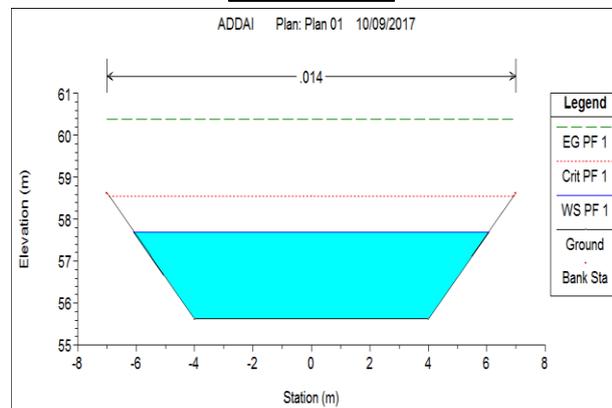
Profile 2



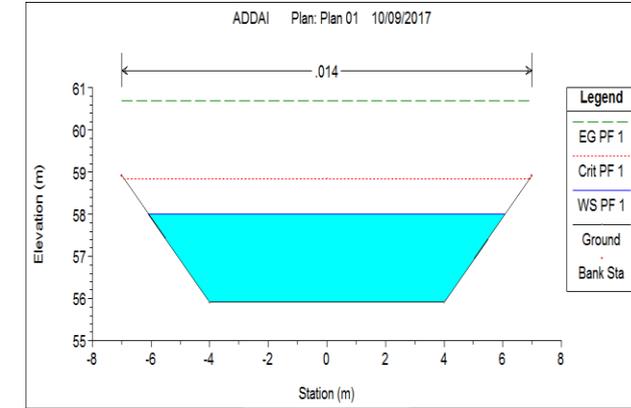
Profile 3



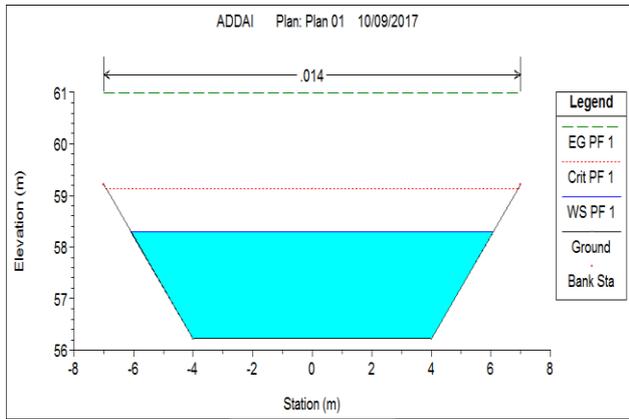
Profile 4



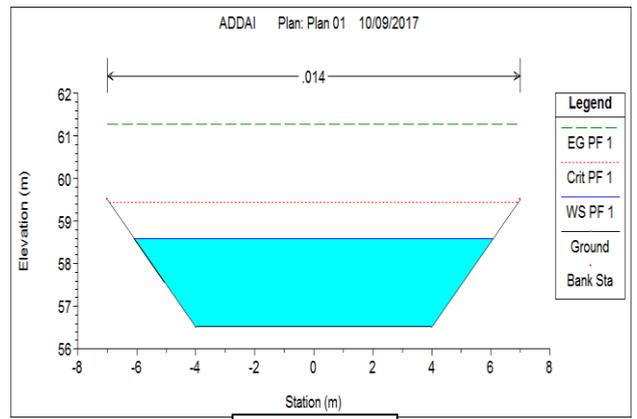
Profile 5



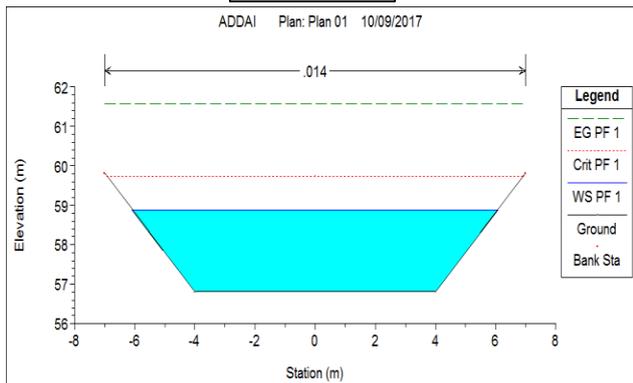
Profile 6



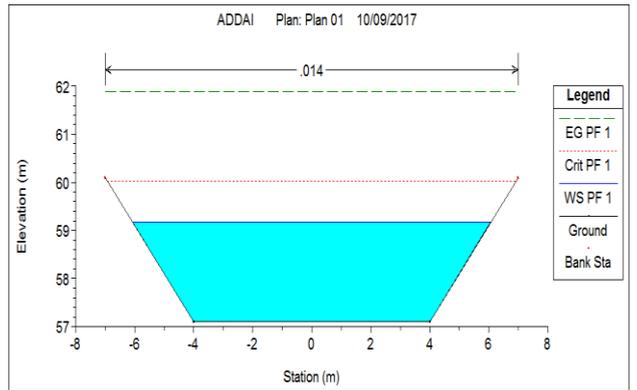
Profile 7



Profile 8



Profile 9



Profile 10

W.S PF : Altitude du plan d'eau calculé
 Crit PF : Altitude qui correspond à la hauteur critique
 Ground ; La base

Table 2: Paramètres de l'écoulement pour le canal d'aménagement

River Sta	Q Total	cote du radier	A.L d'eau	Plan critique	P.L d'énergie	pente l d'énergie	la vitesse	surface mouiller	largeur ou miroir	largeur ou miroir
	(m3/s)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m/m)	(m/s)	(m2)	(m)	
500	152.72	57.1	60.03	60.03	61.19	0.002	4.78	31.98	13.85	1
450	152.72	56.8	59.73	59.73	60.89	0.002	4.78	31.98	13.85	1
400	152.72	56.51	59.44	59.44	60.6	0.002	4.78	31.98	13.85	1
350	152.72	56.21	59.14	59.14	60.3	0.002	4.78	31.98	13.85	1
300	152.72	55.92	58.85	58.85	60.01	0.002	4.78	31.98	13.85	1
250	152.72	55.63	58.55	58.55	59.71	0.002	4.78	31.98	13.85	1
200	152.72	55.33	58.26	58.26	59.42	0.002	4.78	31.98	13.85	1
150	152.72	55.04	57.96	57.96	59.12	0.002	4.78	31.98	13.85	1
100	152.72	54.74	57.67	57.67	58.83	0.002	4.78	31.98	13.85	1
50	152.72	54.44	57.37	57.37	58.53	0.002	4.78	31.98	13.85	1
25	152.72	54.15	57.08	57.08	58.24	0.002	4.78	31.98	13.85	1
0	152.72	54.15	57.08	57.08	58.24	0.002	4.78	31.98	13.85	1

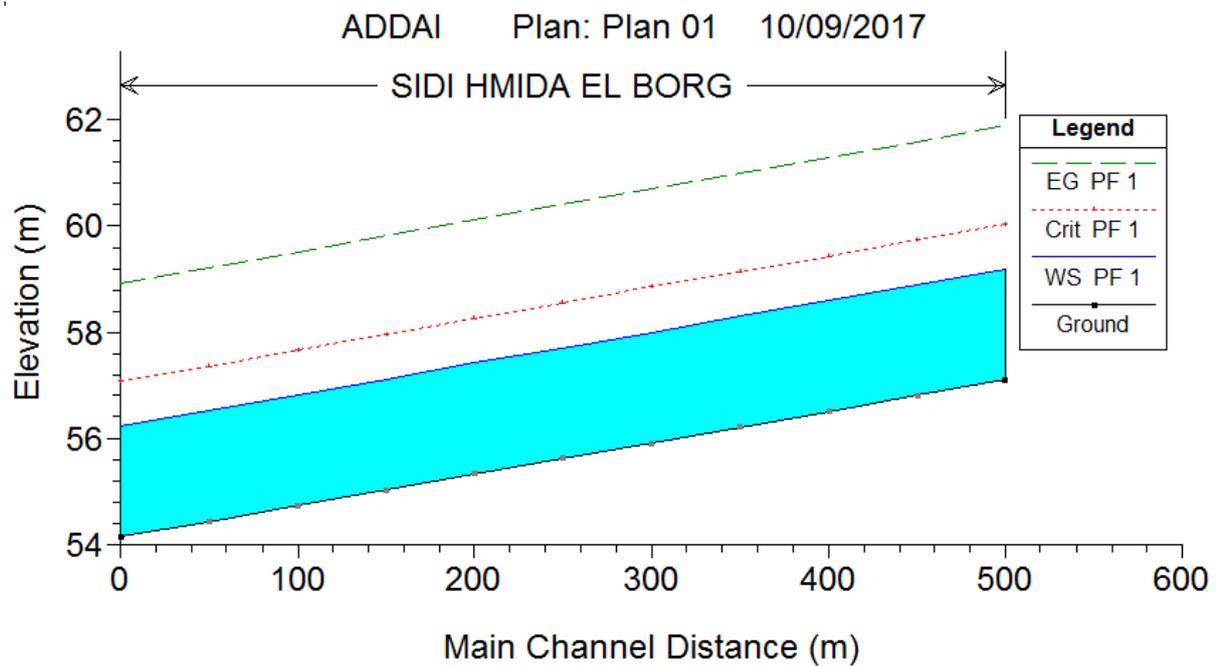


FIGURE 2: la ligne d'eau de canal d'aménagement

ANNEXE N°03 : PLAN STATION ELECTRIQUE EL BORG

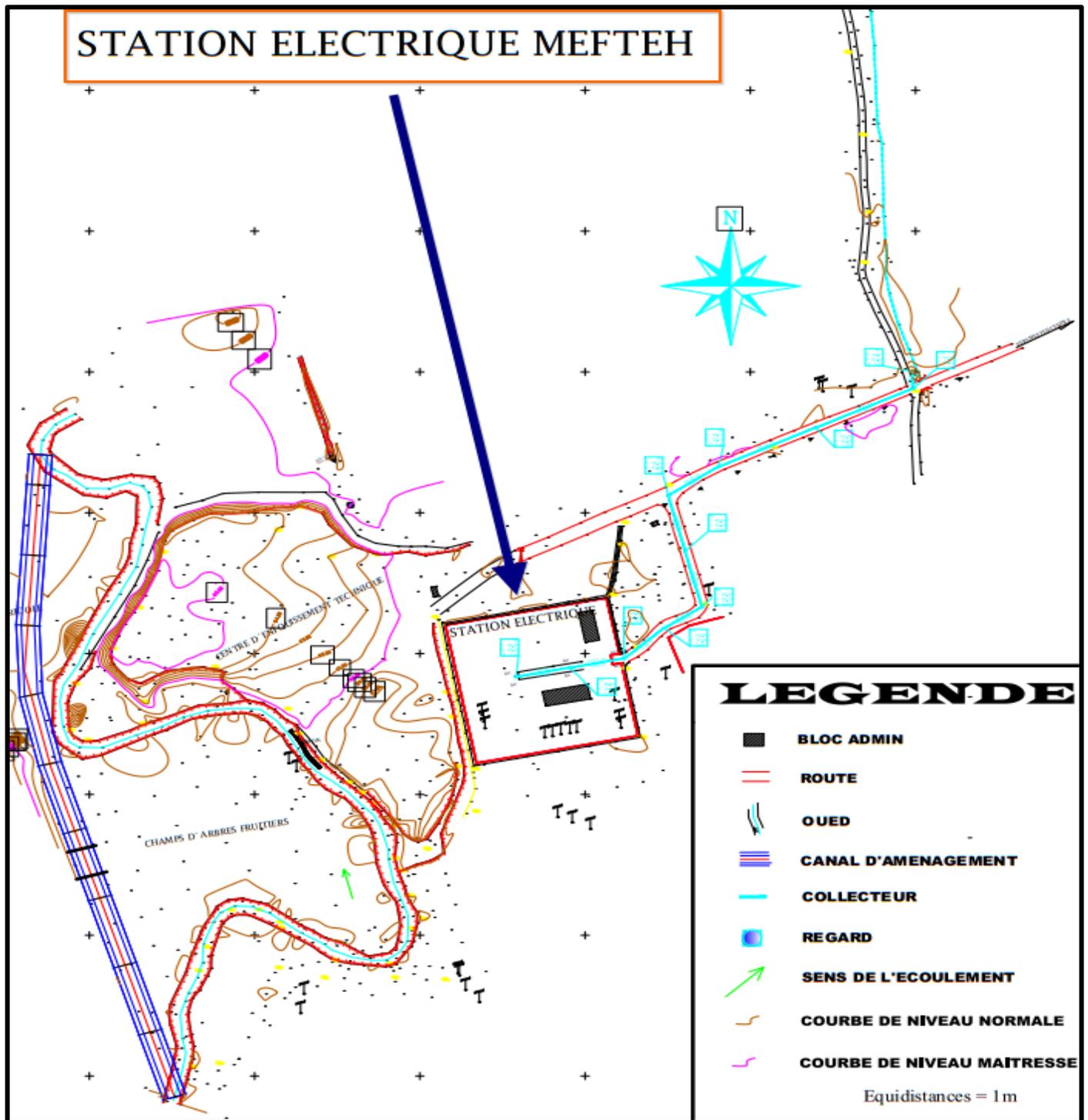


FIGURE 3: la ligne d'eau de canal d'aménagement