

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE
ECOLE NATIONALE SUPERIEURE D'HYDRAULIQUE- ARBAOUI Abdallah -

DEPARTEMENT GENIE DE L'EAU

MEMOIRE DE FIN D'ETUDES

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

Option : Conception Des Systèmes d'Assainissement

THEME :

**ETUDE DE LA PROTECTION DE LA VILLE DE
GRAREM GOUGA (W.MILA) CONTRE LES
INONDATIONS**

Présenté par :

M^r BENAMEUR Kamal

DEVANT LES MEMBRES DU JURY

Nom et prénom	Grade	Qualité
M^r M.MEDDI	Professeur	Président
M^{me} F.DERNOUNI	M A.A	Examinatrice
M^{me} N.CHENITI	M A.B	Examinatrice
M^{me} C.MAZARI	M A.A	Examinatrice
M^{me} S.BELLABAS	M A.B	Examinatrice
M^r A.AMMARI	M A.A	Promoteur

Septembre 2012

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE
ECOLE NATIONALE SUPERIEURE D'HYDRAULIQUE- ARBAOUI Abdallah -

DEPARTEMENT GENIE DE L'EAU

MEMOIRE DE FIN D'ETUDES

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

Option : Conception Des Systèmes d'Assainissement

THEME :

**ETUDE DE LA PROTECTION DE LA VILLE DE
GRAREM GOUGA (W.MILA) CONTRE LES
INONDATIONS**

Présenté par :

M^r BENAMEUR Kamal

DEVANT LES MEMBRES DU JURY

Nom et prénom	Grade	Qualité
M^r M.MEDDI	Professeur	Président
M^{me} F.DERNOUNI	M A.A	Examinatrice
M^{me} N.CHENITI	M A.B	Examinatrice
M^{me} C.MAZARI	M A.A	Examinatrice
M^{me} S.BELLABAS	M A.B	Examinatrice
M^r A.AMMARI	M A.A	Promoteur

Septembre 2012

Dédicace

A chaque fois qu'on achève une étape importante dans notre vie, on fait une pose pour regarder en arrière et se rappeler toutes ces personnes qui ont partagé avec nous tous les bons moments de notre existence, mais surtout les mauvais. Ces personnes qui nous ont aidés sans le leur dire, soutenus sans réserve, aimé sans compter, ces personnes à qui notre bonheur devient directement le leur, à qui un malheur en nous, en eux se transforme en pleur. Je dédie ce modeste travail en signe de reconnaissance et de respect.

- *A mes parents : Ammar et Aida.*
- *A mes frères et mes sœurs : Fatima, Nassira, Samira, Hocine, Aïmed, Abdelhak.*
- *A toute ma famille surtout : Sara et Amina.*
- *A mes copains de chambre : D08, C601.*
- *A tous mes enseignants et amis de l'ENSH*

Kamal Benameur

Remerciement

Tout travail réussi dans la vie nécessite en premier lieu la bénédiction de Dieu, et ensuite l'aide et le support de plusieurs personnes. Je tiens donc à remercier et à adresser ma reconnaissance à toute personne qui m'a aidé de loin ou de près afin de réaliser l'un de mes rêves...

Tout d'abord, je tiens à remercier très vivement mon directeur du mémoire, Mr AMMARI.A , pour ses qualités humaines et scientifiques. Je ne pourrai jamais oublier sa gentillesse, sa générosité, son esprit de recherche et ses commentaires efficaces. Un grand merci de m'avoir donné la chance de réaliser ce modeste travail.

Je remercie vivement les membres du jury pour le soutien et l'intérêt qu'ils ont portés à ce travail.

Je remercie fortement et de tout mon cœur mes vifs remerciements vont également à tous mes amis pour l'appui moral qu'ils m'ont témoigné,

Pour terminer, j'adresse mon grand amour à mes parents, mon père pour son sacrifice ma mère pour sa tendresse, mes frères, mes sœur et toute la famille. C'est grâce à leur amour et leurs sacrifices que ce mémoire a été mené à bonne fin. Mon plus grand souhait dans cette vie, c'est de les voir toujours à côté de moi, en bonne santé, heureux et que la paix soit avec eux.

Kamal Benameur

ملخص:

في هذه المذكرة قمنا بدراسة من أجل حماية مدينة قرارم قوكة من الفيضانات
دراستنا هذه تتضمن أساسا ثلاث أجزاء على التوالي:
أولا : دراسة طبوغرافية للمدينة من أجل تحديد منطقة الخطر.
ثانيا : قمنا بتشخيص منشآت الحماية الموجودة
وأخيرا قمنا بإعداد مشروع يتضمن كافة المنشآت الأساسية والثانوية فتحصلنا على مشروع قابل للإنجاز وملئم لحماية
المدينة من الفيضانات.

Résumé :

Notre travail a pour objet de faire une étude de Protection contre les inondations de la ville de Grarem Gouga

Notre étude va porter essentiellement sur trois parties séquentielles et complémentaires. En premier lieu, nous avons fait l'analyse des données topographiques du site pour localiser les zones critiques et mettre en relief les points noirs. Dans un second lieu nous sommes passés au diagnostic qui vise à relever les anomalies et les contraintes imposées sur site, dans le but de faire une présélection des variantes.

Cette dernière étant faite, on passe à la troisième partie qui consiste en la réalisation de notre projet avec ses ouvrages, principaux et annexes.

A l'issue de ce travail nous avons abouti à un projet réalisable qui paraît être le plus adapté pour garantir la protection de la ville de Grarem Gouga contre les inondations.

Abstract:

Our dissertation aims at making a study of Protection against flood of the town of Grarem Gouga.

Our study will relate primarily three sequential and complementary parts. Initially, we made the analysis of the topographic data of the site to locate the critical zones and to highlight the black points. In a second place, we passed to the diagnosis which aims at raising the anomalies and the constraints imposed on site, to making a selection of the alternatives. The latter being made, we passed to the third part which consists of the realization of our project with its works, principal and appendices.

Finally of this work we ended to a realizable project which appears more to be adapted to guarantee the protection of the town of Grarem Gouga against floods.

TABLE DES MATIERES

Introduction général.

Chapitre I : Généralités sur les inondations

Introduction	1
I.1. Les Inondations	1
I.1.1 Définitions	1
I.1.2 Les crues océaniques	1
I.1.3 Les crues torrentielles.....	1
I.1.4 Éléments descriptifs d'une crue	2
I.2 Mécanisme des inondations	2
Quels sont les facteurs physiques qui influencent les inondations ?	2
Quels sont les facteurs aggravants du risque d'inondation ?	2
I.3 Les causes des inondations	3
□ Causes naturelles	3
□ Causes anthropiques direct.....	3
□ Causes humaines directes.....	3
□ Causes humaines indirectes.....	3
I.4 Type des inondations et ses conséquences.....	3
I.4.1 Les inondations des plaines.....	3
I.4.2 Le ruissellement pluvial	3
I.4.3 Les crues torrentielles.....	4
I.4.4 Les remontées de nappes.....	4
I.4.5 Les coulées de boue.....	5
I.4.6. Inondation par rupture d'une protection.....	5
I.5. Exemples des inondations.....	6
I.5.1. Inondations dans le monde	6
I.5.2 Inondations en Algérie	6
I.6 Éléments de base en hydrologie.....	7
I.7. Paramètres nécessaires pour évaluer l'aléa	9
I.8 Les situations d'aléa.....	10
I.9 Effets des inondations sur la santé humaine	11
Conclusion.....	13
Chapitre II : Présentation de la région d'étude	
Introduction	14
II.1 Situation géographique	14
II.2 Situation topographique.....	14
II.3 Situation climatique.....	15
II.3.1 Pluviométrie.....	15
II.3.2 Ensoleillement.....	15
II.3.3 Température de l'air.....	15
II.3.4 Humidité de l'air	16
II.3.5 Le vent	16
II.4 Urbanisation et population.....	16
II.5 Les ressources superficielles	17

II.6 Situation hydraulique.....	17
II.6.1 Description du réseau d'assainissement.....	17
II.6.2 Description du réseau d'AEP.....	18
II.7 Situation hydrologique et hydrogéologique	18
Conclusion.....	19

Chapitre III : Etude hydrologique

Introduction	20
III.1 Caractéristiques des bassins versants	20
III.1.1 Définition du bassin versant	20
<input type="checkbox"/> Bassin versant topographique.....	20
<input type="checkbox"/> Bassin versant hydrogéologique.....	20
III.1.2 Caractéristiques géométriques.....	21
III.1.3 Caractéristique de forme.....	21
III.1.3.1 Indice de compacité de Gravelius	21
III.1.3.2 Le rectangle équivalent.....	21
III.1.4 Les reliefs	22
III.1.4.1 Les altitudes caractéristiques	22
III.1.4.2 Répartition et courbe hypsométrique.....	24
III.1.4.3 Indice de pente globale (I_g).....	26
III.1.4.4 Pente moyenne des bassins versants (I_m).....	27
III.1.5 Le réseau hydrographique	27
III.1.5 .1 La densité de drainage	28
III.1.5 .2 La pente moyenne du cours d'eau principale I_C	29
III.1.5 .3 Le temps de concentration	29
III.1.5 .4 Vitesse moyenne de ruissellement.....	31
III.2 Analyse des données pluviométriques	32
III.2.1 Présentation de la station pluviométrique et pluie moyenne annuelle.....	32
III.2.2 Pluies maximales journalières	33
III.2.3 Les précipitations maximales journalières	33
III.2.4 Homogénéisation des données.....	34
• Test de la médiane on test de Mood	34
III.2.5 Choix de la loi d'ajustement.....	35
III.2.4.1 Ajustement de la série pluviométrique à la loi de GUMBEL	36
III.2.4.2 Ajustement de la série pluviométrique à la loi de GALTON	38
III.2.4.2 Test d'adéquation du χ^2	39
III.2.6 Pluies de courte durée.....	40
III.3 Etude de crues	44
III.3.1 Différentes méthodes d'évaluation des crues	44
III.3.2 Choix de la méthode (application sur le sous bassin).....	44
III.3.2.2 Formule de Turazza	44
III.3.2.3 Formule de Sokolovski	44
III.3.2.4 Formule de Mallet Gauthier.....	45
III.3.3 Hydro grammes des crues.....	46
<input type="checkbox"/> Equation de la courbe de la montée de crue	46
<input type="checkbox"/> Equation de la courbe de décrue.....	47

Conclusion.....	52
-----------------	----

Chapitre IV : Diagnostic et Aménagement

Introduction	53
IV.1 Analyse des techniques	53
IV.1.1 Techniques à l'échelle de la construction	53
IV.1.2 Techniques à l'échelle de la parcelle	53
IV.1.3 Techniques à l'échelle d'un lotissement.....	54
a) Au niveau de la voirie.....	54
b) Au niveau du quartier	54
c) Au niveau de l'agglomération.....	54
IV.2 Représentation des sites d'intervention.....	55
IV.2.1 Sous bassin versant BV 1	55
IV.2.2 Sous bassin versant BV 2	55
IV.2.3 Sous bassin versant BV 3	55
IV.2.4 Sous bassin versant BV 4	55
IV.2.5 Sous bassin versant BV 5	56
IV.3 Synthèse et diagnostic.....	56
IV.4 Choix de la forme de la section.....	56
IV.4.1 Section Trapézoïdale	57
a) Avantages	57
b) Inconvénient	57
IV.4.2 Section Rectangulaire.....	57
a) Avantages	57
b) Inconvénients.....	57
IV.5 Les variantes proposées	57
IV.5.1 Première variante proposée	57
IV.5.2 Deuxième variante proposée	58
IV.6 Choix de la variante	58
On a choisi dans notre projet d'étudier la première variante parce que :.....	58
IV.7 Aménagements propose	58
IV.8 Utilisations du gabion	59
IV.8.1 Avantages du gabion	59
IV.8.2 Inconvénients du gabion.....	60
Conclusion.....	60

Chapitre V : Calcul hydraulique

Introduction	61
V.1 Calcul hydraulique des ouvrages choisis.....	61
V.1.1 Les conditions de l'écoulement uniforme.....	61
V.1.2 Les formules de calcul principales	61
V.1.3 Détermination du coefficient de Chézy	62
V.1.4 Les paramètres géométriques	62
V.1.4.1 Le choix de la section de meilleure conductivité.....	62
V.1.4.2 Calculs du rayon hydraulique maximal	63
V.1.5 Calcul de la profondeur normal h_n	63
V.1.6 Calcul de la profondeur critique h_{cr}	63

V.1.7 Calcul de la ligne d'eau	64
V.1.7.1 Equation de la ligne d'eau	64
V.1.7.2 Calcul de la surface d'eau.....	65
V.2 Dimensionnement des différents ouvrages proposés	65
V.2 Dimensionnement des chute.....	78
Conclusion.....	79

Chapitre VI : Calcul hydraulique

Introduction	80
VI.1 Installations du chantier	80
VI.1.1 Installations destinées au personnel	80
VI.1.2 Installations destinées au stockage des matériaux.....	80
VI.1.3 Installations destinées à la réparation des engins	80
VI.1.4 Installations pour la préfabrication.....	81
VI.2 Succession des opérations du chantier	81
1) Travaux préparatoires.....	81
2) Exécution de l'ouvrage	81
VI.3 Technologie des principaux travaux	81
VI.4 Planification	83
VI.4.1 Définition.....	83
VI.4.2 Techniques de la planification.....	83
VI.4.2.1 Méthodes basées sur le réseau	83
VI.4.2.2 Méthodes basées sur le graphique	84
VI.4.3 Les étapes de la planification	85
VI.4.3.1 Collection des informations.....	85
VI.4.3.2 Décomposition du projet.....	85
VI.4.3.3 Relations entre les tâches.....	85
VI.4.4 Choix de la méthode de calcul	85
VI.4.4.1 Les paramètres de la méthode C.P.M	85
VI.4.4.2 Chemin critique (C.C)	86
VI.4.5 Elaboration du réseau selon la méthode CPM.....	86
VI.4.6 Détermination des chemins critiques	88
Conclusion.....	90

Conclusion général.

Bibliographie.

Annexes.

LISTE DES TABLEAUX

Page

Chapitre I : Généralités sur les inondations

Tableau I.1 : Principaux processus de dégradation liés à l'eau des matériaux/ouvrages lors d'une inondation	9
Tableau I.2 : Caractérisation de l'aléa en fonction du type d'inondation établie en fonction de son impact sur le bâtiment	10
Tableau I.3 : Effets sanitaires des inondations	12
Tableau I.4 : La navigation et l'approvisionnement en énergie hydroélectrique	13

Chapitre II : Présentation de la région d'étude

Tableau II.1 : Caractéristiques de poste pluviométrique	15
Tableau II.2 : Ensoleillement, nébulosité moyennes mensuelles	15
Tableau II.3 : Températures moyennes, minimales et maximales mensuelles	16
Tableau II.4 : Humidité moyenne mensuelle	16
Tableau II.5 : Vitesses moyennes des vents	16
Tableau II.6 : Estimation de la population pour différents horizons de calcul	17

Chapitre III : Etude hydrologique

Tableau III.1 : Les Caractéristiques géométriques du bassin versant	21
Tableau III.2: Les paramètres de forme des sous bassins	22
Tableau III.3 : Altitude moyenne (BV I)	23
Tableau III.4 : Altitude moyenne (BV II)	23
Tableau III.5 : Altitude moyenne (BV III)	23
Tableau III.6 : Altitude moyenne (BV IV)	23
Tableau III.7: Altitude moyenne (BV V)	24
Tableau III.8: Indice de pente globale (Ig)	26
Tableau III.9: Pentés moyennes des bassins versant Im	27
Tableau III.10: Densités de drainage	29
Tableau III.11 : Pente moyenne du cours d'eau principal	29
Tableau III.12 : Les temps de concentration	30
Tableau III.13 : La vitesse de ruissellement	31
Tableau III.14 : Récapitulatif des paramètres hydromorphométriques du bassin versant de la zone d'étude	32
Tableau III.15 : Station pluviométrique d'El Hamala	32
Tableau III.16 : Série des pluies max journalières à la station Hamala (Période : 1970 – 2010)	33
Tableau III.17 : Caractéristiques de la série (avec N=40ans)	34
Tableau III.18 : Test d'homogénéité de médiane	35

Tableau III.19 : Résultat de l'ajustement a la loi de Gumbel	37
Tableau III.20 : Caractéristiques de loi de Gumbel .	37
Tableau III.21 : Résultat de l'ajustement a la loi de Galton	38
Tableau III.22 : Caractéristiques de loi de Galton	39
Tableau III.23 : Récapitulatif des pluies, intensités maximales de durée t (h) et de période de retour	42
Tableau III.24 : Valeurs de coefficient de ruissellement C	44
Tableau III.25 : Valeur de coefficient de ruissellement α	45
Tableau III.26 : Débits de crues dans les sous bassins	46
Tableau III.27 : Hydrogrammes de crues pour de différentes périodes de retour SB I	47
Tableau III.28 : Hydrogrammes de crues pour de différentes périodes de retour SB II	48
Tableau III.29: Hydrogrammes de crues pour de différentes périodes de retour SB III	49
Tableau III.30: Hydrogrammes de crues pour de différentes périodes de retour SB IV	50
Tableau III.31 : Hydrogrammes de crues pour de différentes périodes de retour SB V	51

Chapitre V : Calcul hydraulique

Tableau V.1 : Paramètres géométriques d'un canal à section trapézoïdal	62
Tableau V.2: Débits de crue (pour période de retour de 100 ans) correspondent à chaque sous bassin	66
Tableau V.3 : Paramètres du calcul Canal Principale A (en béton)	67
Tableau V.4: Paramètres de la ligne d'eau du tronçon 4-5	68
Tableau V.5 : Paramètres du calcul Canal Principale W (en béton)	69
Tableau V.6 : Paramètres de la ligne d'eau du tronçon 4-5	70
Tableau V.7 : Paramètres du calcul Canal Principale V (en béton)	71
Tableau V.8 : Paramètres de la ligne d'eau du tronçon 3-4	72
Tableau V.9 : Paramètres du calcul Canal Secondaire C (en béton)	73
Tableau V.10 : Paramètres de la ligne d'eau du tronçon 3-4	74
Tableau V.11 : Paramètres du calcul Canal Secondaire B (en béton)	75
Tableau V.12 : Paramètres de la ligne d'eau du tronçon 5-6	76
Tableau. V.13 : Calcul de la largeur des chutes.	78

Chapitre VI : Organisation de chantier

Tableau VI.1 : Devis quantitatif et estimatif	82
Tableau VI.2 : Détermination des chemins critiques	88

LISTE DES FIGURES

Page

Chapitre I : Généralités sur les inondations

Figure I.1 : Éléments descriptifs d'une crue simple	2
Figure I.2 : Inondations par ruissellement pluvial	4
Figure I.3 : Embâcle sur un torrent	4
Figure I.4 : Inondation par remontée de nappe phréatique	5
Figure I.5 : Rupture d'une protection	5
Figure I.6 : Ghardaïa, une ville sous la boue (2008)	7
Figure I.7 : Délimitation du bassin versant	7
Figure I.8 : Coupe transversale d'un bassin versant	8
Figure I.9 : Lit mineur	8
Figure I.10 : Lit majeur	8

Chapitre II : Présentation de la région d'étude

Figure II.1 : Situation topographique	14
Figure II.2 : Pluies moyennes mensuelles	15

Chapitre III : Etude hydrologique

Figure III.1 : Courbe hypsométrique du SB I	24
Figure III.2 : Courbe hypsométrique du SB II	25
Figure III.3 : Courbe hypsométrique du SB III	25
Figure III.4 : Courbe hypsométrique du SB IV	25
Figure III.5 : Courbe hypsométrique du SB V	26
Figure III.6 : Réseau hydrographique du bassin versant	28
Figure III.7 : Ajustement à la loi de Gumbel	37
Figure III.8 : Ajustement à la loi de Galton	39
Figure III.9 : Figure de résultat du test d'adéquation χ^2 , sous logiciel Hyfran	40
Figure III.10 : Courbe pluie-durée-fréquence	43
Figure III.11 : Courbe intensité-durée-fréquence	43
Figure III.12 : Hydrogrammes des crues du SB I	48
Figure III.13 : Hydrogrammes des crues du SB II	49
Figure III.14 : Hydrogrammes des crues du SB III	50
Figure III.15 : Hydrogrammes des crues du SB IV	51
Figure III.16 : Hydrogrammes des crues du SB V	52

Chapitre V : Calcul hydraulique

Figure V.1: l'énergie spécifique en fonction de profondeur	64
Figure V.2 : Canal trapézoïdale en béton armé tronçon 4-5	67
Figure V.4: Courbe de remous du tronçon 4-5	69
Figure V.5 : Canal trapézoïdale en béton armé tronçon 4-5	70
Figure V.6 : Courbe de remous du tronçon 4-5	71

Figure V.7 : Canal trapézoïdale en béton armé tronçon 3-4	72
Figure V.8: Courbe de remous du tronçon 3-4	73
Figure V.9 : Canal trapézoïdale en béton armé tronçon 3-4	74
Figure V.10: Courbe de remous du tronçon 3-4	75
Figure V.11 : Canal trapézoïdale en béton armé tronçon 5-6	76
Figure V.12: Courbe de remous du tronçon 5-6	77

Chapitre VI : Organisation de chantier

Figure VI.1 : Réseau à nœuds	87
Figure VI.2 : Diagramme de GANTT	89

LISTE DES PLANCHES

Planche N°1 : Plan de masse avec canal projeté

Planche N°2 : Profil en long du canal principal "A"

Planche N°3 : Profil en long du canal principal "V"

Planche N°4 : Profil en long du canal principal "W"

INTRODUCTION GENERALE

Introduction générale

Le problème des inondations n'est pas une nouveauté. De tout temps il constitue un risque majeur sur le territoire national, mais également en Europe et dans le monde entier. D'après une statistique internationale, les inondations sont responsables de plus de 60% de mortalité totale. Selon l'institut international de Stockholm (SIWI), elles font environ 20 000 victimes par an.

L'Algérie, de sa part est confrontée aux phénomènes de crues et d'inondations qui sont plus fréquents que les séismes. Ces phénomènes provoquent des catastrophes plus destructrices et occasionnent d'importants dégâts humains et matériels, Comme le cas de Bâb-el-oued et Ghardaïa.

Les inondations ont à leur origine des événements météorologiques-hydrologiques qui, à cause de leur nature stochastique, sont très difficiles à prévoir quant à leur période de retour et leur intensité. Elles sont d'autant plus à redouter lorsqu'elles se produisent en ville, là où se situe une forte concentration des activités humaines. Par conséquent, les activités économiques sont fortement perturbées et les coûts pour la société deviennent exorbitants d'où la nécessité de prévoir et d'empêcher le retour de ces catastrophes.

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

La ville Grarem Gouga (W. MILA) est soumise à chaque événement pluvial à des inondations. L'agglomération se trouvant en un point d'accumulation des eaux des crues venant du Nord, l'écoulement superficiel venant dans le sens de cette dernière, provoque à chaque fois des dégâts au niveau des habitations et des terrains agricoles.

Pour notre travail nous avons pris comme région d'étude cette ville qui est touchée par ce phénomène d'inondation de type torrentiel qui est dues à des fortes averses de pluies ou des orages violents sur un petit bassin versant.

L'objectif de notre travail est de traiter les moyens de protection contre ce phénomène par un aménagement hydraulique de protection, qu'on va dimensionner selon les études géologiques, géotechniques, hydrologique et hydrauliques qu'on doit les faire.

CHAPITRE I :

GENERALITES SUR LES NONDATIONS



Généralités sur les inondations

Introduction

La vie naturelle d'un cours d'eau est faite d'alternance entre les périodes de basses eaux et les périodes de hautes eaux. Lorsque celles-ci montent plus ou moins brutalement, on assiste à un phénomène d'inondation.

I.1. Les Inondations^{[3], [1]}

I.1.1 Définitions

Une **inondation** est un débordement d'un cours d'eau, le plus souvent en crue, qui submerge les terrains voisins. C'est-à-dire une augmentation du débit du cours d'eau lorsque ce débit ne peut plus transiter dans le seul lit mineur, lieu des écoulements ordinaire.

Se terme est souvent étendu aux débordements d'ouvrages artificiels tels que retenues ou réseaux d'assainissement, parfois associée à une remontée de la nappe phréatique.

Une **crue** se définit par différentes critères : sa genèse, sa durée, sa fréquence, son "débit de pointe", son volume. Elle se caractérise par son hydro gramme, graphique qui représente les variations de débit en un point en fonction du temps. On distingue deux grands types de crues :

I.1.2 Les crues océaniques

Elles sont provoquées par des précipitations réparties sur plusieurs jours ou semaines, mais d'intensité modeste, et/ou parfois par la fonte des neiges. La montée des eaux et la décrue sont lentes, progressives et donc facilement prévisibles. La durée des hautes eaux varie de plusieurs jours à quelques semaines selon la taille du bassin d'alimentation du cours d'eau et la durée des précipitations.

I.1.3 Les crues torrentielles

Elles résultent des précipitations de type orageux. Elles durent entre quelques minutes à quelques heures et se produisent très vite après les pluies. Ces crues, plus fréquentes dans les zones à relief accidenté et dans les régions à climat méditerranéen ou tropical.



I.1.4 Éléments descriptifs d'une crue

Les éléments descriptifs d'une crue simple sont :

- ✓ Temps de concentration : durée nécessaire à l'eau tombée dans les régions les plus éloignées pour atteindre l'exutoire du bassin touché par la crue,
- ✓ Pointe de crue : puissance de la crue et durée de la période critique,
- ✓ Courbe de tarissement : retour de la rivière au niveau antérieur à la crue,
- ✓ Fréquence de crue : une crue centennale a chaque année 1 chance sur 100 de se produire.

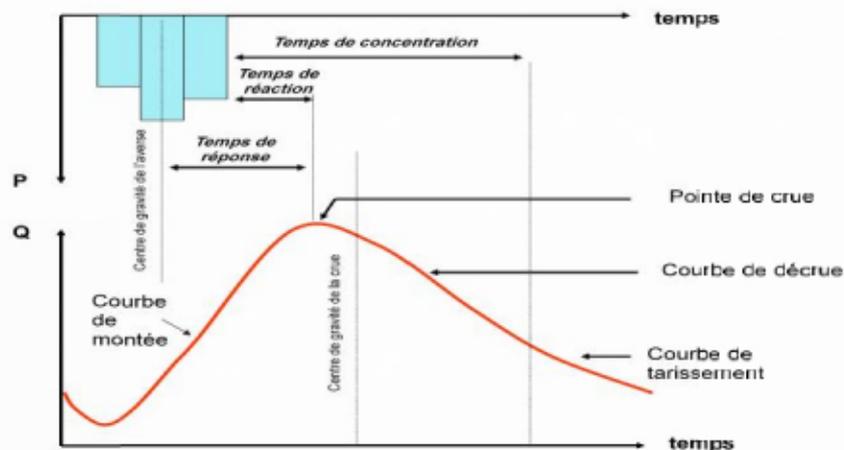


Figure I.1 : Éléments descriptifs d'une crue simple

I.2 Mécanisme des inondations

Quels sont les facteurs physiques qui influencent les inondations ?

- ✓ Le régime des pluies,
- ✓ Le relief,
- ✓ La taille du bassin versant,
- ✓ L'état des sols.

Quels sont les facteurs aggravants du risque d'inondation ?

- ✓ L'usage et l'occupation des sols,
- ✓ L'aménagement du territoire,
- ✓ Le manque d'entretien des cours d'eau.



I.3 Les causes des inondations

Elles peuvent avoir de nombreuses causes cumulables :

- ✓ **Causes naturelles** : liée aux aléas climatiques et phénomènes météorologiques attendus.
- ✓ **Causes anthropiques direct** : le drainage, l'irrigation, l'imperméabilisation et dégradation des sols.
- ✓ **Causes humaines directes** : établissements d'écluses de barrages permettant certes la navigation et le transport fluvial, mais diminuant la pente naturelle du cours d'eau, absence de gestion et de coordination des barrages à l'approche des crues.
- ✓ **Causes humaines indirectes**: liée aux modifications climatiques globales (émissions de gaz à effet de serre qui entraîne la fonte des glaciers et qui provoque une montée du niveau des océans, des cours d'eau ou encore cela pourrait entraîner des cyclones plus intenses.

I.4 Type des inondations et ses conséquences

On distingue plusieurs types d'inondations par les fleuves et les rivières.

I.4.1 Les inondations des plaines

Elles se traduisent par le débordement d'un cours d'eau sorti de son lit habituel (lit mineur), regagnant son lit majeur. Il peut parfois être procédé des nappes phréatiques et d'inondation de caves.

* Conséquences

- ✓ Une montée des eaux généralement longue ;
- ✓ Une durée de submersion pouvant atteindre quelques semaines ;
- ✓ Des dommages principalement dus à la durée de submersion et aux hauteurs d'eau ;
- ✓ Un délai d'alerte supérieur à la journée.

I.4.2 Le ruissellement pluvial

Il se manifeste par ruissellement des eaux de pluie en zone urbaine fortement imperméabilisée, du ruissellement érosif de plateau en zone rurale.

* Conséquences

- ✓ Une accumulation des eaux dans les points bas pouvant stagner pendant quelques jours ;
- ✓ Un ruissellement pluvial pouvant réactiver de petits cours d'eaux temporaires ;
- ✓ Des dommages dus à la violence du courant, à la durée de submersion et à une forte érosion ;
- ✓ Un délai d'alerte court.



Figure I.2 : Inondations par ruissellement pluvial

I.4.3 Les crues torrentielles

Elles résultent de l'accélération de débit d'un torrent suite à de forte précipitation.

* Conséquences

- ✓ Des éléments solides charriés par les eaux ;
- ✓ Une montée des eaux rapide (débit et vitesse importants) ;
- ✓ Des durées de submersion courte.



Figure I.3 : Embâcle sur un torrent

I.4.4 Les remontées de nappes

Ce phénomène correspond à une inondation par débordement indirect. Il se manifeste par la remontée de la nappe phréatique qui affleure en surface et/ou d'une intrusion d'eau dans les différents réseaux d'assainissement.

La crue de la rivière empêche l'évacuation des eaux et crée des flaques isolées qui peuvent subsister quelques semaines.

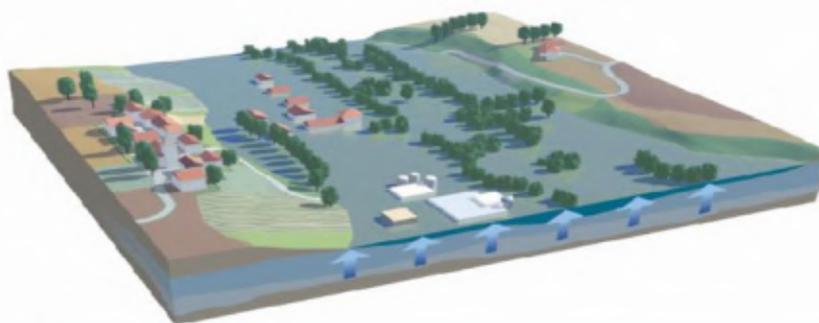


Figure I.4 : Inondation par remontée de nappe phréatique

I.4.5 Les coulées de boue

Le terme de coulée de boue pose un problème délicat de définition car il est utilisé avec des acceptations très diverses. Dès l'origine, les arrêtés de reconnaissance de l'état de catastrophe naturelle, au titre de la loi de juillet 1982 ont utilisé l'intitulé "inondation et coulées de boue", l'expression désignant dans la grande majorité des cas une eau chargée en particules fines, par opposition à une eau "claire". Or, l'eau de la plupart des inondations, même celle des plaines, est toujours chargée en terre, en plus ou moins grandes quantités en fonction des sols du bassin versant et de lit majeur submergé.

I.4.6. Inondation par rupture d'une protection

L'inondation consécutive à une rupture de digue est un phénomène très brutal et d'autant plus dommageable que le site étudié est proche de la digue. Une rupture peut provoquer l'entrée d'un mur d'eau de plusieurs mètres de haut. Il est très difficile de prévoir la rupture d'un ouvrage de protection, ce qui rend la prévention de ce type d'accident particulièrement incertaine.



Figure I.5 : Rupture d'une protection



I.5. Exemples des inondations

I.5.1. Inondations dans le monde :

- **France (janvier 2002)** : Vosges, Lorraine, Moselle, Haute-Marne. 180 personnes touchées, 60 familles évacuées ; plusieurs autoroutes et voies secondaires fermées.
- **Fédération de Russie (2002)** : Krasnodar, Temryouk, Anapa, Slavianka. Un mort ; 3000 personnes touchées. Le montant des dommages s'est élevé à 65 millions de dollars des États-Unis. Le dégel qui a suivi une période de froid intense a entraîné des inondations qui ont partiellement inondé plus de 1000 habitations, recouvert 75 000 hectares, dont 50 000 hectares de terres agricoles, et causé plus de 2 milliards de roubles de dégâts matériels.
- **Belgique (2002)** : 600 personnes touchées. Les crues qui ont suivi de fortes pluies ont touchées de 200 habitations.
- **Italie (juin 2002)** : Région du Frioul-Vénétie Julienne, Val d'Aoste, Piémont. Aucune personne n'a été touchée. De forts orages ont inondé les routes, détruit des ponts, et, à Venise, l'eau a atteint des niveaux record.
- **Yougoslavie (2002)** : Région de Pozarevac. 2400 personnes ont été touchées. Les inondations sont suivi de fortes pluies ont touché 800 familles. Aucune aide internationale n'été demandée

I.5.2 Inondations en Algérie : L'Algérie est sensible au risque d'inondation avec la présence la surface inondable est importante et environ plus de 200000 habitants sont à risque tous les ans.

- **Azazga (Tizi Ouzo)** : le 12 octobre 1971, et qui ont occasionné 40 morts et des centaines d'habitations détruites.
- **Tizi Ouzo** : du 28 au 31 mars 1974, et qui ont provoqué 52 décès, 18000 sinistrés et des dégâts évalués à l'époque à 27 millions de DA.
- **El Eulma (Sétif)** : le 1er septembre 1980, qui a fait 44 décès,
- **Annaba** : le 11 novembre 1982, au niveau du centre-ville et qui ont fait 26 morts et 9500 sinistrés.
- **Jijel** : le 29 décembre 1984, et qui ont occasionné 29 morts et 11000 sinistrés.
- **Bordj Bou Arreridj** : le 23 septembre 1994, et qui ont provoqué 16 décès et des dégâts évalués à 10.000.000 DA.
- **Alger (Bab-El-Oued)** : le 10 novembre 2001, et qui ont fait 710 décès, 115 disparus et 30 milliards de DA de pertes.
- **Ghardaïa** : le 03 octobre 2008. Les récentes inondations qui ont touché la région de Ghardaïa (600 km au sud d'Alger) ont causé des dégâts estimés à près de 250 millions d'euros.



Ces intempéries ont fait 34 morts, 89 blessés et un disparu.



Figure I.6 : Ghardaïa, une ville sous la boue (2008)

I.6 Éléments de base en hydrologie

Bassin versant

Un bassin versant est un territoire délimité par des frontières naturelles appelées "lignes de partage des eaux" ou "lignes de crête". Chaque bassin versant draine un cours d'eau principal souvent accompagné de plusieurs affluents. Ainsi, chaque goutte de pluie qui tombe sur ce territoire va rejoindre la rivière soit par écoulement de surface, soit par circulation souterraine après infiltration dans le sol.

Le bassin versant correspond donc à la surface d'alimentation d'un cours d'eau.

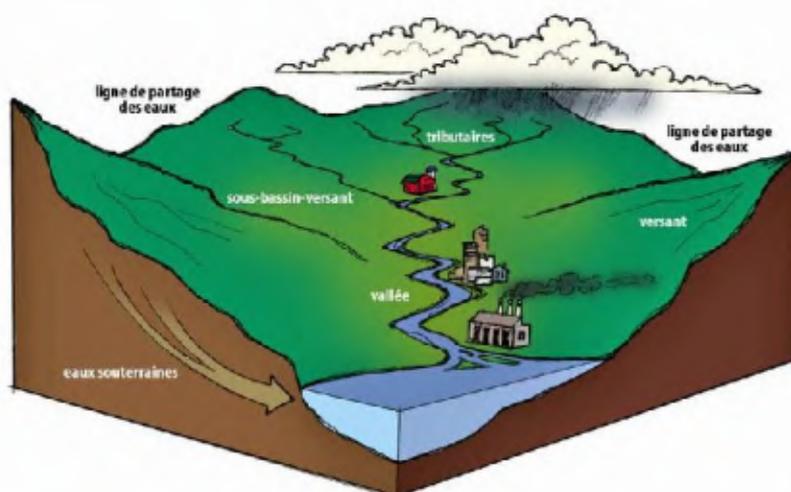


Figure I.7 : Délimitation du bassin versant

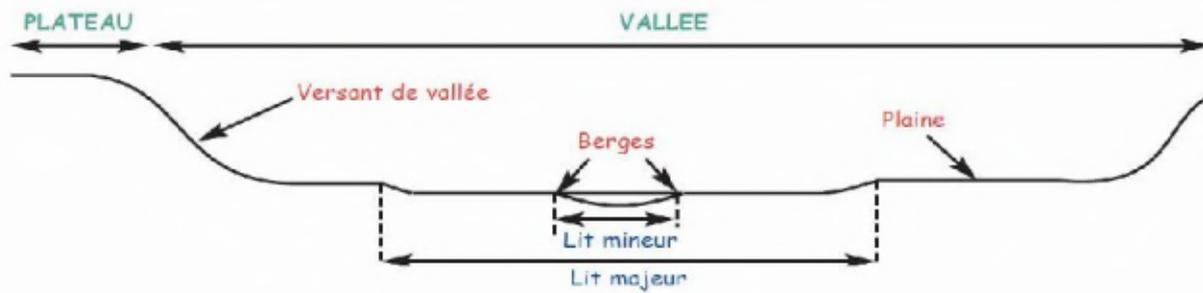


Figure I.8 : Coupe transversale d'un bassin versant

Ce sont les rivières qui, par le processus de l'érosion, vont décomposer le bassin versant en plusieurs parties : les plateaux, les vallées et les plaines où l'on distingue les lits mineur et majeur des cours d'eau.

- **Lit mineur** : Il est représenté par l'espace fluvial formé d'un chenal unique ou de chenaux multiples et de bancs de sables et/ou galets, recouverts par les eaux coulant à pleins bords avant débordement. Un cours d'eau s'écoule habituellement dans son lit mineur (basses eaux et débit moyen annuel).

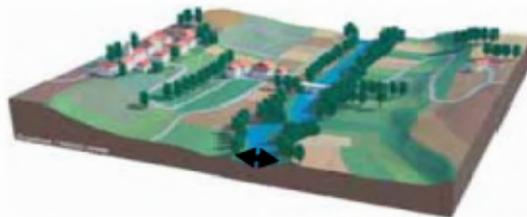


Figure I.9 : Lit mineur

- **Lit majeur** : C'est l'espace situé entre le lit mineur et la limite de la plus grande crue historique répertoriée.

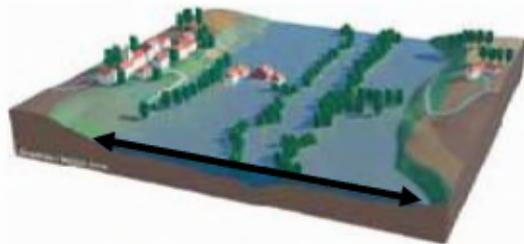


Figure I.10 : Lit majeur



I.7. Paramètres nécessaires pour évaluer l'aléa

Les principaux paramètres nécessaires pour évaluer l'aléa sont :

- ✓ la période de retour des crues,
- ✓ la hauteur et la durée de submersion,
- ✓ la vitesse d'écoulement,
- ✓ la torrencialité du cours d'eau.

La possibilité d'apparition d'une crue dépend de nombreux paramètres, autres que la quantité de pluie tombée : répartition spatiale et temporelle des pluies par rapport au bassin versant, évaporation et consommation d'eau par les plantes, absorption d'eau par le sol, infiltration dans le sous-sol ou ruissellement ... et pour une même quantité précipitée, la crue apparaîtra ou non.

On associe souvent à la notion de crue la notion de période de retour (crue décennale, centennale, millénaire...), les débits et l'intensité étant d'autant plus importants que la période de retour est plus longue.

Tableau I.1 : Principaux processus de dégradation liés à l'eau des matériaux/ouvrages lors d'une inondation

Processus de dégradation	Principe de Dégradation	Exemples de matériaux/ ouvrages concernés	Exemples de conséquences
Humidification	Imprégnation : - par capillarité - par condensation	Quasiment tous les matériaux (bois, minéraux)	Affaiblissement mécanique (pourriture du bois), conséquences éventuelles sur la santé (moisissures)
Hydrolyse	Réaction chimique	Colles, peintures	Dissolution (plâtre), décollement, cloquage
Déformation	Gonflement, consécutif à l'absorption	Bois agglomérés, certains bois massifs, certains isolants fibreux, matériaux minéraux	Ouvrages impropres à leur destination, gauchissement (plaques minces...)
Corrosion	Action électrolytique	Métaux, notamment ferreux	Ecaillage, éclatement des parties scellées
Rétention de fines particules	Action de filtre des particules transportées par l'eau de l'inondation	Matériaux présentant des cavités (fibreux, pilulaires, appareillages...)	Appareillages hors service, conséquences éventuelles sur la santé



I.8 Les situations d'aléa

L'aléa inondation est caractérisé par trois paramètres : hauteur, durée et vitesse.

- **La hauteur d'eau** : est celui, parmi ces trois paramètres, qui peut être évalué de la manière la plus fiable dans le cas d'une inondation de plaine et de remontée de nappe.

L'importance de ce paramètre dans le processus de dégradation des performances des matériaux et des ouvrages.

- **La vitesse du courant** : peut résulter de spécificités très localisées au voisinage immédiat du bâtiment.

Un fort courant peut être un facteur aggravant même pour un faible niveau et une faible durée. Il peut induire la destruction de certains ouvrages du fait de l'action dynamique de l'écoulement et/ou des chocs éventuels avec des objets lourds entraînés par le courant.

La prédiction du comportement dépend de nombreux facteurs parmi lesquels les qualités mécaniques de l'ouvrage et la présence ou non d'ouvertures.

Rappelons par ailleurs que, même mémoire (histoire/mémoire locale, témoins de niveaux d'évènements antérieurs) s'y réfèrent explicitement.

La précision de cette évaluation peut cependant être médiocre pour un bâtiment particulier.

- **La durée d'immersion** : peut également avoir été enregistrée mais ce n'est pas la règle.

Il a été rappelé qu'en l'absence de débit d'eau important, un mur maçonné de facture courante est fragilisé dès qu'il est soumis à une différence de hauteur de l'ordre d'un mètre entre l'intérieur et l'extérieur du bâtiment. Cet élément est à retenir pour dimensionner les dispositifs destinés à empêcher l'eau de pénétrer dans les bâtiments.

Une trop grande efficacité de ces dispositifs sur une hauteur importante créerait un risque important de ruine des murs.

L'importance relative de ces trois paramètres en termes de cause prépondérante de dégât dépend du type d'inondation.

Le classement proposé dans le tableau 3 est établi du point de vue des impacts sur le bâtiment.

Tableau I.2 : Caractérisation de l'aléa en fonction du type d'inondation établie en fonction de son impact sur le bâtiment

Type d'inondation		Situation I		Situation II	
		Plaine	Remontée de nappe phréatique	Torrentielle	Ruissellement
Ordre d'importance des facteurs	1	Hauteur	Hauteur	Vitesse	Vitesse
	2	Durée	Durée	Hauteur	Hauteur
	3	Vitesse	Vitesse	Durée	Durée



I.9 Effets des inondations sur la santé humaine

Les effets sanitaires se répartissent en trois catégories, selon le moment où ils surviennent :

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

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

Tableau I.3 : Effets sanitaires des inondations ^[5]

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 entéro-pathogène, 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	Éventuelles maladies transmises par les rongeurs
Désorganisation des réseaux sociaux ; pertes des biens, de l'emploi et d'êtres chers (membres de la famille et amis)	Éventuels troubles psychosociaux
Activités de nettoyage après l'inondation	Électrocution, blessures, lacérations, perforations
Destruction des produits alimentaires de base	Pénurie alimentaire



Les effets des inondations ne se limitent pas aux dommages matériels et humains directs ou indirects à la suite des épidémies provoquées par le manque d'eau potable. Les eaux de ruissellement rapides entraînent l'érosion du sol ainsi que des problèmes de dépôts de sédiments. Lorsqu'elles se prolongent, les inondations retardent la circulation, endommagent les systèmes de drainage et compromettent les pratiques agricoles. Les culées de ponts, les rives, les embouchures d'égouts sont endommagées tableau 4 :

Tableau I.4 : La navigation et l'approvisionnement en énergie hydroélectrique

Services d'eau potable	Services d'assainissement
<ul style="list-style-type: none"> - Arrêt de production, - Mise en distribution d'eau non potable, - Pression insuffisante, - Modification des caractéristiques de l'eau distribuée. 	<ul style="list-style-type: none"> - Aggravation des inondations au détriment d'habitations, d'infra-structures ou d'activités économiques, - Pollution prolongée résultant de l'arrêt de l'épuration.

Conclusion

Les crues varient spatialement et temporairement dans leur intensité et sont souvent caractérisées par leur débit de pointe et leur hydrogramme. Ces derniers sont dus à plusieurs facteurs. En premier lieu, la quantité, l'intensité et l'extension spatiale de l'averse génératrice. En deuxième lieu, les propriétés physiographiques tels que la taille, la forme, les pentes et l'orientation du bassin exerçant une large influence. En plus l'intervention humaine et les changements naturels des caractéristiques du bassin augmentant la complexité du problème.

Les effets des inondations ne se limitent pas aux dommages matériels et humains directs ou indirects à la suite des épidémies provoquées par le manque d'eau potable. Les eaux de ruissellement rapides entraînent l'érosion du sol ainsi que des problèmes de dépôts de sédiments, Lorsqu'elles se prolongent, les inondations retardent la circulation, endommagent les systèmes de drainage et compromettent les pratiques agricoles ; les coulées de ponts, les rives, les embouchures d'égouts sont endommagées.

CHAPITRE II :

PRESENTATION DE LA REGION D'ETUDE



Présentation de la région d'étude

Introduction

Avant toute élaboration d'un projet la collecte des données concernant le site est la première chose à faire, Pour mieux gérer le projet. Ces dernières sont présentées comme suit :

II.1 Situation géographique

La commune se situe à cheval entre les massifs telliens au Nord et les piedmonts au Sud sur la R.N 27 reliant Constantine Jijel et distance de Constantine 47 Km et de Mila 15 Km . Son territoire a une superficie de 139,07 Km². Le cadre géologique est marqué au Nord par la d'orsale calcaire du M'cid Aicha dan le territoire de la commune de Hamala et par le massif greseux de la forêt des Mouias au Nord Est, au Sud par l'oued rhumel et l'ouest par l'oued El Kbir constitué par Oued endja et Oued Rhume! l'altitude moyen du centre de Grarem Gouga est de 300 m. la commune de Grarem Gouga a été promue de rang de chef lieu de daïra depuis la réorganisation du territoire national de 1984m qui est composée de 06 six communes; Grarem Gouga chef lieu de daïra Hamala, Chigara, Sidi Merouane, Ain Tinn et Sidi Khelifa. Elle dépend admirativement de la Wilaya de Mila

II.2 Situation topographique

Le site de la commune et un versant de vallée de dénivellation importante, les deux point côtés extrêmes, (base vallée du Oued Rhumel est de 173 m et le sommet du Djebel Sidi Dris au Nord est 1283m ce qui nous donne une dénivelée de 1110 m sur une distance moyenne de 7 Km

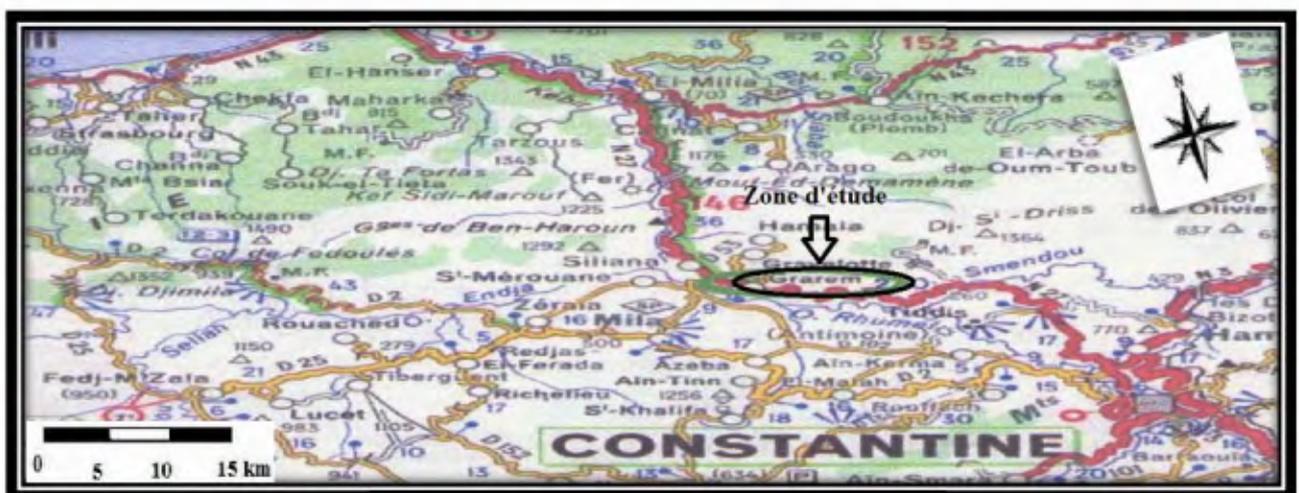


Figure II.1 : Situation topographique



II.3 Situation climatique

II.3.1 Pluviométrie

Les données pluviométriques sur la région indiquent que les précipitations annuelles peuvent atteindre 600 à 700 mm par an. Les précipitations moyennes mensuelles de la station de Grarem sont représentées dans le tableau II.1

Tableau II.1 : Caractéristiques de poste pluviométrique

Mois	Sept	Oct	Nov	Dec	Jan	fev	Mars	Avr	Mai	Juin	Juill	Août
Pluv.Moy (mm)	29,5	53,25	62,85	131	112,2	92,09	59,6	63,6	35,07	19,03	22,2	11,3

Source : ANRH Constantine

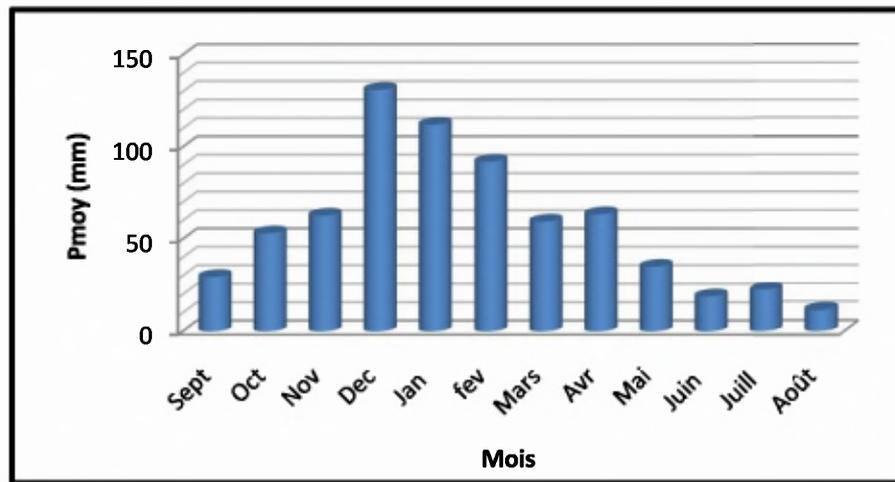


Figure II.2 : Pluies moyennes mensuelles

II.3.2 Ensoleillement

L'ensoleillement est aux environs de 2961 heures / an et l'énergie moyenne de la radiation solaire par jour est de 393 calories par cm² (ce qui représente 190 Watts/m²).

Tableau II.2 : Ensoleillement, nébulosité moyennes mensuelles

Mois	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
Ensoleillement Heures/jour	5.04	5.42	6.42	7.01	8.4	10.61	11.33	10.08	8.36	6.67	5.47	4.42
Nébulosité Heures/jour	4.58	4.97	4.53	4.71	4.27	2.98	1.77	2.48	3.03	3.89	4.36	4.55

Source : ANRH Constantine

II.3.3 Température de l'air

La température influe directement sur le régime d'écoulement, elle augmente l'évaporation et l'évapotranspiration durant les périodes chaudes. Pour notre zone d'étude les températures maximales, moyennes et minimales sont mentionnées ci-après (tableau II.3) :

**Tableau II.3 : Températures moyennes, minimales et maximales mensuelles**

Mois	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
T (°c) moy	7.1	8.6	10.6	13.1	16.8	25.3	25.3	25.5	15.7	22.8	17	11.9
T(°c) min	2.9	3.6	5.4	7.3	10.5	15.1	17.9	12.1	16.4	11.8	6.8	3.4
T(°c) max	11.3	13.3	15.8	18.9	23.1	28	32.8	32.8	29.2	22.7	17	12.1

Source : ANRH Constantine

II.3.4 Humidité de l'air

Les valeurs de l'humidité mensuelle moyenne et le moyen inter annuel, sont illustrées dans le tableau II.4, ci-après :

Tableau II.4 : Humidité moyenne mensuelle

Mois	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	Moyenne inter annuel
Humidité Moy (%)	76	76	72	71	68	57	46	52	63	67	75	76	67

Source : ANRH Constantine

L'humidité moyenne inter annuel est de 67%. Elle chute en été et atteint les 46 % en mois de juillet à cause du sirocco.

II.3.5 Le vent

Les vents, la dominance des vents en hiver est Nord-Ouest et en été c'est le Sud - Est le sirocco souffle surtout aux mois de juillet et Aout et depuis jusqu'à Septembre en moyenne 25 jours par an.

La vitesse des vents au cours de l'année (en mis) est représentée dans le tableau II.5

Tableau II.5 : Vitesses moyennes des vents.

Mois	J	F	M	A	M	J	J	A	S	O	N	D
V (m/s)	3,2	3,2	3,4	2,8	2,6	2,8	2,4	2,5	2,7	2,8	3,4	3

Source : ANRH Constantine

II.4 Urbanisation et population

Les ouvrages de génie civil qu'on envisage d'utiliser dans le domaine de la collecte des eaux en milieu urbain doivent pouvoir répondre aux besoins de la population pour une certaine période appelée durée d'utilisation ou durée de vie de l'ouvrage en question.

Pour notre cas, on à une estimation à long terme, pour cela on se référera à la formule de la croissance géométrique à l'aide de l'équation de l'intérêt composé. Si on connaît le taux de la croissance annuel de la population on à alors :



$$P_n = P_0 (1 + T)^n \dots\dots\dots(\text{II.1})$$

n : Nombre d'années pendant les quelles il y a croissance géométrique ($t_n - t_0$) ;

C 'est la différence en années entre l'année de référence (Année du dernier recensement)

T : Taux de croissance de la population considérée $T = 2,6\%$ Source : APC (MILA)

P_n : population à l'horizon de calcul.

P_0 : population de référence (au dernier recensement ; en 2012).

Pour la ville Grarem Gouga ($P_0 = 7157$) Source : APC (MILA)

Tableau II.6 : Estimation de la population pour différents horizons de calcul

Horizon	2012	2020	2030	2040
Estimation (hab)	7157	8789	11361	14685

II.5 Les ressources superficielles

La mise en service en 2008 du nouveau système d'adduction depuis la station de traitement de Ain-tinn dont une de bronches alimente le ville de Grarem en livrent l'eau au nouveau réservoir dit des (CHINOIS) constitué la station pour couvrir les besoin a moyen et a long terme.

La capacité de la nouvelle adduction reste pour la moment partiellement utilisée en raison du mauvais état du système de distribution .des prélèvements plus importants contribueraient à alimenter les fuites.

II.6 Situation hydraulique

II.6.1 Description du réseau d'assainissement

Le réseau d'assainissement existant de la ville est de type unitaire, Les diamètres varient entre 500 mm et 1000 mm, le rejet des eaux collectées se fait vers l'oued Rhumel , il existe trois points de rejet pour l'agglomération, un au nord de l'agglomération l'autre au Nord-est, et le dernier à l'Ouest de l'agglomération.

Le réseau d'assainissement réalisé en 1987, composé de quelques tronçons réalisés de façon anarchique et non planifiée par les citoyens en 1985, avec des diamètres de \varnothing 300 mm ,Il faut noter que Certaines constructions sont réalisées sur les collecteurs et que beaucoup d'habitations ne disposent d'aucun réseau d'assainissement (certains quartiers de Melh Edab et la cité El-Djabasse).

Le rejet actuel est le milieu naturel, pour la protection de ce dernier une station d'épuration est à projeter a l'avenir, surtout pour préserver la qualité d'eau de milieu récepteur



puisque notre région est situé à l'amont de barrage bni HAROUN, cette station a une capacité de 4500 m³/j et elle associe chacun de la ville de Grarem Gouga qui inclut notre agglomération.

II.6.2 Description du réseau d'AEP

En matière d'AEP L'agglomération est alimentée par deux réservoir de capacité de 1000 m³ acheminé à partir de puits ou Forages se trouvant au Sud / Est de la ville.

II.7 Situation hydrologique et hydrogéologique

La vallée de l'oued Rhumel, a un relief d'une forme géomorphologique chahutée et relativement accidentée, les pentes sont stables à l'état naturel, ainsi que des possibilités d'écoulement des eaux (dépressions).

Au nord et au Sud de Grarem ; les pentes sont douces à légèrement inclinées. Les surfaces situées au Sud de la route national Constantine-Mila présentent une alternance de grés fins de marnes sableuses, recouverte d'une couche marneuse plus ou moins épaisse, on peut également y construire à condition qu'on respecte les pentes, et qu'on s'éloigne des surfaces qui pourrait occasionner les glissements

Les pentes des bombements éloignées des oueds , sont douces à moyennement forte, et on peut bien les utiliser pour des constructions en gradins éloignés les terrassements seront peu à moyennement onéreux, selon les pentes et la profondeur des roches dures. les escarpements, les abrupts et les rochers sont inutilisables.

Le réseau hydrographique est assez dense, e sen de l'écoulement des eaux est Nord - Sud tous les oueds déversent leur eaux dans le Rhumel qui joue, le rôle de collecteur drainant la vallée d'Est en Ouest jusqu'au point de confluence avec l'oued Endja pour donner naissance à l'oued El Kebir qui change totalement de direction;etfigure,carrementvers,le,Nord

Les sources sont nombreuses mais leur débit est faible surtout en période d'étiage ou un grand nombre taut les plus importantes sont Ain el Oussaf Ain Gamra et bedis leur débit tourne autour de 15 lis

Les terrains quaternaires sont bien développés au Sud d'el-Grarem est représentés par des alluvions anciennes, actuelles et récentes.Les terrains sur lesquels reposent le village et ses environs, sont d'age miocène . Ils englobent plusieurs types de formations, mais c'est le faciès detritigue (grés et conglomérats) qui dominé largement .

Les terrains tertiaires et crétaqué, sont probablement absents dans la région, et il faut se déplacer plus à l'ouest (à l'ouest de sidi Merouane) pour les retrouver le tria est également, à l'exception probable de quelques petits affleurements.



Conclusion

Après la définition des données concernant notre agglomération du point de vue géographique, topographique, climatologique et démographique ainsi que la situation de réseau d'assainissement, nous procédons à élaborer une étude qui consiste à aménager des différents chaabets pour protéger l'agglomération de la ville de Grarem Gouga contre les inondations en temps de crues.

CHAPITRE III :

ETUDE HYDROLOGIQUE



Etude hydrologique

Introduction

La connaissance des principes de bases de l'hydrologie de façon qu'il soit en mesure de poser les problèmes, d'élaborer certaines solutions et de devenir interlocuteur valable au sein d'une équipe multidisciplinaire. Le dimensionnement, la sécurité et la bonne exploitation des ouvrages hydrauliques sont toujours liés à une évaluation saine non seulement des débits disponibles en moyenne mais surtout des débits extrêmes.

L'examen des événements catastrophiques survenus dans notre région d'étude montre que sur son bassin versant la superficie importante de terres agricoles, des plaines et des agglomérations sont fréquemment par la furie des eaux en crue.

Le but principal de cette étude est de déterminer la pluviométrie maximale journalière à différents fréquences, les crues les différentes fréquences, l'apport solide et l'apport liquide dans la région Garem Gouga.

III.1 Caractéristiques des bassins versants

III.1.1 Définition du bassin versant

Le bassin versant est une unité géographique définie à partir d'une section droite d'un cours d'eau et qui comprend toute la surface en amont de cette section de telle sorte que toute l'eau qui arrive sur cette surface, forme un point unique de l'espace qu'on appelle l'exutoire ^[5]

Selon la nature de terrains, on peut distinguer deux types de bassins versants ^[1]:

- ✓ **Bassin versant topographique** : Il est limité par des lignes de crêtes et des lignes de plus grands pente.
- ✓ **Bassin versant hydrogéologique** : On ajoutera aux considérations topographiques des considérations hydrogéologiques qui définies par les eaux souterraines.



III.1.2 Caractéristiques géométriques

Les différents paramètres sont calculés à partir des cartes topographiques

Tableau III.1 : Les Caractéristiques géométriques du bassin versant

La surface	La forme	Le périmètre
Le bassin versant étant l'aire de réception des précipitations et d'alimentation des cours d'eau. La surface du bassin versant peut être mesurée par superposition d'une grille dessinée sur papier transparent, par l'utilisation d'un planimètre ou par logiciel AUTOCAD sur la carte topographique	La forme est un élément essentiel du bassin versant, on distingue : <ul style="list-style-type: none"> ✓ Bassin versant de forme allongée ✓ Bassin versant de forme ramassée 	Le périmètre correspond à la limite extérieure du bassin. Il est mesuré par le curvimètre ou par logiciel AUTOCAD sur la carte topographique.

III.1.3 Caractéristique de forme

III.1.3.1 Indice de compacité de Gravelius

Est appelé aussi Indice de forme, qui caractérise la forme du bassin, et exprime l'allongement des sous bassins versant, il est déterminé par la formule (III.1)

$$Kc = 0,28 \frac{P}{\sqrt{S}} \dots\dots\dots (III.1)$$

Avec :

- P** : Périmètre du bassin versant (Km)
- S** : Surface du bassin versant (Km²)

Plus le Kc sera proche de 1, plus le bassin aura une forme ramassée et plus le temps de concentration sera court.

III.1.3.2 Le rectangle équivalent

Le bassin versant rectangulaire résulte d'une transformation géométrique du bassin versant réel en gardent la même superficie, il est caractérisé par la longueur « L » et la largeur « l » définit respectivement par les formules (III.2) et (III.3) :

➤ La longueur du rectangle équivalent :

$$L = \frac{Kc \cdot \sqrt{S}}{1,128} \left(1 + \sqrt{1 - \left(\frac{1,128}{Kc} \right)^2} \right) \dots\dots\dots (III.2)$$

➤ La largeur du rectangle équivalent :

$$l = \frac{Kc \cdot \sqrt{S}}{1,128} \left(1 - \sqrt{1 - \left(\frac{1,128}{Kc} \right)^2} \right) \dots\dots\dots (III.3)$$

Les résultats des paramètres de forme sont résumés dans le tableau III.2:



Tableau III.2: Les paramètres de forme des sous bassins

Sous Bassins	Surface (km ²)	Périmètre (km)	Kc	L (Km)	l (Km)
SB I	0.72	5.189	1.71	2.266	0.321
SB II	1.525	7.564	1.72	3.305	0.461
SB III	1.56	6.282	1.41	2.498	0.483
SB IV	4.10	10.023	1.37	3.855	1.064
SB V	1.86	6.753	1.39	2.663	0.699

III.1.4 Les reliefs

Le relief est défini comme étant la variation des altitudes. Ces variations influent sur des facteurs comme l'écoulement, la précipitation, la végétation, ...etc. Le relief se détermine lui aussi au moyen d'indices ou de caractéristiques suivants :

- ✓ Les altitudes caractéristiques.
- ✓ La courbe hypsométrique.
- ✓ L'indice de pente globale.
- ✓ L'indice de pente moyenne.

III.1.4.1 Les altitudes caractéristiques

Elles sont obtenues directement à partir de cartes topographiques.

- ✓ L'altitude maximale représente le point le plus élevé du bassin tandis que l'altitude minimale considère le point le bas (généralement à l'exutoire).
- ✓ L'altitude médiane ou $H_{50\%}$ est déterminée sur la courbe hypsométrique.
- ✓ L'altitude moyenne H_{moy} est calculée par la formule suivante :

$$H_{moy} = \frac{\sum_{i=1}^n S_i \cdot H_i}{S} \dots\dots\dots (III.4)$$

Avec :

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

- Hi** : Altitude moyenne entre 2 courbes de niveaux consécutives en m,
- Si** : surface partielle comprise entre 2 courbes de niveaux consécutives en km²
- ST** : surface totale du bassin versant en km².

Les résultats des paramètres du relief du bassin versant de la région d'étude sont résumés dans le tableau ci-dessous.



Tableau III.3 : Altitude moyenne (BV I)

Tranche d'altitude	Surface entre courbe(Km2)		Surfaces cumulées(Km2)		Elévation Moyenne Hi	HixSi
	Surface entre courbe(Km2) partielle Si	Pourcentage partiel Si/ST(%)	Surfaces cumulées \sum Si	Pourcentage cumulé Si/ST(%)		
320-360	0.194	26.944	0.194	26.94	340	65.96
320-280	0.089	12.361	0.283	39.31	300	26.70
280-240	0.437	60.694	0.72	100	260	113.62
Total	0.72	100				206.28
Hmoy = 286.50 m						

Tableau III.4 : Altitude moyenne (BV II)

Tranche d'altitude	Surface entre courbe(Km2)		Surfaces cumulées(Km2)		Elévation Moyenne Hi	HixSi
	Surface entre courbe(Km2) partielle Si	Pourcentage partiel Si/ST(%)	Surfaces cumulées \sum Si	Pourcentage cumulé Si/ST(%)		
440-400	0.096	6.30	0.096	6.30	420	40.32
400-360	0.161	10.56	0.257	16.85	380	61.18
360-320	0.14	9.18	0.397	26.03	340	47.60
320-280	0.185	12.13	0.582	38.16	300	55.50
280-240	0.183	12.00	0.765	50.16	260	47.58
240-200	0.76	49.84	1.525	100	220	167.20
Total	1.525	100				419.38
Hmoy = 275.00 m						

Tableau III.5 : Altitude moyenne (BV III)

Tranche d'altitude	Surface entre courbe(Km2)		Surfaces cumulées(Km2)		Elévation Moyenne Hi	HixSi
	Surface entre courbe(Km2) partielle Si	Pourcentage partiel Si/ST(%)	Surfaces cumulées \sum Si	Pourcentage cumulé Si/ST(%)		
400-360	0.305	19.55	0.305	19.55	420	128.10
360-320	0.244	15.64	0.549	35.19	340	82.96
320-280	0.554	35.51	1.103	70.71	300	166.20
280-240	0.228	14.62	1.331	85.32	260	59.28
240-200	0.229	14.68	1.56	100	220	50.38
Total	1.56	100				486.92
Hmoy = 312.13 m						

Tableau III.6 : Altitude moyenne (BV IV)

Tranche d'altitude	Surface entre courbe(Km2)		Surfaces cumulées(Km2)		Elévation Moyenne Hi	HixSi
	Surface entre courbe(Km2) partielle Si	Pourcentage partiel Si/ST(%)	Surfaces cumulées \sum Si	Pourcentage cumulé Si/ST(%)		
510-480	1.154	28.15	1.154	28.15	495	571.23
480-440	1.163	28.37	2.317	56.51	460	534.98
440-400	0.32	7.80	2.637	64.32	420	134.40
400-360	0.35	8.54	2.987	72.85	380	133.00
360-320	0.368	8.98	3.355	81.83	340	125.12
320-280	0.295	7.20	3.65	89.02	300	88.50
280-240	0.189	4.61	3.839	93.63	260	49.14
240-200	0.261	6.37	4.10	100	220	57.42
Total	4.10	100				1693.79
Hmoy = 413.12 m						



Tableau III.7: Altitude moyenne (BV V)

Tranche d'altitude	Surface entre courbe(Km2)		Surfaces cumulées(Km2)		Elévation Moyenne Hi	HixSi
	Surface entre courbe(Km2) partielle Si	Pourcentage partiel Si/ST(%)	Surfaces cumulées $\sum Si$	Pourcentage cumulé Si/ST(%)		
500-480	0.231	12.42	0.231	12.42	490	113.19
480-440	0.262	14.09	0.493	26.51	460	120.52
440-400	0.223	11.99	0.716	38.49	420	93.66
400-360	0.124	6.67	0.84	45.16	380	47.12
360-320	0.335	18.01	1.175	63.17	340	113.90
320-280	0.343	18.44	1.518	81.61	300	102.90
280-240	0.196	10.54	1.714	92.15	260	50.96
240-200	0.146	7.85	1.86	100	220	32.12
Total	1.86	100				674.37

Hmoy =362.56 m

III.1.4.2 Répartition et courbe hypsométrique

Les courbes hypsométriques demeurent un outil pratique pour comparer plusieurs bassins entre eux ou les diverses sections d'un seul bassin. Elles peuvent en outre servir à la détermination de la pluie moyenne sur un bassin versant et donnent des indications quant au comportement hydrologique et hydraulique du bassin et de son système de drainage. ^[1]

Cette courbe représente la répartition de la surface du bassin versant en fonction de son altitude. Elle porte en abscisse la surface (ou le pourcentage de surface) du bassin qui se trouve au-dessus (ou au-dessous) de l'altitude représentée en ordonnée. Elle exprime ainsi la superficie du bassin ou le pourcentage de superficie. Au-delà d'une certaine altitude.

La courbe hypsométrique du bassin versant de la région d'étude est représentée dans la figure suivante.

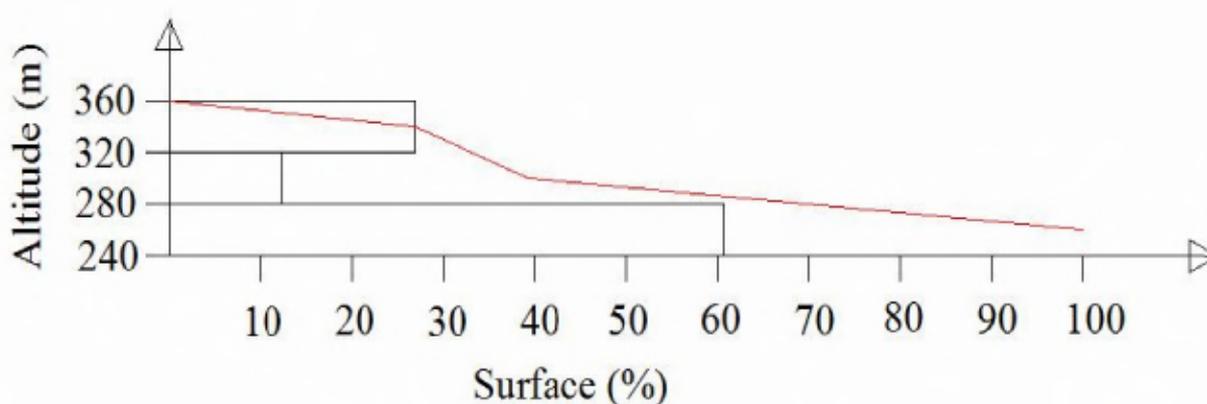


Figure III.1 : Courbe hypsométrique du SB I

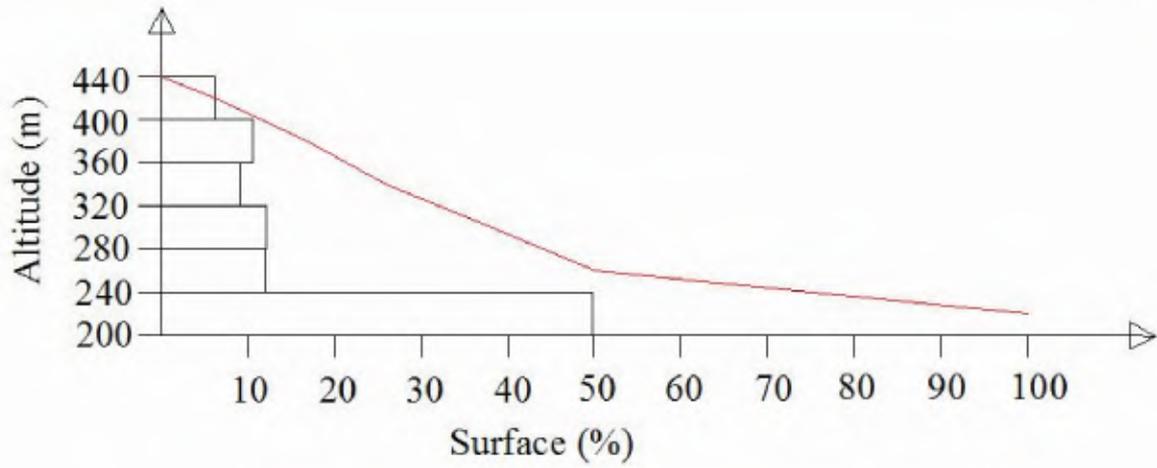


Figure III.2 : Courbe hypsométrique du SB II

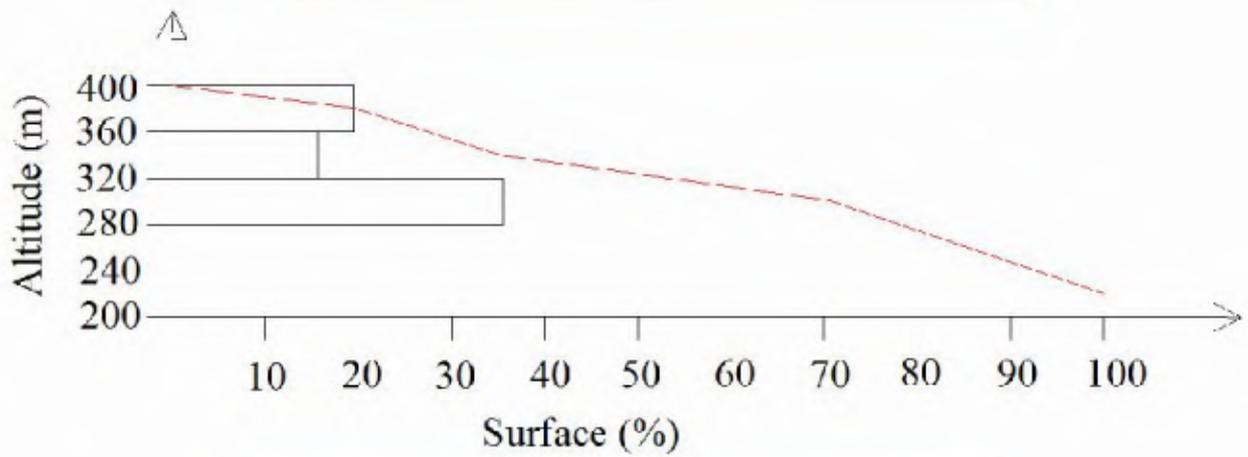


Figure III.3 : Courbe hypsométrique du SB III

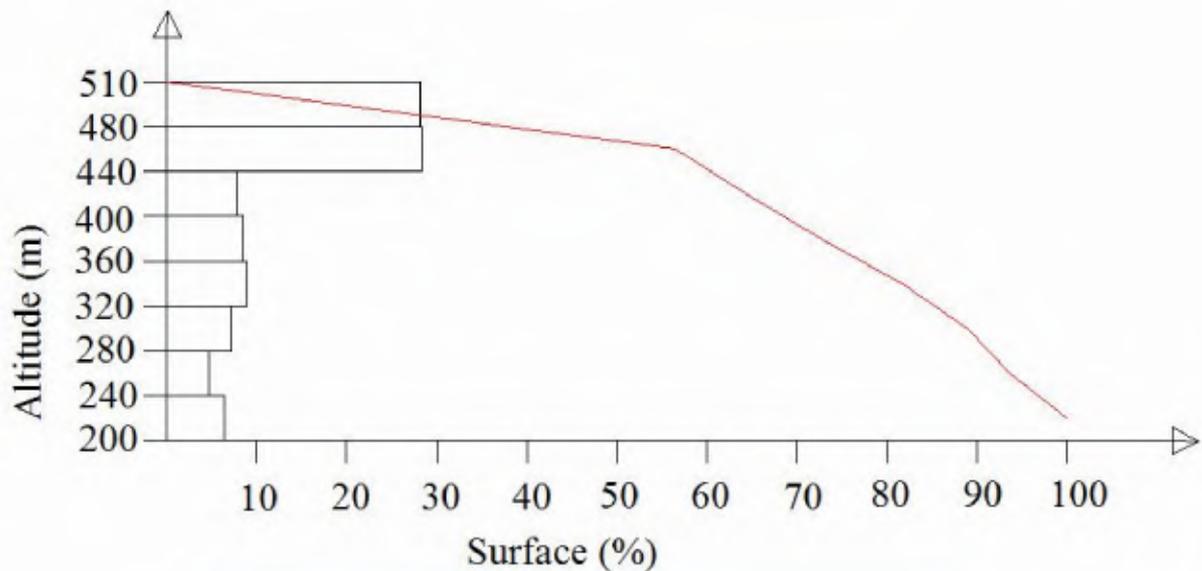


Figure III.4 : Courbe hypsométrique du SB IV

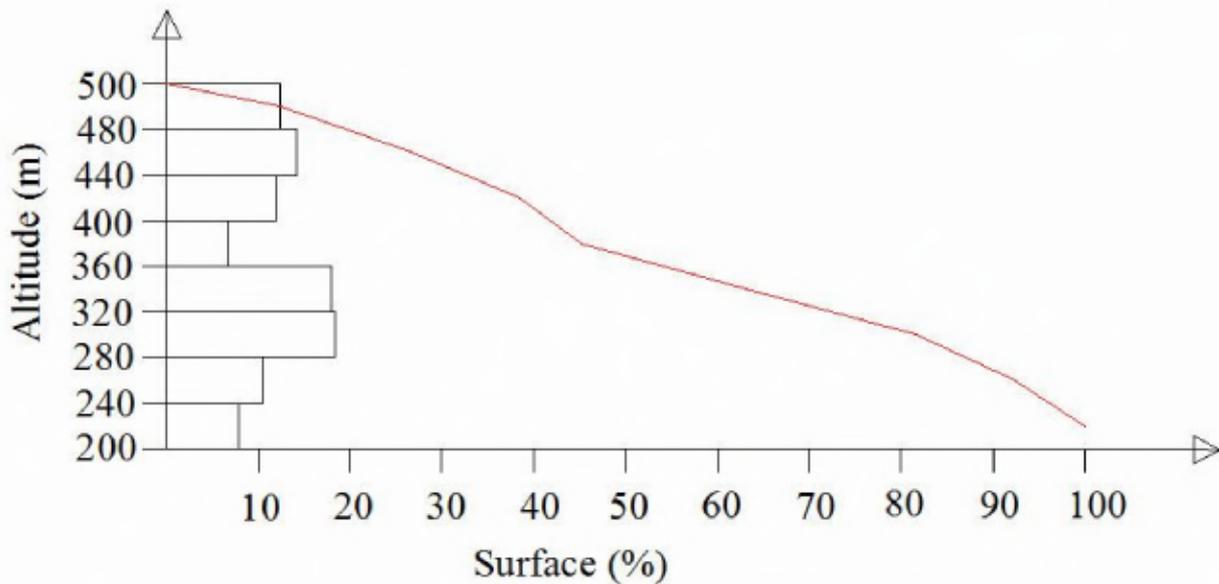


Figure III.5 : Courbe hypsométrique du SB V

III.1.4.3 Indice de pente globale (I_g)

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 S₁ et S₂ sur l'axe de l'abscisse telle 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 S₁ et 5% soit supérieure à S₂

Les altitudes correspondantes sont lues la courbe hypsométrique .Il est donné par la formule suivante :

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

Avec :

D : Dénivelée entre H_{5%} et H_{95%} (m),

L : longueur du rectangle équivalent (Km),

H_{5%} et H_{95%} : sont respectivement Les altitudes correspondantes à S_{5%} et S_{95%}.

H_{50%} :L'altitude médiane déterminée sur la courbe hypsométrique égale à 664.15 m.

Les résultats de l'indice de pente globale sont récapitulés dans le tableau suivant.

Tableau III.8: Indice de pente globale (I_g)

Sous bassin	H5%(m)	H95%(m)	H5%- H95%	L (km)	I _g (%)
BV I	395.32	263.28	132.04	2.266	58.27
BVII	424.16	224	200.16	3.305	60.56
BV III	394.88	233.68	160.5	2.498	64.25
BV IV	508.32	251.60	256.72	3.855	66.59
BV V	495.90	245.60	250.3	2.663	93.99



Remarque :

D'après la classification des O.R.S.T.O.M pour des bassins versants, le relief de la région de Grarem Gouga est fort.

III.1.4.4 Pente moyenne des bassins versants (I_m)

La pente moyenne est une caractéristique importante qui renseigne sur la topographie du bassin. Elle est considérée comme une variable indépendante. Elle donne une bonne indication sur le temps de parcours du ruissellement direct (donc sur le temps de concentration T_c) et influence directement le débit de pointe lors d'une averse.

La pente moyenne des bassins versants est donnée par la formule suivante :

$$I_m = \frac{\Delta H (0.5 l_1 + l_2 + l_3 + \dots + 0.5 l_n)}{S} \dots\dots\dots (III.6)$$

Avec :

ΔH : Dénivelée entre deux courbes de niveaux (m),

l_i : longueur de la courbe de niveau d'ordre 1,2, 3,..., n (m),

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

Les résultats de la pente moyenne sont récapitulés dans le tableau suivant

Tableau III.9: Pentes moyennes des bassins versant I_m

Sous bassin	SB I	SB II	SB III	SB IV	SB V
I_m (%)	8.83	9.00	7.23	5.73	9.76

III.1.5 Le réseau hydrographique

Le réseau hydrographique se définit comme l'ensemble des cours d'eau naturels ou artificiels. Permanents ou temporaires. Qui participent à l'écoulement. Le réseau hydrographique est sans doute une des caractéristiques les plus importantes du bassin. Le réseau hydrographique peut prendre une multitude de formes.

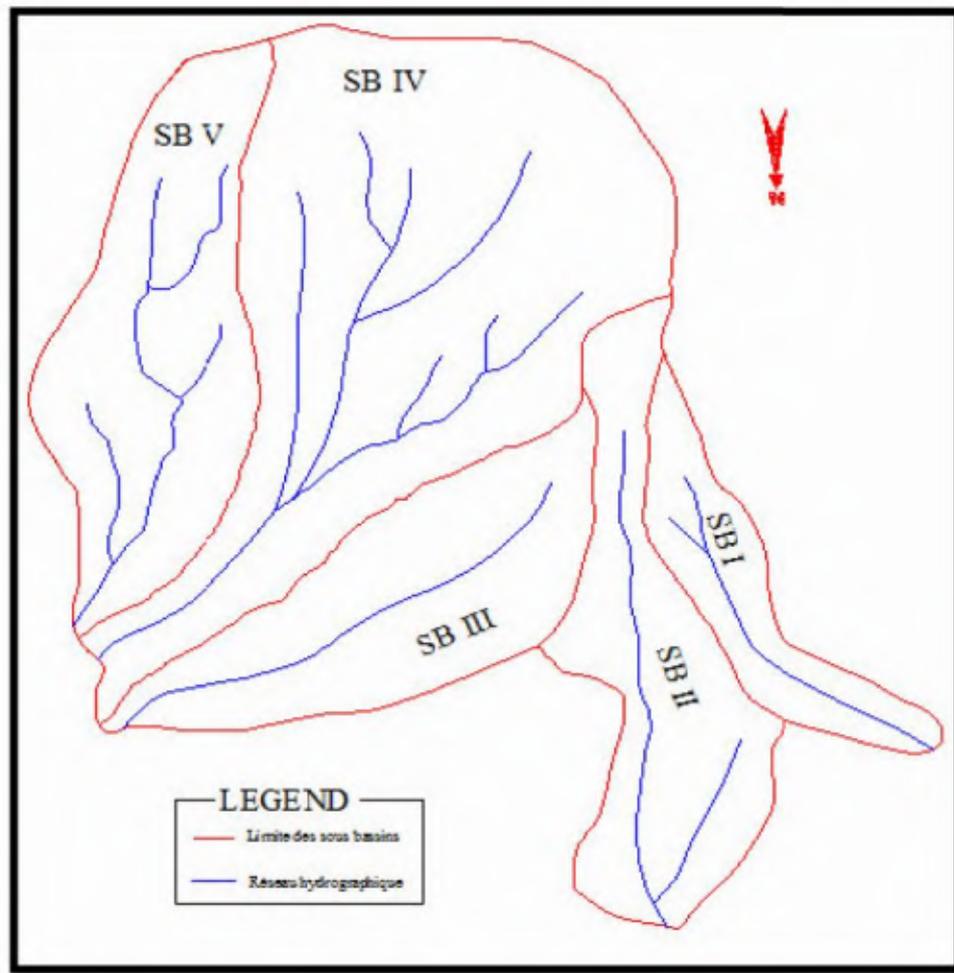


Figure III.6 : Réseau hydrographique du bassin versant

III.1.5 .1 La densité de drainage

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

$$D_d = \frac{\sum L_i}{S} \dots\dots\dots (III.7)$$

Avec :

- D_d : densité de drainage [km/km^2] ,
- $\sum L_i$: longueur de cours d'eau [km] ,
- S : surface du bassin versant [km^2].

Les résultats de calcul de la densité de draine est portés dans le tableau suivant :

**Tableau III.10:** Densités de drainage

Sous bassin	SB I	SB II	SB III	SB VI	SB V
D_d [km/km ²]	3.206	2.470	1.826	3.658	2.475

III.1.5 .2 La pente moyenne du cours d'eau principale I_C

La pente moyenne du cours d'eau détermine la vitesse avec laquelle l'eau se rend à l'exutoire du bassin donc le temps de concentration. Cette variable influence donc sur le débit maximal observé. Une pente abrupte favorise et accélère l'écoulement superficiel tandis qu'une pente douce ou nulle donne à l'eau le temps de s'infiltrer. Entièrement ou en partie dans le sol.

Le calcul des pentes moyennes et partielles de cours d'eau s'effectue à partir du profil longitudinal du cours d'eau principal et de ses affluents. La méthode la plus fréquemment utilisée pour calculer la pente longitudinale du cours d'eau consiste à diviser la différence d'altitude entre les points extrêmes du profil par la longueur totale du cours d'eau.

$$I_c = \frac{\Delta H}{\Delta L} \dots\dots\dots (III.8)$$

Avec :

I_C : Pente moyenne du cours d'eau [m/Km],

ΔH : Dénivellation entre deux points suffisamment distance [m],

ΔL : Longueur du cours d'eau principal [Km].

Les résultats de calcul de la pente moyenne du cours d'eau principal sont récapitulés dans le tableau ci-dessous.

Tableau III.11 : Pente moyenne du cours d'eau principal

Sous bassin	SB I	SB II	SB III	SB VI	SB V
P_{mpy} (%)	5.00	7,70	8.00	14,00	9.00

III.1.5 .3 Le temps de concentration

Le temps de concentration T_C des eaux sur un bassin versant se définit comme le maximum de durée nécessaire à une goutte d'eau pour parcourir le chemin hydrologique entre un point du bassin et l'exutoire de ce dernier. Il est composé de trois termes différents :

- ✓ T_h : Temps d'humectation c'est le temps nécessaire à l'imbibition du sol par l'eau qui tombe avant qu'elle ne ruisselle.
- ✓ T_r : Temps de ruissellement ou d'écoulement c'est le temps qui correspond à la durée d'écoulement de l'eau à la surface ou dans les premiers horizons de sol jusqu'à un système de collecte (cours d'eau naturel, collecteur, ...).
- ✓ T_a : Temps d'acheminement c'est le temps mis par l'eau pour se déplacer dans le système de collecte jusqu'à l'exutoire.



Le temps de concentration T_C est donc égal au maximum de la somme de ces trois termes.

$$T_C = \max \left[\sum (T_h + T_r + T_a) \right]$$

Théoriquement on estime que T_C est la durée comprise entre la fin de la pluie nette et la fin du ruissellement. Pratiquement le temps de concentration peut être déduit de mesures sur le terrain ou s'estimer à l'aide de formules le plus souvent empiriques.

a) Formule de GIANDOTTI

$$T_c = \frac{4 \cdot \sqrt{S} + 1.5 \cdot L}{0.8 \cdot \sqrt{H_{\text{moy}} - H_{\text{min}}}} \dots\dots\dots \text{(III.9)}$$

Avec :

S : Surface du bassin versant en [Km²] ;

L : longueur du talweg principale en [Km] ;

H_{moy} - H_{min} : respectivement la hauteur moyenne et minimale du B.V en [m].

b) Formule de VENTURA

$$T_c = 0,1272 \sqrt{\frac{S}{i_{\text{moy}}}} \dots\dots\dots \text{(III.10)}$$

S : Surface du bassin en [Km²] ;

i_{moy} : Pente moyenne du bassin.

c) Formule de KIRPICH

$$T_c = 0,0149 L_p^{0,77} I_{\text{moy}}^{0,385} \dots\dots\dots \text{(III.11)}$$

D'où :

L_p : Longueur du cours d'eau principal [km],

I_{moy} : Pente moyenne du bassin versant.

Les résultats de calcul par différentes méthodes sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau III.12 : Les temps de concentration

Formules	SB I	SB II	SB III	SB IV	SB V
Formule de GIANDOTTI	0.577	0.780	0.790	1.120	0.820
Formule de VENTURA	0.483	0.566	0.562	0.688	0.577
Formule de KIRPICH	0.350	0.540	0.560	0.715	0.529

Sur la base de ces résultats, et la considération du talweg principal, nous nous proposons d'adopter les valeurs, GIANDOTTI qui est d'emploi fréquent en Algérie parce que la formule de GIANDOTTI tient compte tous les paramètres géométriques du bassin.



III.1.5.4 Vitesse moyenne de ruissellement

Cette vitesse est donnée par la formule :

$$V_R = \frac{L}{T_c} \dots\dots\dots (III.12)$$

Avec :

L : Longueur de talweg principal en [Km].

T_c : temps de concentration en [heure].

Les résultats de calcul de la vitesse moyenne de ruissellement sont récapitulés dans le tableau ci-dessous.

Tableau III.13 : La vitesse de ruissellement

Sous bassin	SB I	SB II	SB III	SB IV	SB V
V_R (Km/h)	3.394	3.544	3.604	2.640	3.044

Le tableau ci-dessous présente les différents paramètres hydromorphométriques des sous bassins versants de la zone d'étude.



Tableau III.14 : Récapitulatif des paramètres hydromorphométriques du bassin versant de la zone d'étude

Caractéristiques	SB I	SB II	SB III	SB IV	SB V
1-Morphométrie					
Surfaces (Km ²)	0.72	1.525	1.56	4.10	1.86
Périmètres (Km)	5.189	7.564	6.282	10.023	6.753
Longueurs de R-E (Km)	2.266	3.305	2.498	3.855	2.663
Largeurs de R-E (Km)	0.321	0.461	0.483	1.064	0.699
2-les reliefs					
2.1-les altitudes caractéristiques					
Altitudes max (m)	360	440	400	510	500
Altitudes moy (m)	286.50	275	312.13	413.12	362.56
Altitudes min (m)	240	200	200	200	200
Altitudes 5 % (m)	395.32	424.16	394.88	508.32	495.90
Altitudes 95 % (m)	263.28	224	233.68	251.60	245.60
2.2-Indice de pente globale Ig (m/Km)	58.27	60.56	64.25	66.59	93.99
2.3-Les pentes moyennes des BV Im (%)	8.83	9.00	7.23	5.73	9.76
3-le réseau hydrographique					
La densité de drainage Dd (Km/Km ²)	3.206	2.470	1.826	3.658	2.475
Longueurs des cours d'eau principale (Km)	1.957	2.766	2.848	2.496	3.326
Pentes moyen des cours d'eau principal (%)	5.00	7,70	8.00	14,00	9.00
Temps de concentration (h)	34.62	46.8	47.4	67.2	49.2
Vitesse moyenne ruissellement (Km/h)	3.394	3.544	3.604	2.640	3.044

III.2 Analyse des données pluviométriques

III.2.1 Présentation de la station pluviométrique et pluie moyenne annuelle

Avant d'évaluation les précipitations sur les bassins versants, nous avons analysés les données disponibles à la station pluviométrique d'El Hamala (la station la plus proche au bassin versant – zone d'étude).

Tableau III.15 : Station pluviométrique d'El Hamala

Support pluviométrique	Altitude : Z (m)	580.00
	Abscisse : X (Km)	791,20
	Ordonné : Y (Km)	350.00
	Code de la station	10-07-03
	Nom de la station	El Hamala
Taille de l'échantillon : N	40	



III.2.2 Pluies maximales journalières

Les précipitations maximales journalières de rares fréquences sont des pluies génératrices des crues d'importants débits. Contre lesquels il faut protéger l'ouvrage.

Les précipitations maximales journalières sont étudiées à fin d'en déterminer les pluies de courte durée pour une probabilité de P%.

Tableau III.16 : Série des pluies max journalières à la station Hamala (Période : 1970 – 2010)

Année	$P_{\max J}$ (mm)	Année	$P_{\max J}$ (mm)
1970-1971	35.5	1990-1991	38.4
1971-1972	44.1	1991-1992	63.4
1972-1973	53	1992-1993	54
1973-1974	27	1993-1994	44.3
1974-1975	37.7	1994-1995	59.9
1975-1976	33.5	1995-1996	36.1
1976-1977	62.2	1996-1997	22.8
1977-1978	25.5	1997-1998	36.8
1978-1979	53	1998-1999	48
1979-1980	37	1999-2000	45.4
1980-1981	43.6	2000-2001	45
1981-1982	29	2001-2002	23.6
1982-1983	64.9	2002-2003	50.2
1983-1984	48.6	2003-2004	40.5
1984-1985	76.9	2004-2005	72.3
1985-1986	29.4	2005-2006	35.4
1986-1987	32.8	2006-2007	35.7
1987-1988	30.4	2007-2008	57.8
1988-1989	56.7	2008-2009	31.1
1989-1990	39.1	2009-2010	75.6

III.2.3 Les précipitations maximales journalières

L'étude consiste à faire un ajustement pour la série des données des précipitations maximales journalières par une loi théorique afin de déterminer une intensité de pluie de durée et de période de retour donnée.

Pour notre étude on passe par les étapes suivantes :

- ✓ Classer la série des précipitations par ordre croissant,
- ✓ Calcul de la fréquence expérimentale,
- ✓ Calcul des caractéristiques empiriques de la série de donnée,
- ✓ Ajuster graphiquement la loi choisie,
- ✓ Calculer le quantile et son intervalle de confiance.



Tableau III.17 : Caractéristiques de la série (avec N=40ans)

Caractéristiques	Formules	Valeurs
La somme des Pmax j en (mm)	$\sum_{i=1}^N = 40 X_i$	1776.2
la moyenne des Pmax j en (mm)	$\bar{X} = \frac{\sum_{i=1}^{n=40} X_i}{n}$	44.40
L'écart type « σ_x »	$\sigma_x = \left[\frac{\sum_{i=1}^n (X_i - \bar{X})^2}{n - 1} \right]^{1/2}$	14.29
Coefficient de variation « Cv »	$C_v = \frac{\sigma}{\bar{X}}$	0.33
L'exposant climatique	b= 0.37 (Donné par l'ARNH de Constantine)	

III.2.4 Homogénéisation des données

Avant d'entamer l'analyse hydrologique, une vérification rigoureuse et détaillée des données est primordiale, par l'utilisation de Fun des tests de Wilcoxon ou de la médiane, qui serviront pour le contrôle de l'homogénéité de la série de données de notre station

🌈 Test de la médiane on test de Mood

Aussi non paramétrique ce test permet la vérification de l'homogénéité de la série (Lambolay,2006).

Ce test consiste en :

- 1) Constituer un échantillon (X_1, \dots, X_n) comportant la série d'observation.
- 2) Classé les valeurs de l'échantillon par ordre croissant.
- 3) Déterminer la médiane M de cet échantillon, qui représente une valeur constante de telle sorte que 50% des valeurs de l'échantillon lui soient inférieures et les 50 autres supérieures.
- 4) Attribuer à chaque valeur non classée un signe
 - + pour $X_i > M$
 - pour $X_i < M$
- 5) Les conditions pour que la série soit homogène :

$$N_s > 1/2(N+1-u_{1-\alpha/2}\sqrt{N+1})$$

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

Avec :

- n : taille de la série
- N_s : nombre total de + ou de -
- T_s : taille de la plus grande série de + ou de -
- $u_{1-\alpha/2}$: Variable réduite de Gauss=1.96



Les résultats du test de Mood appliqué à la station pluviométrique sont donnés comme suit :

Tableau III.18 : Test d'homogénéité de médiane

N°	P max j (mm)	S	P max j ↑ (mm)	N°	P max j (mm)	S	P max j ↑ (mm)
1	35,5	-	22,8	21	38,4	-	43,6
2	44,1	+	23,6	22	63,4	+	44,1
3	53	+	25,5	23	54	+	44,3
4	27	-	27	24	44,3	+	45
5	37,7	-	29	25	59,9	+	45,4
6	33,5	-	29,4	26	36,1	-	48
7	62,2	+	30,4	27	22,8	-	48,6
8	25,5	-	31,1	28	36,8	-	50,2
9	53	+	32,8	29	48	+	53
10	37	-	33,5	30	45,4	+	53
11	43,6	+	35,4	31	45	+	54
12	29	-	35,5	32	23,6	-	56,7
13	64,9	+	35,7	33	50,2	+	57,8
14	48,6	+	36,1	34	40,5	+	59,9
15	76,9	+	36,8	35	72,3	+	62,2
16	29,4	-	37	36	35,4	-	63,4
17	32,8	-	37,7	37	35,7	-	64,9
18	30,4	-	38,4	38	57,8	+	72,3
19	56,7	+	39,1	39	31,1	-	75,6
20	39,1	-	40,5	40	75,6	+	76,9

Résultats :

$$M=42,05$$

$$N_s=21 > 1/2(N+1-u_{1-\alpha/2}\sqrt{N+1})=14,22$$

$$T_s=4 < 3,3(\log_{10} N+1) =5,32$$

III.2.5 Choix de la loi d'ajustement

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

L'ajustement des pluies maximales journalières sera traité par le logiciel HYFREN. On a effectué l'ajustement de la série des pluies maximales journalières dans notre cas les deux lois suivantes :

- ✓ La loi de Gumel (doublement exponentielle).
- ✓ La loi de Galton (log normale), à l'aide de logiciel HYFREN, Avec une comparaison des graphes de régression obtenue par les ajustements.



III.2.4.1 Ajustement de la série pluviométrique à la loi de GUMBEL

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

$$F(y) = e^{-e^{-y}} \dots\dots\dots (III.13)$$

Tel que :

$$y = a (x - x_0),$$

1/a : la pente de la droite de GUMBEL,

y : variable réduite de GUMBEL,

x : précipitation maximale journalière (mm),

x₀ : ordonnée à l'origine en (mm),

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

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

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

$$F (x) = \frac{m - 0.5}{n} \dots\dots\dots (III.14)$$

D'où : **m** : rang de précipitation.

n : nombre d'observations (n = 40).

- ✓ Calculer la variable réduite de GUMBEL donnée par la formule : $y = - \ln (- \ln (F(x)))$.
- ✓ Calculer les paramètres d'ajustement « a » et « x₀ ».
- ✓ Représenter graphiquement les couples (xi. yi) sur papier GUMBEL.

On utilisant l'ajustement par logiciel HYFRAN pour estimé les paramètres

Nombre d'observations : 40

Quantiles :

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

T = 1/ (1-q)



Tableau III.19 : Résultat de l’ajustement a la loi de Gumbel

Période de retour (ans)	Probabilité (q)	XT (mm)	Ecart type	Intervalle de confiance 95%
1000.0	0.9990	88.1	5.47	77.3- 98.8
100.0	0.9900	77.2	4.38	68.6- 85.8
50.0	0.9800	73.3	4.01	65.4- 81.1
20.0	0.9500	67.5	3.48	60.6- 74.3
10.0	0.9000	62.3	3.06	56.3-68.3
5.0	0.8000	56.0	2.63	50.8- 61.2

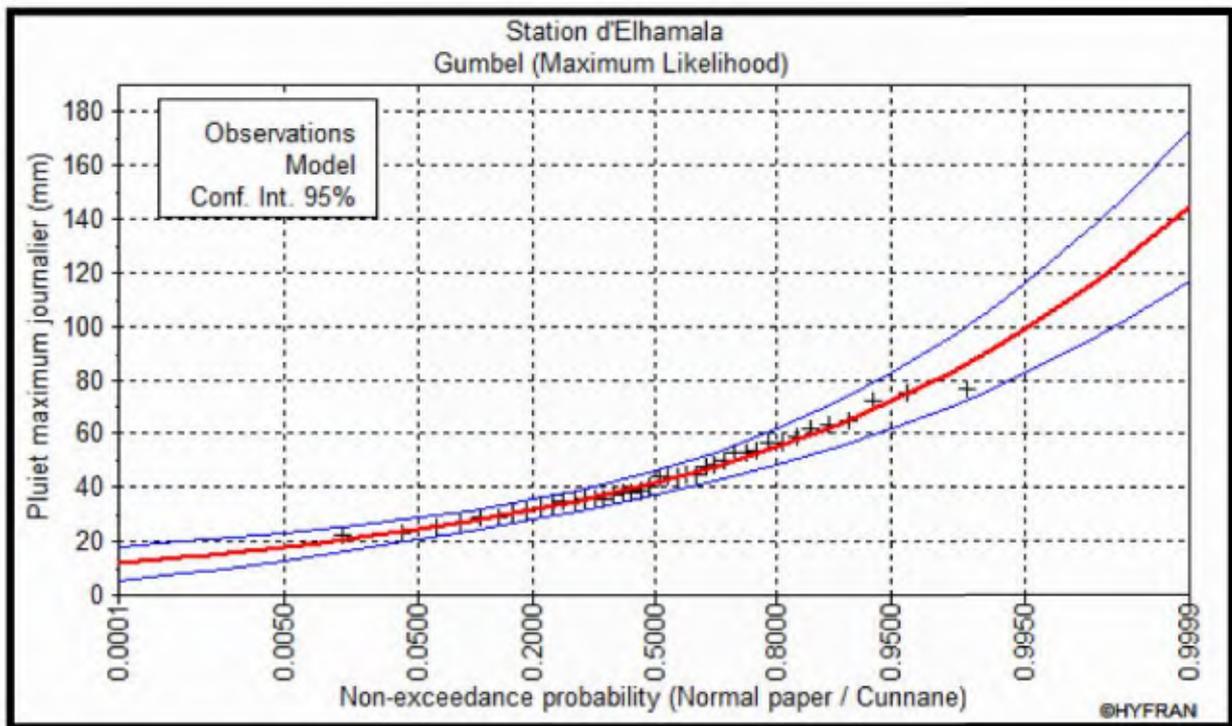


Figure III.7 : Ajustement à la loi de Gumbel

Tableau III.20 : Caractéristiques de loi de Gumbel .

Gumbel	Caractéristique de loi de Gumbel
Minimum	22.0
Maximum	76.0
Moyenne	44.0
Ecart – type	14.3
Médiane	41.5
Coefficient de variation (CV)	0.324



III.2.4.2 Ajustement de la série pluviométrique à la loi de GALTON

Le procédé d’ajustement est identique à celui établi pour la loi de GALTON. Seule la représentation graphique change ou elle est faite sur du papier log-normale. La loi de GALTON a une fonction de répartition qui s’exprime selon la formule suivante :

$$F (X) = \frac{1}{\sqrt{2 \Pi}} \int_u^{+\infty} e^{-\frac{1}{2}u^2} du \dots\dots\dots (III.15)$$

Ou : $u = \frac{X_i - \bar{X}}{\sigma_x}$ (variable réduite de GAUSS)

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

$$\text{Log } x(p \%) = \overline{\text{Log } x} + \sigma \cdot \text{Log } u(p \%)$$

$$\text{Log } X = \frac{\sum_{i=1}^{30} \overline{\text{Log } X_i}}{N} \dots\dots\dots (III.16)$$

Quantiles :

- q = F(X) (probabilité au non dépassement)
- T = 1/ (1-q)
- Log normale (Maximum de vraisemblance)

Tableau III.21 : Résultat de l’ajustement a la loi de Galton

Période de retour (ans)	Probabilité (q)	XT (mm)	Ecart type	Intervalle de confiance 95%
1000.0	0.9990	114	14.1	85.9-141
100.0	0.9900	88.7	8.80	71.4-106
50.0	0.9800	81.2	7.38	66.8- 95.7
20.0	0.9500	71.2	5.62	60.2- 82.2
10.0	0.9000	63.3	4.39	54.7-71.9
5.0	0.8000	54.9	3.27	48.5- 61.3

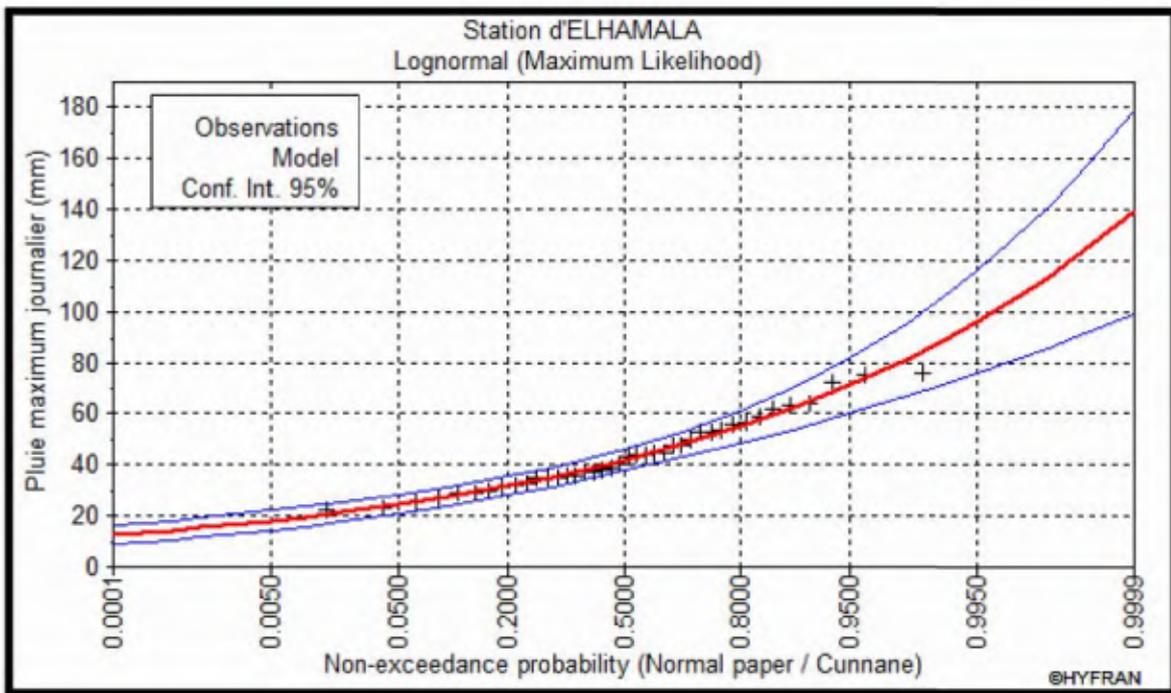


Figure III.8 : Ajustement à la loi de Galton

Tableau III.22 : Caractéristiques de la loi de Galton

Galton	Caractéristiques de la loi de Galton
Minimum	22.8
Maximum	76.9
Moyenne	44.4
Ecart – type	14.3
Médiane	42
Coefficient de variation (C _v)	0.322

NB : On remarque que la loi de Galton est la plus acceptable vu la concentration des points autour de la droite d'ajustement pour la station d'EL Hamala.

III.2.4.2 Test d'adéquation du χ^2

On juge généralement l'adéquation d'une loi à un échantillon par le test du χ^2 , variable aléatoire dont la distribution a été étudiée par Pearson, considéré comme un critère de comparaison (Dubreuil, 1974).



L'adéquation est admise si $P(\chi^2) > u$ seuil du risque d'adéquation choisi généralement égal à 0,05; et elle est rejetée si $P(\chi^2) < 0,01$

L'adéquation a été testée sous logiciel Hyfran et a donné les résultats tels que montrés ci bas

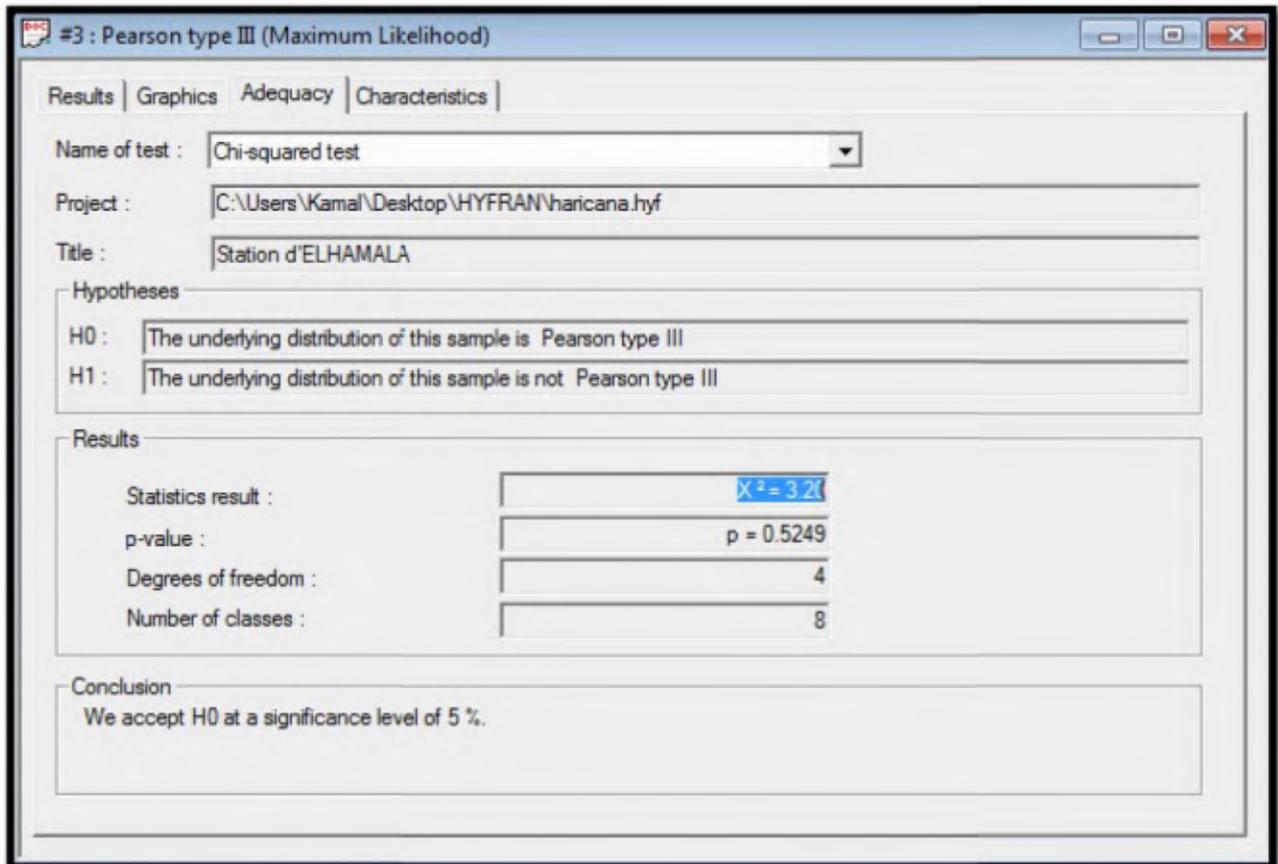


Figure III.9 : Figure de résultat du test d'adéquation χ^2 , sous logiciel Hyfran

III.2.6 Pluies de courte durée

Pour une période donnée la quantité de pluie tombée dans un temps donnée "t" est donnée par la formule de Body (ANRH 1984) :

$$P_{ct} = P_{\max} \left(\frac{t}{24} \right)^b \dots\dots\dots (III.17)$$

Avec :

t : durée de l'averse.

b : exposant climatique (**b = 0.37**, selon l'ANRH).

Les intensités maximales de période t (h) et période de retour T=100 (ans) sont calculées par la relation :

$$I_t = \frac{P_{ct}}{t} \dots\dots\dots(III.18)$$



Avec :

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

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

D'où :

P : Pluies de courte durée (mm).

I : Intensité maximale (mm/h).



Tableau III.23 : Récapitulatif des pluies, intensités maximales de durée t (h) et de période de retour

Période de retour T(h)	100		50		20		10		5	
	Pct(mm)	It (mm /h)	Pct (mm)	It (mm /h)	Pct(mm)	It (mm /h)	Pct(mm)	It (mm /h)	Pct(mm)	It (mm /h)
1	27.55	27.55	25.15	25.15	21.94	21.94	19.47	19.47	16.88	16.88
2	35.61	17.80	32.50	16.25	28.35	14.18	25.16	12.58	21.81	10.91
3	41.37	13.79	37.76	12.59	32.94	10.98	29.23	9.74	25.34	8.45
4	46.02	11.50	42.00	10.50	36.64	9.16	32.52	8.13	28.19	7.05
6	53.47	8.91	48.80	8.13	42.57	7.10	37.78	6.30	32.75	5.46
8	59.47	7.43	54.28	6.78	47.35	5.92	42.02	5.25	36.43	4.55
10	64.59	6.46	58.95	5.89	51.43	5.14	45.64	4.56	39.56	3.96
11	66.91	6.08	61.07	5.55	53.27	4.84	47.28	4.30	40.98	3.73
12	69.10	5.76	63.06	5.26	55.02	4.58	48.83	4.07	42.33	3.53
14	73.15	5.23	66.76	4.77	58.25	4.16	51.69	3.69	44.81	3.20
15	75.05	5.00	68.49	4.57	59.75	3.98	53.03	3.54	45.97	3.06
16	76.86	4.80	70.15	4.38	61.19	3.82	54.31	3.39	47.08	2.94
17	78.60	4.62	71.74	4.22	62.58	3.68	55.54	3.27	48.15	2.83
18	80.28	4.46	73.27	4.07	63.92	3.55	56.73	3.15	49.18	2.73
19	81.91	4.31	74.75	3.93	65.21	3.43	57.87	3.05	50.17	2.64
20	83.47	4.17	76.18	3.81	66.46	3.32	58.98	2.95	51.13	2.56
21	85.00	4.05	77.57	3.69	67.67	3.22	60.06	2.86	52.06	2.48
22	86.47	3.93	78.92	3.59	68.85	3.13	61.10	2.78	52.97	2.41
23	87.90	3.82	80.23	3.49	69.99	3.04	62.11	2.70	53.85	2.34
24	89.30	3.72	81.50	3.40	71.10	2.96	63.10	2.63	54.70	2.28

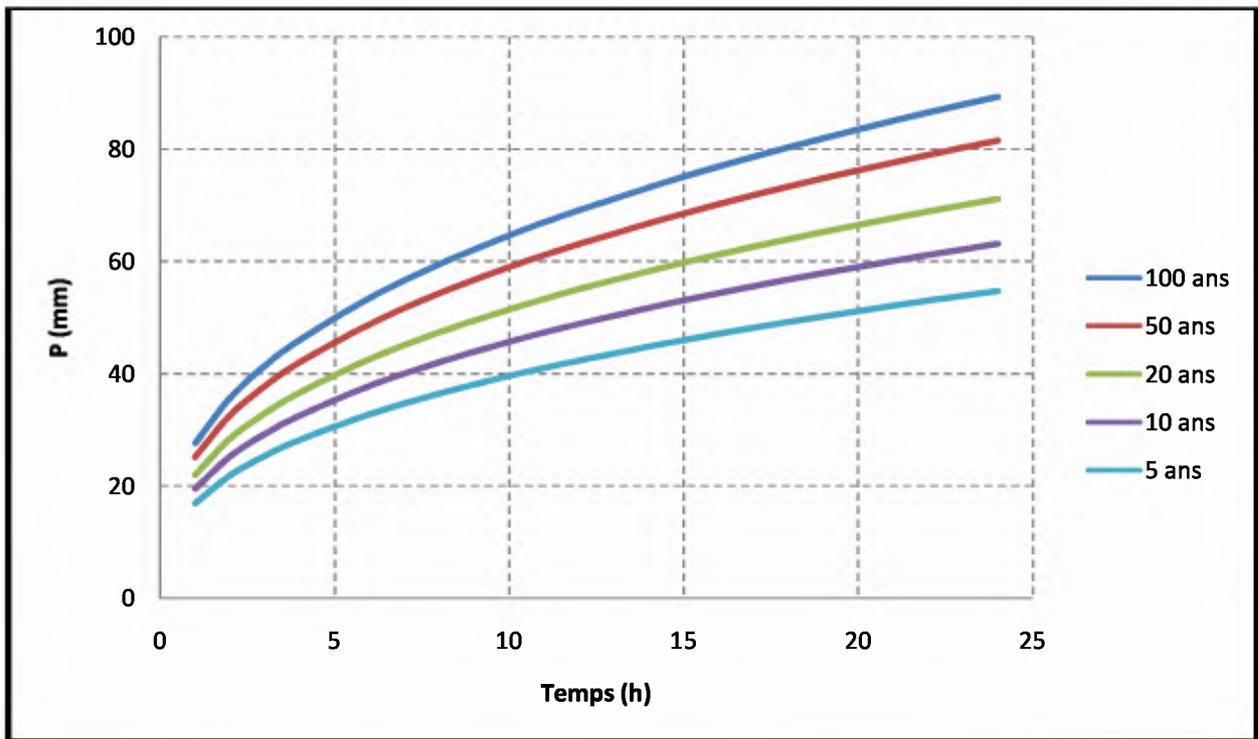


Figure III.10 : Courbe pluie-durée-fréquence

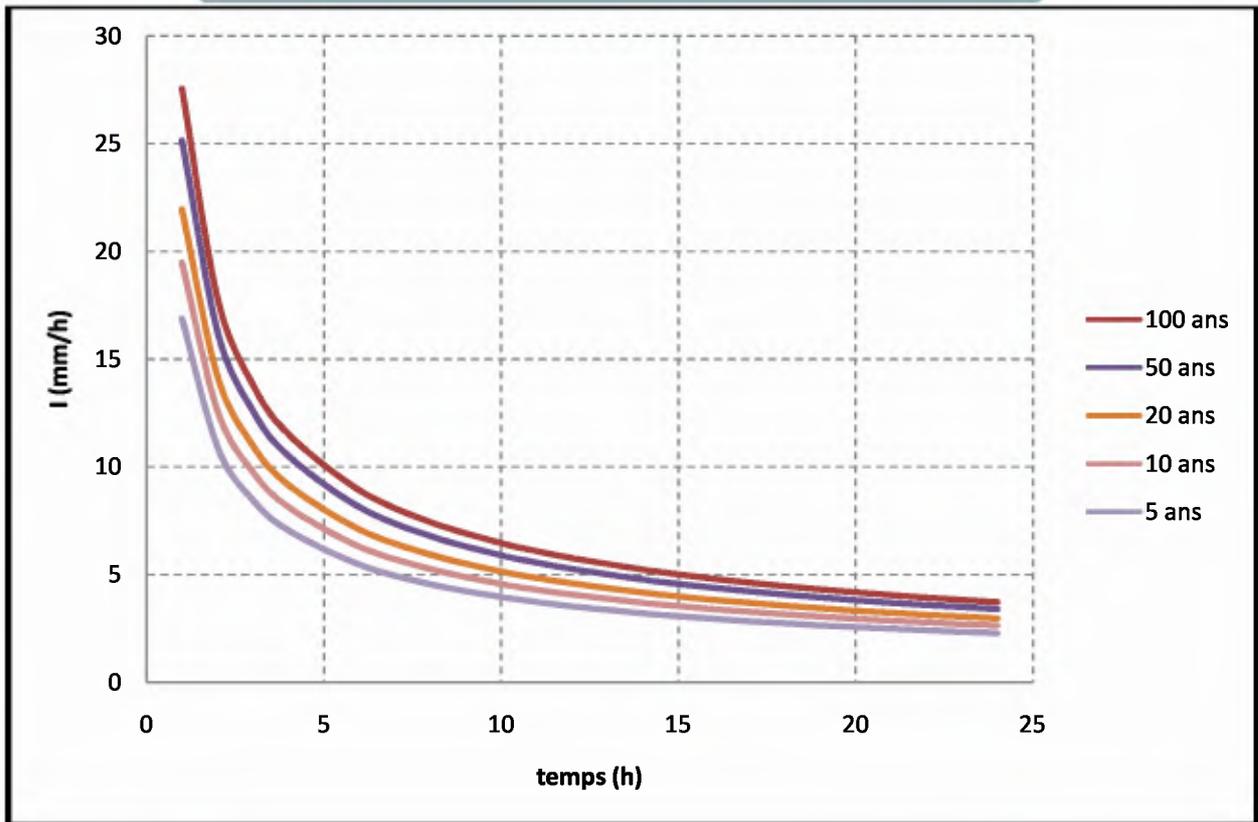


Figure III.11 : Courbe intensité-durée-fréquence



III.3 Etude de crues

III.3.1 Différentes méthodes d'évaluation des crues

Les techniques utilisées pour la détermination des crues dépendent pour une grande part des données disponibles. Presque chaque problème qui se produit est unique du aux variations des conditions et des données qui fait que c'est la disponibilité des données plutôt que la nature des problèmes qui conditionnent la procédure. Il n'existe pas encore une unicité de calcul des crues les méthodes de calcul différent aussi selon le chargé d'études.

III.3.2 Choix de la méthode (application sur le sous bassin)

Partant des données morphologiques et pluviométriques existantes une évaluation des débits de pointes des crues sera faite à partir de formules empiriques (Mallet–Gauthier, Turazza et Sokolovski).

III.3.2.2 Formule de Turazza

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

$$Q_{\max, p\%} = \frac{c \cdot i_{tc\%} \cdot A}{3 \cdot 6}$$

D'où :

A : Surface du bassin versant,

$i_{tc\%}$: Intensité de la pluie de fréquence (P%) pour une durée égale au temps de concentration T_c .

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

Tableau III.24 : Valeurs de coefficient de ruissellement C

Fréquence %	1	2	5	10	20
Période de Retour	100	50	20	10	5
C	0.8	0.75	0.55	0.6	0.7

III.3.2.3 Formule de Sokolovski

Le débit maximum probable est donné par la formule suivante :

$$Q_{\max, p\%} = 0,28 \cdot \frac{X_{p\% tc} \cdot \alpha_{p\%} \cdot S \cdot f}{T_c}$$

Avec :

S : Surface du bassin versant en Km²,

T_c : Temps de concentration du bassin versant en h,

$P_{tc\%}$: précipitation en mm de probabilité p% correspondant à un temps $t_c = 23,085$,



Ce : Coefficient de ruissellement en fonction de la fréquence

0.28 : coefficient de changement d'unité

f : Coefficient de forme de la crue, peut être calculé par la formule :

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

Tableau III.25 : Valeur de coefficient de ruissellement α

Période de Retour	100	50	20	10	5
Fréquence %	1	2	5	10	20
α	0,7	0,65	0,6	0,55	0.5

Pour :

* $S \leq 50 \text{ km}^2$, on a : $\gamma = 2$

* Des petits bassins non boisé et sol peu perméable, on a : $\gamma = 2 \div 2.5$

* Bassin boisé et sol perméable, on a : $\gamma = 3 \div 4$

Sachant que nos deux bassins versant ont une surface inférieure à 50 Km² on prend $\gamma = 2$, alors :

$$f = \frac{12}{4 + 3\gamma} = 1.2$$

Les débits de crues des bassins versants calculés par les différentes formules sont représentés dans les tableaux suivants.

III.3.2.4 Formule de Mallet Gauthier

$$Q_{\max, p\%} = \frac{2 * K * \log(1 + A * P) * S * \sqrt{1 + 4 \log T - \log S}}{\sqrt{L_p}}$$

D'où :

S : superficie du Bassin versant, (Km²),

P : pluie moyenne annuelle en (m),

A : Coefficient régionale,

K : Constante du bassin Varie entre 1 et 3, (K=2),

T : période de retour en années,

L_p : longueur du talweg principale en (km).



Tableau III.26 : Débits de crues dans les sous bassains

	Période de retour (ans)	100	50	20	10	5
SB I	Sokolovski	6.750	6.328	5.906	5.484	5.062
	Mallet Gauthier	6.672	6.217	5.559	5.004	4.379
	Turazza	6.736	6.315	5.894	5.473	5.052
SBII	Sokolovski	10.576	9.915	9.254	8.593	7.932
	Mallet Gauthier	11.674	10.847	9.647	8.628	7.472
	Turazza	14.267	13.376	12.484	11.592	10.700
SB III	Sokolovski	10.682	10.014	9.347	8.679	8.011
	Mallet Gauthier	11.762	10.928	9.717	8.689	7.523
	Turazza	14.595	13.683	12.770	11.858	10.946
SB IV	Sokolovski	19.754	18.519	17.285	16.050	14.815
	Mallet Gauthier	29.535	27.333	24.116	21.362	18.197
	Turazza	38.264	35.873	33.481	31.090	28.698
SB V	Sokolovski	12.204	11.441	10.678	9.916	9.153
	Mallet Gauthier	14.837	13.776	12.233	10.922	9.431
	Turazza	17.308	16.226	15.144	14.063	12.981

Discussion

D'après les résultats obtenus par les différentes méthodes de calcul de débit de crues, on adopte celle de **Sokolovsky**, vu sa vaste utilisation et fiabilité dans les pays du bassin méditerranéen. Celle-ci tient compte de plusieurs paramètres caractérisant le bassin versant (la pluie fréquentielle qui correspond au temps de concentration, le coefficient de ruissellement, la surface du bassin versant, la forme elle et du temps de montée de la crue).

III.3.3 Hydro grammes des crues

La schématisation géométrique proposée par **Sokolovski** pour le tracé des hydrogrammes des crues permet de pallier l'absence de stations de mesures hydrométriques. Cet auteur donne à l'hydrogramme de crue la forme d'une courbe fermée par deux paraboles jointes au sommet dont les équations sont les suivantes :

❖ Equation de la courbe de la montée de crue

$$Q_t = Q_{\max} \left(\frac{t}{t_m} \right)^n$$

Avec :

Q_t : Débit à l'instant t en heures après le début de la crue (m^3/s),

Q_{\max} : Débit maximal de la crue (m^3/s),

t_m : Temps de montée de la crue en heures, l'auteur préconise pour les petits bassins, ($t_m = T_c$),

n : Exposant de la parabole, pour les crues pluviales ($n = 3$).



❖ Equation de la courbe de décrue

$$Q(t) = Q_{\max} \left(\frac{t_d - t'}{t_d} \right)^m$$

Avec :

$Q(t')$: Débit à l'instant t' en heures, après la pointe de la crue (m^3/s),

t_d : Durée de la décrue en heures. $t_d = \delta \times t_c$, ($t_m = T_c$), prend $\delta = 2$ et donc

$t_d = 2 \times t_m$.

m : Exposant de la parabole pour les crues pluviales, $m = 2$.

Le détail des calculs est reporté dans le tableau ci-dessous.

Tableau III.27 : Hydrogrammes de crues pour de différentes périodes de retour SB I

T (min)	Q max1% (m^3/s)	Q max2% (m^3/s)	Q max5% (m^3/s)	Q max10% (m^3/s)	Q max20% (m^3/s)
0	0	0	0	0	0
15	0.549	0.515	0.480	0.446	0.412
34.62	6.750	6.328	5.906	5.484	5.062
45	4.878	4.573	4.268	4.268	3.658
60	2.708	2.539	2.370	2.370	2.031
75	1.173	1.099	1.026	1.026	0.879
90	0.270	0.254	0.237	0.237	0.203
103.86	0	0	0	0	0

On remarque que les débits de différent période de retour elle proche

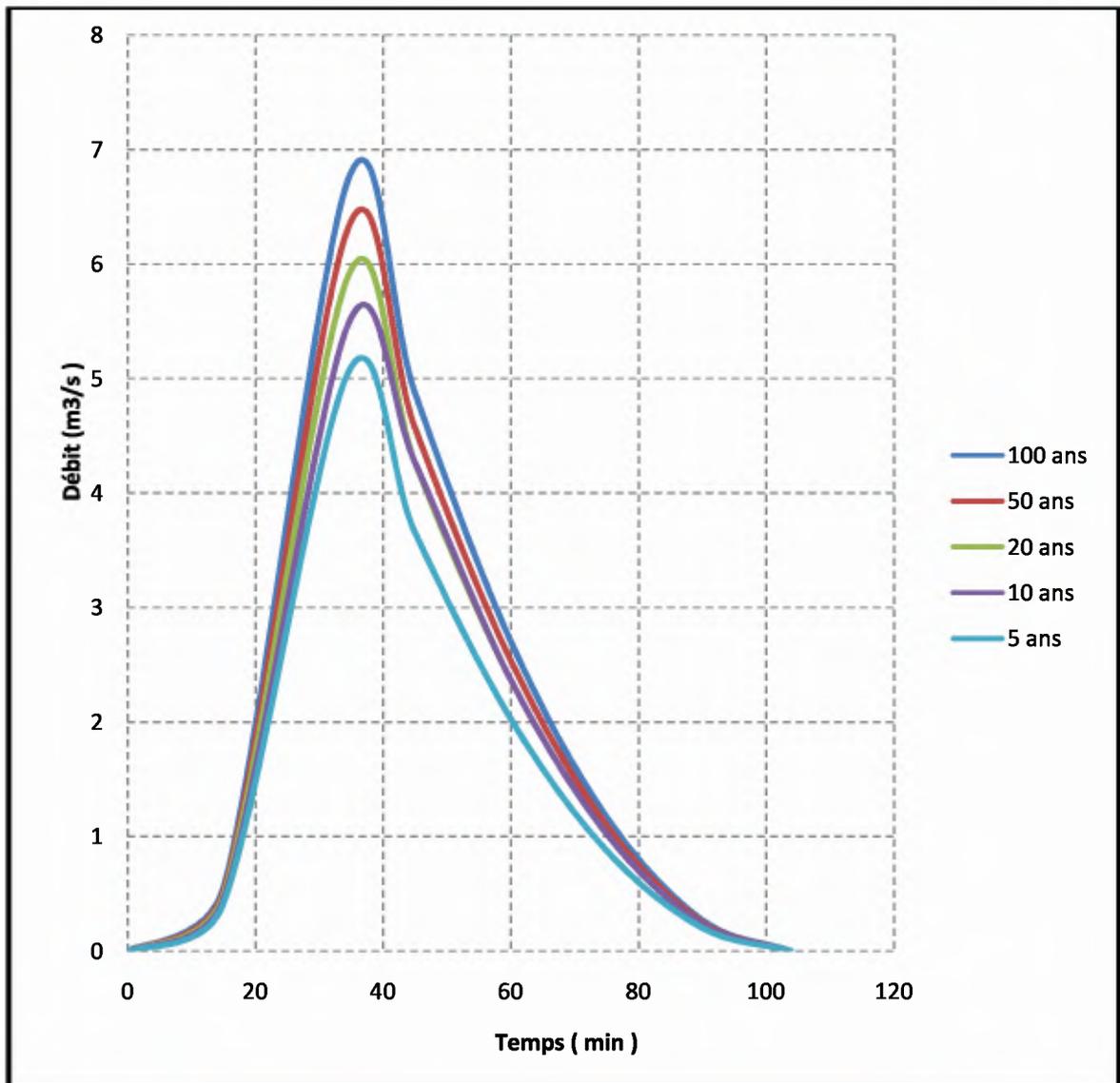


Figure III.12 : Hydrogrammes des crues du SB I

Tableau III.28 : Hydrogrammes de crues pour de différentes périodes de retour SB II

T (min)	Q max1% (m³/s)	Q max2% (m³/s)	Q max5% (m³/s)	Q max10% (m³/s)	Q max20% (m³/s)
0	0	0	0	0	0
15	0.348	0.326	0.305	0.283	0.261
30	2.786	2.612	2.438	2.263	2.089
46.8	10.576	9.915	9.254	8.593	7.932
60	7.803	7.316	6.828	6.340	5.853
75	5.163	4.841	4.518	4.195	3.872
90	3.066	2.875	2.683	2.491	2.300
105	1.513	1.418	1.324	1.229	1.135
120	0.502	0.471	0.440	0.408	0.377
135	0.035	0.033	0.031	0.029	0.026
140.4	0	0	0	0	0



On remarque que les débits de différent période de retour elle proche

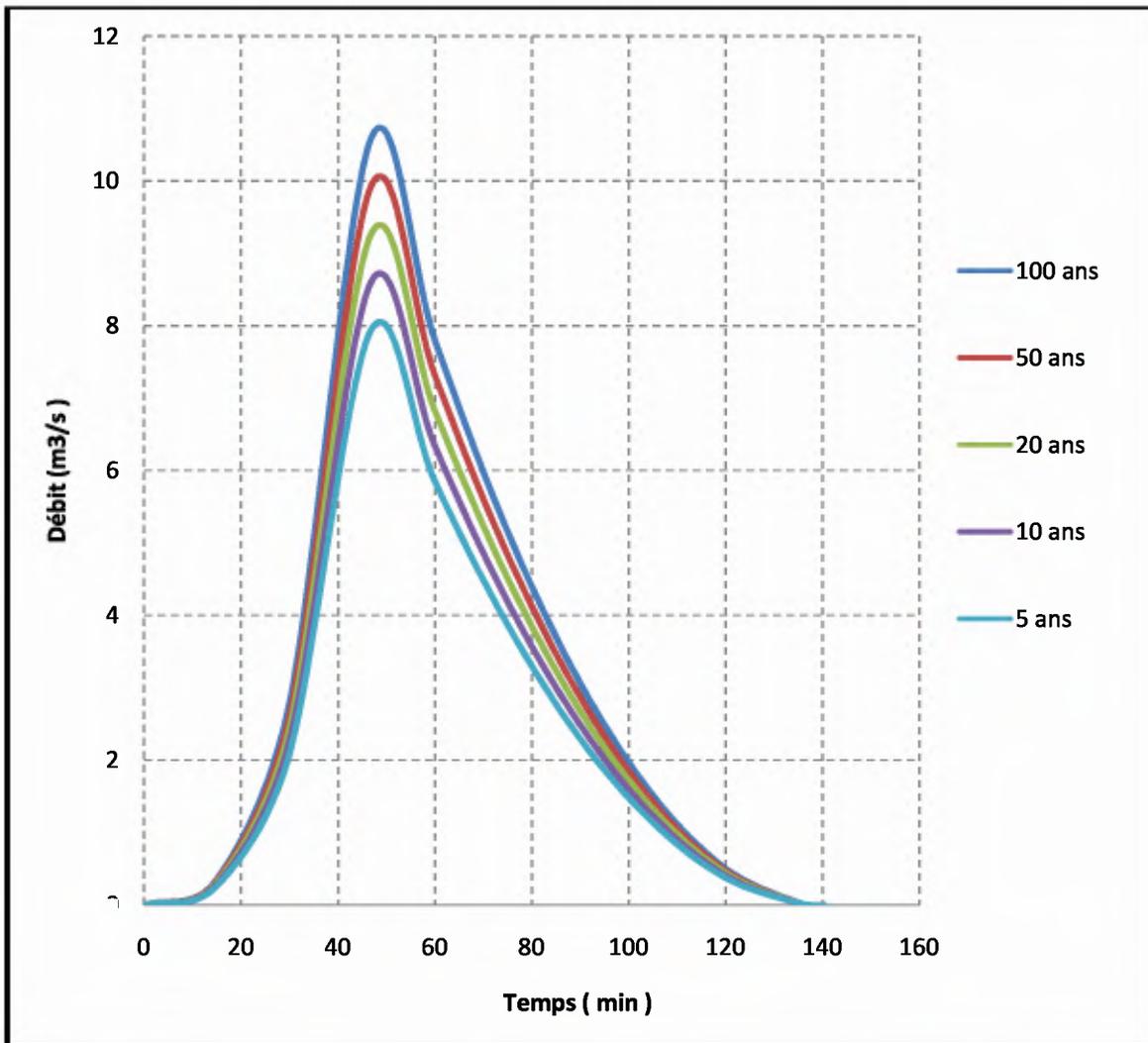


Figure III.13 : Hydrogrammes des crues du SB II

Tableau III.29: Hydrogrammes de crues pour de différentes périodes de retour SB III

T (min)	Q max1% (m³/s)	Q max2% (m³/s)	Q max5% (m³/s)	Q max10% (m³/s)	Q max20% (m³/s)
0	0	0	0	0	0
15	0.339	0.317	0.298	0.275	0.254
30	2.708	2.539	2.382	2.200	2.031
47.4	10.682	10.014	9.397	8.679	8.011
60	8.031	7.529	7.065	6.525	6.023
75	5.368	5.032	4.722	4.361	4.025
90	3.239	3.036	2.849	2.631	2.429
105	1.645	1.542	1.447	1.336	1.234
120	0.586	0.549	0.515	0.476	0.439
135	0.062	0.058	0.054	0.050	0.046
142.2	0	0	0	0	0

On remarque que les débits de différent période de retour elle proche

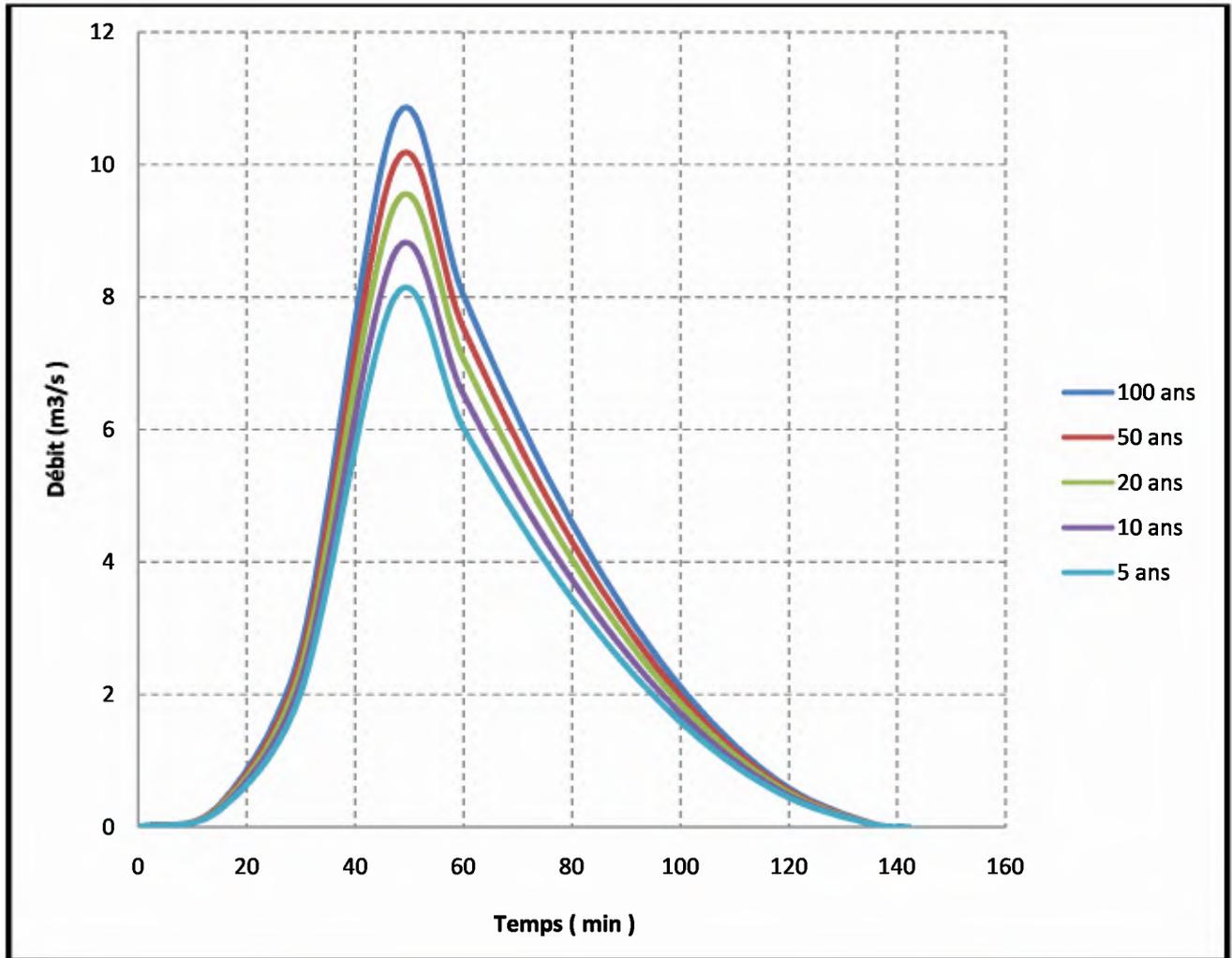


Figure III.14 : Hydrogrammes des crues du SB III

Tableau III.30: Hydrogrammes de crues pour de différentes périodes de retour SB IV

T (min)	Q max1% (m³/s)	Q max2% (m³/s)	Q max5% (m³/s)	Q max10% (m³/s)	Q max20% (m³/s)
2	0	0	0	0	0
15	0.220	0.206	0.192	0.179	0.165
30	1.758	1.648	1.538	1.428	1.318
45	5.932	5.561	5.190	4.820	4.449
67.2	19.754	18.519	17.285	16.050	14.815
75	17.528	16.432	15.337	14.241	13.145
90	13.620	12.769	11.918	11.066	10.215
105	10.205	9.567	8.929	8.291	7.653
120	7.282	6.827	6.372	5.916	5.461
135	4.851	4.547	4.244	3.941	3.638
150	2.912	2.730	2.548	2.366	2.184
165	1.465	1.373	1.282	1.190	1.099
180	0.510	0.478	0.446	0.415	0.383
195	0.048	0.045	0.042	0.039	0.036
201.6	0	0	0	0	0



On remarque que les débits de différent période de retour elle proche

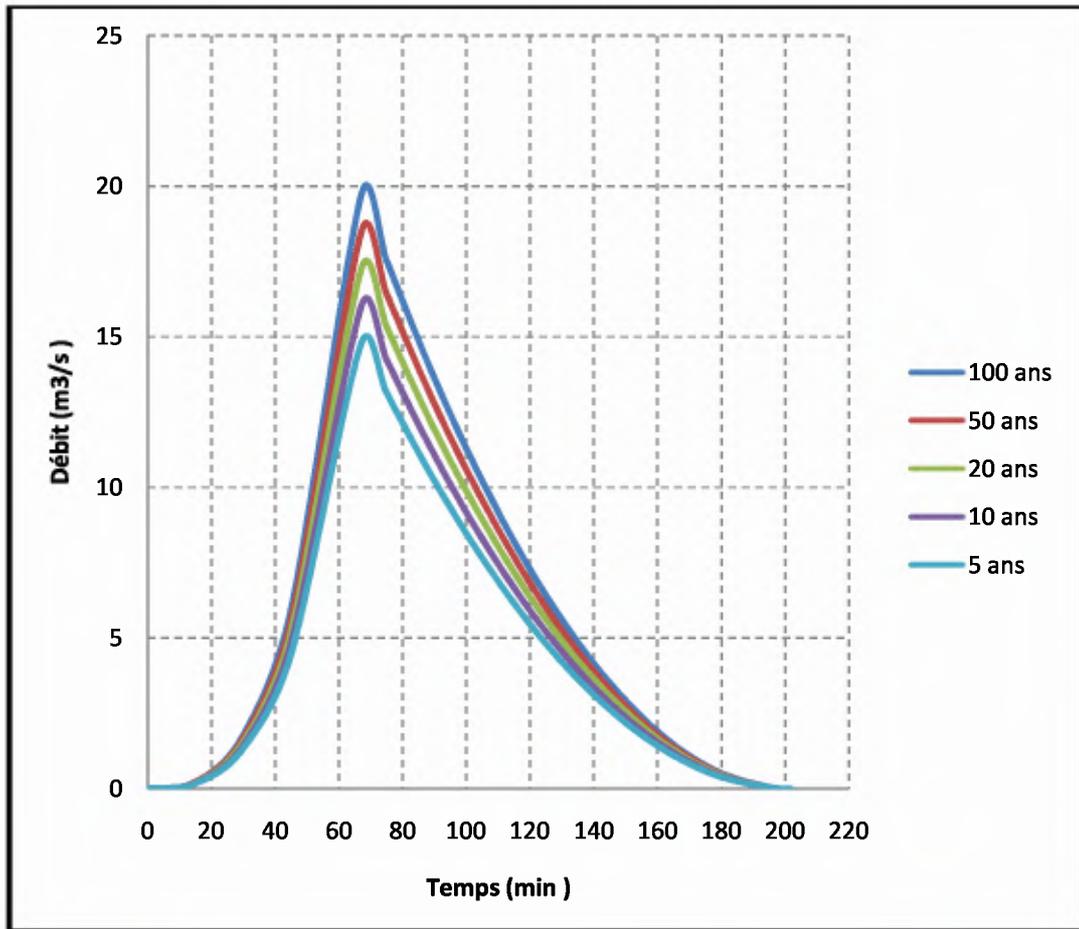


Figure III.15 : Hydrogrammes des crues du SB IV

Tableau III.31 : Hydrogrammes de crues pour de différentes périodes de retour SB V

T (min)	Q max1% (m³/s)	Q max2% (m³/s)	Q max5% (m³/s)	Q max10% (m³/s)	Q max20% (m³/s)
0	0	0	0	0	0
15	0.346	0.324	0.303	0.281	0.259
30	2.767	2.593	2.421	2.248	2.075
49.2	12.204	11.441	10.678	9.916	9.153
60	9.672	9.067	8.463	7.859	7.254
75	6.643	6.228	5.813	5.398	4.982
90	4.182	3.920	3.659	3.398	3.136
105	2.287	2.144	2.001	1.859	1.716
120	0.960	0.900	0.840	0.780	0.720
135	0.200	0.188	0.175	0.163	0.150
147.2	0	0	0	0	0

On remarque que les débits de différent période de retour elle proche

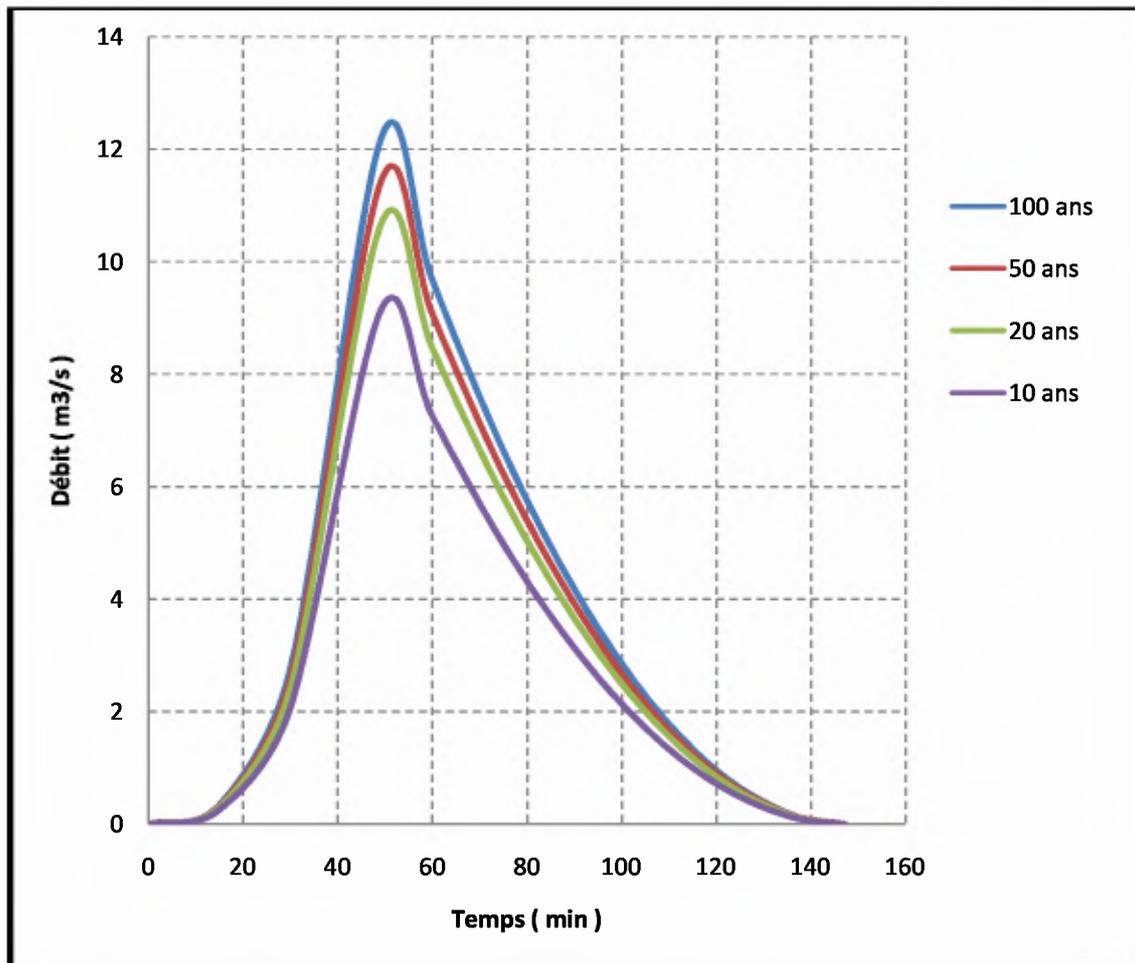


Figure III.16 : Hydrogrammes des crues du SB V

Conclusion

Ce présent document comporte l'analyse des principaux paramètres hydrologiques intervenant d'une manière implicite dans la mise en évidence des aménagements proposés pour la protection de la ville de Grarem Gouga contre les crues.

Pour ce faire et compte tenu de l'absence des données de jaugeages (bassins non jaugés), notre calcul est basé sur les formules empiriques usuelles communément utilisées en Algérie.

CHAPITRE IV :

DIAGNOSTIC ET AMENAGEMENT



Diagnostic et Aménagement

Introduction

Le choix des tracés du chemin d'écoulement est fait de manière à répondre aux normes de sécurité et sans que les constructions avoisinantes ou les terrains agricoles n'en soient affectés.

Les conditions topographiques des lits des oueds font que la section trapézoïdale est la plus adaptée pour l'aménagement choisi avec des pentes établies de manière à réduire le volume des travaux de terrassement.

Mais avant de présenter les ouvrages à projeter sur terrain, il est d'une importance majeure de bien savoir les sites d'interventions.

IV.1 Analyse des techniques

On considère que l'on peut stocker les eaux pluviales avant de les renvoyer dans le milieu naturel, sur des durées suffisantes :

- ✓ Soit pour organiser leur infiltration à une vitesse compatible avec les capacités du sol,
- ✓ Soit pour organiser leur écoulement à des débits compatibles avec le dimensionnement de caniveaux.

Nous présentons une brève description de certaines techniques parmi les plus caractéristiques, et les plus courantes, en fonction de l'échelle à laquelle elles s'appliquent.

IV.1.1 Techniques à l'échelle de la construction

Les eaux pluviales peuvent être évacuées par les tranchées, ces dernières sont définies comme les fossés remplis des matériaux poreux qui reçoivent le ruissellement. La surface libre de la tranchée est parfois recouverte de matériaux alluviaux ou de gazon permettant ainsi son intégration dans le site urbain.

Dans le cas d'un terrain pentu, la tranchée cloisonnée est la plus utilisée pour le recueil des eaux de toiture et augmenter la capacité de stockage.

IV.1.2 Techniques à l'échelle de la parcelle

Au niveau de la parcelle, on peut envisager soit :

- ✓ L'infiltration des eaux dans le sol, directement si les caractéristiques de celui-ci le permettent,
- ✓ Le stockage.



Ce dernier peut se faire soit à ciel ouvert dans des mini bassins de retenue, ce qui implique cependant de disposer de suffisamment de place, soit enterré, ce qui augmente les coûts.

IV.1.3 Techniques à l'échelle d'un lotissement

a) Au niveau de la voirie

Il s'agit des extensions latérales de la voirie : Les principales sont les fossés, les dalots et les caniveaux, ce qui implique une plus grande occupation de l'espace. La capacité de stockage peut être améliorée en créant des biefs artificiels avec des barrages transversaux. D'autres techniques sont disponibles qui forcent plus appel à la notion d'augmentation du temps de concentration.

b) Au niveau du quartier

Au niveau du quartier, la technique la plus en usage est celle des bassins de retenue. On distingue généralement les bassins à ciel ouvert et les bassins enterrés. Ces derniers coûtent évidemment plus chers, et les aspects d'exploitation sont plus compliqués, mais ils ne prennent pas d'emprise en surface, ce qui peut représenter, dans certains cas, un avantage, en particulier lorsque cette technique est utilisée dans le cadre de travaux de réhabilitation ou de renforcement de réseaux en centre urbain dense.

Dans les bassins à ciel ouvert, on trouve d'une part les bassins secs dont tout le volume sert au stockage des eaux pluviales, et les bassins en eau dont le volume de stockage est constitué par le marnage du plan d'eau.

c) Au niveau de l'agglomération

Il s'agit des ouvrages de collecte en surface des eaux pluviales qui sont de deux(2) types :

- 1) Les ouvrages de collecte et de transport tels que les fossés et les caniveaux : les fossés et les caniveaux sont des accessoires indispensables de la voirie destinés à recueillir les eaux pluviales ruisselant sur le profil transversal de la chaussée et des trottoirs, et au transport de ces eaux jusqu'aux avaloirs d'eau de pluie.
- 2) Les ouvrages d'engouffrement, en tête et le long du réseau d'assainissement, tels que les avaloirs avec tampon et grille-avaloir : ils sont destinés exclusivement à collecter les eaux en surface ; ils sont répartis sur les tronçons de voiries et aux carrefours. Les avaloirs sont placés soit sous les trottoirs, soit en bord de chaussée. Ces ouvrages demandent un entretien périodique (curage, enlèvement des détritiques).

Ces types d'ouvrages ont une importance capitale dans la collecte des eaux de pluie qui ruissellent sur les chaussées ; pourtant ils sont complètement oubliés, aussi bien par les



études de voiries que durant leur réalisation. Lorsqu'ils sont pris en compte, ils sont souvent en quantité insuffisante, mal implantés, mal réalisés.

Enfin leur entretien est complètement délaissé (curage, enlèvement des débris et feuilles mortes...) par les services communaux de voirie : les services de l'Hydraulique de la wilaya et de la Daïra ne doivent pas se laisser de rappeler périodiquement et même fréquemment par des notes écrites et des directives fermes les autorités locales de l'APC sur le devoir et l'importance de cette tâche.

IV.2 Représentation des sites d'intervention

Dans le but d'élaborer une synthèse et un diagnostic rigoureux nous avons subdivisé les sites d'interventions probables en cinq sous bassins.

IV.2.1 Sous bassin versant BV 1

Situé à sud est de la ville de Grarem Gouga .Il est délimité par la région de DRAA BABOUCHE et sa ligne de crête passe entre les. Il est constitué d'un petits cours d'eau qui s'écoule vers Oued Metlili.

IV.2.2 Sous bassin versant BV 2

Situé à l'est du BV1 et au sud est de la ville de Grarem Gouga . Il présente la même importance de surface par rapport au BV 1. Avec des frontières communes entre les bassins BV 1 et BV3. Il est constitué d'un petits cours d'eau qui s'écoule vers Oued Metlili.

IV.2.3 Sous bassin versant BV 3

Situé à l'ouest du BV 2 et à sud de la ville de Grarem Gouga .Avec des frontières communes entre les bassins BV 2 et BV 4. Il est constitué d'un petits cours d'eau qui s'écoule vers Oued Rhumel.

IV.2.4 Sous bassin versant BV 4

Situé à la frontière nord de la ville de Grarem Gouga . Il a des frontières communes avec les bassins BV 3 et BV 5. Il est constitué d'un petits cours d'eau qui s'écoule vers Oued Rhumel.



IV.2. 5 Sous bassin versant BV 5

Situé au ouest de la ville de Grarem Gouga ; Il est enclavé à la frontière sud du bassin BV 4. Il est constitué d'un petits cours d'eau qui s'écoule vers Oued Rhumel.

IV.3 Synthèse et diagnostic

La ville de Grarem Gouga est traversée par les différents chaabets sans aucune protection contre les inondations. Important que :

- ✓ Les chaabets concernés ne sont pas aménagés en conséquence.
- ✓ Le tracé naturel du lit des chaabets sus cités est tortueux et présente des virages pouvant provoquer des débordements à chaque changement de direction.
- ✓ Il en est de même pour les rétrécissements de la largeur des lits des chaabets qui peuvent conduire aux mêmes conséquences citées précédemment.

Cette situation se trouve aggravée par l'existence d'habitations qui se trouve soit sur le passage des ochaabets soit à leur proximité immédiate.

L'étude hydrologique, vu l'importance des débits ajoutés à ce constat, préconise la nécessité de prévoir des aménagements de protection de la ville contre les inondations. Il y'aura lieu donc de :

1. Procéder aux rééquilibrages des lits d'oued par élargissement et/ou approfondissement pour améliorer les conditions d'écoulement et de stabilisation des sections et du sens d'écoulement des eaux,
2. Réaliser des moyens d'évacuation des eaux pluviales soit en canaux soit en conduites circulaires, selon les cas (lit chaabet, voies, pistes, route ordinaire et route nationale...),
3. De prévoir des ouvrages de têtes (de réception), de raccordements, de rejets et des dispositifs d'entretiens tels que les fosses de captage et les grilles d'entretiens.

IV.4 Choix de la forme de la section

A fin d'optimiser les solutions, des variantes de la forme de la section du canal seront élaborées. Les sections les plus usuelles sont :

- ✓ Section trapézoïdale.
- ✓ Section rectangulaire.



IV.4.1 Section Trapézoïdale

a) Avantages

- Le faible coût, le revêtement se fait par un béton armé par du treillis soudé (du fait de leur inclinaison, les berges sont auto stables).
- Facilité d'entretien (les sections trapézoïdales offrent de faibles profondeurs).

b) Inconvénient

- L'inconvénient majeur de cette section est la largeur des berges qui peut constituer une contrainte de passage à proximité des habitations.

IV.4.2 Section Rectangulaire

a) Avantages

- Par sa faible largeur il convient aux passages étroits.
- Facilité de la pose des dallâtes de couverture ou de grilles.

b) Inconvénients

- Le coût est cher.
- la stabilité du talus est faible

Il apparaît clairement que notre zone d'étude est se trouve dans une zone rurale en dehors de l'agglomération, pour cela, nous choisissons la première section (Trapézoïdale) qui est la plus avantageuse.

IV.5 Les variantes proposées

Après l'analyse et le diagnostic sur les ouvrages de protection et d'évacuation des eaux Pluviales provenant des cinq Bassins versants, on peut admettre 2 variantes possible d'implantés pour l'aménagement de la ville de Grarem Gouga .

IV.5.1 Première variante proposée

En réaliser trois ceintures d'évacuation des eaux pluviales tel que :

Premier tracé : Consiste d'un canal trapézoïdal pour l'évacuation le débit du chaabet AIN KARMA ; chaabet ELLYCEE et déviation de chaabet ES SAFSAFA vers chaabet AIN EL KARMA .

Deuxième tracé : Consiste d'un canal trapézoïdal pour l'évacuation le débit du déviation de chaabet EL OUARDAT vers chaabet DRAA BABOUCHE .

Troisième tracé : Consiste d'un canal trapézoïdal pour l'évacuation le débit du déviation de chaabet AIN SASSIA vers chaabet ELOURDAT



IV.5.2 Deuxième variante proposée

Cette variante consiste d'un seul canal trapézoïdal de grand section reliant les différents chaabets pour évacuer les débits d'eau de ruissellement, ce canal démarre à partir de chaabet ES SAFSAFA.

IV.6 Choix de la variante

On a choisi dans notre projet d'étudier la première variante parce que :

- Garantir en grand pourcentage la récupération de toutes les eaux pluviales à l'intérieur et l'extérieur des zones inondables.

IV.7 Aménagements propose

Compte tenu des conditions géologiques, des matériaux locaux et de la topographie du terrain nous avons choisi l'option suivante.

Ouvrage A canal de ceinture principal (Chaabet AIN EL KARMA)

C'est un canal de section trapézoïdale. Il est conçu en béton armé. Son objectif est d'évacuer les eaux stoppées par chaabet AIN EL KARAMA ainsi que les eaux qui viennent de des différents affluents D, E, F, G, H et I

Ouvrage V canal de ceinture principal (Déviation de chaabet AIN SASSIA vers chaabet EL OURDAT)

C'est un canal de section trapézoïdale. Il est conçu en béton armé. Son objectif est dévier les eaux stoppées par chaabet AIN SASSIA ainsi que les eaux qui viennent de des différents affluents U et X vers chaabet EL OURDAT

Ouvrage W canal de ceinture principal (Déviation de chaabet EL OURDAT vers chaabet DRAA BABOUCHE):

C'est un canal de section trapézoïdale. Il est conçu en béton armé. Son objectif est dévier les eaux stoppées par EL OURDAT vers chaabet DRAA BABOUCHE

Ouvrage C canal de ceinture secondaire (chaabet EL LYCEE):

C'est un canal de section trapézoïdale. Il est conçu en béton armé. Son objectif est d'évacuer les eaux stoppées par chaabet EL LYCEE ainsi que les eaux qui viennent de des différents affluents P, Q et S



Ouvrage B canal de ceinture secondaire (Déviation de chaabet ES SAFSAFA vers chaabet AIN EL KARMA):

C'est un canal de section trapézoïdale. Il est conçu en béton armé. Son objectif est d'évacuer les eaux stoppées par chaabet EL LYCEE ainsi que les eaux qui viennent de des différents affluents J, K, L et M

Avec des ouvrages de réceptions et de rejets ainsi que des dispositifs qui permettent, si nécessaire :

- De réduire les vitesses trop importantes et de dissiper l'énergie induite,
- De diminuer l'effet des coulées de boues,

Ceci, dans le but de protéger les ouvrages eux même, afin qu'il puisse jouer leur rôle de protection contre le risque inondation.

Nous avons également préservés les ouvrages de protection déjà existants tout en préconisant la nécessité de procéder à leur restauration par le curage et la mise en œuvre d'enduit d'étanchéité en mortier de ciment de 2 cm d'épaisseur.

Enfin, et pour assurer un bon fonctionnement du système d'évacuation mis en place, nous insistons, et attirons l'attention des responsables, sur la nécessité de procéder au nettoyage et au curage du dispositif projeté, après chaque pluie et avant l'arrivée des nouvelles pluies.

IV.8 Utilisations du gabion

Les gabions servent à la construction d'ouvrages efficaces et relativement peu coûteux pour la descente et la retenue des eaux. En agriculture, ils servent notamment à aménager :

- 1) Des chutes le long de cours d'eau et près de ponceaux pour adoucir des pentes abruptes et protéger contre l'érosion,
- 2) Des chutes pour déverser des voies d'eau dans des fossés collecteurs.

Parmi les autres utilisations toutefois moins courantes en agriculture, notons la protection des berges de cours d'eau et l'édification de murs de soutènement pour protéger contre l'érosion des flancs de coteaux.

IV.8.1 Avantages du gabion

On peut se procurer des gabions de tailles différentes pour qu'ils conviennent parfaitement à la dénivellation quelles que soient les dimensions de la chute.

- 1) Les gabions coûtent peu surtout si des pierres de champs sont disponibles.



- 2) Ils sont moins coûteux que les déversoirs en roche, surtout si les pierres doivent être apportées par camion.
- 3) Ils sont faciles à transporter, à assembler et à installer.
- 4) Les gabions ont pour effet de réduire la dénivellation du canal, ce qui favorise le dépôt du sol et la croissance d'un couvert végétal.
- 5) Ils sont flexibles et permettent donc à l'ouvrage de se contracter et de se détendre avec le gel et le dégel sans pour autant s'endommager.
- 6) Ils nécessitent peu d'entretien et peuvent demeurer en place comme n'importe quel ouvrage permanent.

IV.8.2 Inconvénients du gabion

- 1) Les pierres à gabion (75 à 125 mm) peuvent être difficiles à obtenir dans certaines carrières.
- 2) Les grillages de gabions ne sont pas disponibles partout.
- 3) L'utilisation de gabions se limite aux zones où l'écoulement est intermittent et où le drainage n'est pas très important.

Conclusion

Après l'analyse et le diagnostic sur les ouvrages de protection et d'évacuation des eaux Pluviales provenant des bassins versants, on a projeté les trois tracés principaux déjà cités avec ses canaux secondaires, pour l'aménagement de la ville de Grarem Gouga , avec un calcul hydraulique détaillé dans le chapitre suivant (calcul hydraulique).

CHAPITRE V :

CALCUL HYDRAULIQUE



Calcul hydraulique

Introduction

L'écoulement de l'eau à surface libre est un phénomène beaucoup plus compliqué que l'écoulement en charge parce que la présence d'une surface libre entraîne les variations des sections liquides suivant la longueur du courant même en cas d'obstacles insignifiants. Il exige l'étude des processus de formation des ondes et parfois nécessite la prise en considération de l'influence des forces tensioactive ...etc. Les courants à surface libre peuvent être permanents, non permanent, uniforme ou non uniforme.

Dans ce manuel on n'examine que les courants permanents.

V.1 Calcul hydraulique des ouvrages choisis

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

V.1.1 Les 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.

V.1.2 Les formules de calcul principales

La formule de calcul principale pour un écoulement permanent uniforme de l'eau est la formule de Chézy :

La vitesse moyenne du courant sous la forme suivant :

$$V = C \cdot \sqrt{R \times I} \dots\dots\dots (V-1)$$

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

$$Q = CS \cdot \sqrt{R \times I} \dots\dots\dots (V-2)$$

Avec :

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

S : Section mouille (m^2).

R_h : Rayon hydraulique : $R_h = S/P$ (m).

I : Pente de fond du canal.



V.1.3 Détermination du coefficient de Chézy

En utilisant la formule empirique de MANING-STRICKLER pour détermination de coefficient de Chézy :

$$C = \frac{1}{n} \cdot R^{\frac{1}{6}} \dots\dots\dots (V-3)$$

Avec :

- C : Coefficient de Chézy (m^{0.5}/s).
- R_h: Rayon hydraulique R_h = S/P (m).
- n : Coefficient de rugosité.

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

$$V = K_s \cdot R_h^{2/3} \cdot I^{1/2} \dots\dots\dots (V-4)$$

Où :

- K_s : Coefficient de rugosité de STRICKLER (m^{1/3} /s).
- R_h : Le rayon hydraulique (m).
- I : Pente de fond du canal (m/m) .

V.1.4 Les paramètres géométriques

V.1.4.1 Le choix de la section de meilleure conductivité

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

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

Notre choix portera sur la section trapézoïdale dont les paramètres géométriques sont résumés dans le tableau suivant.

Tableau V.1 : Paramètres géométriques d'un canal à section trapézoïdal.

Désignation	Expression	Définition
b	2h (cotg φ - m)	La largeur inférieure du canal
B	b + 2mh	La largeur supérieure du canal
S	h (b + mh)	La surface mouillée
P	b + 2h √(1 + m ²)	Le périmètre mouillé
R _h	$\frac{h^2 (b + mh)}{b + 2h \sqrt{1 + m^2}}$	Rayon hydraulique
m	cotg φ	Fuit de talus, d'après la nature du terrain



V.1.4.2 Calculs du rayon hydraulique maximal

On a: $R_h = \frac{S}{P}$ (V-5)

- D'où :
- Le rayon hydraulique sera maximum pour une valeur de P minimale.
 - Le périmètre soit min pour dP=0.

On a :

$dS = h db + (b + m.h) dh = 0$ (V -6)

$dP = db + 2 (1 + m^2)^{0.5} dh = 0$ (V -7)

Ces deux équations donnent :

$b = 2h (1 + m^2)^{0.5} - m$ (V -8)

$\beta = 2 \times (\sqrt{1 + m^2} - m)$ (V -9)

V.1.5 Calcul de la profondeur normal h_n

La détermination de h_n (la méthode itérative).

On tire la valeur de (h_n) à partir de l'équation générale de l'écoulement uniforme de MANING-STRICKLER :

$Q = K_s * S * R_h^{2/3} * I^{1/2}$ (V -10)

Avec :

S : Section mouillée (m^2) .

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

R : Rayon hydraulique (m)

I : Pente du canal(m/m)

Donc, on fixe la valeur de (H) et on donne des valeurs à (b) et on détermine Q jusqu'à une valeur de débit très proche ou égale au Q_n

Par suite, on trace la courbe $Q = f(B)$ et on détermine la valeur de b(m) correspondante à Q_n , c'est-à- dire, on cherche b(m) pour le débit Q_{max} .

V.1.6 Calcul de la profondeur critique h_{cr}

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

Dans notre calcul on a choisi la méthode graphique.

La méthode graphique est basée sur le graphe de l'énergie en fonction de la profondeur d'eau.

Et puisque la valeur de hauteur critique est la valeur qui corresponde à une énergie spécifique et minimale. Donc, on construit le graphe de $H_s = f(h)$, sachant que :

$$H_s = E_p + E_c$$

Avec :

H_s : Energie spécifique

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

E_c : Energie cinétique ; (E_c =V²/2g).

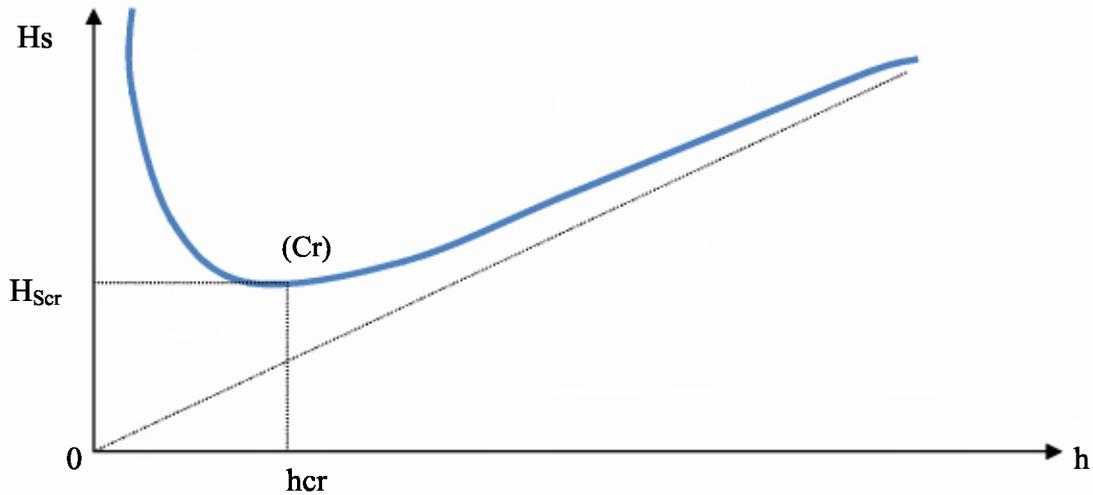


Figure V.1: l'énergie spécifique en fonction de profondeur

V.1.7 Calcul de la ligne d'eau

V.1.7.1 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. En se basons sur l'équation d'énergie :

$$H = z + V^2 / 2g + h \dots\dots\dots (V-13)$$

Et sur l'équation de la continuité :

$$V = Q/S \dots\dots\dots (V-14)$$

Dérivant l'équation (V-14) par rapport à x, on trouve :

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

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



On trouve :

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

V.1.7.2 Calcul de la surface d'eau

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

On peut distinguer pour cela trois méthodes de calcul :

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

V.2 Dimensionnement des différents ouvrages proposés

Une fois les débits calculés, les pentes choisies, nous pouvons dimensionner les ouvrages proposés en choisissant la formule de MANNING_STRICKLER :

$$Q = K_S \cdot R_h^{2/3} \cdot I^{1/2} \times S \quad (m^3/s)$$

Avec :

- Q** : débit de dimensionnement (m³/s)
- K_S** : coefficient de rugosité (m^{1/3}/s)
- R_h** : rayon hydraulique(m)
- I** : pente de l'ouvrage (m/m)
- S** : section mouillée de l'ouvrage (m²)

Le régime d'écoulement

Le calcul du nombre de Froude F_r peut nous donner en régime est l'écoulement dans l'ouvrage.

- Si : F_r ≥ 1 alors, l'écoulement est torrentiel.
- Si : F_r < 1 alors, l'écoulement est fluvial.

$$F_r = \frac{V}{\sqrt{g \cdot h_m}}$$

Avec :

- F_r** : Nombre de Froude ;
- V** : Vitesse d'écoulement (m/s) ;
- g** : Accélération de la pesanteur=9.81 m/s² ;
- h_m** : Profondeur hydraulique (m).

Remarque :

Pour le dimensionnement c'est à dire la détermination de la profondeur réelle de canal est calculée comme suite :

$$h_{\text{canal}} = h_{\text{cr}} + R \dots\dots\dots (V-17)$$

h_{canal} : profondeur réelle de canal.

h_{cr} : profondeur critique.

R : revanche, avec $R = [15\text{cm} \hat{U} 25 \text{ cm}]$.

Tableau V.2: Débits de crue (pour période de retour de 100 ans) correspondent à chaque sous bassin

	S (km ²)	Q max (m ³ /s)	Qs (m ³ /s/km ²)	S/Bv	S (km ²)	qe (m ³ /s)	
SB I	0,72	6,75	9,38	chaabet n 1	0,72	9,375	
SBII	1,525	10,576	6,94	chaabet n 2	1,525	6,935	
SB III	1,56	10,682	6,85	chaabet n 3	1,56	6,847	
SB IV	4,09	19,754	4,83	chaabet n 4-1	0,142	0,686	
				chaabet n 4-2	0,71	3,429	
				chaabet n 4-3	0,184	0,889	
				chaabet n 4-4	0,78	3,767	
				chaabet n 4-5	1,01	0,44	2,125
						0,08	0,391
						0,49	2,362
				chaabet n 4-6	0,126	0,016	0,075
						0,046	0,222
						0,064	0,309
chaabet n 4-7	0,17	0,507					
SB V	1,85	12,204	6,60	chaabet n 5-1	0,26	1,715	
				chaabet n 5-1	0,3	1,979	



Tableau V.3 : Paramètres du calcul Canal Principale A (en béton)

Tronçons	Type de canal	b (m)	Fruis m	Rugosité K_s ($m^{1/3}/s$)	Pente I (m/m)	Débit Q (m^3/s)	P_m (m)	S_m (m^2)	R_h (m)	H_n (m)	H_{cr} (m)	L (m)	V (m/s)	H_s (m)	F_r	Régime d'écoulement	L_{bief} (m)
1-2	Trap	0,4	$1/\sqrt{3}$	71	0,15714	0,309	0,82	0,09	0,11	0,238	0,29	0,67	2,42	0,47	1,77	Torrentiel	55,93
2-3	Trap	0,4	$1/\sqrt{3}$	71	0,00496	0,309	0,99	0,14	0,14	0,337	0,39	0,79	1,54	0,47	0,98	Torrentiel	71,3
3-4	Trap	0,4	$1/\sqrt{3}$	71	0,0496	0,607	0,84	0,10	0,12	0,259	0,35	0,70	4,26	0,77	3,02	Torrentiel	41,82
4-5	Trap	0,4	$1/\sqrt{3}$	71	0,02842	0,607	0,93	0,12	0,13	0,315	0,35	0,76	3,31	0,77	2,16	Torrentiel	83,39
5-6	Trap	0,4	$1/\sqrt{3}$	71	0,07446	0,607	0,79	0,09	0,11	0,227	0,35	0,66	5,04	0,77	3,77	Torrentiel	177,37
6-7	Trap	0,5	$1/\sqrt{3}$	71	0,07446	3,360	1,45	0,30	0,21	0,530	0,35	1,11	7,87	1,93	4,05	Torrentiel	23,46
7-8	Trap	0,5	$1/\sqrt{3}$	71	0,1022	3,360	1,37	0,27	0,20	0,449	0,75	1,12	8,71	1,71	4,73	Torrentiel	98,5
8-9	Trap	0,7	$1/\sqrt{3}$	71	0,1022	5,485	1,66	0,39	0,23	0,542	0,85	1,33	9,99	2,35	4,96	Torrentiel	24,63
9-10	Trap	0,7	$1/\sqrt{3}$	71	0,0577	5,485	1,83	0,48	0,26	0,503	0,85	1,28	11,01	2,35	5,64	Torrentiel	164,97
10-11	Trap	0,7	$1/\sqrt{3}$	71	0,1195	5,485	1,61	0,37	0,23	0,515	0,90	1,29	10,68	2,17	5,41	Torrentiel	51,63
11-12	Trap	0,7	$1/\sqrt{3}$	71	0,0413	5,485	1,94	0,54	0,28	0,689	0,90	1,50	7,25	2,17	3,26	Torrentiel	337,38
12-13	Trap	1	$1/\sqrt{3}$	71	0,04979	12,249	2,81	1,14	0,40	0,876	1,50	2,01	9,29	2,48	3,66	Torrentiel	237,51
13-14	Trap	1	$1/\sqrt{3}$	71	0,04766	12,249	2,83	1,15	0,41	0,895	1,50	2,03	9,02	2,48	3,53	Torrentiel	190,4
14-15	Trap	1	$1/\sqrt{3}$	71	0,0455	12,249	2,85	1,18	0,41	0,915	1,50	2,06	8,76	2,48	3,39	Torrentiel	82,2
15-16	Trap	1	$1/\sqrt{3}$	71	0,04836	12,249	2,82	1,15	0,41	0,895	1,50	2,03	9,02	2,48	3,53	Torrentiel	50,87
16-17	Trap	1,2	$1/\sqrt{3}$	71	0,04929	17,253	3,28	1,55	0,47	0,986	1,70	2,34	9,89	2,80	3,66	Torrentiel	72,83
Longueur total m																1764,19	

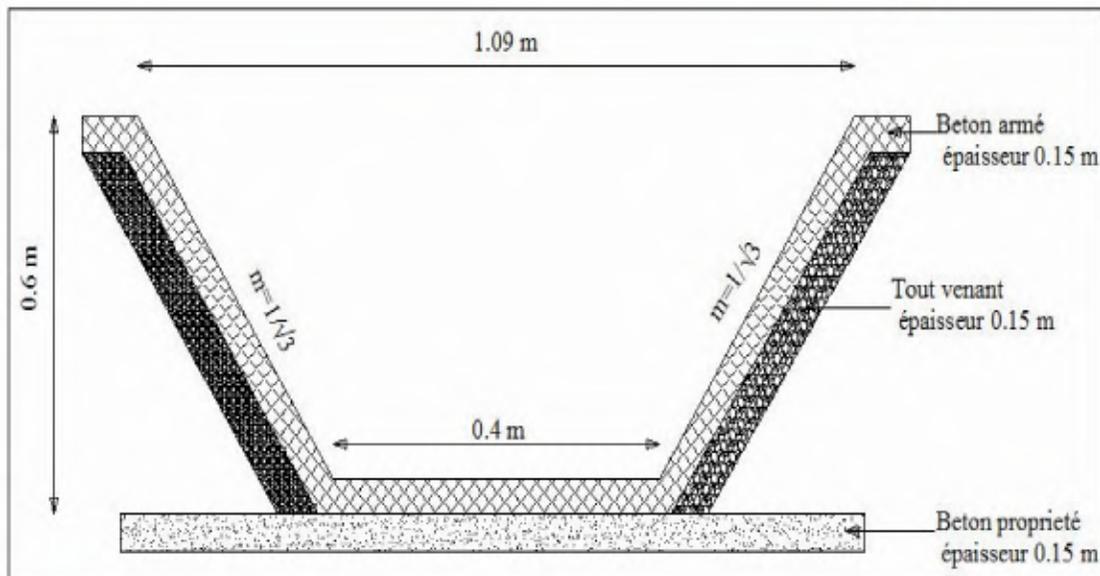


Figure V.2 : Canal trapézoïdale en béton armé tronçon 4-5

Tableau V.4: Paramètres de la ligne d'eau du tronçon 4-5

h (m)	S (m ²)	P (m)	R (m)	R ^{4/3} (m ^{4/3})	L (m)	(Q ² *L/g*S ³)	N=1-(Q ² *L/g*S ³)	(Q ² /K _s ² *R ^{4/3} *S ²)	D=I-(Q ² /K _s ² *R ^{4/3} *S ²)	F(h)=N/D	L (m)
0,60	0,45	1,79	0,25	0,16	1,09	0,17	0,83	0,0008747	0,02755	30,01	0,00
0,57	0,42	1,72	0,24	0,15	1,06	0,21	0,79	0,0010646	0,02736	28,87	0,88
0,54	0,38	1,65	0,23	0,14	1,02	0,26	0,74	0,0013074	0,02711	27,40	1,73
0,51	0,35	1,58	0,22	0,14	0,99	0,32	0,68	0,0016215	0,02680	25,47	2,52
0,48	0,33	1,51	0,22	0,13	0,95	0,40	0,60	0,0020335	0,02639	22,88	3,25
0,45	0,30	1,44	0,21	0,12	0,92	0,50	0,50	0,0025821	0,02584	19,31	3,88
0,42	0,27	1,37	0,20	0,11	0,88	0,64	0,36	0,0033250	0,02510	14,26	4,38
0,39	0,24	1,30	0,19	0,11	0,85	0,84	0,16	0,0043509	0,02407	6,79	4,70

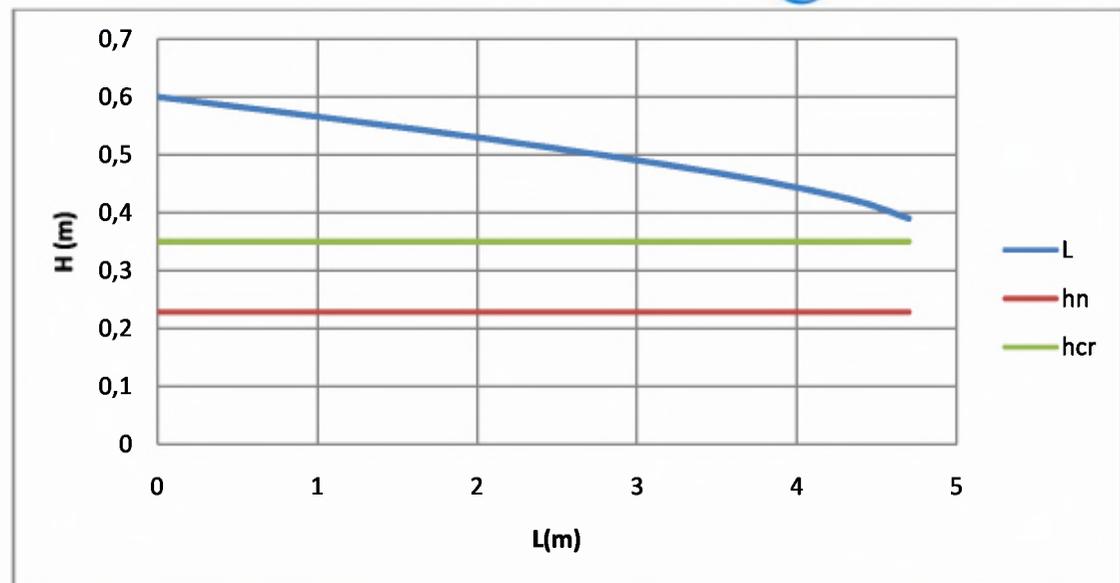


Figure V.3: Courbe de remous du tronçon 4-5

Tableau V.5 : Paramètres du calcul Canal Principale W (en béton)

Tronçons	Type de canal	b (m)	Fruis m	Rugosité K_s ($m^{1/3}/s$)	Pente I (m/m)	Débit Q (m^3/s)	P_m (m)	S_m (m^2)	R_h (m)	H_n (m)	H_{cr} (m)	L (m)	V (m/s)	H_s (m)	F_r	Régime d'écoulement	L_{bief} (m)
1-2	Trap	1,20	$1/\sqrt{3}$	71	0,05714	12,01	2,96	1,25	0,42	0,762	1,70	2,08	9,61	2,44	3,96	Torrentiel	48,10
2-3	Trap	1,20	$1/\sqrt{3}$	71	0,04960	12,01	3,03	1,32	0,43	0,794	1,70	2,12	9,12	2,44	3,69	Torrentiel	207,52
3-4	Trap	1,20	$1/\sqrt{3}$	71	0,04960	12,01	3,03	1,32	0,43	0,794	1,70	2,12	9,12	2,44	3,69	Torrentiel	69,14
4-5	Trap	1,20	$1/\sqrt{3}$	71	0,02842	12,01	3,35	1,62	0,48	0,932	1,70	2,28	7,41	2,44	2,81	Torrentiel	59,17
5-6	Trap	1,20	$1/\sqrt{3}$	71	0,07446	12,01	2,83	1,13	0,40	0,705	1,70	2,01	10,60	2,44	4,51	Torrentiel	133,15
Longueur total m																517,08	

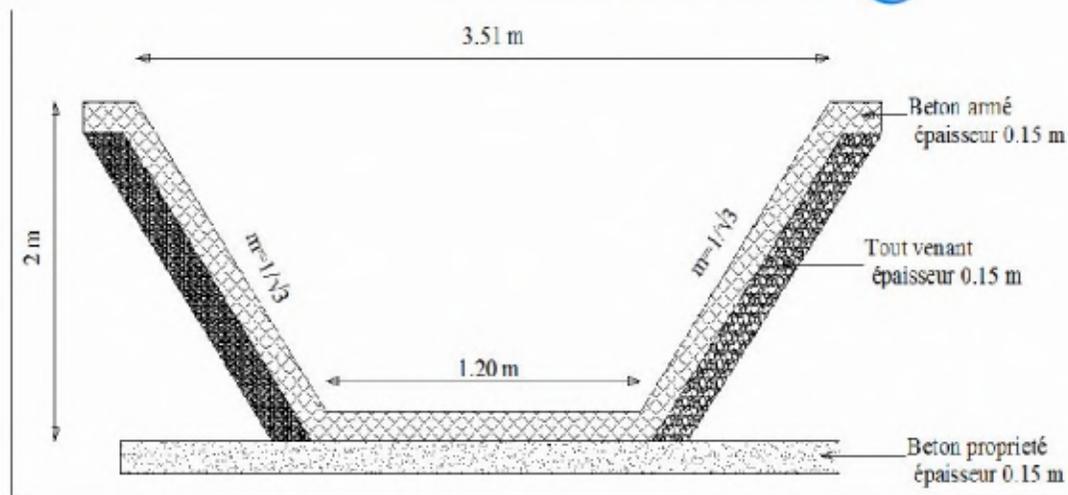


Figure V.4 : Canal trapézoïdale en béton armé tronçon 4-5

Tableau V.6 : Paramètres de la ligne d'eau du tronçon 4-5

h (m)	S (m ²)	P (m)	R (m)	R ^{4/3} (m ^{4/3})	L (m)	(Q ² *L/g*S ³)	N=1-(Q ² *L/g*S ³)	(Q ² /K _s ² *R ^{4/3} *S ²)	D=I-(Q ² /K _s ² *R ^{4/3} *S ²)	F(h)=N/D	L (m)
2,00	4,71	5,82	0,81	0,75	3,51	0,49	0,51	0,00171	0,02671	18,94	0,00
1,95	4,54	5,70	0,80	0,74	3,45	0,54	0,46	0,00189	0,02653	17,19	0,90
1,90	4,36	5,59	0,78	0,72	3,39	0,60	0,40	0,00209	0,02633	15,18	1,71
1,85	4,20	5,47	0,77	0,70	3,34	0,66	0,34	0,00232	0,02610	12,87	2,41
1,80	4,03	5,36	0,75	0,68	3,28	0,74	0,26	0,00257	0,02585	10,21	2,99
1,75	3,87	5,24	0,74	0,67	3,22	0,82	0,18	0,00287	0,02555	7,11	3,42
1,70	3,71	5,13	0,72	0,65	3,16	0,91	0,09	0,00320	0,02522	3,50	3,69

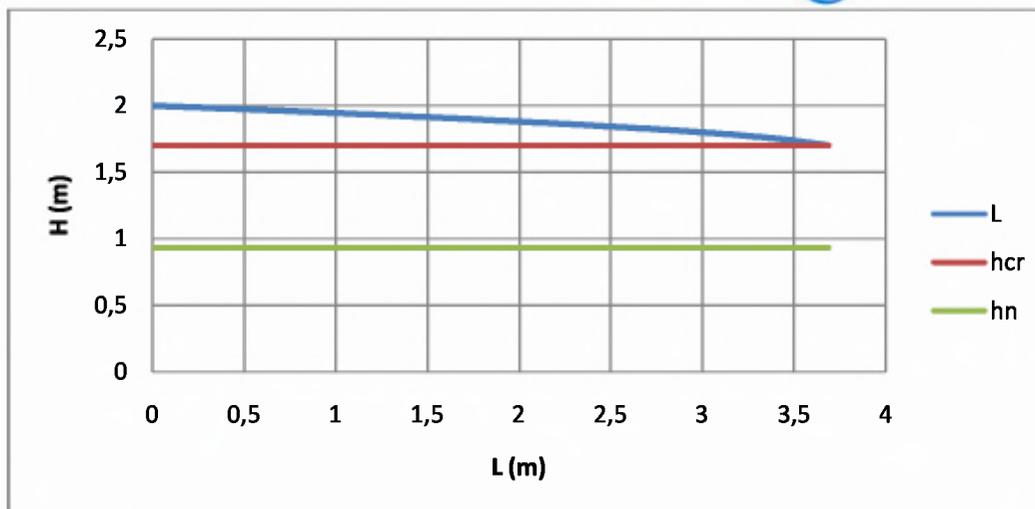


Figure V.5 : Courbe de remous du tronçon 4-5

Tableau V.7 : Paramètres du calcul Canal Principale V (en béton)

Tronçons	Type de canal	b (m)	Fruis m	Rugosité K_s ($m^{1/3}/s$)	Pente I (m/m)	Débit Q (m^3/s)	P_m (m)	S_m (m^2)	R_h (m)	H_n (m)	H_{cr} (m)	L (m)	V (m/s)	H_s (m)	F_r	Régime d'écoulement	L_{bief} (m)
1-2	Trap	1,2	$1/\sqrt{3}$	71	0,0784	10,682	2,70	1,51	0,56	0,648	1,6	1,95	7,09	2,10	2,58	Torrentiel	155,57
2-3	Trap	1,2	$1/\sqrt{3}$	71	0,0530	10,682	2,87	1,77	0,62	0,722	1,6	2,03	6,03	2,10	2,06	Torrentiel	222,71
3-4	Trap	1,2	$1/\sqrt{3}$	71	0,0253	10,682	3,28	2,49	0,76	0,901	1,6	2,24	4,29	2,10	1,30	Torrentiel	231,76
4-5	Trap	1,2	$1/\sqrt{3}$	71	0,0894	10,682	2,64	1,42	0,54	0,624	1,6	1,92	7,51	2,10	2,79	Torrentiel	49,15
5-6	Trap	1,2	$1/\sqrt{3}$	71	0,0976	10,682	2,60	1,37	0,53	0,608	1,6	1,90	7,80	2,10	2,94	Torrentiel	262,62
6-7	Trap	1,2	$1/\sqrt{3}$	71	0,0723	10,682	2,73	1,56	0,57	0,664	1,6	1,97	6,84	2,10	2,45	Torrentiel	83,25
7-8	Trap	1,2	$1/\sqrt{3}$	71	0,0677	10,682	2,76	1,61	0,58	0,677	1,6	1,98	6,65	2,10	2,36	Torrentiel	116,39
8-9	Trap	1,2	$1/\sqrt{3}$	71	0,0456	10,682	2,96	1,91	0,65	0,760	1,6	2,08	5,58	2,10	1,86	Torrentiel	93,75
Longueur total m																1215,20	

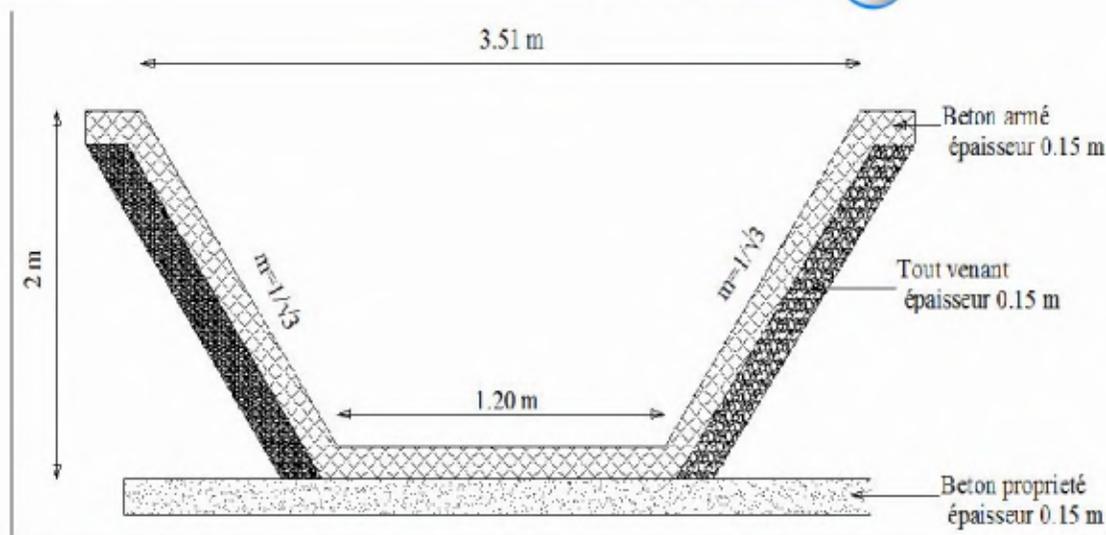


Figure V.6 : Canal trapézoïdale en béton armé tronçon 3-4

Tableau V.8 : Paramètres de la ligne d'eau du tronçon 3-4

h (m)	S (m ²)	P (m)	R (m)	R ^{4/3} (m ^{4/3})	L (m)	(Q ² *L/g*S ³)	N=1-(Q ² *L/g*S ³)	(Q ² /K _s ² *R ^{4/3} *S ²)	D=I-(Q ² /K _s ² *R ^{4/3} *S ²)	F(h)=N/D	L (m)
2,00	4,71	5,82	0,81	0,75	3,51	0,39	0,61	0,00135	0,02707	22,51	0,00
1,95	4,54	5,70	0,80	0,74	3,45	0,43	0,57	0,00149	0,02693	21,16	1,09
1,90	4,36	5,59	0,78	0,72	3,39	0,47	0,53	0,00165	0,02677	19,62	2,11
1,85	4,20	5,47	0,77	0,70	3,34	0,53	0,47	0,00183	0,02659	17,85	3,05
1,80	4,03	5,36	0,75	0,68	3,28	0,58	0,42	0,00204	0,02638	15,83	3,89
1,75	3,87	5,24	0,74	0,67	3,22	0,65	0,35	0,00227	0,02615	13,49	4,62
1,70	3,71	5,13	0,72	0,65	3,16	0,72	0,28	0,00253	0,02589	10,77	5,23
1,65	3,55	5,01	0,71	0,63	3,11	0,81	0,19	0,002839	0,02558	7,58	5,69
1,60	3,40	4,90	0,69	0,61	3,05	0,90	0,10	0,003189	0,02523	3,83	5,97

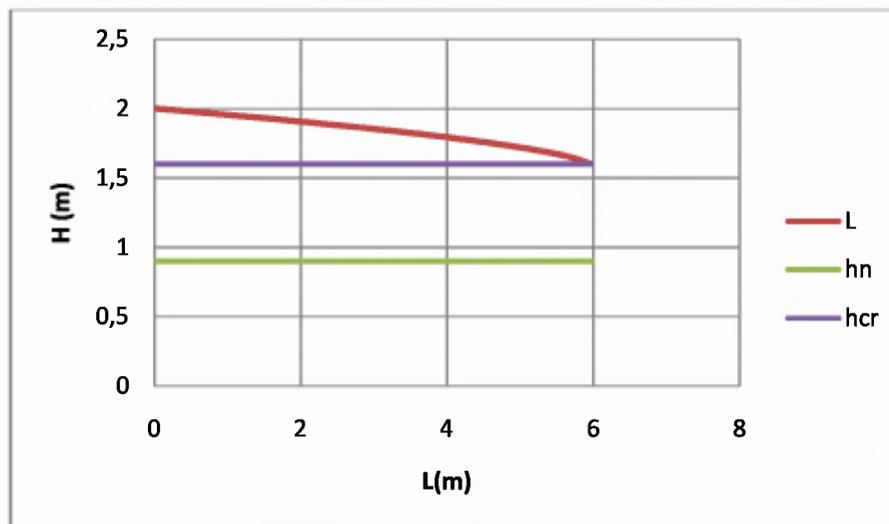


Figure V.7 : Courbe de remous du tronçon 3-4

Tableau V.9 : Paramètres du calcul Canal Secondaire C (en béton)

Tronçons	Type de canal	b (m)	Fruis m	Rugosité K_s ($m^{1/3}/s$)	Pente I (m/m)	Débit Q (m^3/s)	P_m (m)	S_m (m^2)	R_h (m)	H_n (m)	H_{cr} (m)	L (m)	V (m/s)	H_s (m)	F_r	Régime d'écoulement	L_{bief} (m)
1-2	Trap	0,4	$1/\sqrt{3}$	71	0,03337	0,686	1,11	0,29	0,26	0,308	0,55	0,756	1,15	2,38	1,23	Torrentiel	236,02
2-3	Trap	0,7	$1/\sqrt{3}$	71	0,05995	4,115	1,95	0,89	0,45	0,542	1,10	1,325	1,15	4,64	1,81	Torrentiel	106,33
3-4	Trap	0,7	$1/\sqrt{3}$	71	0,0496	4,115	2,02	0,97	0,48	0,571	1,10	1,360	1,15	4,26	1,61	Torrentiel	136,34
4-5	Trap	0,7	$1/\sqrt{3}$	71	0,07335	4,115	1,88	0,81	0,43	0,511	1,10	1,290	1,15	5,08	2,05	Torrentiel	155,42
5-6	Trap	0,7	$1/\sqrt{3}$	71	0,04925	4,115	2,02	0,97	0,48	0,573	1,10	1,361	1,15	4,25	1,61	Torrentiel	47,32
Longueur total m																681,43	

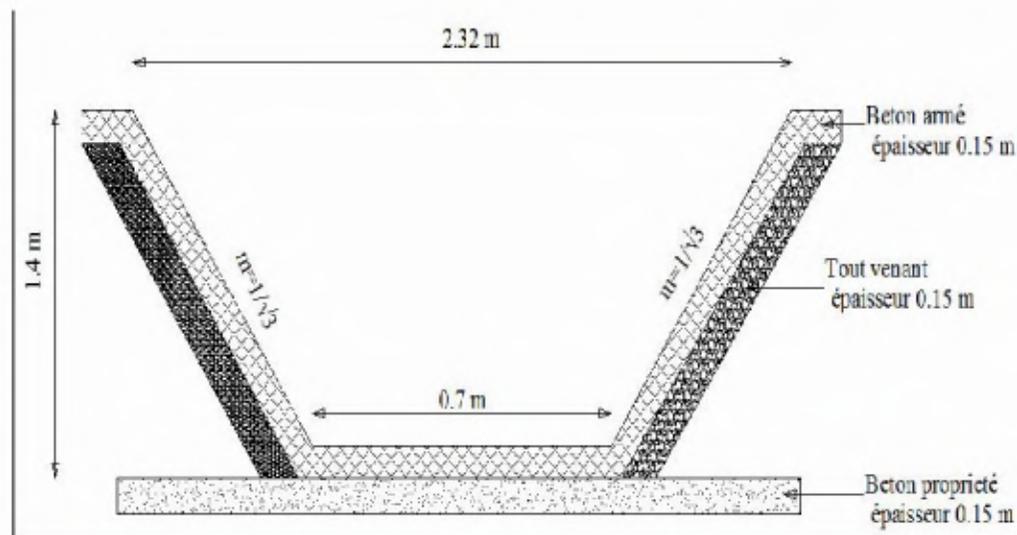


Figure V.8 : Canal trapézoïdale en béton armé tronçon 3-4

Tableau V.10 : Paramètres de la ligne d'eau du tronçon 3-4

h (m)	S (m ²)	P (m)	R (m)	R ^{4/3} (m ^{4/3})	L (m)	(Q ² *L/g*S ³)	N=1-(Q ² *L/g*S ³)	(Q ² /K _s ² *R ^{4/3} *S ²)	D=I-(Q ² /K _s ² *R ^{4/3} *S ²)	F(h)=N/D	L (m)	Type de courbe
1,50	2,35	4,16	0,56	0,47	2,43	0,32	0,68	0,00131	0,04829	14,00	0,00	S ₂
1,45	2,23	4,05	0,55	0,45	2,37	0,37	0,63	0,00150	0,04810	13,09	0,68	S ₂
1,40	2,11	3,93	0,54	0,44	2,32	0,42	0,58	0,00173	0,04787	12,02	1,31	S ₂
1,35	2,00	3,82	0,52	0,42	2,26	0,49	0,51	0,00200	0,04760	10,73	1,87	S ₂
1,30	1,89	3,70	0,51	0,41	2,20	0,57	0,43	0,00232	0,04728	9,17	2,37	S ₂
1,25	1,78	3,59	0,50	0,39	2,14	0,66	0,34	0,00271	0,04689	7,27	2,78	S ₂
1,20	1,67	3,47	0,48	0,38	2,09	0,77	0,23	0,00319	0,04641	4,93	3,09	S ₂
1,15	1,57	3,36	0,47	0,36	2,03	0,91	0,09	0,0037638	0,04584	2,03	3,26	S ₂

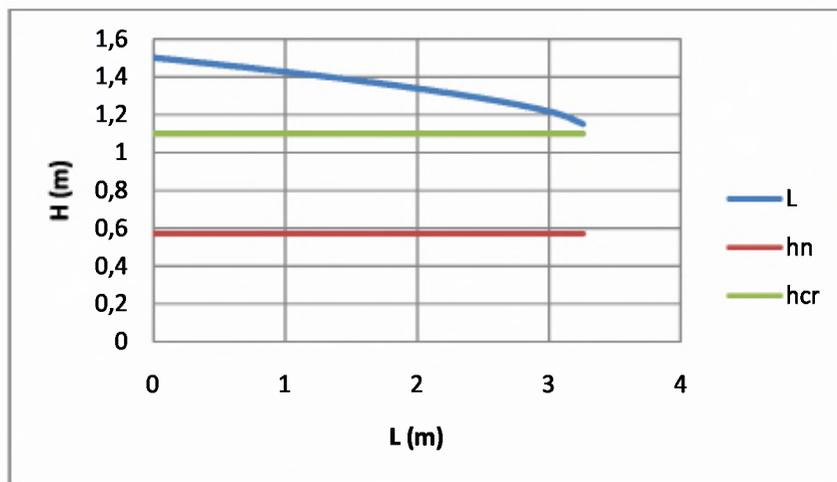


Figure V.9: Courbe de remous du tronçon 3-4

Tableau V.11 : Paramètres du calcul Canal Secondaire B (en béton)

Tronçons	Type de canal	b (m)	Fruis m	Rugosité K_s ($m^{1/3}/s$)	Pente I (m/m)	Débit Q (m^3/s)	P_m (m)	S_m (m^2)	R_h (m)	H_n (m)	H_{cr} (m)	L (m)	V (m/s)	H_s (m)	F_r	Régime d'écoulement	L_{bief} (m)
1-2	Trap	0,8	$1/\sqrt{3}$	71	0,07372	1,979	1,63	0,51	0,31	0,45	0,85	1,213	0,86	5,02	2,48	Torrentiel	269,98
2-3	Trap	0,8	$1/\sqrt{3}$	71	0,0513	1,979	1,72	0,59	0,35	0,399	0,85	1,260	0,86	4,29	2,00	Torrentiel	141,72
3-4	Trap	0,8	$1/\sqrt{3}$	71	0,06809	3,694	2,02	0,91	0,45	0,529	1,2	1,411	1,1	5,25	2,09	Torrentiel	17,16
4-5	Trap	0,8	$1/\sqrt{3}$	71	0,06809	4,515	2,21	1,13	0,51	0,609	1,3	1,503	1,16	5,39	1,99	Torrentiel	328,93
5-6	Trap	0,8	$1/\sqrt{3}$	71	0,04829	4,515	2,35	1,32	0,56	0,672	1,25	1,575	1,16	4,62	1,61	Torrentiel	214,31
6-7	Trap	0,8	$1/\sqrt{3}$	71	0,05599	4,515	2,29	1,23	0,54	0,644	1,3	1,544	1,16	4,94	1,76	Torrentiel	23,33
7-8	Trap	0,8	$1/\sqrt{3}$	71	0,09686	4,515	2,07	0,96	0,47	0,550	1,25	1,435	1,16	6,31	2,46	Torrentiel	42,33
Longueur total m																	1037,76

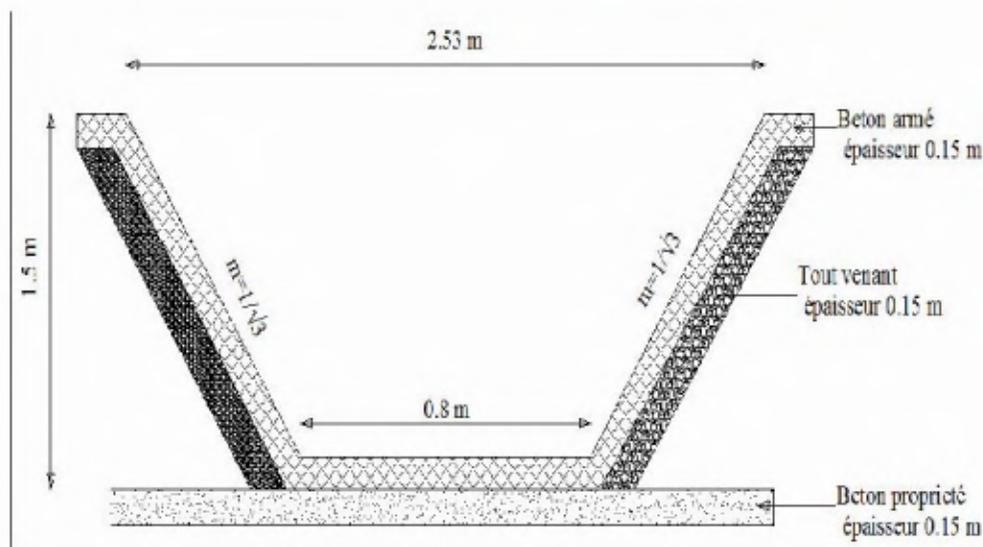


Figure V.10 : Canal trapézoïdale en béton armé tronçon 5-6

Tableau V.12 : Paramètres de la ligne d'eau du tronçon 5-6

h (m)	S (m ²)	P (m)	R (m)	R ^{4/3} (m ^{4/3})	L (m)	(Q ² *L/g*S ³)	N=1-(Q ² *L/g*S ³)	(Q ² /K _s ² *R ^{4/3} *S ²)	D=I-(Q ² /K _s ² *R ^{4/3} *S ²)	F(h)=N/D	L (m)	Type de courbe
1,50	2,50	4,26	0,59	0,49	2,53	0,61	0,39	0,00240	0,04589	8,43	0,00	S ₂
1,48	2,44	4,21	0,58	0,48	2,50	0,65	0,35	0,00257	0,04572	7,55	0,20	S ₂
1,45	2,37	4,15	0,57	0,48	2,47	0,70	0,30	0,00275	0,04554	6,60	0,38	S ₂
1,43	2,31	4,09	0,57	0,47	2,45	0,75	0,25	0,00294	0,04535	5,56	0,53	S ₂
1,40	2,25	4,03	0,56	0,46	2,42	0,80	0,20	0,00316	0,04513	4,42	0,65	S ₂
1,38	2,19	3,98	0,55	0,45	2,39	0,86	0,14	0,00339	0,04490	3,17	0,75	S ₂
1,35	2,13	3,92	0,54	0,44	2,36	0,92	0,08	0,00364	0,04465	1,79	0,81	S ₂
1,33	2,07	3,86	0,54	0,44	2,33	0,99	0,01	0,00391	0,04437	0,27	0,84	S ₂

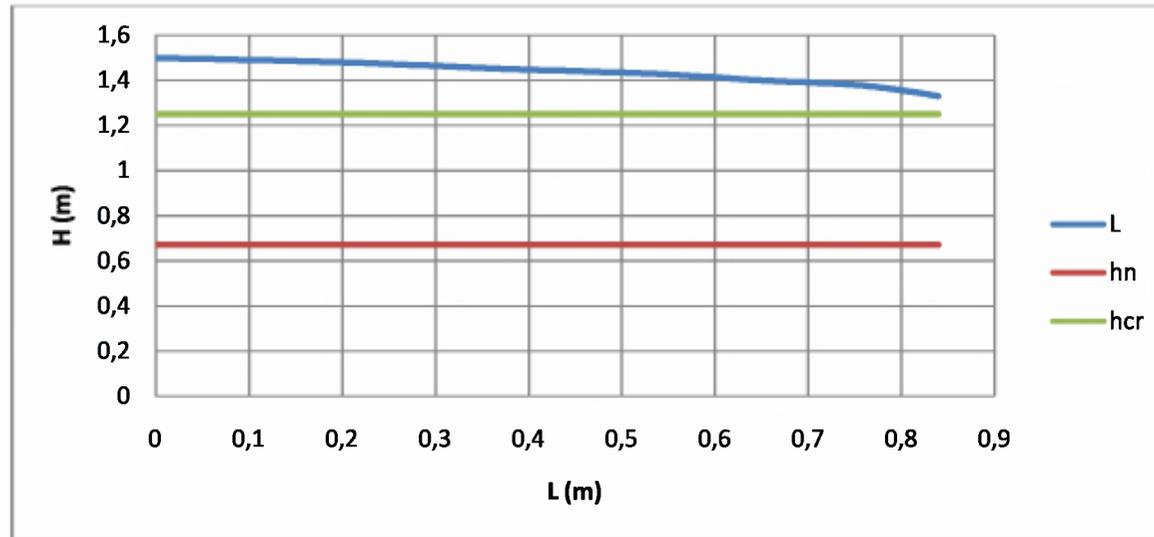


Figure V.11: Courbe de remous du tronçon 5-6



V.2 Dimensionnement des chute

Dans le cas ou la pente de certaines canaux sont très importantes nous proposons des regards de chute pour briser l'énergie d'écoulement.

Le dimensionnement des regards de chute consiste à déterminer leur longueur « L » de la façon suivante :

Le mouvement d'une particule est représenté par les équations :

$$X = V \cdot t \dots\dots\dots (V-18)$$

$$Y = \frac{1}{2} g t^2 \dots\dots\dots (V-19)$$

Où :

- t : temps de chute ;(min).
- X : distance horizontale ;(m).
- Y : distance verticale ;(m).
- V_{max} : vitesse de chute de la particule.
- Pour : Y = H, et : X = L, on obtient :

$$L = V \cdot \sqrt{\frac{2H}{g}} \dots\dots\dots (V-20)$$

Avec :

- H : Hauteur de la chute.
- L : Longueur de la chute.

Comme notre terrain présent des pentes importantes, alors nous avons projetés 27 regards de chute, dont leurs hauteurs de chute sont variables.

Tableau. V.13 : Calcul de la largeur des chutes.

Ouvrage	V (m/s)	H(m)	L (m)
Canal A	1,36	1	0,61
	2,04	1	0,92
	3,45	0,5	1,10
	4,54	3,5	3,84
	8,72	1,7	5,13
Canal V	5,23	2	3,34
	4,29	2	2,74
	6,84	2	4,37
	7,09	2,5	5,06
Canal W	7,41	1,5	4,10
	7,41	1,5	4,10
	9,12	2	5,82
Canal C	2,38	3	1,86
	5,08	1	2,29



Conclusion

Dans le but d'éviter des travaux de terrassement et de génie civil importants, nous avons optés pour des tracés qui suivent les cours naturels des lits des bassins versants de la ville Grarem Gouga et qui permettent en même temps la collecte et l'évacuation des eaux pluviales émanant des bassins périphériques.

Chaque tracé arrêté est constitué d'aménagements d'évacuation des eaux pluviales soit en :

- ❖ Canaux ouverts en gabionnage métallique de 3.00 m de hauteur avec ancrage au sol de 0.50 m,
- ❖ Canaux en béton armé ouverts,
- ❖ Canaux busés en béton armé.

Avec des ouvrages de réceptions et de Rejets, ainsi que des dispositifs qui permettent, si nécessaire de :

- ✓ Réduire les vitesses très importantes et de dissiper l'énergie induite,
- ✓ Diminuer l'effet des coulées de boues,
- ✓ Retenir les produits charriés par les eaux pluviales et dont la venue perturberait le bon fonctionnement des ouvrages prévus.

Ceci, dans le but de protéger les ouvrages eux même, afin qu'il puisse jouer leur rôle de protection contre le risque inondation dans la ville de Grarem Gouga

Enfin, pour assurer un bon fonctionnement du système d'évacuation, la mis en place, nous insistons, et attirons l'attention des responsables, sur la nécessité de procéder au nettoyage et au curage du dispositif projeté, après chaque pluie et avant l'arrivée des nouvelles pluies sur la région.

CHAPITRE VI :

ORGANISATION DE CHANTIER



Organisation de chantier

Introduction

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

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

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

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

VI.1 Installations du chantier

VI.1.1 Installations destinées au personnel

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

VI.1.2 Installations destinées au stockage des matériaux

Pour les ciments, nous utilisons soit des silos, soit des baraquements en bois ou en métal. Les agrégats sont stockés en plein air, seulement nous prévoyons un cloisonnement entre les différents types d'agrégats pour éviter leur mélange et de ce fait faciliter le dosage du béton. Les aciers doivent être stockés dans des endroits loin de la forte humidité (Baraquements, hangars...).

VI.1.3 Installations destinées à la réparation des engins

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



VI.1.4 Installations pour la préfabrication

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

VI.2 Succession des opérations du chantier

1) Travaux préparatoires

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

2) Exécution de l'ouvrage

- ✓ Excavation des canaux.
- ✓ Construction des canaux.

VI.3 Technologie des principaux travaux

Nous prévoyons une route d'accès à tous les ouvrages pendant la construction, les engins utilisés sont :

- Pour l'exécution des déblais et des remblais nous utilisons des bulldozers,
- Pour l'extraction des alluvions nous utilisons des pelles rétro,
- Pour le transport des terres nous utilisons des camions à benne,
- Pour les travaux de finition (régalage et compactage) nous utilisons des niveleuses et des compacteurs.



VI.4 Devis quantitatif et estimatif

Le devis quantitatif et estimatif du notre projet est donnée dans le tableau VI.1.

Tableau VI.1 : Devis quantitatif et estimatif

N°	Designations Des Travaux	U	Quant	P/U	Montants(DA)
1- Lot Terrassement :					
1	Ouverture de piste	M ²	12760	200	2552000
2	Débroussaillage et décapage des terres végétales	M ²	7976	200	1595200
3	Terrassement en tranchée en terrain meuble	M ³	6700	150	1005000
4	Terrassement en tranchée en terrain rocheux (20% de 03/1)	M ³	1675	200	335000
5	Nivellement du fond de fouille	M ²	2783	100	278300
6	Remblai en TVO y compris lit de pose d'épaisseur 0.10 m, 20 m	M ³	852	1150	979800
7	Transport des terres excédentaires à la D.P dans un rayon de 5 Km	M ³	417635	2000	835270000
2- Lot Génie civil :					
1	Réalisation de canal trapézoïdal ouvert, en béton armé, dosé à 350 Kg/M3, de largeur: 1,5met de hauteur 1,5m, compris coffrage et ferrailage et toutes sujétions, selon le plan	M ³	810	25000	20250000
2	Réalisation de canal secondaire trapézoïdale ouvert, en béton armé, dosé à 350 Kg/M3, de largeur: 1,5 m et de hauteur 1m, y compris coffrage et ferrailage et toutes sujétions, selon plan	M3	238	25000	5950000
3	F+ Mise en œuvre d'un lit en béton de propreté dosé à 150 Kg/M3	M ³	280	250	70000
4	F/Pose de grille en fonte	ML	1595,5	6000	9573000
5	Réalisation d'un ouvrage de réception en béton armé dosé à 400 Kg/M3, selon le plan	U	5	1500000	7500000
6	Raccordement au pont existant, en gabionnage métallique, selon le plan	U	2	2000	4000
3- Lot conduite circulaire :					
1	Pose de conduite circulaire à écoulement gravitaire Φ 1000	ML	6	10000	60000
4- Lot Gabionnage métallique :					
1	F/ pose de gabionnage métallique de hauteur de caisse 3.00 m, selon le plan	M ³	1260	2000	2520000
2	F/ Pose d'un lit en moellon d'épaisseur 0,50 m, selon plan	M ³	140	1500	210000
5- Divers					
1	Etablissement d'un plan de recollement	Ens	6	500	3000
MONTANT H T					888155300
TVA 17 %					150986401
TOTAL TTC					1039141701

Remarque : les différents prix unitaires sont donnés par la D.H.W de Mila



VI.4 Planification

VI.4.1 Définition

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

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

VI.4.2 Techniques de la planification

Il existe deux principales méthodes de planification à savoir :

- 1) Méthodes basées sur le réseau,
- 2) Méthodes basées sur le graphique.

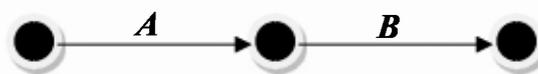
VI.4.2.1 Méthodes basées sur le réseau

VI.4.2.1.1 Définition du réseau

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

a) Réseau à flèches

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



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

b) Réseau à nœuds

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



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



VI.4.2.1.2 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.

VI.4.2.1.3 Différentes méthodes basées sur le réseau

VI.4.2.1.3.1 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.

VI.4.2.1.3.2 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.

VI.4.2.1.3.3 Méthode P.D.M (Procedure Diagram Methode)

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

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

VI.4.2.2 Méthodes basées sur le graphique

VI.4.2.2.1 Méthode linéaire (ligne of balance technic)

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



VI.4.2.2.2 Méthode à barres

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

VI.4.3 Les étapes de la planification

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

VI.4.3.1 Collection des informations

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

VI.4.3.2 Décomposition du projet

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

VI.4.3.3 Relations entre les tâches

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

VI.4.4 Choix de la méthode de calcul

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

VI.4.4.1 Les paramètres de la méthode C.P.M

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

DCP	TR
DFP	DCPP
DFPP	MT

Avec :

TR : Temps de réalisation,

DCP : Date de commencement au plus tôt,

DCPP : Date de commencement au plus tard,

DFP : Date de finition au plus tôt,

DFPP : Date de finition au plus tard,

MT : Marge totale.

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



VI.4.4.2 Chemin critique (C.C)

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

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

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

VI.4.5 Elaboration du réseau selon la méthode CPM

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

- | | |
|--|----------|
| ✓ Décapage de la terre végétale - A | 10 jours |
| ✓ Excavation de la tranchée - B | 30 jours |
| ✓ Remblai en TVO (tout -venant) – C | 10 jours |
| ✓ Compactage – D | 10 jours |
| ✓ Lit de béton propriété - E | 20 jours |
| ✓ Le bétonnage – F | 60 jours |
| ✓ Mise en œuvre de gabion - G | 45jours |
| ✓ Compactage des tranches des canaux – H | 10 jours |

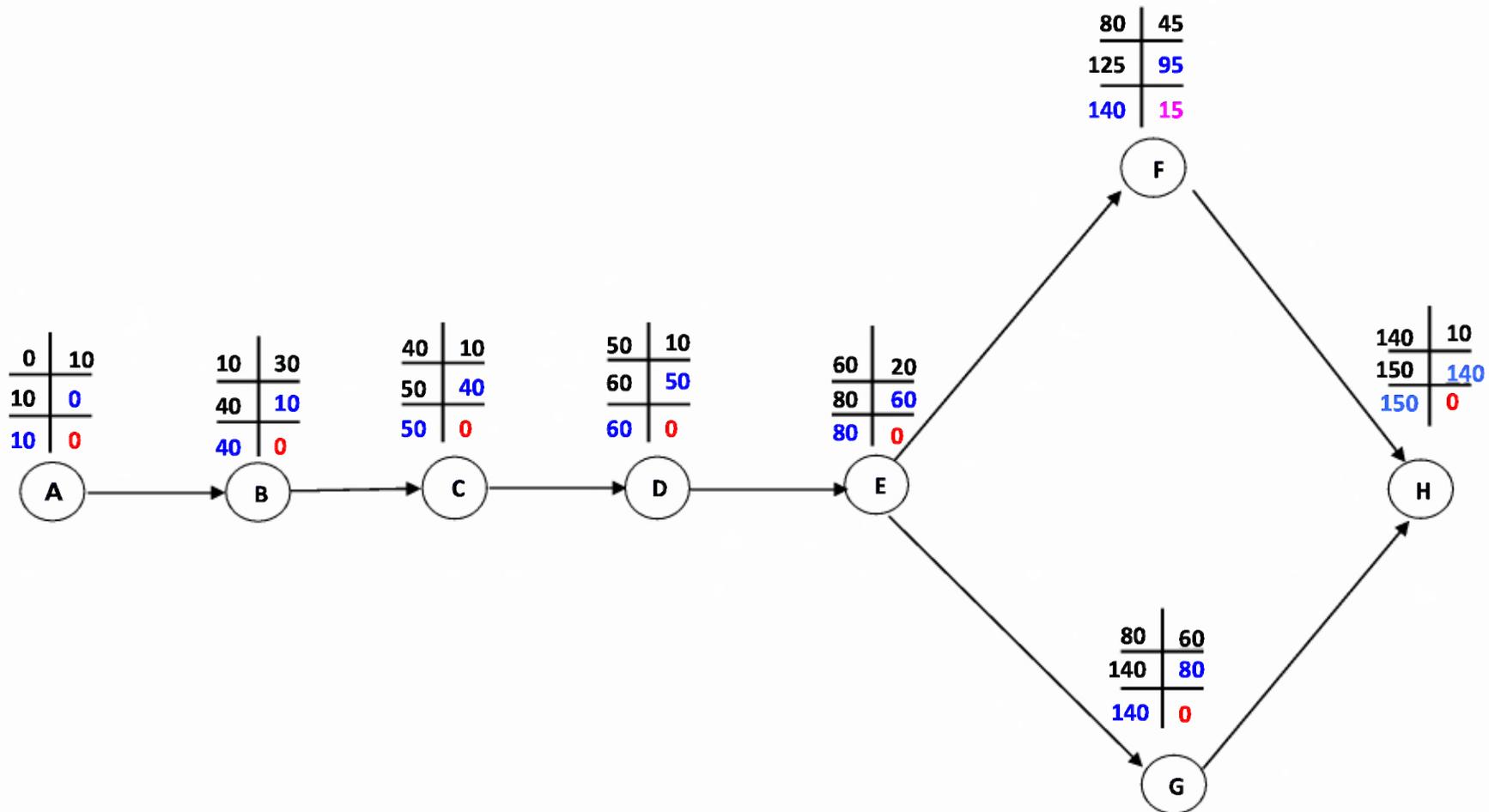


Figure VI.1 : Réseau à nœuds



VI.4.6 Détermination des chemins critiques

C'est le chemin qui 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 VI.2 : 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.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	15
G	60	80	140	80	140	0
H	10	140	150	140	150	0

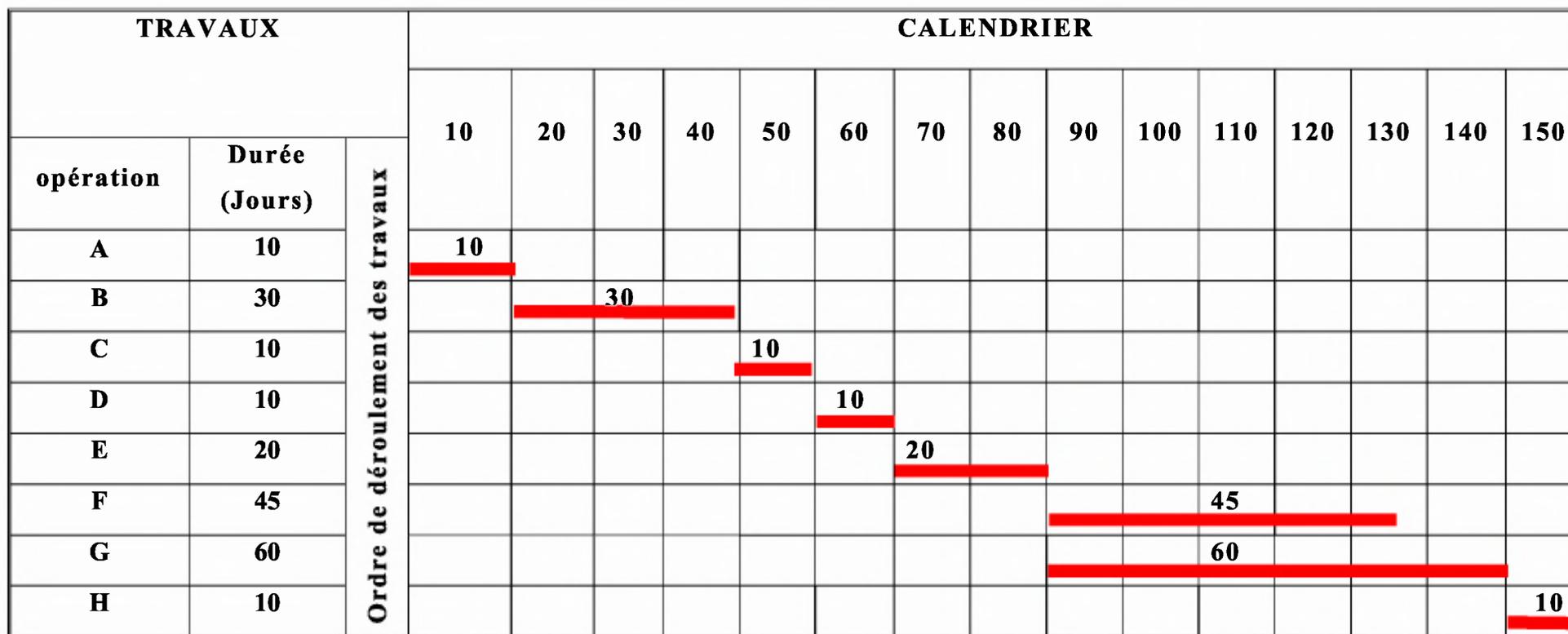


Figure VI.2 : Diagramme de GANTT



Conclusion

On a conclu à partir de ce travail que l'organisation de chantier est nécessaire avant le commencement de nos travaux car elle nous définit :

- Les volumes des travaux nécessaires pour élaborer le chantier.
- Le coût total du projet qui est de 1056855501 DA.
- Les engins à utiliser qui sont principalement l'angledozer, pelle, rouleau lisse

CONCLUSION GENERALE

Conclusion générale

La protection des sites urbains contre les crues et les inondations est une nécessité indispensable afin de réduire les risques humains, matériels et économiques.

En effet, qui dit protection contre l'inondation, dit protection de la ville, sauvegarde du patrimoine, de l'architecture et, somme toute paisible vie pour l'homme.

C'est pour ces multiples raisons que nous sommes occupés, tant que chercheur, cette question qui, pour la moindre négligence et pour un minimum d'inattention, risque de porter atteinte à l'homme et à l'environnement dans lequel il évolue.

Ainsi nous avons pris pour région d'étude la ville Grarem Gouga , un plan d'urbanisation non maîtrisé qui s'est fait dans toutes les directions.

Nous avons scindé notre travail en trois étapes essentielles. La première a consisté en l'analyse des données topographiques et hydrographiques pour localisation les zones qui donnent l'inondation.

Par la suite, dans la deuxième partie, nous avons élaboré le diagnostic de l'état des lieux. Ce même diagnostic a été consolidé par l'expertise du réseau d'évacuation d'eau pluviale. Alors que l'expertise confirme que le réseau à véhiculer le débit du ruissellement dans la ville, mais aucune protection contre les débits de crue.

En fin dans la troisième et ultime partie, nous sommes parvenus à élaborer le plan de réalisation du projet en premier lieu. En second lieu nous avons préconisé les règles de sécurité de travail pendant la réalisation des différents ouvrages.

En définitive, pour assurer la durabilité et le bon fonctionnement de nos ouvrages, nous espérons que les travaux d'entretien et de maintenance seront pris en vigueur.

REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUE

- [1] BOURIER, Régis** Les réseaux d'assainissement Edition Lavoisier Tec & Doc **1991 P180**

- [2] CARLIER, M** Hydraulique générale et appliquée Edition Eyrolles **1986 P166**

- [3] LEDOUX BRUNO** La gestion du risque inondation Edition Tec & Doc **2001 P60**

- [4] LENCASTRE ARMANDO** Hydraulique Générale Edition Revue Augmentée **1999 P350**

- [5] NEDELEC .Y** Activités Rurales et Inondations Connaissances et bonnes pratiques Edition Cemagref **1998 P270**

- [6] TOUAIBIA, B** Manuel Pratique d'Hydrologie. Presses Madani Frères. Blida. Algérie **2004**

LES ANNEXES

Annexes N°1 : Paramètres du calcul de l'affluent D (en béton)

Tronçons	Type de canal	b (m)	Fruis m	Rugosité K_s ($m^{1/3}/s$)	Pente I (m/m)	Débit Q (m^3/s)	Pm (m)	Sm (m^2)	Rh (m)	Hn (m)	Hcr (m)	L (m)	V (m/s)	Hs (m)	Fr	Régime d'écoulement	L bief (m)
1-2	Trap	0,3	1/√3	71	0,03284	0,137	0,628	0,078	0,123	0,142	0,27	0,38	0,333	1,77	1,25	Torrentiel	24,24
2-3	Trap	0,3	1/√3	71	0,07541	0,137	0,623	0,076	0,122	0,140	0,27	0,38	0,333	1,80	1,29	Torrentiel	29,04
3-4	Trap	0,3	1/√3	71	0,0541	0,137	0,582	0,062	0,107	0,122	0,27	0,37	0,333	2,20	1,71	Torrentiel	38,92
4-5	Trap	0,3	1/√3	71	0,0541	0,183	0,636	0,080	0,126	0,146	0,27	0,38	0,333	2,28	1,59	Torrentiel	12,93
5-6	Trap	0,3	1/√3	71	0,03365	0,183	0,687	0,099	0,144	0,168	0,27	0,40	0,333	1,85	1,18	Torrentiel	45,17
Longueur total (m)																150,30	

Annexes N°2 : Paramètres du calcul de l'affluent E (en béton)

Tronçons	Type de canal	b (m)	Fruis m	Rugosité K_s ($m^{1/3}/s$)	Pente I (m/m)	Débit Q (m^3/s)	Pm (m)	Sm (m^2)	Rh (m)	Hn (m)	Hcr (m)	L (m)	V (m/s)	Hs (m)	Fr	Régime d'écoulement	L bief (m)
1-2	Trap	0,5	1/√3	71	0,0751	0,046	0,369	0,0238	0,065	0,073	0,14	0,2	0,21	1,93	1,96	Torrentiel	39,24

Annexes N°3 : Paramètres du calcul de l'affluent F (en béton)

Tronçons	Type de canal	b (m)	Fruis m	Rugosité K_s ($m^{1/3}/s$)	Pente I (m/m)	Débit Q (m^3/s)	Pm (m)	Sm (m^2)	Rh (m)	Hn (m)	Hcr (m)	L (m)	V (m/s)	Hs (m)	Fr	Régime d'écoulement	L bief (m)
1-2	Trap	0,5	1/√3	71	0,08736	1,457	1,239	0,337	0,272	0,320	0,7	0,7	0,97	4,321	1,97	Torrentiel	29,72
2-3	Trap	0,5	1/√3	71	0,04951	1,457	1,37	0,434	0,317	0,377	0,7	0,7	0,97	3,353	1,38	Torrentiel	143,4
3-4	Trap	0,5	1/√3	71	0,09526	1,457	1,221	0,325	0,266	0,312	0,7	0,7	0,97	4,489	2,07	Torrentiel	43,04
4-5	Trap	0,5	1/√3	71	0,04741	1,457	1,381	0,443	0,321	0,382	0,7	0,7	0,97	3,289	1,34	Torrentiel	52,73
Longueur total (m)																268,89	

Annexes N°4 : Paramètres du calcul de l'affluent G (en béton)

Tronçons	Type de canal	b (m)	Fruis m	Rugosité K_s ($m^{1/3}/s$)	Pente I (m/m)	Débit Q (m^3/s)	Pm (m)	Sm (m^2)	Rh (m)	Hn (m)	Hcr (m)	L (m)	V (m/s)	Hs (m)	Fr	Régime d'écoulement	L bief (m)
1-2	Trap	0,5	$1/\sqrt{3}$	71	0,10102	0,241	0,537	0,0489	0,091	0,103	0,3	0,4	0,447	4,924	4,26	Torrentiel	135,42
2-3	Trap	0,5	$1/\sqrt{3}$	71	0,02171	0,241	0,815	0,1531	0,188	0,223	0,3	0,4	0,447	1,574	0,84	Torrentiel	16,12
Longueur total (m)																151,54	

Annexes N°5 : Paramètres du calcul de l'affluent H (en béton)

Tronçons	Type de canal	b (m)	Fruis m	Rugosité K_s ($m^{1/3}/s$)	Pente I (m/m)	Débit Q (m^3/s)	Pm (m)	Sm (m^2)	Rh (m)	Hn (m)	Hcr (m)	L (m)	V (m/s)	Hs (m)	Fr	Régime d'écoulement	L bief (m)
1-2	Trap	0,5	$1/\sqrt{3}$	71	0,03017	1,311	1,099	0,2796	0,254	0,303	0,7	0,6	0,976	4,688	2,15	Torrentiel	53,39

Annexes N°6 : Paramètres du calcul de l'affluent I (en béton)

Tronçons	Type de canal	b (m)	Fruis m	Rugosité K_s ($m^{1/3}/s$)	Pente I (m/m)	Débit Q (m^3/s)	Pm (m)	Sm (m^2)	Rh (m)	Hn (m)	Hcr (m)	L (m)	V (m/s)	Hs (m)	Fr	Régime d'écoulement	L bief (m)
1-2	Trap	0,5	$1/\sqrt{3}$	71	0,12526	2,324	1,372	0,4356	0,318	0,378	0,9	0,7	1,227	5,335	2,19	Torrentiel	47,88
2-3	Trap	0,5	$1/\sqrt{3}$	71	0,05911	2,324	1,578	0,6104	0,387	0,467	0,9	0,8	1,227	3,807	1,36	Torrentiel	49,06
Longueur total (m)																96,94	

Annexes N°7 : Paramètres du calcul de l'affluent K (en béton)

Tronçons	Type de canal	b (m)	Fruis m	Rugosité K_s ($m^{1/3}/s$)	Pente I (m/m)	Débit Q (m^3/s)	Pm (m)	Sm (m^2)	Rh (m)	Hn (m)	Hcr (m)	L (m)	V (m/s)	Hs (m)	F_r	Régime d'écoulement	L bief (m)
1-2	Trap	0,5	$1/\sqrt{3}$	71	0,10544	1,715	1,27	0,36	0,28	0,333	0,75	0,69	1,056	4,78	2,12	Torrentiel	32,11

Annexes N°8 : Paramètres du calcul de l'affluent L (en béton)

Tronçons	Type de canal	b (m)	Fruis m	Rugosité K_s ($m^{1/3}/s$)	Pente I (m/m)	Débit Q (m^3/s)	Pm (m)	Sm (m^2)	Rh (m)	Hn (m)	Hcr (m)	L (m)	V (m/s)	Hs (m)	F_r	Régime d'écoulement	L bief (m)
1-2	Trap	0,5	$1/\sqrt{3}$	71	0,09105	0,507	0,82	0,157	0,191	0,227	0,50	0,4	0,651	3,231	1,7	Torrentiel	47,02

Annexes N°9 : Paramètres du calcul de l'affluent M (en béton)

Tronçons	Type de canal	b (m)	Fruis m	Rugosité K_s ($m^{1/3}/s$)	Pente I (m/m)	Débit Q (m^3/s)	Pm (m)	Sm (m^2)	Rh (m)	Hn (m)	Hcr (m)	L (m)	V (m/s)	Hs (m)	F_r	Régime d'écoulement	L bief (m)
1-2	Trap	0,5	$1/\sqrt{3}$	71	0,06878	0,374	0,776	0,135	0,174	0,206	0,400	0,4	0,558	2,764	1,6	Torrentiel	42,05
2-3	Trap	0,5	$1/\sqrt{3}$	71	0,09105	0,374	0,739	0,120	0,162	0,190	0,400	0,4	0,558	3,129	1,8	Torrentiel	16,55
																Longueur total (m)	58,60

Annexes N°10 : Paramètres du calcul de l'affluent Q (en béton)

Tronçons	Type de canal	b (m)	Fruis m	Rugosité K_s ($m^{1/3}/s$)	Pente I (m/m)	Débit Q (m^3/s)	Pm (m)	Sm (m^2)	Rh (m)	Hn (m)	Hcr (m)	L (m)	V (m/s)	Hs (m)	Fr	Régime d'écoulement	L bief (m)
1-2	Trap	0,3	$1/\sqrt{3}$	71	0,06056	3,429	1,82	0,75	0,41	0,486	1,00	0,981	1,367	4,57	1,669	Torrentiel	37,98
2-3	Trap	0,3	$1/\sqrt{3}$	71	0,06482	3,429	1,80	0,73	0,40	0,477	1,00	0,975	1,367	4,71	1,742	Torrentiel	124,96
3-4	Trap	0,3	$1/\sqrt{3}$	71	0,06333	3,429	1,81	0,74	0,41	0,480	1,05	0,977	1,369	4,66	1,717	Torrentiel	55,27
Longueur total (m)																218,21	

Annexes N°11 : Paramètres du calcul de l'affluent S (en béton)

Tronçons	Type de canal	b (m)	Fruis m	Rugosité K_s ($m^{1/3}/s$)	Pente I (m/m)	Débit Q (m^3/s)	Pm (m)	Sm (m^2)	Rh (m)	Hn (m)	Hcr (m)	L (m)	V (m/s)	Hs (m)	Fr	Régime d'écoulement	L bief (m)
1-2	Trap	0,3	$1/\sqrt{3}$	71	0,08834	0,889	1,05	0,2175	0,207	0,238	0,60	0,64	0,756	4,087	2,23	Torrentiel	83,43
2-3	Trap	0,3	$1/\sqrt{3}$	71	0,02541	0,889	1,294	0,3765	0,291	0,344	0,55	0,7	0,749	2,361	1,03	Torrentiel	62,96
3-4	Trap	0,3	$1/\sqrt{3}$	71	0,05854	0,889	1,122	0,2603	0,232	0,269	0,55	0,66	0,749	3,416	1,73	Torrentiel	23,32
Longueur total (m)																169,71	