الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية
وزارة التعليم العالي والبحث العلمي

المدرسة الوطنية العليا للري
"المجاهد عبد الله عرباوي"

NATIONAL HIGHER SCHOOL FOR HYDRAULICS

"The Mujahid Abdellah ARBAOUI"

ⵓⵢⵙⵓⵙⴰⵙ ⵓⵢⵙⵏⵉⵓⵍ ⵉⵎⵉⵙⵙⵉⵡ ⵏ ⵜⵎⵙⵓⵍⵉⵜ

MEMOIRE DE FIN D'ETUDES

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

Option : AMENAGEMENT ET OUVRAGES HYDROTECHNIQUES

THEME :

AMENAGEMENT DE L'OUED GHILASSA POUR LA PROTECTION CONTRE LES INONDATIONS DE LA COMMUNE GHILASSA (Wilaya. DE BORDJ BOU ARRERIDJ)

Présenté par :
BENHAMIMID FAROUK

Devant les membres du jury

Nom et Prénoms	Grade	Qualité
BENLAOUKLI BACHIR	MCA	Président
BENSALAH MOHAMED DRAIDI	MCB	Examinateur
OSMANI ELHADI	MAB	Examinateur
KAHLERRAS MALIKA	MCB	Promoteur

Session 2023

Dédicace

À mon père et ma mère.

À la mémoire de mon grand-père AMMAR LEZIAR que Dieu lui fasse miséricorde et lui pardonne.

À ma chère famille mes frères AHMED, ABDELMOUMEN et mes sœurs SARAH, NADJET, HANA et Aya.

À mes amis qui étaient toujours présents à mes côtés.

REMERCIMENT

Dieu tout puissant, merci de m'avoir donné la force et le courage d'atteindre mes objectifs.

J'exprime mes plus sincères gratitude à tous ceux qui m'ont aidé à terminer ma formation.

Je tiens à exprimer ma profonde gratitude à :

Brillante promotrice **Mme KAHLERRAS MALIKA** pour les conseils, les propositions et les orientations précieuses qu'elle me donne, ainsi que pour son encouragement considérable et la confiance qu'elle m'a donnée tout au long de ce travail.

J'adresse également mes sincères remerciements aux ingénieurs :

Mr SALAH EDDINE MAYOUFI, **Mr SAMIR LASLA**, **Mr HAMZA et Mr IMED FERRAH** qui m'ont aidé durant l'élaboration de ce projet.

L'ensemble du personnel et des enseignants de l'École Nationale Supérieure de l'Hydraulique, qui ont assuré ma formation.

ملخّص

إن الكوارث الطبيعية بشكل عام والفيضانات بشكل خاص هي من بين الظواهر التي لا يستطيع الإنسان السيطرة عليها، ولكنه يقلل من هذا الضرر لتجنب الخسائر المادية والبشرية. وفي سبيل تحقيق ذلك قمنا بهذا العمل الذي يهدف إلى حماية مدينة "غيلاسة" من الفيضانات عن طريق دراسة شاملة لجميع الخصائص التي تتدخل في سلوك جريان الوادي، وحساب كميّات التدفق خلال الأمطار الموسمية، تلى ذلك دراسة لبعض المتغيرات المقترحة لتهيئة الوادي، ليتم في الأخير اختيار التهيئة الملائمة تقنيا واقتصاديًا.

Résumé

Les catastrophes naturelles en général et les inondations en particulier font partie des phénomènes que l'homme ne peut pas contrôler, mais il minimise ces dommages pour éviter les pertes matérielles et humaines. Pour ce faire, nous avons réalisé ce travail, qui vise à protéger la ville de « Ghilasssa » contre les inondations à travers une étude complète de toutes les caractéristiques qui interfèrent avec le comportement de l'écoulement de l'oued, et le calcul des débits des crues, suivi d'une étude de certaines variantes proposées pour l'aménagement de l'oued, pour finalement choisir l'aménagement techniquement et économiquement appropriée.

Abstact

Natural disasters in general and floods in particular are among the phenomena that man cannot control, but he minimizes this damage to avoid material and human losses. To do this, we have carried out this work, which aims to protect the city of "Ghilasssa" from flooding.

Through a complete study of all the characteristics that interfere with the behavior of the flow of the wadi, and the calculation of flood flows, followed by a study of some variants proposed for the development of the wadi, to finally choose the technically and economically appropriate development.

Table des matières

Introduction générale **18**

Chapitre I : Généralités sur les Inondations **22**

I.1. Introduction **22**

I.2. Définitions **22**

I.2.1. Bassin versant 22

I.2.2. Cours d'eau 22

I.2.3. Morphologie d'un cours d'eau 23

I.2.4. Ripisylve 23

I.2.5. Torrent et rivière torrentielle 23

I.3. Crues et inondations **24**

I.3.1. Genèse des crues et des inondations 24

I.3.2. Connaissance du risque inondation 24

I.3.3. Aléas 24

I.3.4. Vulnérabilité 25

I.4. Les délimitations des espaces concernés par les différents types de crues : **25**

I.4.1. Lit mineur 25

I.4.2. Lit moyen 25

I.4.3. Lit majeur 26

I.5. Les types d'inondations **26**

I.5.1 Les inondations classiques dites « de plaine » ou fluviales 26

I.5.2. Les crues torrentielles ou éclair 27

I.5.3. Le ruissellement en milieu urbain 27

I.6. Causes et types des crues catastrophiques en Algérie.....27

I.6.1. Les causes des inondations 28

I.6.1.1. Les inondations liées à des situations météorologiques remarquables..... 28

I.6.1.2. Les inondations provoquées par des facteurs liés à l'effet de l'homme 28

I.6.1.3. Les inondations produites dans des régions présentant un environnement topographique défavorable..... 28

I.7. Les inondations les plus catastrophiques survenues en Algérie.....29

I.7.1. Inondations causées par des pluies orageuses localisées..... 29

I.7.2. Inondations des grands bassins versants 29

I.8. Conclusion 29

Chapitre II Présentation de la zone d'étude 31

II.1. Localisation de la zone d'étude 31

II.2. Situation géographique 31

II.3. Présentation du relief de la zone d'étude 32

II.4. Situation géologique 32

II.5. Sismicité de la région.....33

II.5.1. Classification des zones sismiques..... 33

II.5.2. Coefficient d'accélération de la zone d'étude 34

II.6. Etude climatique.....34

II.6.1. Pluviométrie..... 35

II.6.2. Evaporation..... 36

II.6.3. Température 37

II.6.4. Humidité relative..... 37

II.6.5. Régime des vents..... 38

II.7. Conclusion **38**

Chapitre III Etude hydrologique **40**

III.1. Introduction **40**

III.2. La délimitation du bassin versant **40**

III.3. Morphologie du bassin versant **42**

III.3.1. Paramètres géométriques 42

III.3.2Paramètres de forme 42

III.4. Caractéristiques hydrographiques **45**

III.4.1. Indice de pente globale 45

III.4.1. Indice de pente moyenne Ipm 45

III.4.2. Indice de pente ROCHE Ip 46

III.4.3. Dénivelée spécifique 46

III.5. Temps de concentration **47**

III.6. Vitesse moyenne de ruissellement **49**

III.7. Etude des précipitations **50**

III.7.1. Homogénéisation des données 50

III.7.2. Ajustement des pluies maximales journalières 51

III.7.3. Ajustement à la loi de GUMBEL 51

III.7.4. Ajustement à la loi normale 51

III.7.5. Ajustement à la loi log normale 52

III.7.6. Inspection visuelle de la distribution 52

III.7.7. Test d'adéquation 53

III.7.8. Choix de la loi d'ajustement 53

III.7.7. Pluies de courtes durées et leur intensité de différentes fréquences 54

III.8. Etude des apports.....55

III.8.1. Apports moyens interannuels 55

III.8. Etude des apports solides 57

III.8.1. Estimation de l'apport solide 57

Résultats et discussion 59

III.8.2. Conclusion 59

Chapitre IV : Etude des crues 61

IV.1. Introduction.....61

IV.2. Détermination des débits maximaux fréquentiels par les formules empiriques 61

IV.2.1. Formule de Giandotti 61

IV.2.2. Formule de Sokolovsky 61

IV.2.3. Formule de Mallet-Gauthier 61

IV.2.4. Formule de POSSENTI..... 62

IV.2.5. Formule d'Alexeev..... 62

IV.2.6. Choix de la formule adéquat 62

IV.3. Hydrogramme de crue.....63

IV.4. Choix de la crue du projet.....64

IV.5. Conclusion 65

Chapitre V : Etude des variantes d'aménagement.....67

V.1. Introduction 67

V.2. Principe d'aménagement 67

V.2.1 Les différents types d'aménagements 67

V.2.1.1. Reprofilage 67

V.2.1.2 Curage 67

V..1.3 Protection des berges 67

V.3. Variantes d'aménagement **67**

V.3.1. Observations préliminaires 67

V.3.2. Buts d'aménagements 68

V.3.3. Variantes d'aménagement **68**

V.3.4. La formule de dimensionnement des canaux 68

V.3.4.1. Formule de Chézy 68

V.3.4.2. Formule de Manning- Strickler 69

V.3.5. 1ere variante Canal en gabion **70**

V.3.5.1. Avantages des structures en gabion 71

V.3.5.2. Inconvénients des structures en gabion 71

V.3.6. 2ème variante Canal trapézoïdal en béton **72**

V.3.6.1. Avantages des Canaux trapézoïdaux 72

V.3.6.2. Inconvénients des Canaux trapézoïdaux 72

V.3.7. Canal trapézoïdal en terre **72**

V.7. Calcul hydraulique avec le logiciel canal21 ..... **73**

V.7.1. Résultats de calcul hydraulique **73**

V.7.1.1. Variante 01 (OUED GHILASSA) : Canal en gabion 73

V.7.1.2. Variante 02 (OUED GHILASSA) : Canal trapézoïdal en béton armé 75

V.8. Calcul du cout **76**

V.8.1. Canal en gabion 76

V.8.2. Canal trapézoïdal en béton 77

V.8. Choix de la variante **78**

V.8.1. Critères d'évaluation 78

V.8.2. La variante choisie 78

V.9. Conclusion **78**

Chapitre VI : Dimensionnement et ferraillage de canal trapézoïdal **80**

VI.1. Introduction **80**

VI.2. Calculs hydrauliques **80**

VI.1 : Calcul de stabilité et le ferraillage : **83**

VI.2 : Actions à prendre en compte 83

VI.2 .1 : Les actions permanentes : 83

VI.2 .2 : Les actions variables : 83

VI.2.3: Les actions accidentelles : 83

VI.4. la stabilité au renversement : 87

VI.5. la stabilité au glissement : 88

VI.6. La stabilité au poinçonnement : 88

VI.7. Le ferraillage du canal : **89**

VI.7.1 Ferraillage des voiles : 90

VI.7.2 Ferraillage du radier : 90

Conclusion : **91**

Chapitres VII : Organisation de chantier **93**

Introduction **93**

VII.1. Généralité **93**

VII.1.1.1. Maitre de l'ouvrage 93

VII.1.1.2. Maitre d'ouvre 93

VI.1.1.3. Entrepreneur 93

VII.2. Devis quantitatif et estimatif du projet 94

Tableau VII.6. Estimation de Devis de projet.....94

VI.3. Planification.....95

VII.3.1.1. Méthodes basées sur le réseau 95

VII.2.2.1.1 Définition 95

VII.2.2.1.2 Construction du réseau 96

VII.2.2.1.3 Différentes méthodes basées sur le réseau 96

VII.2.2.1.4 Méthodes basées sur le graphique 97

VII.3.1.2. Les étapes de la planification 97

VII.3.1.4. Diagramme de Gantt 97

VII.4. Conclusion.....98

Conclusion générale.....101

Liste des figures

Chapitre I : Généralités sur les Inondations

Figure I.1. Illustration du bassin versant 22

Figure I.2. Une illustration de la morphologie d'un cours d'eau. 23

Figure I.3. Dessin d'une ripisylve. 23

Figure I.4. Structure morphologique d'un cours d'eau torrentiel. (Source : AZI) 24

Figure I.1 Les limites d'un lit mineur..... 25

Figure I.2 Lit moyen..... 26

Figure I.3 limites d'un lit majeur..... 26

Figure I.4 Représentation Remontée de la nappe. 27

Figure I.5 La rivière occupe son lit moyen voire son lit majeur. 27

Chapitre II Présentation de la zone d'étude

Figure II.1. Situation géographique de la zone d'étude..... 31

Figure II.2. Extrait de la carte géologique au niveau de la zone d'étude 32

FigureII.3. Légende de la carte géologique au niveau de la zone d'étude 33

Figure II.4. Carte de zonage sismique de territoire nationale selon R.P.A 99 modifié en 2003 34

Figure II.5. Extrait de la carte pluviométrique de l'ANRH au niveau de la zone d'étude (1970 – 2000)..... 35

Figure II.6. Répartition mensuelle de la pluviométrie..... 36

Figure II.7 Répartition mensuelle de l'évaporation..... 36

Figure II.8. Répartition mensuelle de l'humidité relative..... 38

Chapitre III Etude hydrologique

Figure III.1. Délimitation de bassin de l'oued Ghilassa Avec AutoCAD 41

Figure III.2. Image satellite du bassin versant de l'oued Ghilassa..... 41

Figure III.3. Rectangle équivalant du bassin versant de l'oued « Ghilassa »..... 43

Figure III.4. La courbe hypsométrique du bassin de l'oued Ghilassa..... 44

Figure III.5. Représentation des trois lois de distribution……...53

Figure III.6. Pluies de Courtes durées 54

Fig III.7. Intensité –Durée –Fréquence 55

Figure III.8. Extrait de la carte des écoulements moyens annuels de l'ANRH 57

Chapitre IV : Etude des crues

Fig.IV.1 Hydrogrammes de crues pour différentes périodes de retour Oued GHILASSA……..64

Chapitre V : Etude des variantes d'aménagement

Figure V.1. Les formules des éléments géométriques pour cinq différents types de section de canaux 70

Figure V.2. Tableau Granulométrie du remplissage (Gabions ou Reno) en fonction de la vitesse..... 71

Figure V.3. Présentation de CANAL21. 73

Figure V.4. Dimensionnement par CANAL 21 pour le canal en gabion. 74

Figure V.5. Dimensions de la variante : canal en gabion..... 75

Figure V.6. Résultats donnés par CANAL 21 pour le canal Trapézoïdal en béton..... 76

Figure V.7. Dimensions de la variante : canal trapézoïdal en béton..... 76

Liste des tablaux

Chapitre I : Généralités sur les Inondations

Chapitre II Présentation de la zone d'étude

Tableau II.1. Les coordonnées UTM à l'exutoire 31

Tableau II.2. Coefficients d'accélération du séisme. 34

Tableau II.3. Répartition mensuelle de la pluie moyenne annuelle 35

Tableau II.4. Répartition mensuelle de l'évaporation (1963/64-1992/93). 36

Tableau II.5. Répartition mensuelle de la température (1980-1995). 37

Figure II.8. Répartition mensuelle de la température 37

..... 37
Tableau II.7. Répartition mensuelle de l'humidité relative (1990-2002)

..... 38
Tableau II.8. Répartition mensuelle de la vitesse des vents (1981-1984).

Chapitre III Etude hydrologique

Tableau III.1. Coordonnées de la courbe hypsométrique. 44

Tableau III.2 Classification O.R.S.T.O.M (type de relief). 46

Tableau III.3. Récapitulatif du temps de concentration. 49

Tableau III.4. Caractéristiques hydro-morphométriques de bassin versant Ghilassa 50

Tableau III.5 Paramètres statistiques des précipitations annuelles de l'échantillon. 51

Tableau III.6 Les quantiles pour différentes périodes de retour (Gumbel). 51

Tableau III.7. Les quantiles pour différentes périodes de retour (Normal) 52

Tableau III.8. Les quantiles pour différentes périodes de retour 52

Tableau III.9 Test khi-deux des trois lois. 53

Tableau III.10. Récapitulatif des résultats des apports 57

Tableau III.11 Résultats de calcul. 59

Chapitre IV : Etude des crues

Tableau IV.1 Détermination des débits maximaux fréquentiels-Bassin global ... 62

Tableau IV.2 Débits de crues maximums pour différentes périodes de retour 62

Tableau IV.3 Les valeurs des temps de montée et de décrue. 63

Tableau IV.4. Valeur du débit de projet. 65

Chapitre V : Etude des variantes d'aménagement

Tableau V.1. Coefficient de Strickler pour divers types de canaux. 69

Tableau V.2. Valeurs du coefficient de Manning pour différents matériaux. 70

Tableau V.3 Paramètres de calcul canal en gabion. 74

Tableau V.4. Revanches utilisées (Chaudry.2008) 74

Tableau V.5 Données de base de calcul 75

Tableau V.5. Détermination du cout du projet. 77

Chapitre VI : Dimensionnement et ferraillage de canal trapézoïdal

TableauV.3 Calcul hydraulique de chaque section de tronçon 81

Tableau VI.2 Calcul hydraulique de chaque section de tronçon (suite) 82

Tableau VI.3. Tableau des résultats 84

Tableau VI.4. Tableau des résultats 84

Tableau VI.5. Les résultats de calcul. 85

Chapitres VII : Organisation de chantier

Tableau VII.6. Estimation de Devis de projet. 100

LISTES DES PLANCHES

PLANCHE N° 1. Plan de masse.
PLANCHE N° 2. Plan en long.
PLANCHE N° 3. Profil en travers.
PLANCHE N° 4. Plan de ferraillage.

Introduction générale

Des événements exceptionnels qui déploient une violence accrue chaque année et sont à l'origine de désordres souvent importants, qui n'ont cessé de secouer le bien-être de l'homme. Les inondations sont l'un des phénomènes mondiaux qui s'aggravent et submergent les zones environnantes.

En Algérie, les inondations sont l'une des catastrophes naturelles les plus courantes et les plus destructrices. Les inondations peuvent affecter plusieurs régions et parfois entraîner une catastrophe nationale, comme les inondations de mars 1974 dans les bassins versants de l'Alger et du Sébaou, les inondations de décembre 1984 dans tout l'Est algérien ou celles du 9 et 10 novembre 2001 sur la cote de l'Algérie. (Plus d'un millier de personnes ont perdu la vie et de nombreux dégâts matériels ont été causés à Bab El Oued).

En raison du risque d'inondation présenté par l'Oued « Ghilassa », qui traverse la ville de « Ghilassa » (W. Bordj Bou Arreridj). L'objectif de cette étude est de prévenir les inondations dans la commune de « Ghilassa » en améliorant l'oued. Pour assurer une bonne protection, cette étude est organisée en plusieurs chapitres :

Le premier chapitre généralités concernant les inondations, les concepts d'aléa, de vulnérabilité et de risque naturel sont discutés. Revenons ensuite aux événements qui ont marqué l'histoire des inondations à travers le pays.

Le deuxième chapitre introduira la zone d'étude en présentant la situation géologique, la sismicité et le climat (pluviométrie, évaporation, température, humidité relative, régime des vents).

Le troisième chapitre aborde l'étude hydrologique examine les caractéristiques hydro morphométriques du bassin versant, ainsi que l'analyse des pluies maximales quotidiennes et le calcul des intensités.

Le quatrième chapitre ce chapitre étudié a pour objectif de déterminer les débits maximaux fréquentiels par les formules empiriques afin de choisir la crue de projet.

Le Cinquième chapitre on a mené une étude sur les différentes variantes d'aménagement en utilisant les résultats de l'étude hydrologique et de l'étude des crues. Ces données ont été combinées avec la pente et la rugosité pour être utilisées comme entrées dans le logiciel **CANAL21** afin d'obtenir le dimensionnement approprié.

Il sera possible de proposer diverses options d'aménagement pour protéger contre les risques d'inondations futures.

Le sixième chapitre On a fait le calcul hydraulique ainsi que le ferraillage du canal.

Le septième chapitre sur le management de projet traite de l'organisation du chantier et des devis quantitatifs et estimatifs afin de terminer notre projet d'aménagement dans les meilleures conditions de sécurité tout en respectant le délai d'exécution.

CHAPITRE I :

GENERALITE SUR LES INONDATIONS.

Chapitre I : Généralités sur les Inondations

I.1. Introduction

Les zones inondables sont soumises à différents types d'inondation dont les caractéristiques Influencent le déroulement des crises et l'étendue de leurs effets sur l'humanité et l'économie. Sur les différents territoires exposés, le risque n'est pas le même car ni l'aléa ni la vulnérabilité ne sont les mêmes., les crues surviennent de manière plutôt lente sur le bassin plat alors qu'elles se produisent de manière extrêmement rapide et brutale sur les bassins pentus Aussi les inondations ne provoquaient pas de catastrophes susceptibles de marquer les esprits. Si les zones inondables n'étaient pas ou peu occupées par l'homme. **[1]**

Le but principal de ce chapitre est de présenter les concepts et notions fondamentaux liés, ainsi que les problèmes et les vulnérabilités.

I.2. Définitions

Quelques définitions fondamentales doivent être présentées.

I.2.1. Bassin versant

Le bassin versant ou bassin d'alimentation au droit d'une section de mesure et définit comme la totalité de surface topographique drainée ce cours d'eau et ses affluents en amont de cette section Il est nécessaire que tous les écoulements qui se forment à l'intérieur de cette surface géographique traversent la section de mesures avant de continuer leur voyage vers l'aval. Une ligne de partage des eaux sépare chaque bassin versant des autres. **[2]**

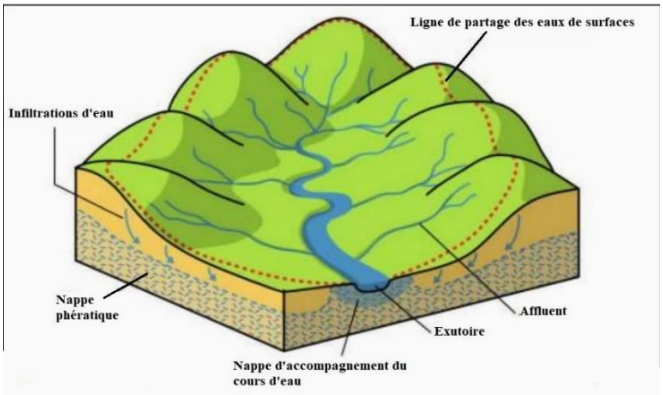


Figure I.1. Illustration d'u bassin versant

I.2.2. Cours d'eau

Les cours d'eau sont des milieux dynamiques qui changent constamment en fonction des facteurs physiques et saisonniers. De nombreux facteurs, y compris la vitesse du courant, la sinuosité, le débit, la qualité de la ripisylve et le taux d'oxygène dissout, affectent la qualité de vie d'un cours d'eau.

Les cours d'eau doivent être entretenus ou aménagés afin de maintenir leurs différentes fonctionnalités liées à différents usages car ces facteurs peuvent être dégradés ou modifiés. **[3]**

I.2.3. Morphologie d'un cours d'eau

La forme qu'adoptent les cours d'eau en fonction des conditions climatiques et géologiques (nature du sol, débit, pente, granulométrie du fond, etc.) reflète leur morphologie. Leurs caractéristiques changent de l'amont vers l'aval et de manière transversale. On utilise alors le terme faciès d'écoulement. **[3]**

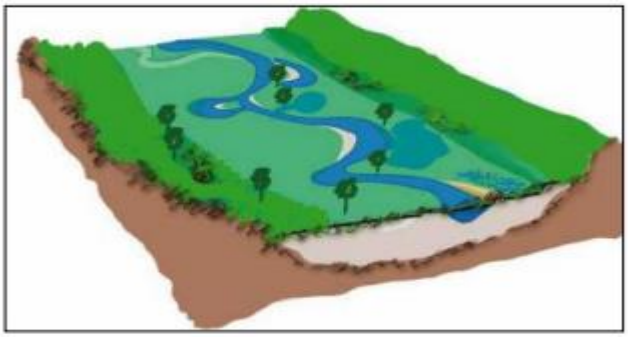


Figure I.2. Une illustration de la morphologie d'un cours d'eau.

I.2.4. Ripisylve

La ripisylve décrit l'ensemble des formations boisées (arbres, arbustes, buissons) qui se trouvent aux abords d'un cours d'eau. L'absence de ripisylve favorise l'érosion et le déplacement du cours d'eau.

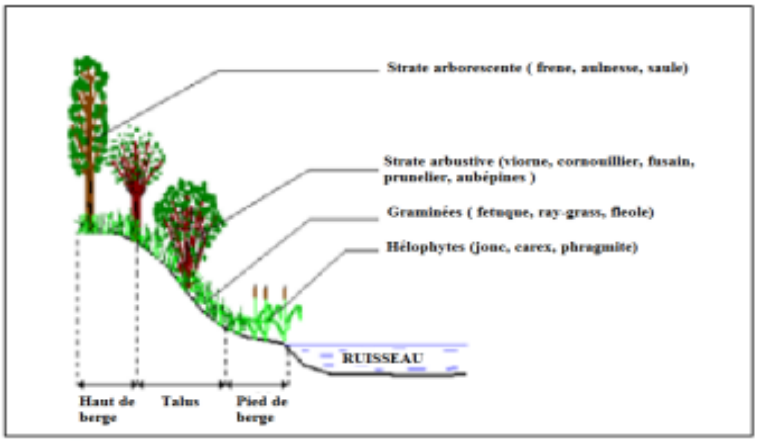


Figure I.3. Dessin d'une ripisylve.

I.2.5. Torrent et rivière torrentielle

Le cours d'eau des montagnes est caractérisé par une forte pente (> 6%) et un écoulement parfois épisodique, souvent tumultueux et un transport solide souvent abondant. La rivière torrentielle, quant à elle, présente une pente moyenne de 1,5 à 6 % et ne parvient jamais à atteindre un niveau d'équilibre, ce qui la rend vulnérable à des crues subites. **[3]**

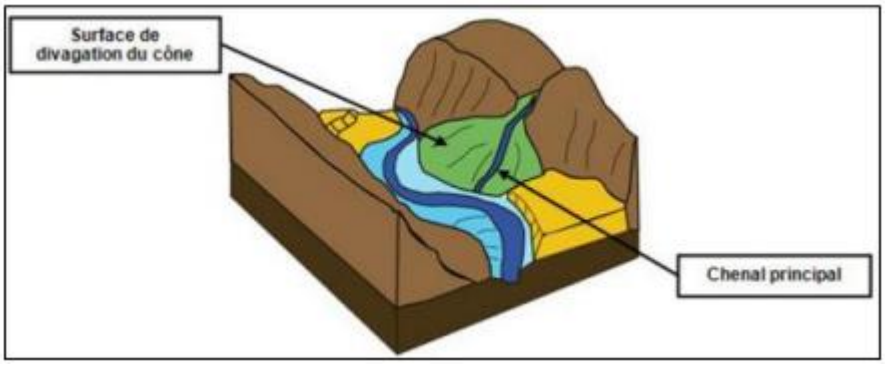


Figure I.4. Structure morphologique d'un cours d'eau torrentiel. (Source : AZI)

I.3. Crues et inondations

I.3.1. Genèse des crues et des inondations

Sous les termes de crues et d'inondations se cache un phénomène multiforme. Les crues, terme plutôt hydrologique, désigne le dépassement d'un certain débit ou d'une certaine hauteur par un cours d'eau. Cette hauteur d'eau peut être qualifiée en fonction de sa durée de retour ; par exemple une crue décennale est une hauteur d'eau ou un débit qui a une chance sur dix de se produire chaque année. Le terme inondation est d'acceptation plutôt topographique ou géomorphologique. Il désigne le débordement d'un cours d'eau de son lit mineur, mais aussi le remplissage d'une cuvette topographique par les eaux de ruissellement local. Ce type d'inondations pluviales se distingue par la vitesse de l'eau, le volume d'eau écoulé et la hauteur d'eau. Ces paramètres sont essentiels pour comprendre les dommages et instaurer des politiques de prévention efficaces. **[3]**

I.3.2. Connaissance du risque inondation

Le risque d'inondation reste aujourd'hui le risque le plus répandu, faisant le plus de victimes et de dégâts. Il contribue pour 58% dans le nombre des victimes des catastrophes naturelles et pour 31% dans le montant des pertes économiques. La réaction face à ce risque d'inondation a consisté pendant plusieurs décennies à lutter contre les crues qui signifiait d'abord que l'on cherchait à agir sur le phénomène naturel la crue – et uniquement sur lui, c'est -à-dire sur une seule composante du risque « l'aléa » et non sur les enjeux ou leur vulnérabilité. **[4]**

I.3.3. Aléas

L'aléa du risque se produit lorsqu'une rivière déborde. Pour évaluer cet aléa, plusieurs paramètres sont nécessaires, tels que la période de retour des crues, la hauteur et la durée de submersion, la vitesse d'écoulement et la torrentialité du cours d'eau.

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

I.3.4. Vulnérabilité

Un endroit est vulnérable aux inondations car il est sensible aux dégâts causés par une rivière. L'occupation humaine de l'espace alluvial pour la construction de bâtiments, d'équipements ou l'exercice d'activités y joue un rôle double. D'une part, il présente un risque en exposant les gens et les biens aux inondations.

D'autre part, en modifiant les conditions d'écoulement de l'eau, elle aggrave l'aléa et le risque, en amont comme en aval. En somme, la présence humaine dans ces zones peut augmenter le risque d'inondation et les dégâts associés.

I.4. Les délimitations des espaces concernés par les différents types de crues :

I.4.1. Lit mineur

Incluant le lit d'étiage est le lit des crues très fréquentes (annuelles). Il correspond au lit intra-berges et aux secteurs d'alluvionnement immédiats (plages de galets). Il apparaît, sur le support cartographique, sous forme de polygones sans trame lorsque ce dernier est assez large. Si ce lit devient étroit et difficilement représentable dans le SIG, il se transforme en poly ligne bleu marine. **[5]**

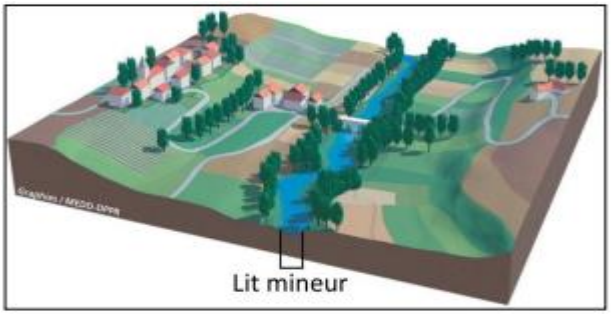


Figure I.1 Les limites d'un lit mineur.

I.4.2. Lit moyen

Les crues fréquentes, qui ont généralement une période de retour de 2 à 10 ans, sont représentées en bleu foncé. Les vitesses d'écoulement et les transferts de charge solide dans ce lit sont importants et créent une dynamique morphogénique complexe.

Les crues qui se produisent sur ces côtes modifient fréquemment leur apparence. Lorsque les crues sont espacées, une végétation de ripisylve se développe dessus. En raison du système de fonctionnement et de la taille des cours d'eau, ce lit n'est que très peu présent dans notre secteur.

La fréquence de débordement détermine plus que les caractéristiques morphologiques mentionnées ci-dessus.



Figure I.2 Lit moyen

I.4.3. Lit majeur

Le lit majeur d'une rivière, représenté en bleu clair, est fonctionnel pour les crues rares à exceptionnelles. Il présente un modelé plus plat et est emboîté dans des terrains formant l'encaissant. Les hauteurs d'eau et les vitesses plus faibles que dans le lit moyen favorisent les processus de décantation. Ces dépôts de sédiments fins rendent ces terrains très attractifs pour les cultures. Toutefois, les dynamiques affectant ce lit peuvent être soutenues : les lames d'eau et les vitesses sont parfois importantes en raison de la topographie et des caractéristiques dynamiques de certains secteurs.

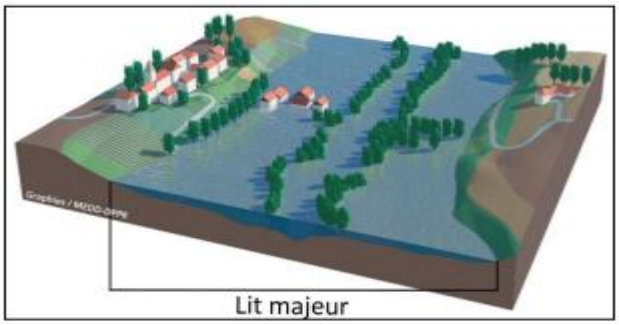


Figure I.3 limites d'un lit majeur.

I.5. Les types d'inondations

I.5.1 Les inondations classiques dites « de plaine » ou fluviales

Le cours d'eau sort de son lit mineur lentement et peut inonder la plaine pendant une longue période. La rivière occupe alors son lit moyen voire son lit majeur **(Figure 09).**

Lorsque le sol est saturé d'eau, il arrive que la nappe phréatique affleure et qu'une inondation spontanée se produise. On parle alors d'inondation par remontée de nappe phréatique **(Figure 08).**



Figure I.4 Représentation Remontée de la nappe.

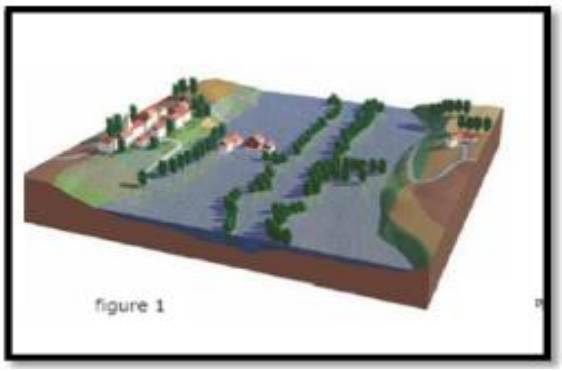


Figure I.5 La rivière occupe son lit moyen voire son lit majeur.

I.5.2. Les crues torrentielles ou éclair

Elles sont les conséquences d'un transit rapide d'eau de pluie, dû à la forte pente des cours d'eau et à l'intensité pluviométrique.

I.5.3. Le ruissellement en milieu urbain

Il vient d'une imperméabilité du sol qui limite l'infiltration des pluies et accentue le ruissellement, ce qui provoque souvent la saturation et le refoulement des réseaux d'assainissement ou des eaux pluviales, entraînant un écoulement plus ou moins rapide dans les rues.

I.6. Causes et types des crues catastrophiques en Algérie

Les précipitations caractérisées, en Algérie, par une très forte irrégularité tant interannuelle que saisonnière entrainent des étiages extrêmement sévères des cours d'eau et inversement des fortes crues et des inondations engendrant des dégâts humains et matériels considérable.

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

La cause fondamentale de la plupart des inondations est la chute de pluie importante, mais les inondations des terres basses ou les destructions causées par les crues ne sont pas cependant toutes dues à des phénomènes hydrométéorologiques.

D'autres facteurs agissent, soit pour aggraver les effets d'autre crue, soit pour créer eux même des phénomènes hydrauliques dans les surfaces de l'eau, tels que la présence des détritus et des troncs d'arbres qui réduisent la capacité du lit de l'oued.

I.6.1. Les causes des inondations

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

I.6.1.1. Les inondations liées à des situations météorologiques remarquables

Se traduisant par une forte pluviosité (pluies importantes, orages violents) tels que :

- ✓ Les inondations de décembre 1957 des bassins du MAZAFRAN et du SEBAOU.
- ✓ Les inondations de L'automne 1969 en Algérie et en Tunisie.
- ✓ Les inondations catastrophiques de Mars 1973 sur l'est algérien.
- ✓ Les inondations de Mars 1974 des bassins versants de l'algérois et du SEBAOU.
- ✓ Les inondations de décembre 1984 sur tout l'est algérien.
- ✓ Les inondations de Bab el oued Alger novembre 2001

I.6.1.2. Les inondations provoquées par des facteurs liés à l'effet de l'homme

La défaillance des réseaux d'assainissement et de collecte des eaux pluviales, le gonflement des oueds par les décombres et les débris, sont autant de facteurs qui provoquent des dégâts lors des averses saisonnières comme les cas de :

- ✓ La ville de TIARET inondée presque à chaque hiver.
- ✓ La plaine du MZAB ou des inondations se produisent tous les 02 à 03 ans illustrent parfaitement l'influence de ces facteurs dans l'apparition du phénomène d'inondation.

I.6.1.3. Les inondations produites dans des régions présentant un environnement topographique défavorable

Comme le cas :

- ✓ Des villes traversées par des oueds (BORDJ BOU ARRERIDJ, OUED R'HIOU, BECHAR, BAYADH et SIDI BEL ABBES)

- ✓ Des villes situées au pied d'une montagne (AIN DEFLA, BATNA, MEDEA) Ces agglomérations à forte concentration des populations et sous l'effet d'une urbanisation « anarchique » et non réglementées présente des grands risques, des pertes humaines et des destructions de constructions sont enregistrées à chaque inondation aussi légère qu'elle soit.

I.7. Les inondations les plus catastrophiques survenues en Algérie

I.7.1. Inondations causées par des pluies orageuses localisées

- ✓ Inondation de la ville d'EL EULMA (crue de 01 septembre 1980).
- ✓ Inondation de la ville d'ANNABA (crue11 novembre 1982).
- ✓ Inondation de la ville d'OUED R'HIOU (crue 20 octobre 1993).
- ✓ Inondation à BORDJ BOU ARRERIDJ (crue 23 septembre 1994).

I.7.2. Inondations des grands bassins versants

- ✓ Les crues de Mars 1973 à l'est du pays.
- ✓ Inondations de Mars 1974 dans le centre du pays.
- ✓ Inondations de décembre 1984 à l'est du pays.

I.8. Conclusion

La gestion du risque d'inondation est un sujet complexe qui implique de nombreux acteurs et des considérations à diverses échelles spatiales. Une étape cruciale pour améliorer notre compréhension des phénomènes et réduire l'incertitude globale est l'évaluation des risques. Cependant, notre compréhension des risques reste incomplète et il y a encore beaucoup d'incertitude quant à la compréhension des aléas et de la vulnérabilité.

Pour réduire les dommages causés par les catastrophes, il est nécessaire d'avoir une connaissance approfondie des zones à risque ainsi que des éléments qui favorisent ces phénomènes.

Les critères morphologiques, économiques, paysagers et environnementaux doivent être pris en compte lors du choix de la technique d'aménagement.

CHAPITRE 02 :
PRESENTATION DE LA ZONE D'ETUDE

Chapitre II Présentation de la zone d'étude

II.1. Localisation de la zone d'étude

La commune de « Ghilassa » est limitée administrativement comme suit :

- Au Nord : commune Bordj Ghedir.
- Au Sud : commune d'Ouled Addi Guebala (W. Msila).
- A l'Ouest : commune de Maadid (W. Msila).
- A l'Est la commune Taglait.

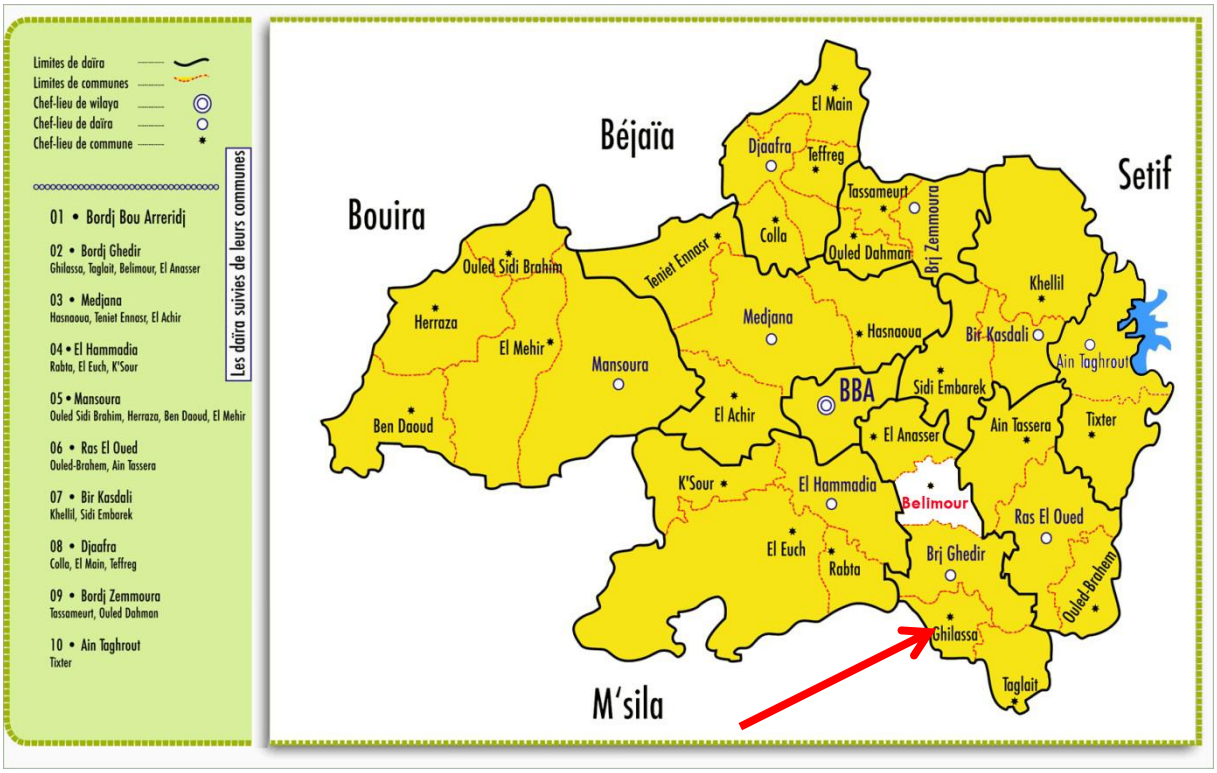


Figure II.1. Situation géographique de la zone d'étude

II.2. Situation géographique

Les coordonnées UTM de la zone d'étude sont représentées dans le tableau suivant :

Tableau II.1. Les coordonnées UTM à l'exutoire

X (m)	**Y** (m)	**Z** (m, NGA)
672844.49	**3972481.49**	**1104**

II.3. Présentation du relief de la zone d'étude

Nous sommes en présence d'un terrain moins accidenté où on rencontre des fluctuations orographiques peu homogènes ; un relief faible avec une majorité de nature terrain urbanisé.

- La plus haute altitude est de 1805 m tandis que la plus basse altitude qui est de 1104 m au niveau du lit d'Oued Ghilassa en aval du bassin versant.
- Le réseau hydrographique de notre petit bassin versant est composé de quelque petits CHAABATS (Oueds) drainent les eaux du Sud vers le Nord.
- L'oued Ghilassa est à sec pendant la saison chaude.

II.4. Situation géologique

Du point de vue géologique la région d'étude fait partie de la zone sud tellienne. Il s'agit d'un édifice à structure complexe, formé par des séries secondaires et tertiaires du sillon tellien chevauchant l'avant pays néritique du Crétacé et de l'Eocène des monts du Hodna.

Il est renfermé les formations géologiques suivantes :

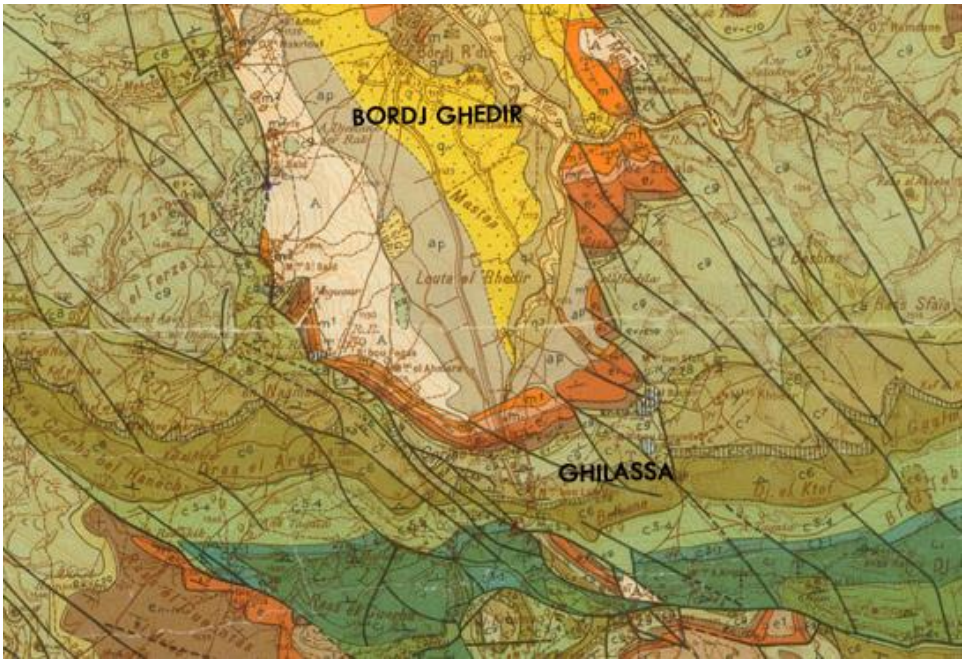
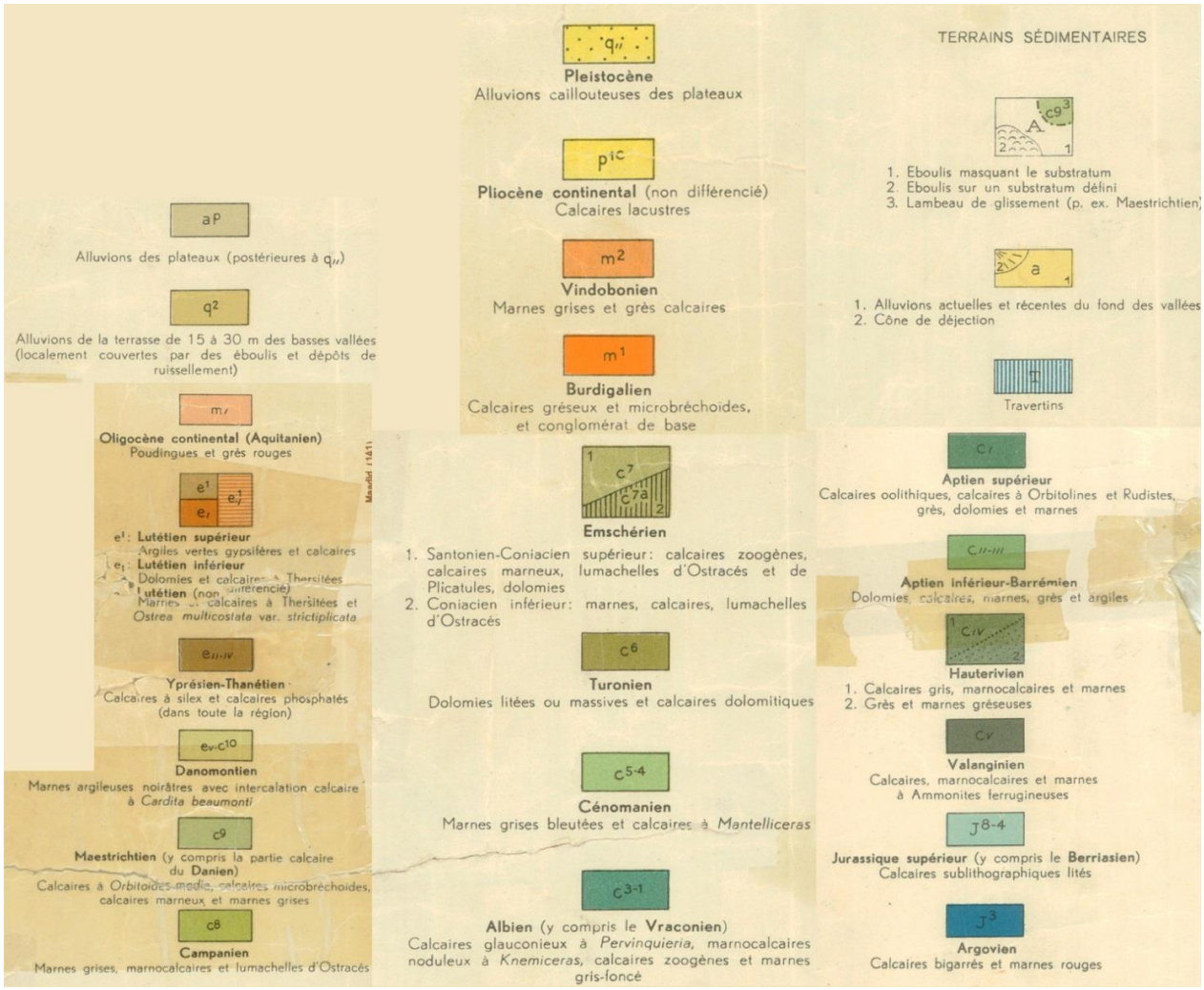


Figure II.2. *Extrait de la carte géologique au niveau de la zone d'étude*



FigureII.3. Légende de la carte géologique.

II.5. Sismicité de la région

II.5.1. Classification des zones sismiques

En fonction de l'intensité sismique, l'Algérie est décomposée en quatre zones sismiques.

- ✓ Zoné 0- Sismicité négligeable
- ✓ Zone I - Faible sismicité
- ✓ Zone II - Moyenne sismicité
- ✓ Zone III - Forte sismicité

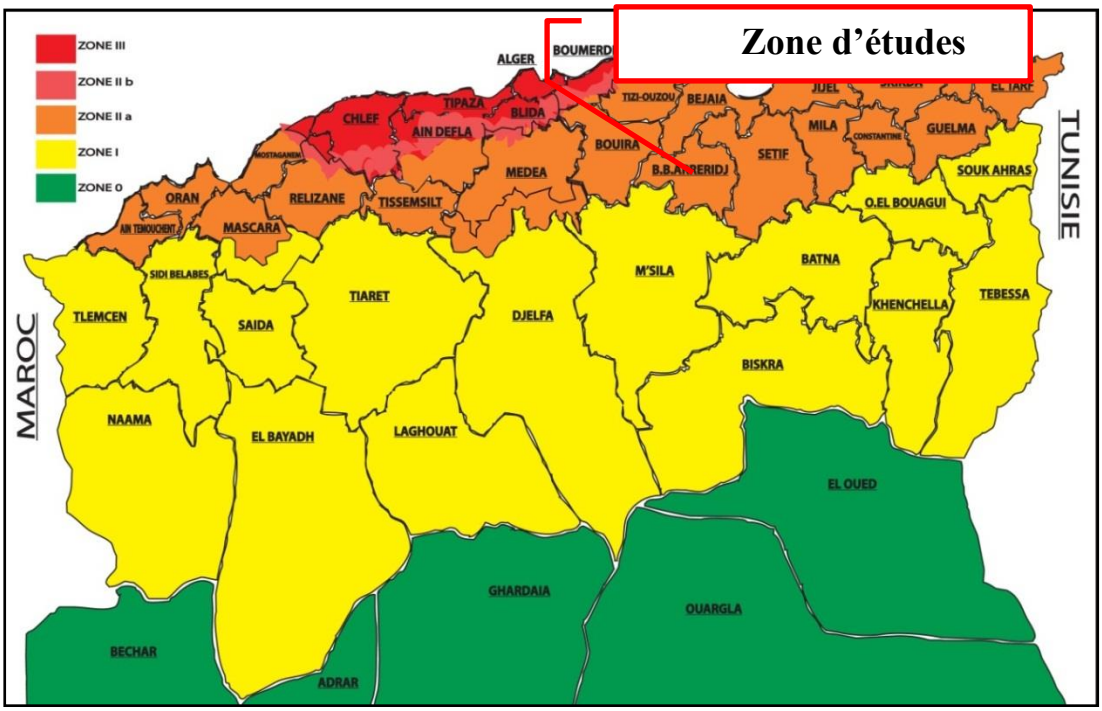


Figure II.4. Carte de zonage sismique de territoire nationale selon R.P.A 99 modifié en 2003

II.5.2. Coefficient d'accélération de la zone d'étude

Le tableau suivant représente les coefficients d'accélération du séisme selon la zone qu'on doit utiliser dans les différents calculs de toutes sortes d'ouvrages

Tableau II.2. Coefficients d'accélération du séisme.

Groupe	Zone I	Zone II-a	Zone II-b	Zone III	Classification des ouvrages selon leur importance
1A	0.15	0.25	0.30	0.40	Ouvrages d'importance vitale
1B	0.12	0.20	0.25	0.30	Ouvrages de grande importance
2	0.10	0.15	0.20	0.25	Ouvrages courants
3	0.07	0.10	0.14	0.18	Ouvrages de faible importance

Le coefficient d'accélération à adopter pour notre ouvrage correspond à 0,15.

II.6. Etude climatique

Comme les sous bassins, ne disposent d'aucune mesure pluviométrique, nous utilisons les données disponibles de la station de BORDJ GEHDIR (05-09-04), station la plus représentative des sous bassins. La série de données observées en cette station est de 31 années (1970 à 2000).

La série que nous venons d'adopter pour notre travail est de 31 années d'observation présente une pluie moyenne annuelle de 372.00mm, une valeur près de celle lue sur la carte pluviométrique de l'ANRH qui est de 400 à 450mm.

En l'absence de stations hydrométriques et pour les besoins de l'étude, les apports liquides et les apports solides sont estimés à partir de relations empiriques.

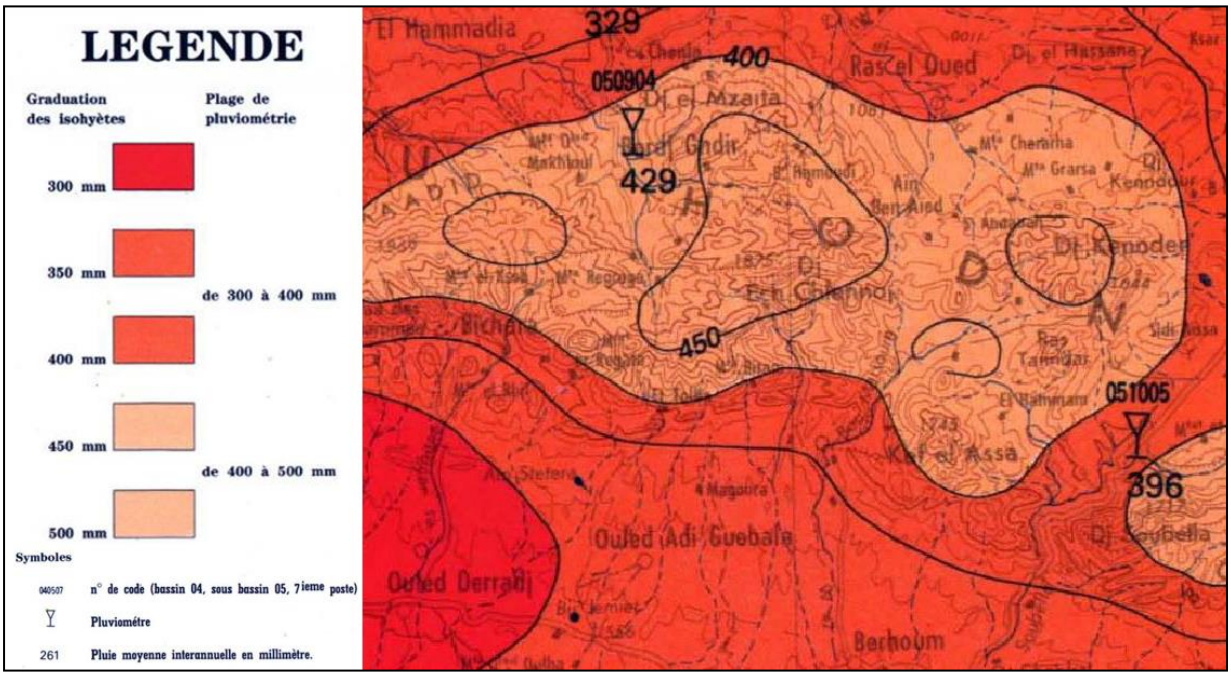


Figure II.5. Extrait de la carte pluviométrique de l'ANRH au niveau de la zone d'étude (1970 – 2000)

Pour les autres paramètres climatologiques nous utilisons les données de la station de Sétif (ONM, Longitude : 5.41667 Latitude : 36.1833) qui est la plus représentative de cette région.

II.6.1. Pluviométrie

Tableau II.3. Répartition mensuelle de la pluie moyenne annuelle **(ANRH 1970 – 2000)**

Mois	Sep	Oct	Nov	Déc	Jan	Fév	Mar	Avr	Mai	Juin	Juil	Août	Total
P (mm)	32.4	32.6	37.3	42.9	39.2	32.1	38.6	43.1	40.1	19.0	6.8	7.5	371.56

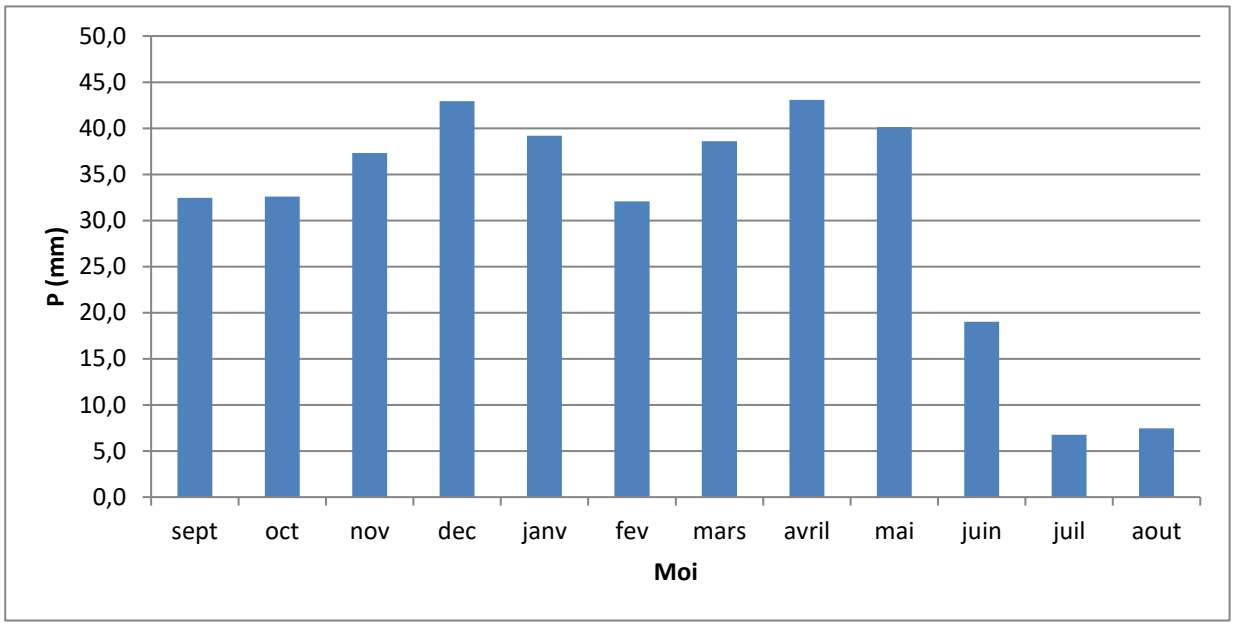


Figure II.6. Répartition mensuelle de la pluviométrie.

II.6.2. Evaporation

Tableau II.4. Répartition mensuelle de l'évaporation (1963/64-1992/93).

Mois	S	O	N	D	J	F	M	A	M	J	J	A	Année
Ev (mm)	163	87,9	56,4	34,7	18,7	33,5	75,5	90,4	131	196	263	253	1403

L'évaporation moyenne annuelle retenue est donc de **1403mm**, comme on le remarque dans le tableau précédent, Elle est minimale durant les mois d'hiver (**Janvier et février**), alors qu'elle est maximale ;qpour les mois d'été (**Juillet et août**).

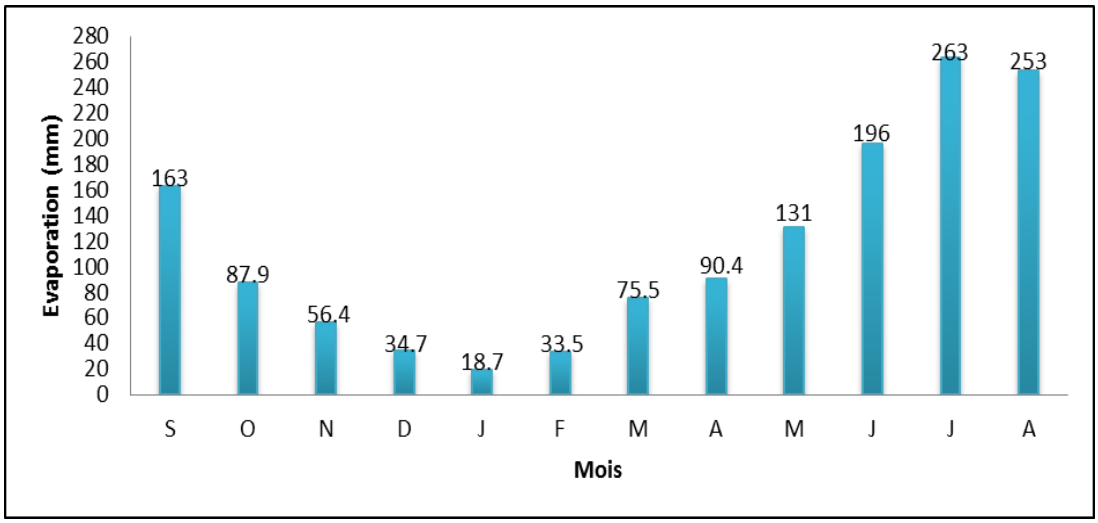


Figure II.7 Répartition mensuelle de l'évaporation.

II.6.3. Température

Tableau II.5. Répartition mensuelle de la température (1980-1995).

Mois	S	O	N	D	J	F	M	A	M	J	J	A	Moy
T Min (°C)	15,3	10,8	6,3	2,7	1,5	2,1	3,8	6,1	10,4	15,1	19,2	19,2	9,38
T Max (°C)	27,3	20,8	14,8	10,3	9,4	11,1	13,3	16,7	22,3	28,6	33,1	32,8	20,05
T Moy (°C)	21,3	15,8	10,5	6,5	5,45	6,6	8,5	11,4	16,3	21,8	26,1	26	14,7

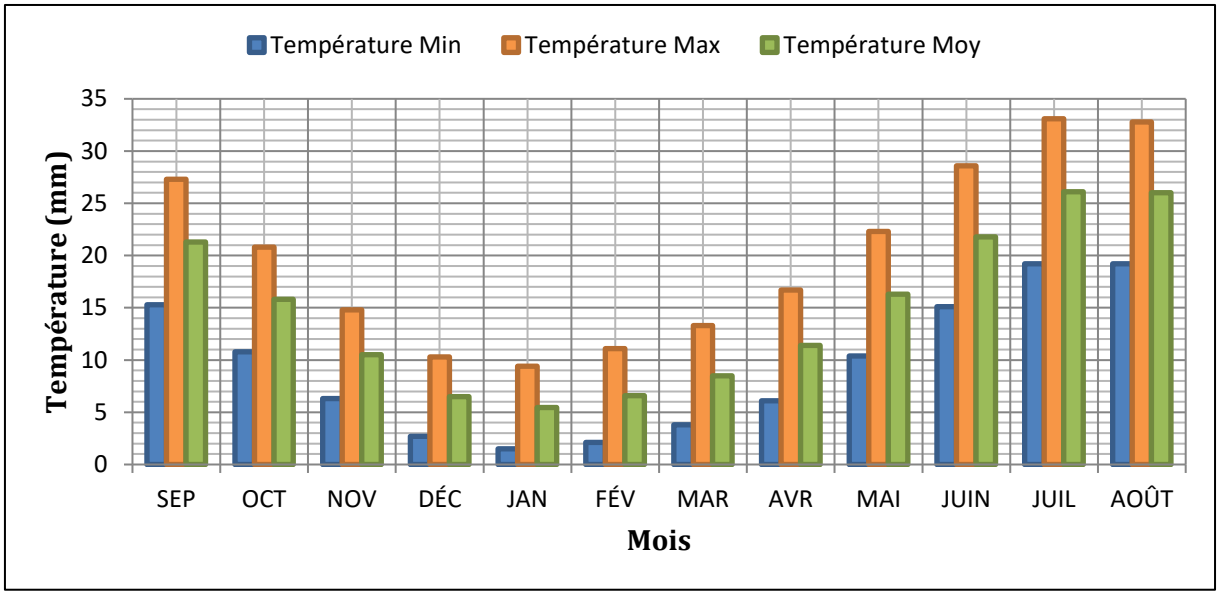


Figure II.8. Répartition mensuelle de la température

II.6.4. Humidité relative

Elle représente le rapport entre la pression partielle de la vapeur d'eau dans l'air et la pression de saturation à la même température.

Tableau II.7. Répartition mensuelle de l'humidité relative (1990-2002)

Mois	S	O	N	D	J	F	M	A	M	J	J	A	Moy
H (%)	55	66	75	79	76	76	72	66	61	50	39	41	63

L'humidité relative moyenne est de 63%. Elle présente un maximum en décembre (79 %) et un minimum en juillet (39 %). L'humidité se manifeste durant sept mois dans l'année soit du mois d'octobre au mois d'avril où les valeurs sont toutes supérieures à la moyenne annuelle. Le reste de l'année, notamment la période qui coïncide avec les fortes températures, l'humidité ne s'abaisse pas au-dessous de 39

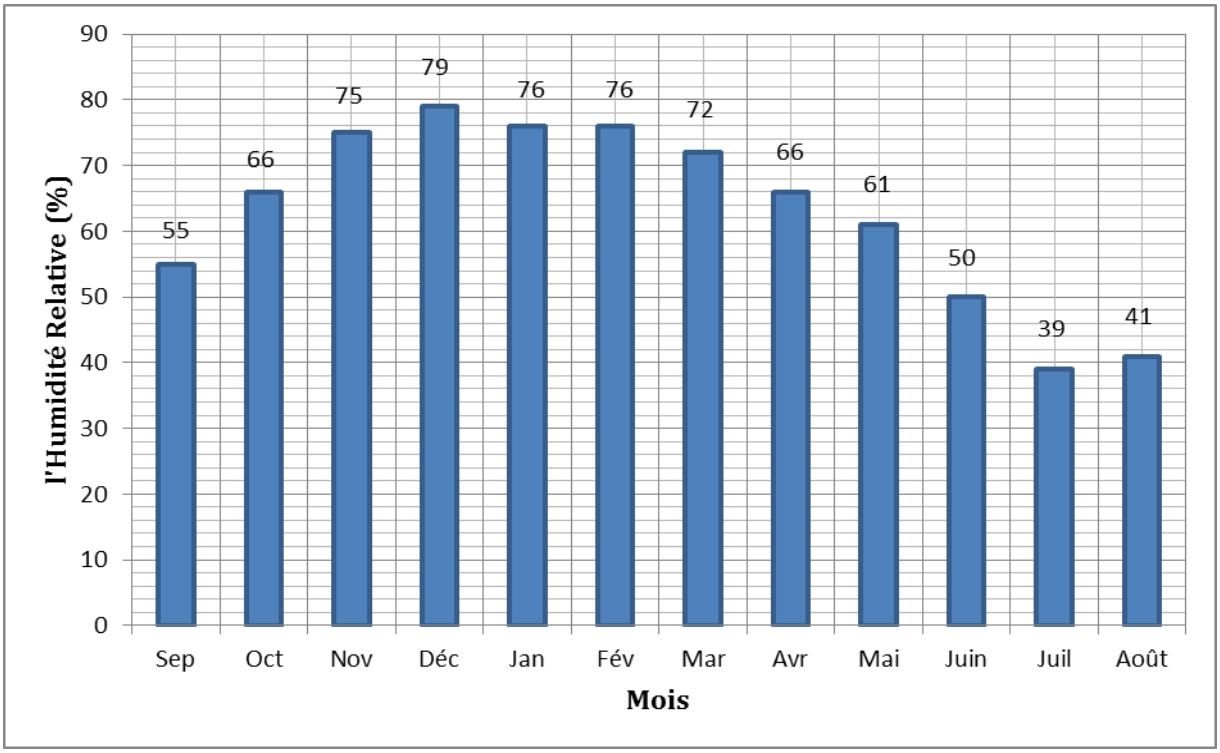


Figure II.8. Répartition mensuelle de l'humidité relative

II.6.5. Régime des vents

Tableau II.8. Répartition mensuelle de la vitesse des vents (1981-1984).

Mois	S	O	N	D	J	F	M	A	M	J	J	A	Année
Vmoy (m/s)	2,8	3,2	3,5	3,5	3,1	3,2	3,1	3	2,9	2,7	2,9	2,9	2,8

Les vents dominants sont de secteur nord (NE 22%, N 12%, NO 27%). Les vitesses moyennes mensuelles sont de 3 m/s environ, sans grandes variations d'un mois sur l'autre (les minimales à 2,5 m/s et les maximales à 3,2 m/s) d'après les mesures de la station Sétif pour la période 1981 – 1984.

II.7. Conclusion

Étant donné le nombre d'informations qu'elle fournit, une présentation fiable de la zone d'étude s'avère d'une grande importance, car elle permet de bien évaluer les dangers causés par des événements naturels tels que les inondations.

CHAPITRE III :

ETUDE HYDROLOGIQUE

Chapitre III Etude hydrologique

III.1. Introduction

L'hydrologie est une science qui étudie la phase du cycle de l'eau qui débute avec l'arrivée de celle-ci sur la surface de la terre. Elle englobe les précipitations, les eaux de surface, l'évaporation et l'évapotranspiration, les eaux souterraines. C'est ainsi que l'on peut distinguer les eaux de surface des eaux souterraines donc l'hydrologie de surface de l'hydrologie souterraine. L'hydrologie de surface comprend :

- La potamologie ou hydrologie fluviale qui traite le problème de la dynamique des eaux ainsi que des propriétés physiques, mécaniques et chimiques des eaux de rivières.
- Glaciologie qui étudie les eaux de rétention à l'état solide.

Actuellement, l'hydrologie est devenue une science importante de l'art de l'ingénieur intéressé à l'exploitation et au contrôle des eaux naturelles.**[2]**

L'étude hydrologique du bassin versant du l'Oued Ghilassa permet de caractériser la zone du point de vue écoulement des eaux de pluie en fonction de la géomorphologie et du type du réseau hydrographique du bassin versant.

III.2. La délimitation du bassin versant

La délimitation de la surface du bassin versant se fait sur la carte d'Etat-major BORDJ GHDIR-Est à l'échelle 1/50.000ème. La superficie est déterminée à partir de la délimitation du bassin versant sur les cartes ou sur les photos aériennes par planimétrie.

La forme du bassin versant influence fortement l'écoulement global et notamment le temps de réponse du bassin versant.



Figure I.6. Délimitation de bassin de l'oued Ghilassa Avec AutoCAD

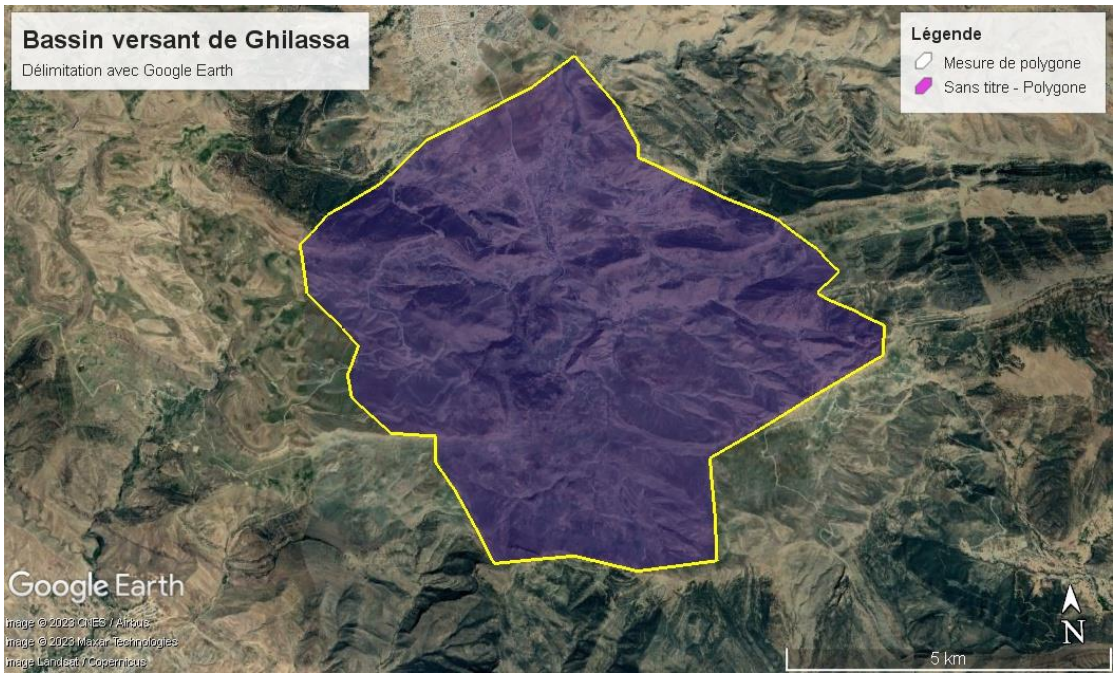


Figure III.7. Image satellite du bassin versant de l'oued Ghilassa

III.3. Morphologie du bassin versant

Cette étude montre que à l'exutoire l'Oued GHILASSA draine un bassin versant d'une superficie d'environ 43.5 km^2.

Le bassin de l'oued GHILASSA ne dispose d'aucune information hydrologique. Et l'absence de toute mesure il est difficile pour nous de prétendre fournir des valeurs précises des paramètres suscités.

La morphologie du bassin fait que les écoulements, généralement très violents sont générés sur les crêtes et drainés par ses affluents qui contribuent tous à amplifier les crues dans les sites urbain ce qui favorise en temps limité les débits de pointe très remarquables.

III.3.1. Paramètres géométriques

III.3.1.1. La superficie

La superficie totale du bassin versant est de **43.5 km²** et son périmètre de **32.15 km**. La superficie est obtenue après avoir déterminé les limites du bassin versant a été donnée par planimètre à AUTOCAD.

III.3.1.2. Périmètre

Le périmètre est obtenu par curvimètre.

P = 32.15 Km

III.3.1.3 Longueur du talweg principal

C'est le talweg le plus long

Lp= 11.15 Km

III.3.2Paramètres de forme

III.3.2.1. Indice de compacité (GRAVELIUS)

Cet indice caractérise la forme du bassin versant (allongé ou ramassé).

$$KG = \frac{P}{2.\sqrt{\pi.S}}$$

KG = 1.38

P : périmètre du bassin versant en Km.

S : surface du bassin versant en Km².

Selon la valeur de Kc on pourra dire que notre bassin est allongé.

III.3.2.2. Coefficient d'allongement

Ce coefficient est obtenu par la relation :

Ca = **L² / S**

L : la longueur du talweg principal.

S : la superficie du bassin versant.

Ca = 2.86

Un bassin versant allonger ne réagira pas de la même manière qu'un bassin ramassé même s'ils sont placés sur les mêmes conditions météorologique.

III.3.2.3. Rectangle équivalent

C'est une transformation purement géométrique en un rectangle de dimensions **« L »** et « **l** » ayant la même surface et le même indice de compacité. Il permet de comparer les bassins versants entre eux du point de vue de l'écoulement **[2].**

Les dimensions du rectangle équivalent sont obtenues comme suit :

$$L = Kc \frac{\sqrt{S}}{1.128}\left[1 + \sqrt{1 - \left(\frac{1.128}{Kc}\right)^2}\right]$$

$$l = \frac{P}{2} - L$$

Pour le bassin versant de l'oued « Ghilassa », les dimensions sont :

L = 12.71 km.

l = 3.54 km.

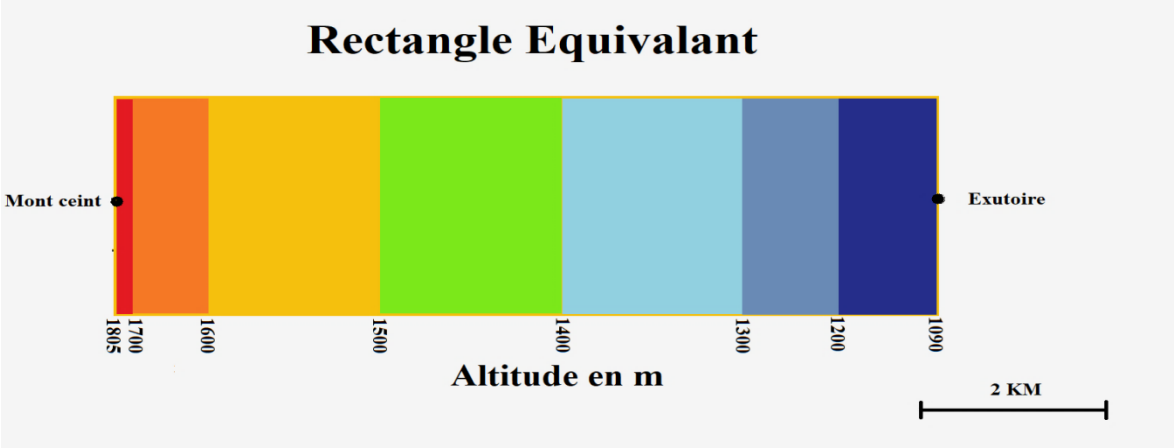


Figure III.8. Rectangle équivalant du bassin versant de l'oued « Ghilassa »

III.3.2.4. La courbe hypsométrique

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

Tableau III.1. Coordonnées de la courbe hypsométrique.

Altitude (H_i) (M)	Altitude moyenne (M)	Surfaces Partielles (Km^2)	Surfaces partielles (%)	Surfaces cumulées (Km^2)	Surfaces cumulées (%)
1805-1700	1752,5	0,92	2,03	0,92	2,03
1700-1600	1650	4,2	9,29	5,12	11,32
1600-1500	1550	9,41	20,81	14,53	32,13
1500-1400	1450	9,97	22,05	24,50	54,18
1400-1300	1350	9,83	21,74	34,33	75,92
1300-1200	1250	5,31	11,74	39,64	87,66
1200-1104	1145	5,58	12,34	45,22	100

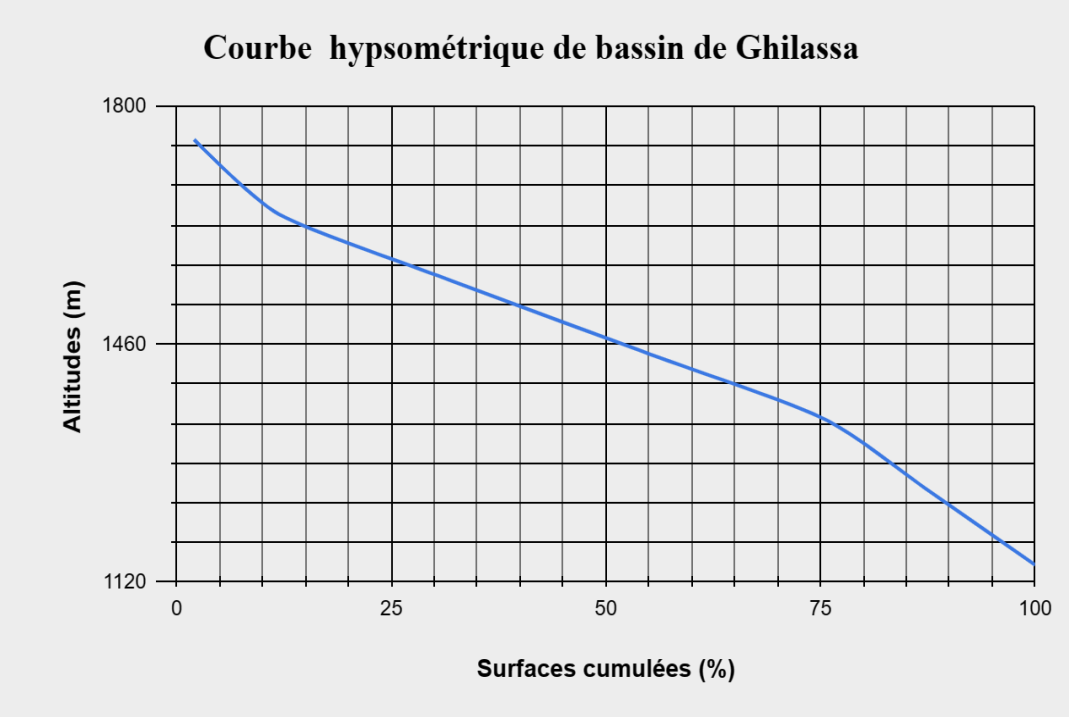


Figure III.9. La courbe hypsométrique du bassin de l'oued Ghilassa

III.3.2.5. L'altitude maximale et minimale Hmax – Hmin

Lues sur la carte topographique.

Hmax = 1805 m

Hmin = 1104 m

III.3.2.6. L'altitude moyenne Hmoy

$$Hmoy = \frac{\sum Si \times Hi}{S}$$

Avec :

- Si : Surface élémentaire entre deux courbes de niveau en (Km2).
- Hi : Altitude moyenne entre deux courbes de niveau en (m).
- A : Surface totale du bassin versant en (Km2).

H_{moy}= 1414 m

III.3.2.7. L'altitude H5%

C'est la projection du point qui correspond à 5% de la surface cumulée sur la courbe hypsométrique. Dans notre cas

H5% = 1725 m

III.3.2.8. L'altitude médiane H50%

C'est la projection du point qui correspond à 50% de la surface cumulée sur la courbe hypsométrique. Dans notre cas

H50% = 1468 m.

III.3.2.9. L'altitude médiane H95%

C'est la projection du point qui correspond à 95% de la surface cumulée sur la courbe hypsométrique. Dans notre cas **H95% = 1190 m**.

III.4. Caractéristiques hydrographiques

III.4.1. Indice de pente globale

Cet indice est déterminé par la formule suivante :

$$I_g = \frac{D}{L}$$

Avec :

D =$H_{5\%}$-$H_{95\%}$

L : la longueur du rectangle équivalent.

Ig = 45.33 m/Km

III.4.1. Indice de pente moyenne Ipm

L'indice de pente moyenne est le rapport entre la dénivelée et la longueur de rectangle équivalent.

$$Ipm = \frac{\Delta}{L} = \frac{H_{max} - H_{min}}{L}$$

Ipm = 60.13 m/Km

III.4.2. Indice de pente ROCHE Ip

Ip est la moyenne de la racine carrée des pentes mesurées sur le rectangle équivalent, et pondérées par les surfaces comprises entre 2 courbes de niveau Hi est Hi-1. Il est donné par la formule suivante :

$$I_p = \frac{1}{\sqrt{L}} \sum_{i}^{n} \sqrt{Si.(H_i - H_{i-1})}$$

L : longueur de rectangle équivalent (m)

Si : surface partielle (%) comprise entre 2 courbes de niveau consécutives Hi et Hi+1

Ip = 1.57 m/Km

III.4.3. Dénivelée spécifique

Elle sert à comparer les indices de pentes du bassin de superficie différentes, d'après la deuxième classification de l'O.R.S.T.O.M appliquée à tout le bassin. Elle est donnée par la formule :

$$Ds = Ig\sqrt{S}$$

Ds= 277.55 m

Classification O.R.S.T.O.M (type de relief) dans le tableau III.2

Tableau III.2 Classification O.R.S.T.O.M (type de relief).

Relief spécifique	Dénivelée	Ds (m)
1	Très faible	**<10**
2	Faible	**25**
3	Assez faible	**50**
4	Modéré	**100**
5	Assez modéré	**250**
6	Fort	**500**
7	**Très fort**	**>500**

III.5. Temps de concentration

Une fois connue la zone **d'où** proviennent les eaux de ruissellement, il reste à définir la façon dont ce bassin versant réagit à une pluie. Il importe en particulier de savoir au bout de quelle durée de pluie les eaux provenant de la totalité du bassin versant, atteignant l'exutoire, donnant ainsi le débit maximum. On peut estimer que le débit de la crue est atteint lorsque le temps de concentration est atteint, et ceci par plusieurs formules empiriques tels :

III.5.1. Formule de GIANDOTTI

$$T_C = \frac{4\sqrt{S} + 1.5L_P}{0.8\sqrt{H_{moy} - H_{\min}}}$$

S : surface du bassin versant en (Km).
L_p: longueur du talweg principal en (Km).
H_{moy}, H_{min} : respectivement la hauteur moyenne et minimale du bassin versant.

III.5.2. Formule de KIRPICH

$$T_C = 0.0195(1000L_P)^{0.77} / (i^{0.385}.60)$$

i : Pente moyenne du cours d'eau principal (m/m).
L_p : longueur du talweg principal en (Km).

III.5.3. Formule de CALIFORNIA

$$T_C = \left(\frac{0.87L^3}{H_{\max} - H_{\min}}\right)^{0.386}$$

L_p : longueur du talweg principal en (Km).
H_{moy}, H_{min} : respectivement la hauteur moyenne et minimale du bassin versant.

III.5.4. Formule de TURRAZA

$$T_C = 0{,}108\frac{\sqrt[3]{S.L_P}}{\sqrt{I}}$$

Avec :
T_C : Temps de concentration (h).
S : Superficie du bassin versant (Km^2).
L_P : Longueur du talweg principal (Km).
I : Pente moyenne du cours d'eau (m/m).

III.5.5. Formule de TEMEZ

$$T_C = 0{,}3\left[\frac{L}{I^{1/4}}\right]^{0{,}76}$$

Avec :
I Pente moyenne du talweg principal (cours d'eau) (m/m).
L : Longueur du talweg principal (Km).

III.5.6. Formule de PASSINI

$$T_C = 4\left[\frac{(SL)^{1/3}}{I^{1/2}}\right]^{0{,}75}$$

Avec :
I : Pente moyenne du talweg principal (cours d'eau) (%).
L : Longueur du talweg principal (Km).
S : Surface du bassin versant (Km^2).

III.5.7. Formule de SOGREAH (ANRH)

Une formule a été développée par SOGREAH à la demande de l'ANRH, en 1986/89 elle est recommandée pour les petits bassins versants de l'Algérie, et s'écrit comme suit :

$$T_c = 3\ [\ (S \times L_{cp}) / (10 \times I)^{3/2}\ ]^{0.25}$$

Où :
T_c : temps de concentration, en h ;
S : superficie du bassin versant, en km^2 ;
L_{cp} : longueur du talweg principal, en km ;
I : pente du cours d'eau principal, en %.

III.5.8. Formule de VENTURA

$$T_c = 0.1272 \times (S/I)^{0.5}$$

Où :
T_c : temps de concentration, en h.
S : superficie du bassin versant, en km^2.
I : pente du cours d'eau principal, en m/m

Tableau III.3. Récapitulatif du temps de concentration.

FORMULES	Tc (h)
GIANDOTTI	**3.06**
KIRPICH	1.23
CALIFORNIA	1.23
TEMEZ	3.17
PASSINI	1.68
TURRAZA	3.38
ANRH	2.98
VENTURA	3.35
Moyenne	**2.65**

Commentaire

D'après ces résultats, on voit bien que cinq méthodes nous donnent des résultats extrêmes (KIRPICH, GIANDOTTI, CALIFORNIA), tandis que les résultats des autres méthodes (TEMEZ, VENTURA, ANRH et TURRAZA) donnent des valeurs moyennes. On prend la valeur obtenue par celle de ANRH pour notre bassin.

III.6. Vitesse moyenne de ruissellement

Cette vitesse est donnée par la formule suivante :

$$V_R = \frac{L_P}{T_C}$$

L_p : longueur du talweg principal.

T_C : temps de concentration

Tableau III.4. Caractéristiques hydro-morphométriques de bassin versant Ghilassa

DESIGNATION		SYMBOLE	UNITES	VALEUR
Superficie		S	Km^2	43.50
Périmètre		P	Km	32.50
Longueur du thalweg principal		L_P	Km	11.15
Indice de compacité		K_C	-	1.38
Coefficient d'allongement		Ca	-	2.86
Rectangle Équivalent	Longueur	L_r	Km	12.71
	Largeur	l_r	Km	3.54
Altitudes	Maximale	H_{max}	m.	1805
	Moyenne	H_{moy}	m.	1414
	Médiane	H_{med}	m.	1468
	Minimale	H_{min}	m.	1**104**
		$H_{5\%}$	m.	172**5**
		$H_{95\%}$	m.	1190
Indice de pente globale		I_g	m/Km	4.21
Indice de pente moyenne		I_{pm}	m/Km	5.51
Indice de pente ROCHE		Ip	m/Km	2.55
Dénivelée spécifique		D_s	m	277.55
Temps de concentration		T_c	h	2.98
Vitesse de ruissellement		V_r	Km/h	3.74

III.7. Etude des précipitations

III.7.1. Homogénéisation des données

Pour cela on utilise le test de Wilcoxon qui est le plus puissant des tests non paramétriques, soient deux variables aléatoires Y et X, représentent respectivement 2 séries de précipitations annuelles de taillesN_1et N_2 ($N_2 > N_1$).

Note : les résultats de calcul sont donnés en Annexe.

$W_y = \sum rangs = 268$ Et

$$W_{\min} = \frac{(N_1 + N_2 + 1)N_1}{2} - Z_{1-\omega/2}\sqrt{\frac{N_1 N_2 (N_1 + N_2 + 1)}{12}} = 189.92$$

sachant que $Z_{1-\infty/2} = 1.96$ pour un niveau de signification $\alpha = 5\%$

$W_{max} = (N_1 + N_2 + 1) * N_1 - W_{min} = 290.08$

On vérifie l'inégalité : $W_{min} < \sum rangs < W_{max}$, 189.92 < 268 < 290.08

Donc notre série est homogène.

III.7.2. Ajustement des pluies maximales journalières

Tableau III.5 Paramètres statistiques des précipitations annuelles de l'échantillon.

Nombre d'observations	**31 ans**
Moyenne des Pmax.j en (mm)	**34.6**
Ecart-type (ẟx)	**13.0**
Coefficient de variation (Cv)	**0.377**
Coefficient d'asymétrie (Cs)	**0.067**
L'exposant climatique (b)	**0,27**

III.7.3. Ajustement à la loi de GUMBEL

La droite de GUMBEL est donnée par la figure (en Annexe). Les résultats de calcul des fréquences expérimentales et des valeurs théoriques sont présentés dans le tableau III.6 :

Tableau III.6 Les quantiles pour différentes périodes de retour (Gumbel).

Période de retour T (ans)	**Probabilité (q)**	**Précipitation (m)**	**Intervalle de confiances**	
			95 %	
1000	0.999	98.9	72.4	125
200	0.995	82.5	62	103
100	0.990	75.5	57.5	93.5
50	0.980	68.4	52.9	83.8
20	0.950	58.9	46.8	71
10	0.9000	51.6	42	61.2
5	0.8000	44	36.9	51.1
2	0.5000	32.5	28.2	36.7

III.7.4. Ajustement à la loi normale

Les résultats de calcul sont représentés dans le tableau 21 ainsi que le graphique est donné par la figure (en Annexe).

Tableau III.7. Les quantiles pour différentes périodes de retour (Normal)

Période de retour T (ans)	Probabilité (q)	Précipitation (m)	Intervalle de confiances	
			95 %	
1000	0.999	74.9	63.7	86
200	0.995	68.2	58.5	77.8
100	0.990	64.9	56	73.8
50	0.980	61.4	53.2	69.5
20	0.950	56	48.9	63.1
10	0.9000	51.3	45.1	57.5
5	0.8000	45.6	40.2	50.9
2	0.5000	34.6	30	39.2

III.7.5. Ajustement à la loi log normale

Les résultats de calcul sont représentés dans le tableau 22 ainsi que le graphique est donné par la figure (en Annexe).

Tableau III.8. Les quantiles pour différentes périodes de retour

Période de retour T (ans)	Probabilité (q)	Précipitation (m)	Intervalle de confiances	
			95 %	
1000	0.999	116	74.6	158
200	0.995	93.8	64.8	123
100	0.990	84.5	60.3	109
50	0.980	75.4	55.6	95.2
20	0.950	63.6	49.1	78
10	0.9000	54.6	43.7	65.5
5	0.8000	45.5	37.7	53.3
2	0.5000	32	27.3	36.7

III.7.6. Inspection visuelle de la distribution

Cette procédure permet dans ce cas, de vérifier la qualité de l'ajustement des fonctions. Notons qu'une estimation juste des valeurs extrêmes demande un bon ajustement de la partie supérieure du graphique, qui correspond aux probabilités cumulées élevées.

En interprétant la figure si dessous, on voit bien que la distribution Gumbel (courbe avec la couleur verte) est la plus adaptée à l'échantillon. La loi Log normal 3 (courbe avec couleur bleu) est moins adaptée. Contrairement à la loi normale (courbe avec couleur jaune) on confirme la piètre performance de cette dernière.

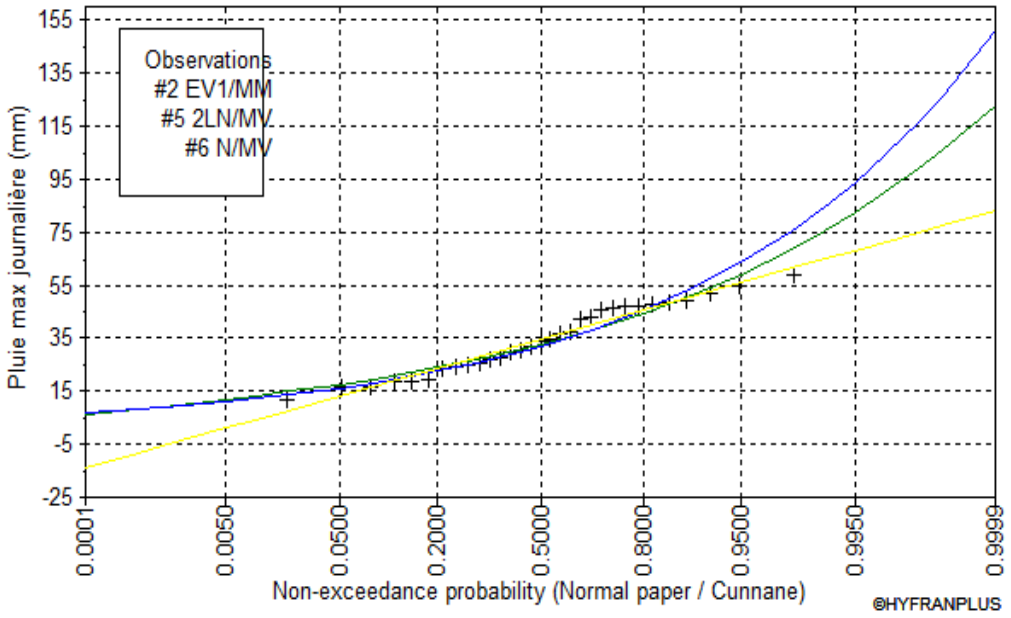


Figure III.10 Représentation des trois lois de distribution.

III.7.7. Test d'adéquation

Utilisant le logiciel de calcul HYFRAN pour le test Khi-deux

Tableau III.9 Test khi-deux des trois lois.

	Log - Normal	**Gumbel**	**Normal**
Hypothèses			
H_0 : L'échantillon provient d'une loi Gamma inverse H_1 : L'échantillon ne provient pas d'une loi Gamma inverse			
Résultats			
Résultat de la statistique : X^2	7.16	3.55	5.35
P-value	0.1276	0.4706	0.2528
Degrés de liberté	4	4	4
Nombre de classes	7	7	7
Nous pouvons accepter H0 au niveau de signification de 5% ?	Accepter	Accepter	Accepter

III.7.8. Choix de la loi d'ajustement

- La loi log normale est à écarter car elle avait un mauvais ajustement dans le graphique (que les fréquences empiriques ne convergent pas vers les probabilités théoriques). D'autant plus en hydrologie fréquentielle des valeurs extrêmes, les distributions ne sont cependant pas symétriques, ce qui constitue un obstacle à son utilisation.

- La loi de Gumbel, convient à la distribution de la valeur maximale d'un échantillon de valeurs. Le maximum annuel d'une variable étant considéré comme le maximum de 365 valeurs journalières.
- Cette loi doit être capable de décrire les séries de maxima annuels. Il est à remarquer que plus le nombre de paramètres d'une loi est grand plus l'incertitude dans l'estimation est importante. Puisque la loi de Gumbel présente deux paramètres donc les résultats favorables des tests d'adéquation vont permettre à cette loi de sortir gagnante de la compétition du choix du modèle adéquat d'ajustement.

III.7.7. Pluies de courtes durées et leur intensité de différentes fréquences

Le calcul des pluies de courtes durées pour différentes fréquences a été effectué à l'aide de la relation de Body exprimée par :

$$P_{tc} = P_{\max j}\left(\frac{t}{24}\right)^{b}$$

P_{tc} : pluies de courte durée (mm) de fréquence égale à celle de P_{maxj}.
P_{max} : pluies maximales fréquentielles.
t : temps en heure.
b : exposant climatique (b = 0,28).

L'intensité de pluies est donnée par la formule suivante :

$$I_t = \frac{P_{ct}}{t}$$

Note : Les résultats de calcul sont donnés dans l'Annexe

Les graphiques de pluies courtes durées et l'intensité-durée-fréquence (IDF) sont donnés comme suit :

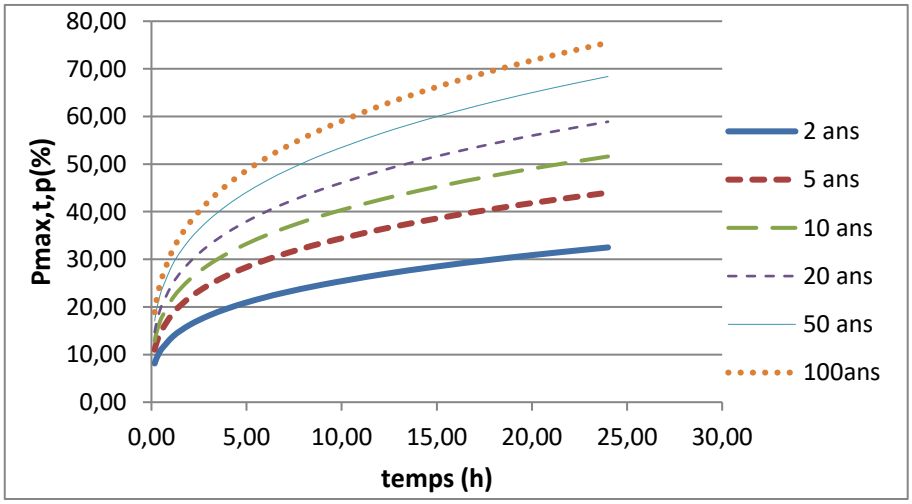


Figure III.6 Pluies de Courtes durées

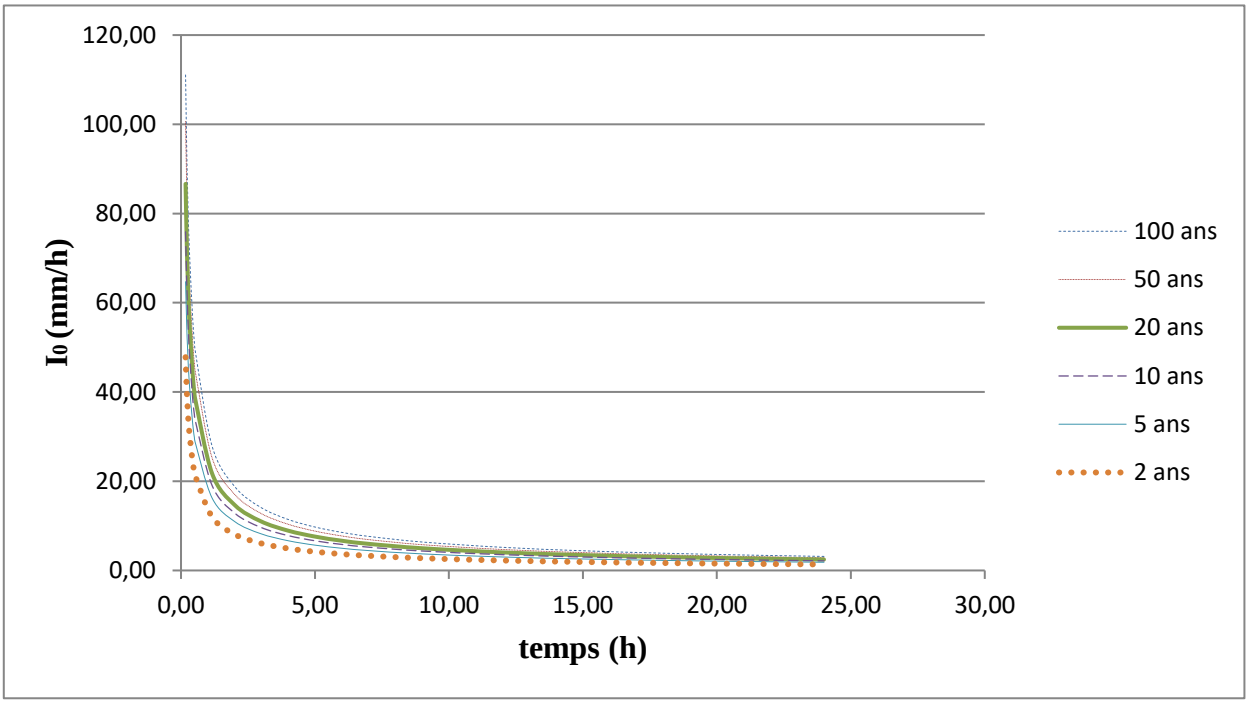


Fig III.7 Intensité –Durée –Fréquence

III.8. Etude des apports

Par manque de stations hydrométriques au niveau du talweg principal, les apports seront estimés à partir des formules empiriques.

III.8.1. Apports moyens interannuels

Formule de SAMIE

$$A = L_e . S$$

$$L_e = P^2 (293 - 2.2\sqrt{S})$$

Où :

L_e : lame d'eau écoulée (mm).

P : précipitation moyenne (m).

S : la superficie en Km^2 du bassin versant.

Formule de MEDINGER

$$L_e = 1.024(P - 0.26)^2$$

P : précipitation moyenne (m).

L_e : lame d'eau écoulée (mm). $A = L_e . S$

Formule de COUTAGNE

Elle donne le déficit découlent *D* tel que :

$$D = P - \lambda P^2$$

$$\lambda = \frac{1}{0.8 + 0.14 T_0}$$

T_0 : température moyenne dans la zone d'étude. T_0 = 17,3°c

La lame d'eau écoulée est alors :

$$L_e = P - D$$

$$A = L_e . S$$

Formule de MALLET–GAUTHIER

$$C_e = 0{,}6\left(1 - 10^{-0{,}36P^2}\right)$$

$$Le = P.Ce$$

$$A_0 = Le.S.$$

Avec :

Ce : Coefficient d'écoulement.

$\overline{P}$: Précipitation moyenne (m).

A_0 : Apport moyen annuel (Mm^3).

Le : Lame d'eau écoulée (m).

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

Formule de TURC

$$L_e = P - \frac{P}{\sqrt{0.9 + \frac{P^2}{L^2}}}$$

Avec :

$L = 300+25T_0+0{,}05\ (T_0)^3$

T_0 : température moyenne dans la zone d'étude. $A = L_e . S$

Formule de l'ANRH

L'apport moyen interannuel est donné par :

$$A_0 = 0.915.\overline{P}^{2.684}.S^{0.842}$$

P : précipitation moyenne (m).

S : superficie (en Km^2).

En faisant référence à la carte des écoulement moyens annuels de l'ANRH, la lame d'eau écoulée moyenne au droit de la zone d'étude est environ de 20mm ce qui corespond à la valeur donnée par la formule de MALLET GAUTIER qui a donnée Le=19.78mm,

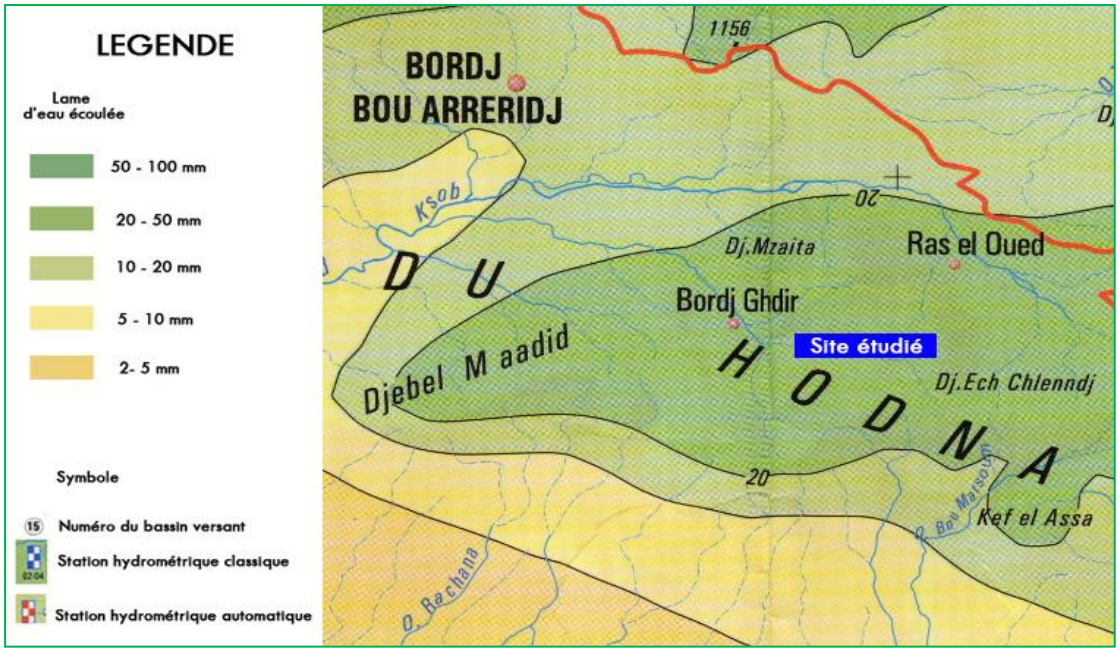


Figure III.8. Extrait de la carte des écoulements moyens annuels de l'ANRH

Tableau III.10. Récapitulatif des résultats des apports

BV	Apport moyen annuel (m^3)
Bassin global	**860430**

III.8. Etude des apports solides

III.8.1. Estimation de l'apport solide

L'évaluation de l'envasement est indispensable dans de tels cas pour que le dimensionnement du canal soit plus fiable vis-à-vis sa durée de vie et pour son fonctionnement.

Pour cela on doit calculer les apports solides et par défaut de manque de données sur les débits solides sur l'Oued de **Ghilassa** nous opterons pour un calcul empirique en utilisant les formules suivantes :

Formule de Sogreah

Cette formule donne l'apport solide moyen annuel en suspension (en t/Km^2/An), elle est exprimée par :

$$E_s = a.L_e^{0.15}$$

Où :

E_s : Apport solide moyen annuel en suspension (t/Km^2/An).

a : Coefficient dépend du perméabilité, pour une perméabilité faible, a=1400, nous avons pris une perméabilité faible du bassins versant car le relief des sous bassins est fort (pente forte)

L_e : lame d'eau écoulée. (L_e =19.78mm)

S : superficie du bassin versant en Km^2.

Formule de Tixeront

Cette formule donne l'apport solide moyen annuel en suspension (en t/Km^2/An), elle est exprimée par :

$$E_s = 92.L_e^{0.21}$$

Où :

E_s : Apport solide moyen annuel en suspension (t/Km^2/An).

L_e : lame d'eau écoulée. (L_e =19.78mm)

S : superficie du bassin versant en Km^2.

Formule de Fournier

Le transport solide est donnée par la formule suivante :

$$T_a = \frac{1}{36}\left(\frac{P_m^2}{P_a}\right)^{2.65}\left(\frac{h^2}{S}\right)^{0.46}$$

Avec :

E_s : érosion spécifique (t/Km^2/an)

P_m : Pluie mensuelle du mois le plus pluvieux (mm). P_m = 43.1mm.

P_a : Pluie moyenne interannuelle (mm) P_a = 379.00mm.

h= 45%(H_{max}- H_{min}) (m);

H_{max} : Altitude maximale.

H_{min} : Altitude minimale.

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

Formule de Gravilovitch

Cette relation largement utilisée en Algérie, fait intervenir des caractéristiques physiques et un indice climatique du bassin versant.

$$T_a = T_{sp} * G_{rm}$$

$$\text{Avec : } T_{sp} = T * P_{moy} * \pi * \sqrt{Z^3}$$

$$T=(t/10)^{\wedge 0.5}+0.1$$

$$G_{rm} = \frac{\left(\sqrt{P} + H_{moy}\right)}{0.2(L+10)}$$

T_a : taux d'abrasion (t/Km²/an).

T_{sp} : le taux de la production annuel des matériaux en (m^3/km²/an).

G_{rm} : taux de rétention des sédiments produits par le bassin.

T : coefficient thermique.

Z : coefficient d'érosion relative en fonction de la description du bassin versant (pour le cas d'une érosion moyenne z=0.55). [ANRH], voir tableau en annexe.

P_{moy} : Pluie moyenne interannuelle (mm).

t : température moyenne annuelle (°C). t=15°C

P : périmètre du bassin versant (Km).
L : longueur du talweg principal (Km).
H_{moy} : Altitude moyenne (km).

Formule de Sami

$$E=P^2/(293.2*2S^{0.5})$$

E : apport solide (t/km²/an).
P : pluie moyenne sur le bassin versant (mm).
S : surface du bassin versant (km²).

Tableau III.11 Résultats de calcul.

Formule	Valeur (t/km²/an)
SOGREAH	**2190**
TIXERONT	**172**
FOURNIER	**190**
GRAVILOVITCH	**1989**
SAMIE	**31**
Moyenne	**961**

Résultats et discussion

D'après les résultats obtenus par les différentes formules empiriques, nous constatons que les valeurs données par la formule de SOGREAH et GRAVILOVITCH sont élevées tandis que celles données par les formules de SAMIE et Tixeront sont relativement petites et les valeurs données par FOURNIER sont moyennes, nous allons choisir valeur donnée par la formule de FOURNI.

III.8.2. Conclusion

Les calculs et les méthodes traités dans ce chapitre nous ont permis d'avoir plusieurs résultats afin de choisir les méthodes qui convient pour déterminer l'hydrogramme de crue de la zone d'étude ainsi que le débit.

CHAPITRE IV :

ETUDE DES CRUES

Chapitre IV : Etude des crues

IV.1. Introduction

L'étude des crues a pour but l'estimation des débits de pointe fréquentiels et la définition de la forme de l'hydrogramme.

A cause de l'inexistante de station hydrométrique dans les deux bassins versants, des formules empiriques ont été utilisées pour la prédétermination des débits de crues maximales.

IV.2. Détermination des débits maximaux fréquentiels par les formules empiriques

IV.2.1. Formule de Giandotti

$$Q_{\max\%} = \frac{C.S.(H_{moy} - H_{\min})^{1/2}}{4(S)^{1/2} + 1.5L}.P_{tc}$$

$Q_{max\ (\%)}$: débit maximum de crue en m^3/s de même fréquence que celle de la pluie de courte durée.

C : Coefficient fonction des conditions topographiques généralement pris égal à 120-170 pour des petits bassins, on prend une valeur C=170.

S : superficie du bassin versant.

L : longueur du talweg principal.

H_{moy}, *et* H_{min}: altitudes moyennes et minimales (en m).

P_{tc}: pluies de courte durée.

IV.2.2. Formule de Sokolovsky

$$Q_{\max\%} = \frac{0.28.S.\alpha.P_{ct}}{T_c}.f$$

S : superficie du bassin versant.

P_{tc}: pluies de courte durée.

T_c : temps de concentration.

α : coefficient de ruissellement du bassin versant (0,6 < α < 0,8) on prend 0.7

f : coefficient de forme de l'hydrogramme de crue f = 1.2.

IV.2.3. Formule de Mallet-Gauthier

$$Q_{\max\%} = 2kLog(1+AP).\frac{S}{\sqrt{L_p}}.\sqrt{1+4LogT-LogS}$$

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

L_p: longueur du talweg principal (Km).
A : coefficient régional pris égal à 20.
k : constante comprise entre 1 et 3 on prend une valeur moyenne 2.
P : précipitation moyenne interannuelle.
T : période de retour en années.

IV.2.4. Formule de POSSENTI

$$Qp\% = \frac{\mu Pmaxj\%S}{Lp}$$

Pmaxp% : Pluie maximale journalière correspondante à la période de retour donnée.

μ: Coefficient compris entre 700 – 800; On prend μ = 750.

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

IV.2.5. Formule d'Alexeev

$$Q_{\max\%} = 0.34 P_{tc}^{4/3}$$

P_{tc} : pluies de courte durée.

Les résultats de calcul sont regroupés dans le tableau IV.1

Tableau IV.1 Détermination des débits maximaux fréquentiels-Bassin global

Bassin Versant global, Q(m³/s)							
Période de retour	**2**	**5**	**10**	**20**	**50**	**100**	**1000**
Giandotti	**53.61**	**72.58**	**85.11**	**97.15**	**112.82**	**124.53**	**163.13**
Sokolovsky	**62.22**	**84.23**	**98.78**	**112.76**	**130.94**	**144.54**	**189.33**
Mallet-Gautier	**35.26**	**68.87**	**85.97**	**100.19**	**116.35**	**127.22**	**158.05**
Alexeev	**16.18**	**24.24**	**29.98**	**35.76**	**43.65**	**49.79**	**71.37**
POSSENTI	**95.10**	**128.74**	**150.98**	**172.34**	**200.14**	**220.91**	**289.38**
Moyenne	**52.47**	**75.73**	**90.16**	**103.64**	**120.78**	**133.40**	**174.25**

IV.2.6. Choix de la formule adéquat

Nous avons exclus les extrèmes puis choisir parmi le reste la formule qui donne une valeur proche de la moyenne de reste des formule, Donc nous allons choisir les valeurs trouvées par Mallet-Gautier .

Tableau IV.2 Débits de crues maximums pour différentes périodes de retour

Période de retour	**2**	**5**	**10**	**20**	**50**	**100**	**1000**
Bassin versant	**Q_{max} (m³/s)**						
Global	**35.26**	**68.87**	**85.97**	**100.19**	**116.35**	**127.22**	**158.05**

IV.3. Hydrogramme de crue

La forme des crues (temps de montée et de décrue) est déterminée à l'aide de la méthode de Sokolovsky, qui assimile l'hydrogramme de crue à deux équations paraboliques l'une pour le temps de montée et définie par :

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

Et l'autre pour la décrue exprimée par :

$$Q_t = Q_{\max\%}\left(\frac{t_d - t}{t_d}\right)^m$$

$Q_{max\,(\%)}$: débit maximum de fréquence donnée.

Q_t : débit instantané au moment (t).

t_m, t_d: temps de montée et de décrue.

***m, n**:* puissances des paraboles pour les bassins de petits gabarits m=3 et n=2.

Temps de base : $t_b = t_m + t_d$

On considère généralement que : $t_d = 2{,}5 t_m$, et $t_m = t_c$ (pour des petits bassins).

On a donc:

Tableau IV.3 Les valeurs des temps de montée et de décrue.

Sous Bassin / Temps	$T_m = T_c$ (h)	$t_d = 2{,}5\ t_m$ (h)	$t_b = t_m + t_d$ (h)
Global	**2.98**	**7.45**	**10.43**

Pour construire l'hydrogramme des crues, on a utilisé les valeurs des débits de crues de fréquence 50%, 20%, 10% ,5% ,2% ,1% ,0.1%.

Les résultats obtenus sont donnés en Annexe.

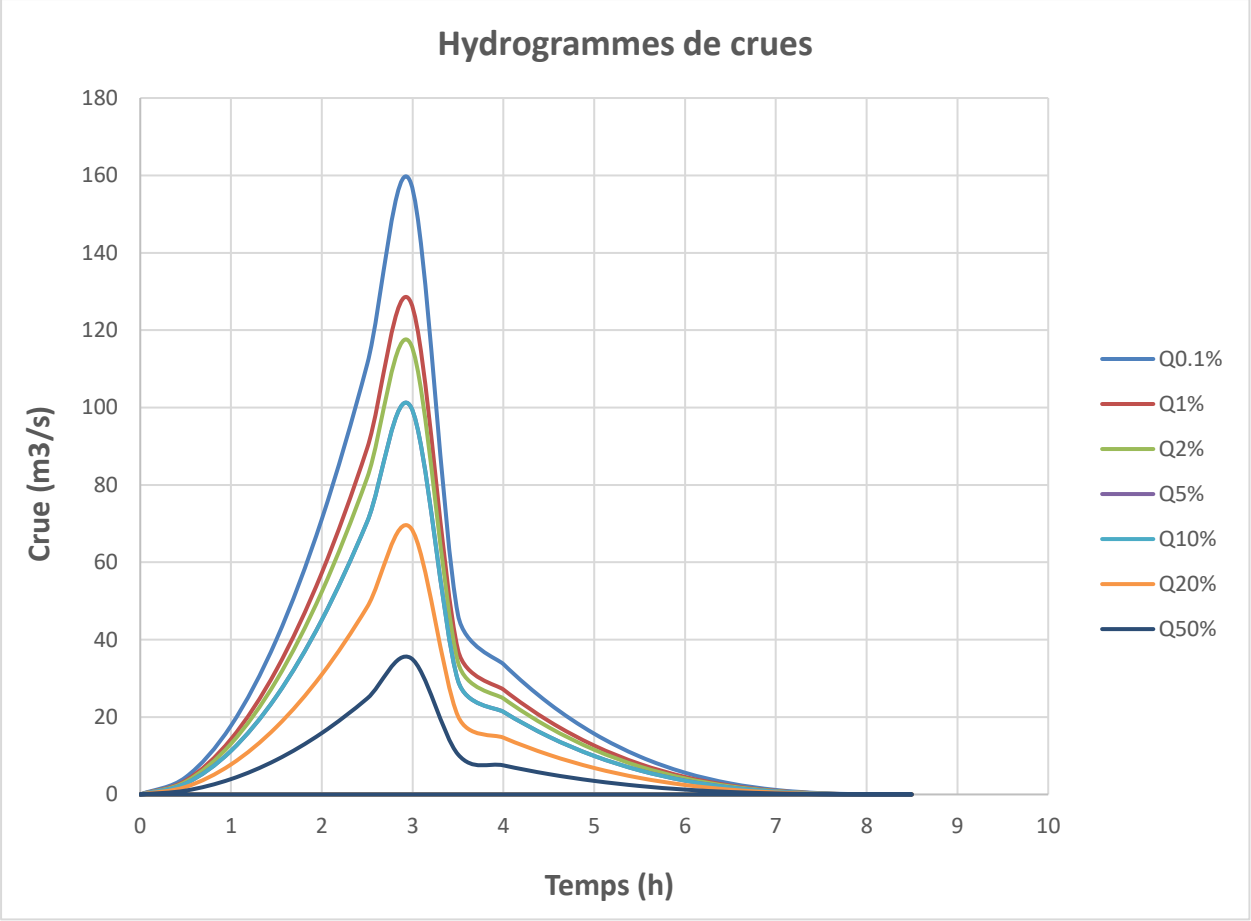


Fig.IV.1 Hydrogrammes de crues pour différentes périodes de retour Oued GHILASSA.

IV.4. Choix de la crue du projet

Pour la détermination de la crue de projet on doit tenir compte des caractéristiques géologiques et hydrologiques du bassin versant (précipitations, superficie, perméabilité…etc.), donc on doit calculer l'indice global "Ig" qui est lié à tous ces paramètres tel que : $I_g = I_a * I_d * I_r$

Avec **:**

I_a : représente la somme des indices mineurs (intensité des crues et les difficultés topographiques).

I_d : représente la somme des indices des difficultés géologiques et géotechniques.

I_r : représente les risques.

Pour notre cas on peut considérer que les difficultés géologiques et géotechniques sont moins compliquées, les connaissances hydrologiques paraissent moyennes et que le risque en aval est moins élevé.

Alors nous optons pour une crue de projet de probabilité de 1% (T = 100 ans)

D'où :

Tableau IV.4. Valeur du débit de projet.

Débit de projet (m^3/s)
127

IV.5. Conclusion

Dans ce chapitre nous avons calculé les débits de crue du bassin versant, ensuite on a dessiné l'hydrogramme de crue de ce dernier pour une période de retour de 100ans. Les ouvrages d'aménagement vont être dimensionnés selon le débit calculé.

CHAPITRE V :

ETUDE DES VARIANTES D'AMENAGEMENT

Chapitre V : Etude des variantes d'aménagement

V.1. Introduction

Le but de cette étude est de protéger efficacement la région de GHILASSA contre les inondations en choisissant des solutions d'aménagement appropriées en tenant compte des conditions naturelles du terrain. Après avoir proposé des variantes en fonction des résultats des chapitres précédents et de l'analyse de notre zone étudiée, une étude comparative est utilisée pour prendre une décision techniquement valable qui permet d'obtenir un ouvrage qui remplit les exigences.

Finalement, cette variante sera examinée et étudiée de manière approfondie pour protéger la ville de GHILASSA.

V.2. Principe d'aménagement

V.2.1 Les différents types d'aménagements

V.2.1.1. Reprofilage

Modification et homogénéisation le profil du cours d'eau (pente) pour augmenter sa capacité d'évacuation. Le reprofilage d'un cours d'eau consiste à rendre sa pente uniforme.

La végétation et les embâcles du lit doivent être supprimés lors de ce type d'opération.

V.2.1.2 Curage

Pour réduire la rugosité et augmenter la capacité d'évacuation, le cours d'eau doit être nettoyé des sédiments.

V..1.3 Protection des berges

Après une importante crue, les côtes de l'Oued seront soumises à des courants perturbateurs d'eau, ce qui provoque l'arrachement puis le transport de quelques parties de terre. Les infiltrations d'eau après la crue provoquent des glissements de terre, ce qui nécessite des travaux pour maintenir la stabilité des terres.

V.3. Variantes d'aménagement

Il existe de nombreux types d'aménagements, dont le choix est basé sur les résultats obtenus par l'aménagement choisi tout en garantissant le meilleur rendement.

V.3.1. Observations préliminaires

Le cours d'eau an une longueur estimée de 1257 mètres et il n'y a pas de dépôt de matériaux de construction. Il y a également des terres agricoles et naturelles.

V.3.2. Buts d'aménagements

Les travaux d'aménagement hydraulique des Oueds visent à atteindre un ou plusieurs des objectifs suivants :

- Un écoulement rapide et sans risque d'eau de pluie.
- Un transport efficace des sédiments en suspension et des dépôts de fond.
- Concentrer les courants dans une partie spécifique du lit.
- Stabilité du cours avec une érosion minimale des berges.
- La profondeur est suffisante et le parcours est facile à suivre.

V.3.3. Variantes d'aménagement

Le canal peut être dimensionné du point de vue de la sélection des matériaux en plus de l'aspect économique.

- Soit en gabions pour permettre une meilleure stabilisation du canal ;
- Soit en terre bien creusée ;
- Soit en béton, pour une meilleure débectance, et donc une meilleure protection contre les crues, Cette variante est onéreuse vu le linéaire total.

L'aménagement du canal sera fait après curage de l'oued, et nettoyage de ses déchets le canal prévu sera de forme trapézoïdale ou rectangulaire.

La partie hydraulique, consiste donc en premier lieu à vérifier les capacités des ouvrages (dalots, et sections des oueds) à évacuer les débits de projet à différentes périodes de retour.

Il s'agit donc d'appliquer un modèle hydraulique de type Manning-Strickler, qui fait introduire des paramètres tels que le coefficient de Strickler K, la pente en m/m, le rayon hydraulique, ainsi que les dimensions de l'ouvrage.

V.3.4. La formule de dimensionnement des canaux

V.3.4.1. Formule de Chézy

La formule de Chézy est de la forme :

$$V = C \times \sqrt{R \times i}$$

Donc

$$Q = C \times S \times \sqrt{R \times i}$$

Où :

V : vitesse moyenne de l'écoulement.

S : section de l'écoulement ;

C : coefficient de Chézy (dépend de la rugosité du canal) ;

R : rayon hydraulique (R=S/P, P est le périmètre mouillé) ;

i : pente du radier.

V.3.4.2. Formule de Manning- Strickler

L'expression du coefficient de Chézy dans cette formule est :

$$C = \frac{1}{N} \times R^{\frac{1}{6}}$$

N : coefficient de Manning qui caractérise la nature du canal.

Donc $$Q = \frac{1}{N} \times S \times R^{\frac{2}{3}} \times i^{\frac{1}{2}} .$$

Pour Strickler K=1/N qui est fonction de la nature du canal.

L'expression devient :

$$Q = K_s \times S \times R^{\frac{2}{3}} \times i^{\frac{1}{2}}$$

Les valeurs de K_s sont données par les tableaux suivants pour les canaux artificiels et naturels.

K_s est liées directement à la rugosité des parois du canal, elle fut exprimée suivant plusieurs formules, la plus utilisée est celle de Stricker :

$$K_s = \frac{1}{n} = 26\left(\frac{1}{d_{65}}\right)^{\frac{1}{6}}$$ L'unité est $m^{1/3}/s$

d_{65} : est le diamètre qui correspond au pourcentage 65% sur la courbe granulométrique des sédiments qui représente le matériau du canal.

Tableau V.1. Coefficient de Strickler pour divers types de canaux.

Caractéristiques du lit ou du revêtement	**Valeur de la rugosité n**
Canal avec revêtement en béton	75
Canal en gabion	33.33
Canal en terre	45

On a utilisé les valeurs de Degoutte (2012) pour discuter des valeurs de Manning.

Tableau V.2. Valeurs du coefficient de Manning pour différents matériaux.

Nature de la paroi	Valeur de k en [m^(1/3)] /s
Béton	75 - 90
Canal en terre, non enherbé	60
Canal en terre, enherbé	50
Rivière de plaine sans végétation arbustive	35 - 40
Rivière de plaine large, végétation peu dense	30
Rivière à berges étroites très végétalisées	10 - 15
Lit majeur en prairie	20 - 30
Lit majeur en vigne ou taillis	10 - 15
Lit majeur urbanisé	10 - 15
Lit majeur en forêt	<10

La figure V.1. Donne les formules des éléments géométriques pour cinq types de section de canal différents.

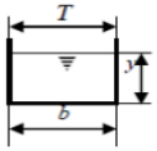
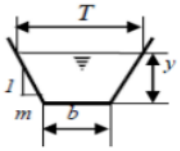
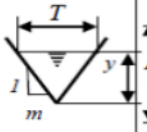
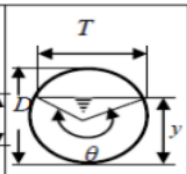
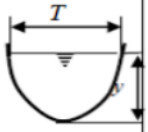
Forme du canal					
Paramètres géométriques	***Rectangle***	***Trapèze***	***Triangle***	***Cercle***	***Parabole***
Section mouillée A	by	$(b+my)y$	my^2	$\frac{1}{8}(\theta - sin\theta)D^2$	$\frac{2}{3}Ty$
Périmètre mouillée P	$b + 2y$	$b + 2y\sqrt{1+m^2}$	$2y\sqrt{1+m^2}$	$\frac{1}{2}\theta D$	$T + \frac{8}{3}\frac{y^2}{T}$ *
Rayon Hydraulique R_h	$\frac{by}{b+2y}$	$\frac{(b+my)y}{b+2y\sqrt{1+m^2}}$	$\frac{my}{2\sqrt{1+m^2}}$	$\frac{D}{4}\left(1-\frac{sin\theta}{\theta}\right)$	$\frac{2T^2y}{3T^2+8y^2}$ *
Largeur au miroir T	b	$b + 2my$	$2my$	$D(\sin(\theta/2))$ ou $2\sqrt{y(D-y)}$	$\frac{3}{2}\frac{A}{y}$
Profondeur hydraulique y_h	y	$\frac{(b+my)y}{b+2my}$	$\frac{y}{2}$	$\frac{D}{8}\left(\frac{\theta - sin\theta}{sin(\theta/2)}\right)$	$\frac{2}{3}y$

Figure V.10. Les formules des éléments géométriques pour cinq différents types de section de canaux

V.3.5. 1ere variante Canal en gabion

Matelas en gabions sont utilisés principalement pour réaliser les revêtements et les protections contre-affouillements. Les dimensions les plus courantes sont (2.0 × 1.0 × 0.5) et (2.0 × 1.0 × 1.0). Les canaux en gabion sont construits d'une manière unique ; les sacs sont disposés de manière à créer un escalier qui permet la stabilité des berges.

La présence de grilles augmente la vitesse limite de 20 à 50 % dans ce cas. Les pierres se déplacent à l'intérieur de chaque poche du matelas si la vitesse dépasse cette valeur, ce dernier reste efficace si une partie des pierres restent pour recouvrir les berges.

La granulométrie du Gabion ou Reno) en fonction de la vitesse du courant est représentée dans le tableau. Il convient de se rappeler que la vitesse peut être considérablement inférieure à celle qui se trouve à proximité du revêtement.

Type	Épaisseur	Pierres de remplissage		Vitesse limite	Vitesse admissible
	(m)	Calibrage (mm)	D50 (mm)	(m/s)	(m/s)
Matelas Reno	0.15-0.17	70-100	85	3.5	4.2
		70-150	110	4.2	4.5
	0.23-0.25	70-100	85	3.6	5.5
		70-150	110	4.5	6.1
	0.3	70-120	110	4.2	5.5
		100-150	125	5	6.5
Gabion	0.5	100-200	150	5.8	7.6
		120-250	190	6.5	8

Figure V.2. Tableau Granulométrie du remplissage (Gabions ou Reno) en fonction de la vitesse.

V.3.5.1. Avantages des structures en gabion

- Les bâtiments sont flexibles car les gabions sont souples, ce qui leur permet de s'adapter aux déformations du sol qui peuvent se produire au pied des organes de dissipation d'énergie, des bajoyers et des protections contre les affouillements.
- Assez simple d'envisager une possible surélévation de l'édifice. en revanche, les formes géométriques sont naturellement relativement simples.
- Possible de concevoir des constructions entièrement déversant qui coûtent beaucoup moins cher que leurs homologues en béton.

V.3.5.2. Inconvénients des structures en gabion

- La stabilité est faible, en particulier pendant les périodes de crues.
- Les cailloux de diamètres demandés sont trop petits.
- La configuration du système hydraulique le long du linéaire établi est modifiée.
- En raison de la diminution de la rugosité de la berge, l'écoulement est en effet accéléré.

- Les points les plus sensibles de la ligne d'enrochement sont à l'amont et à l'aval, car si l'eau parvient à passer derrière les blocs amont, tout l'ouvrage est menacé par l'érosion et peut s'effondrer rapidement.

V.3.6. 2ème variante Canal trapézoïdal en béton

Un canal à section trapézoïdale présente un profil plus stable et peut véhiculer le débit maximum par rapport aux autres sections en raison de sa géométrie. Nous choisissons m = 1,5 pour la facilité technique de réalisation du fruit de talus.Une durée de vie plus importante.

- Une forme étroite bien adoptée à la ville.
- Les meilleures caractéristiques hydrauliques.
- Une durée de réalisation très courte, et assure une meilleure protection.

V.3.6.1. Avantages des Canaux trapézoïdaux

- Entretient très facile.
- La durée de réalisation très courte par rapport à un revêtement en gabion.
- Très répandu dans la protection contre les inondations.
- Gagner de l'espace.
- Assurer la protection des riverains surtout dans le cas où le canal traverse une zone urbanisée.
- Le rendement hydraulique est efficace.
- Les résultats de calcul sont réalistes.
- La durée de vie est importante.
- Les matériaux de constructions sont disponibles

V.3.6.2. Inconvénients des Canaux trapézoïdaux

- Le risque réel d'être utilisé comme décharge par les riverains peut être évité en curant et en entretenant régulièrement le bâtiment.
- Le béton an un volume considérable, en particulier pour les dalles.
- Risque d'affouillement entre le terrain naturel et les parois verticales.
- Un taux de rugosité élevé

V.3.7. Canal trapézoïdal en terre

En revanche, un canal trapézoïdal en terre est caractérisé par une mauvaise stabilité par rapport au béton et est fortement exposé à l'érosion, c'est pourquoi cette variante a été écartée car elle ne convient pas à notre aménagement.

V.7. Calcul hydraulique avec le logiciel canal21

Le logiciel Canal21 nous permet d'effectuer des calculs hydrauliques pour des dizaines de types d'éléments, allant des canalisations à écoulement libre aux déversoirs, résolution de toute propriété inconnue et conception pour toute caractéristique souhaitée.

Le débit de projet Q est estimé à **127.22 m3/s** en utilisant les résultats du chapitre précédent.

La fenêtre principale pour les calculs hydrauliques est présentée comme suit :

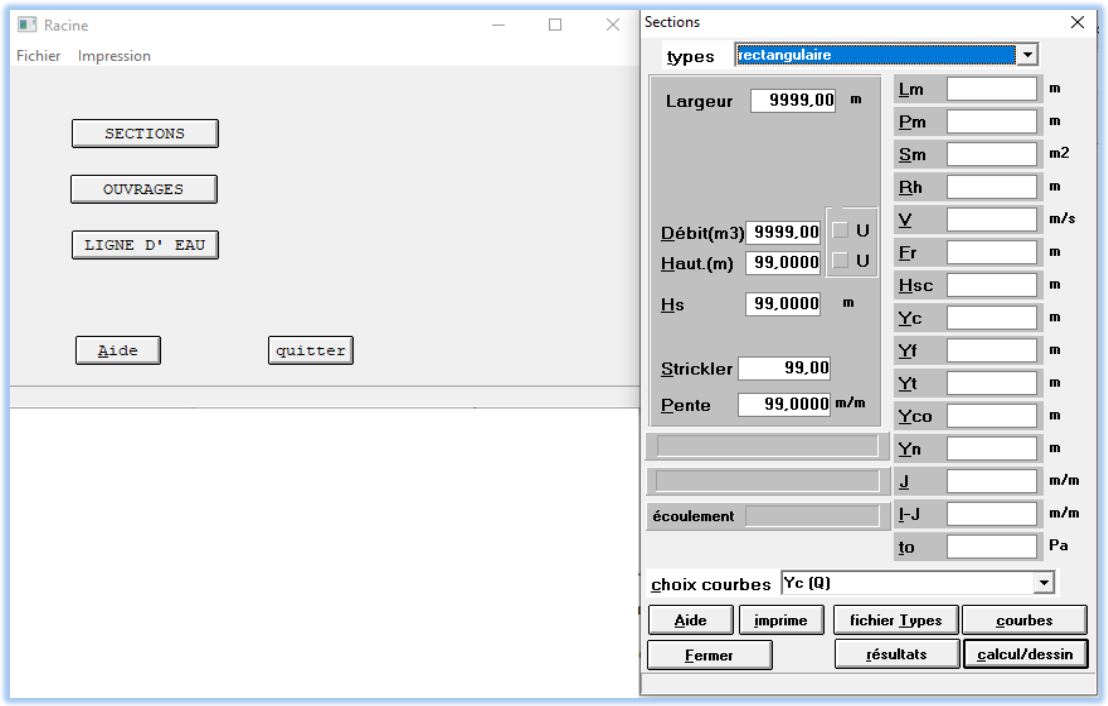


Figure V.3. Présentation de CANAL21.

V.7.1. Résultats de calcul hydraulique

V.7.1.1. Variante 01 (OUED GHILASSA) : Canal en gabion

Les gabions sont fréquemment utilisés dans les aménagements hydrauliques, disposés en épis perpendiculairement à la berge ou parallèlement aux rives pour lutter contre l'érosion des rivières ou des torrents. Des seuils ou des petits barrages sont également réalisés. Pour augmenter leur stabilité, les gabions sont généralement utilisés sous forme de sacs déposés sur la section transversale du cours d'eau en escaliers.

Tableau V.3 Paramètres de calcul canal en gabion.

La largeur (la largeur max)	**12,5**
La rugosité n	**0,033**
La pente	**0,016**
Fruit de talus	**1,15**
Débit de projet	**127,22**

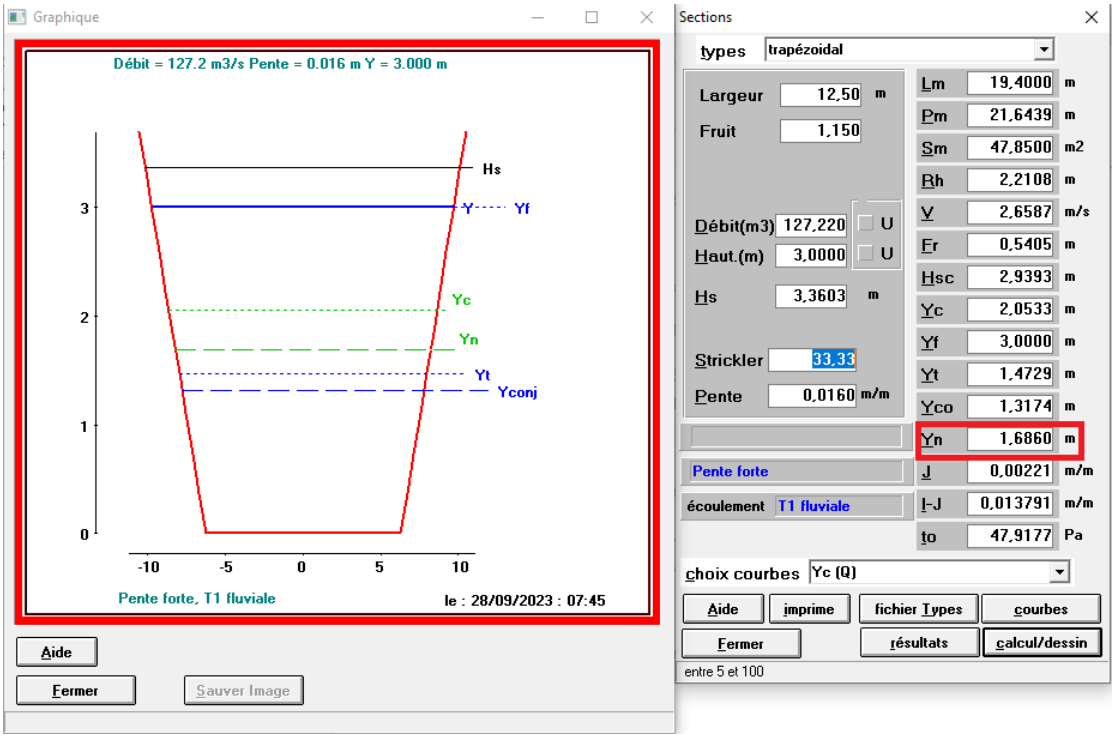


Figure V.11. Dimensionnement par CANAL 21 pour le canal en gabion.

Dans cette variante nous allons implanter une structure en gabion sur le long de l'oued (OUED GHILASSA), pour y faire, il faut une hauteur de 1.7 m, En basant de tableau 3 on peut ajouter la revanche de sécurité de 1.3m.

Tableau V.4. Revanches utilisées (Chaudry.2008)

Débit (m3/s)	<0.75	0.75 à 1.5	1.5 à 85	>85
Revanche (m)	0.45	0.60	0.75	0.90

Donc on prend H=3m et une largeur de 12.5 m.

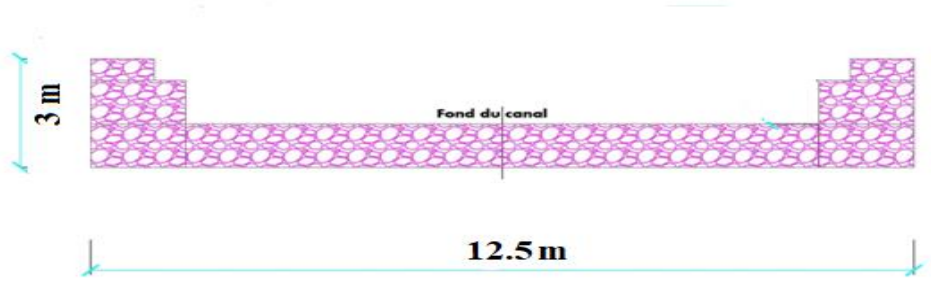


Figure V.5. Dimensions de la variante : canal en gabion

V.7.1.2. Variante 02 (OUED GHILASSA) : Canal trapézoïdal en béton armé

Un canal trapézoïdal en béton est projeté dans cette variante. La formule de Manning-Strickler est utilisée pour déterminer les dimensions de ce canal.

Tableau V.5 Données de base de calcul

La largeur	**10 m**
La rugosité n	**75**
La pente	**0,016**
Fruit de talus	**1,5**
Débit de projet	**127 m^3/s**

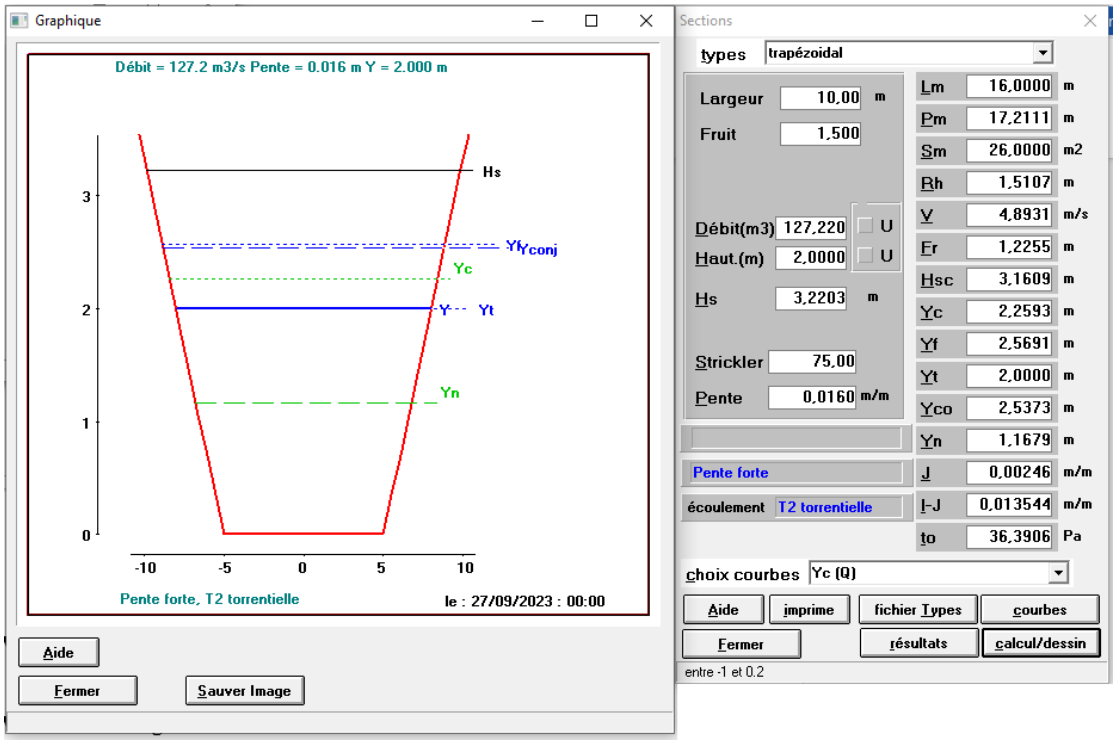


Figure V.6. Résultats donnés par CANAL 21 pour le canal Trapézoïdal en béton

Une section trapézoïdale de dimension :
(Largeur de base b=10 m, et une hauteur h=2.0 m avec fruit de talus 1.5).

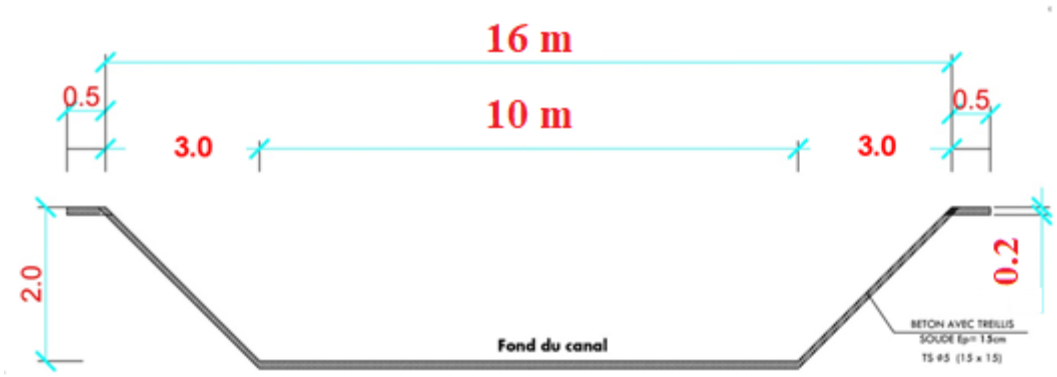


Figure V.7. Dimensions de la variante : canal trapézoïdal en béton

V.8. Calcul du cout

V.8.1. Canal en gabion

- **Berges**

$$Cbg = Vbg.PU$$

$$Vbg = L \times h \times m \times e$$

Avec :
Vbg : Volume du gabion des berges (m3).
L : Longueur totale du tronçon (m). =1257
h : Hauteur des berges (m). 3 m
e : Epaisseur de la couche de gabion (e = 1m).
m : fruit de talus. =1.15

- **Fond**

$$Cfg = Vfg.PU$$
$$Vfg = L \times b \times e$$

Avec :
Vfg: Volume du gabion du fond (m3).
L : Longueur de l'oued (m). 1257 m
b : Largueur de l'oued (m). L=12.5 m
e : Epaisseur de la couche de gabion (e = 1 m).

V.8.2. Canal trapézoïdal en béton

- **Berges**

$$\mathbf{Cbg = Vbg.PU}$$
$$\mathbf{Vbg = L \times h \times m \times e}$$

Avec :
Vbb: Volume du béton des berges (m).
L : Longueur totale du tronçon (m). =1257 m
h : Hauteur des berges (m). 2 m
e : Epaisseur de la couche de béton (e = 0.2 m).
m : fruit de talus. m=1.5

- **Fond**

$$Cfg = Vfg.PU$$
$$Vfg = L \times b \times e$$

Avec :
Vbf: Volume du béton du fond (m3).
L : Longueur du bassin (m). 1257 m
b : Largueur du bassin (m) =10 m
e : Epaisseur de la couche de béton (e = 0.2 m)

Tableau V.5. Détermination du cout du projet.

Variante	Volume des berges (m^3)	Volume du fond (m^3)	Volume total (m^3)	Prix unitaire (DA)	Montant (DA)
Gabion	4336,65	15712,5	20049,15	5500	110270325
Béton	754,2	2514	3268,2	30000	98046000

V.8. Choix de la variante

V.8.1. Critères d'évaluation

En fonction de divers critères, la variante sera choisie.par ce facteur :

- **Efficacité hydraulique :** est le potentiel d'amélioration de la capacité hydraulique que les mesures peuvent apporter.
- **Difficultés de réalisation** : est définie comme la gravité de la réalisation technique.
- **Coût :** est défini comme l'évaluation du coût de construction.
- **Enjeux environnementaux :** prend en compte l'utilisation du sol dans le voisinage (zones urbaines, agricoles...) ainsi que les déficits ou richesses environnementales actuelles.
- **La durabilité** est liée à la durée de vie de l'installation.
- **Entretien :** Le terme "entretien" fait référence à la portée et à la fréquence des entretiens.

V.8.2. La variante choisie

Dans le processus de construction de canaux, les deux options disponibles (en béton ou en gabion) sont capables d'évacuer facilement le débit de dimensionnement. Cependant, la variante en gabion est plus économique.

V.9. Conclusion

Ce chapitre présente trois options d'aménagement pour protéger la ville de GHILASSA contre les inondations. Ensuite, une étude technico-économique a été menée pour déterminer la variante la plus favorable qui répondait au but de l'étude. Le but de cette section est de déterminer un schéma d'aménagement suffisamment adapté pour répondre à tous les critères lors de la sélection des variantes. Pour cela, la variante N° 02 est choisie.

CHAPITRES VI :

DIMENSIONNEMENT ET FERRAILLAGE DE CANAL TRAPEZOÏDAL

Chapitre VI : Dimensionnement et ferraillage de canal trapézoïdal

VI.1. Introduction

Le but de ce chapitre est de dimensionner le canal trapézoïdal le long du Tronçon de 1257 m et calculé les armatures de ce canal.

VI.2. Calculs hydrauliques

On a utilisé le logiciel CANAL 21, pour le calcul des caractéristiques et des paramètres de l'écoulement dans l'oued.

Principe de calcul

Les données

- ✓ Le débit maximum de crue Q= 127 m^3/s
- ✓ B= Largeur de la surface de l'eau (m) L=10 m
- ✓ i = Pente entre deux sections.
- ✓ Le coefficient de Strickler (K=75 pour le béton).

Les Résultants

- ✓ S = Surface de la section (m2)
- ✓ R = Rayon hydraulique (m)
- ✓ P = Périmètre contour mouillé (m)
- ✓ Hn= hauteur d'eau dans le cours d'eau (m).

TableauV.3 Calcul hydraulique de chaque section de tronçon

OUED GHILASSA Q=127.22 (m^3/s)												
	Sections	**Distance cumulée**	**Largeur**	**I**	**Type d'aménagement**	**Pm**	**Sm**	**Rh**	**Vitesse**	**Froude**	**Hn**	**Hc**
0	**25**	**25**	**10**	**-0.016**	**H=2.0m**	**14,21**	**13,72**	**0,96**	**9,26**	**2,93**	**1,17**	**2.26**
25	**50**	**50**	**10**	**-0.013**		**14,47**	**14,71**	**1,02**	**8,65**	**2,66**	**1,24**	**2.26**
50	**75**	**75**	**10**	**-0.015**		**14,29**	**14,02**	**0,98**	**9,07**	**2,85**	**1,19**	**2.26**
75	**100**	**100**	**10**	**-0.020**		**13,94**	**12,74**	**0,91**	**9,98**	**3,25**	**1,09**	**2,26**
100	**125**	**125**	**10**	**-0.021**		**13,89**	**12,53**	**0,9**	**10,15**	**3,33**	**1,08**	**2,26**
125	**150**	**150**	**10**	**-0.022**		**13,84**	**12,34**	**0,89**	**10,3**	**3,4**	**1,06**	**2,26**
150	**175**	**175**	**10**	**-0.021**		**13,89**	**12,53**	**0,9**	**10,15**	**3,33**	**1,08**	**2,26**
175	**200**	**200**	**10**	**-0.008**		**15,15**	**17,33**	**1,14**	**7,34**	**2,13**	**1,42**	**2,26**
200	**225**	**225**	**10**	**-0.013**		**14,47**	**14,71**	**1,02**	**8,65**	**2,66**	**1,24**	**2.26**
225	**250**	**250**	**10**	**-0.021**		**13,89**	**12,53**	**0,9**	**10,15**	**3,33**	**1,08**	**2,26**
250	**275**	**275**	**10**	**-0.032**		**13,43**	**10,9**	**0,81**	**11,66**	**4,05**	**0,95**	**2,26**
275	**300**	**300**	**10**	**-0.021**		**13,89**	**12,53**	**0,9**	**10,15**	**3,33**	**1,08**	**2,26**
300	**325**	**325**	**10**	**-0.045**		**13,11**	**9,74**	**0,74**	**13,05**	**4,37**	**0,86**	**2,26**
325	**350**	**350**	**10**	**-0.023**		**13,79**	**12,16**	**0,88**	**10,46**	**3,47**	**1,05**	**2,26**
350	**375**	**375**	**10**	**-0.011**		**14,69**	**15,56**	**1,06**	**8,17**	**2,47**	**1,3**	**2,26**
375	**400**	**400**	**10**	**-0.014**		**14,38**	**14,35**	**0,99**	**8,86**	**2,76**	**1,21**	**2,26**
400	**425**	**425**	**10**	**-0.029**		**13,54**	**11,26**	**0,83**	**11,29**	**3,86**	**0,98**	**2,26**
425	**450**	**450**	**10**	**-0.035**		**13,34**	**10,58**	**0,79**	**12,02**	**4,21**	**0,93**	**2,26**
450	**475**	**475**	**10**	**-0.025**		**13,69**	**11,83**	**0,86**	**10,75**	**3,61**	**1,03**	**2,26**
475	**500**	**500**	**10**	**-0.035**		**13,34**	**10,58**	**0,79**	**12,02**	**4,21**	**0,93**	**2,26**
500	**525**	**525**	**10**	**-0.029**		**13,54**	**11,26**	**0,83**	**11,29**	**3,86**	**0,98**	**2,26**
525	**550**	**550**	**10**	**-0.021**		**13,89**	**12,53**	**0,9**	**10,15**	**3,33**	**1,08**	**2,26**
550	**575**	**575**	**10**	**-0.022**		**13,84**	**12,34**	**0,89**	**10,3**	**3,4**	**1,06**	**2,26**
575	**600**	**600**	**10**	**-0.011**		**14,69**	**15,56**	**1,06**	**8,17**	**2,47**	**1,3**	**2,26**
600	**625**	**625**	**10**	**-0.006**		**15,59**	**19,11**	**1,23**	**6,65**	**1,86**	**1,55**	**2,26**
625	**650**	**650**	**10**	**-0.006**		**15,59**	**19,11**	**1,23**	**6,65**	**1,86**	**1,55**	**2,26**
650	**675**	**675**	**10**	**-0.006**		**15,59**	**19,11**	**1,23**	**6,65**	**1,86**	**1,55**	**2,26**
675	**700**	**700**	**10**	**-0.006**		**15,59**	**19,11**	**1,23**	**6,65**	**1,86**	**1,55**	**2,26**
700	**725**	**725**	**10**	**-0.006**		**15,59**	**19,11**	**1,23**	**6,65**	**1,86**	**1,55**	**2,26**
725	**750**	**750**	**10**	**-0.006**		**15,59**	**19,11**	**1,23**	**6,65**	**1,86**	**1,55**	**2,26**
750	**775**	**775**	**10**	**-0.006**		**15,59**	**19,11**	**1,23**	**6,65**	**1,86**	**1,55**	**2,26**
775	**800**	**800**	**10**	**-0.015**		**14,29**	**14,02**	**0,98**	**9,07**	**2,85**	**1,19**	**2,26**
800	**825**	**825**	**10**	**-0.018**		**14,07**	**13,19**	**0,94**	**9,64**	**3,1**	**1,13**	**2,26**
825	**850**	**850**	**10**	**-0.014**		**14,38**	**14,35**	**0,99**	**8,86**	**2,76**	**1,21**	**2,26**

Tableau VI.2 Calcul hydraulique de chaque section de tronçon (suite)

OUED GHILASSA, OULED SALEM VERS SOUADEK Q=127.22 (m^3/s) (Suite)												
	Sections	**Distance cumulée**	**Largeur**	**I**	**Type d'aménagement**	**Pm**	**Sm**	**Rh**	**Vitesse**	**Froude**	**Hn**	**Hc**
850	**875**	**875**	**10**	**-0.053**		**12,96**	**9,23**	**0,71**	**13,77**	**5,1**	**0,82**	**2,26**
875	**900**	**900**	**10**	**-0.053**		**12,96**	**9,23**	**0,71**	**13,77**	**5,1**	**0,82**	**2,26**
900	**925**	**925**	**10**	**-0.028**		**13,58**	**11,39**	**0,84**	**11,17**	**3,8**	**0,992**	**2,26**
925	**950**	**950**	**10**	**-0.028**		**13,58**	**11,39**	**0,84**	**11,17**	**3,8**	**0,992**	**2,26**
950	**975**	**975**	**10**	**-0.015**		**14,29**	**14,02**	**0,98**	**9,07**	**2,85**	**1,19**	**2,26**
975	**1000**	**1000**	**10**	**-0.020**		**13,94**	**12,74**	**0,91**	**9,98**	**3,25**	**1,09**	**2,26**
1000	**1025**	**1025**	**10**	**-0.013**		**14,47**	**14,71**	**1,02**	**8,65**	**2,66**	**1,24**	**2,26**
1025	**1050**	**1050**	**10**	**-0.011**		**14,69**	**15,56**	**1,06**	**8,17**	**2,47**	**1,3**	**2,26**
1050	**1075**	**1075**	**10**	**-0.020**	**H=2.0m**	**13,94**	**12,74**	**0,91**	**9,98**	**3,25**	**1,09**	**2,26**
1075	**1100**	**1100**	**10**	**-0.016**		**14,21**	**13,72**	**0,96**	**9,26**	**2,93**	**1,17**	**2,26**
1100	**1125**	**1125**	**10**	**-0.011**		**14,69**	**15,56**	**1,06**	**8,17**	**2,47**	**1,3**	**2,26**
1125	**1150**	**1150**	**10**	**-0.006**		**15,59**	**19,11**	**1,23**	**6,65**	**1,86**	**1,55**	**2,26**
1150	**1175**	**1175**	**10**	**-0.013**		**14,47**	**14,71**	**1,02**	**8,65**	**2,66**	**1,24**	**2,26**
1175	**1200**	**1200**	**10**	**-0.011**		**14,69**	**15,56**	**1,06**	**8,17**	**2,47**	**1,3**	**2,26**
1200	**1225**	**1225**	**10**	**-0.010**		**14,83**	**16,07**	**1,08**	**7,91**	**2,36**	**1,33**	**2,26**
1225	**1250**	**1250**	**10**	**-0.010**		**14,83**	**16,07**	**1,08**	**7,91**	**2,36**	**1,33**	**2,26**
1250	**1257**	**1257**	**10**	**-0.014**		**14,38**	**14,35**	**0,99**	**8,86**	**2,76**	**1,21**	**2,26**

VI.1 : Calcul de stabilité et le ferraillage :

En pratique, deux cas peuvent se présenter :

- **Premier cas**

Le béton armé joue à la fois les rôles de structure mécanique et d'étanchéité (avec ou sans revêtement de protection complémentaire, destiné à empêcher l'attaque éventuelle du béton par le produit contenu). Dans ce cas, le béton doit être particulièrement compact, et la fissuration du béton strictement limitée.

- **Second cas**

Le béton armé ne joue que le rôle de structure mécanique, sans rôle d'étanchéité : dans ce cas, la fissuration est admise, étant entendu en contrepartie, qu'il doit être prévu, sur les parois en contact avec le liquide, un revêtement d'étanchéité capable de s'adapter aux légères déformations entraînées par la fissuration de son support. Les exigences vis-à-vis de la fissuration sont alors liées à la nature de ce revêtement (adhérent ou non, souple ou élastoplastique, etc.).

VI.2 : Actions à prendre en compte

Les actions à prendre en compte comprennent :

VI.2 .1 : Les actions permanentes :

— poids propre, poids des superstructures, poids des équipements fixes ;
— éventuellement, poids et poussées des terres ;
— déformations imposées : tassements différentiels, retrait.

VI.2 .2 : Les actions variables :

— poids et poussée du liquide contenu, le cas de l'ouvrage vide étant également à considérer ;
— charges climatiques : vent ; neige.
— charges dues à l'exploitation de l'ouvrage, à l'entretien, et au fonctionnement des installations : variations de poussée de l'eau intérieur à l'ouvrage,

- Charges éventuelles sur le terrain avoisinant,
- Effets thermiques,
- Dépressions et surpressions.

VI.2.3: Les actions accidentelles :

(Séismes, crues, chocs, etc.) Qui sont normalement définies dans les documents particuliers poussée des terres.

VI.3: Les pressions agissant sur le canal :

Dans notre cas nous aurons donc à considères en dehors du poids propre des canaux :

- Les poussées de l'eau agissant de l'intérieure vers l'extérieur.
- Les poussées des terres extérieures agissant de l'extérieur vers l'intérieur.

Dans notre cas les calculs sont faits dans le cas la plus défavorable, c à d répondre la section maximale.

Pour calcul toutes les poussées agissantes sur le canal de l'oued principal, trois cas peuvent se présenter :

1. canal vide avec poussées des terres.
2. canal plein d'eau sans poussées des terres.
3. combinaison des deux cas.

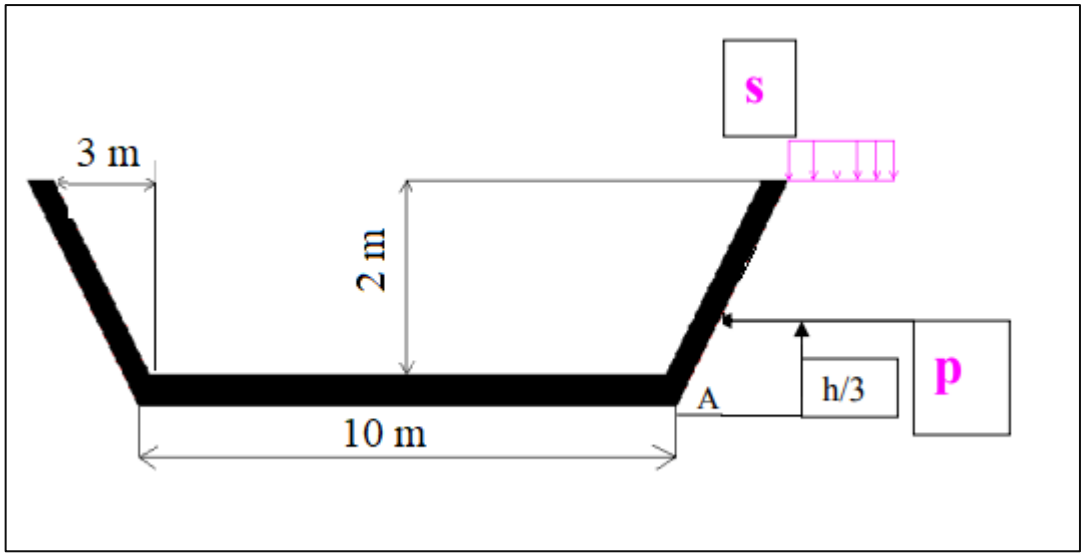


Figure 12

Nous allons effectuer les vérifications de stabilité du canal en considérant :

- **Vérification au glissement**
- **Vérification au renversement**
- **Vérification du poinçonnement**

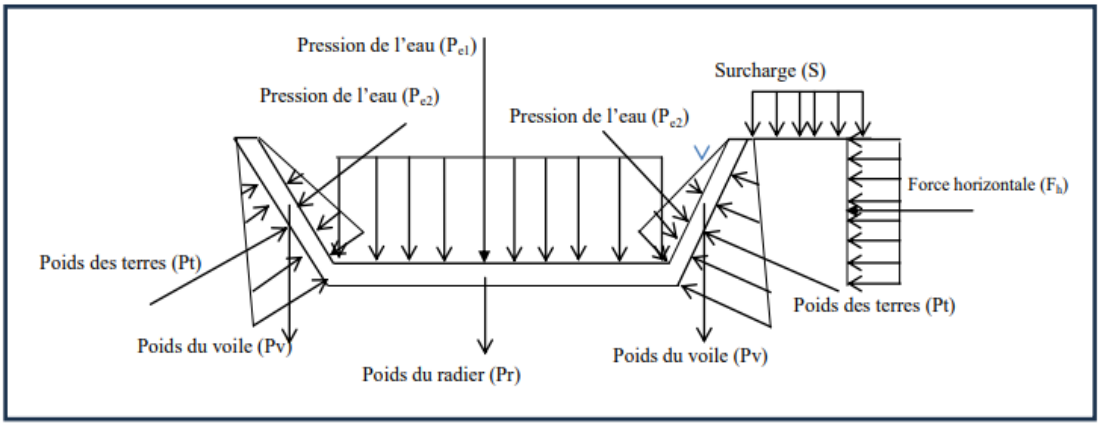


Figure 13

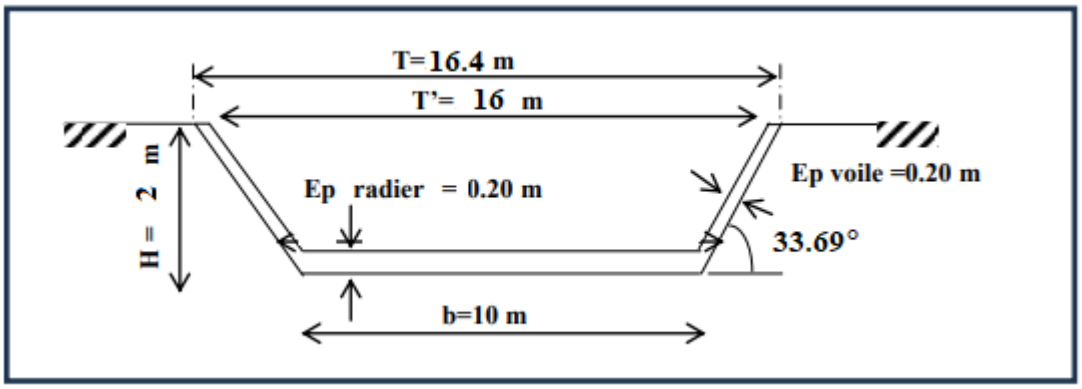


Figure 14

Les valeurs du calcul sont présentées dans le tableau ci-après :

Notation	Désignation	Valeur
Poids des terres	γ_t	18 KN/m^3
La cohésion	C	0
L'angle de frottement	φ	30°
La surcharge	S	10KN/m^2
Poids du béton	γ_b	25KN/m^3
Poids de l'eau	γ_w	10KN/m^3

❖ ***Déterminations des charges qui agissent sur le canal*** **:**

$P_{radier} = \gamma_b \times S_{radier} \times 1$ avec $S_{radier} = b \times ep_{radier} = 2\,m^2$

$P_{voile} = \gamma_b \times S_{voile} \times 1$ avec $S_{voile} = l_1 \times ep_{radier} = 0.724\,m^2$

$g_{eau} = \gamma_w \times h_e$ avec $h_{eau} = 2$ m

$$P_{eau1} = \gamma_w \times V_{eau} \quad \text{avec } V_{eau} = \left(\frac{16+10}{2} \times 2\right) \times 1.0 = 26 m^3$$

$$P_{eau\,2} = \frac{1}{2}\gamma_w \times l_1^2 \text{ avec } l_1 = \sqrt{2^2 + (3)^2} = 3.62m$$

$$P_{terre} = \frac{1}{2}\gamma_t \times K_a \times l_2^2 \text{ avec } l_1 = \sqrt{2^2 + (3)^2} = 3.62m$$

avec $K_a = \tan^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right) = 0.333$

$P_{tx} = P_t \times \sin(33.6) = 81.54 KN$

$P_{ty} = P_t \times \cos(33.6) = 122.31\ KN$

$P_{ex2} = P_{e2} \times \sin(33.6) = 135.58\ KN$

$P_{ey2} = P_{e2} \times \cos(33.6) = 204.06\ KN$

$F_h = S \times K_a \times H = 6.67 KN$

Le tableau suivant représenter les charges calculées :

Tableau VI.2 : Les charges et les surcharges

Notation	**Effort en [KN]**
Poids radié	50
Poids voile	12.25
$P_{eau\ 1}$	260
$P_{eau\ 2}$	245
Poids des terres	39.09
Poids des terres projection / à l'axe X	81.54
Poids des terres projection / à l'axe Y	122.31
P_{e2x} / à l'axe X droite	135.58
P_{e2y} / à l'axe Y droite	204.06
P_{e2x} / à l'axe X gauche	135.58
$P_{e2y\ /}$ à l'axe Y gauche	204.06
F_h due à la surcharge	6.66

Calcul des moments :

- **Déterminations du Moment renversant/o :**

A l'E.L.S :

$$M_{renvELS}/0 = F_h \times \frac{2}{2} + P_{tx} \times y1 + P_{ty} \times (x_1 + 10) + P_{e2x} gauche \times (y_1) + P_{voile}(x') + P_{e2y} gauche \times (x_1)$$

et avec $x_1 = \frac{1}{3} \times l_1 \times \cos(33.6) = 1.94\ m$ & $y_1 = \frac{1}{3} \times l_1 \times \sin(33.6) = 1.29\ m$

et avec $x' = \frac{l_1}{2} \times \cos(33.6) = 2.91\ m$

$M_{renvELS}/0 = 217866\ KN.m$

A l'E.L.U :

$$M_{renvELU}/0 = 1.35\times\left(P_{tx}\times y_1 + P_{ty}\times(x_1+10) + P_{voile}(x')\right) + 1.5\times\left(F_h\times\frac{3.4}{2} + P_{e2x}gauche\times(y_2)\right)$$

$$1.5\times\left(P_{e2y}gauche\times(x_1)\right)$$

$$M_{renvELU}/0 = 3027.79 \text{ KN.m}$$

- **Déterminations du Moment stabilisateur/o :**

A l'ELS :

$$M_{stabilELS}/0 = P_{e2x}droite\times(y_1) + P_{e2y}droite\times(x_1+10) + P_{radier}(10/2) + P_{e1}(10/2)$$

$$+ P_{tx}\times y1 + P_{ty}\times x_1 + P_{voile}(x'+10)$$

$$M_{stabilELS}/0 = 471499 \text{KN.m}$$

A l'ELU:

$$M_{stabilELU}/0 = 1.35\times\left(P_{radier}(10\times0.5) + P_{tx}\times y1 + P_{ty}\times x_1 + P_{voile}(x'+10)\right)$$

$$1.5\times\left(P_{e2x}droite\times(y_1) + P_{e2y}droite\times(x_2+10) + P_{e1}(10/2)\right)$$

$$M_{stabilELU}/0 = 688039 \text{KN.m}$$

Le tableau suivant représente le calcul des moments stabilisateurs et des moments de renversement calculé à l'ELU et l'ELS :

Tableau VI.3 : Les résultats des moments calculés à l'ELU et l'ELS

L'ELS	Moment stabilisatrice	4714.99 KN.m
	Moment de renversement	2178.66 KN.m
L'ELU	Moment stabilisatrice	6880.39
	Moment de renversement	3027.76 KN.m

VI.4. la stabilité au renversement :

La vérification de la stabilité de notre canal trapézoïdale a été réalisée selon la méthode classique.

a) Vérification de la stabilité au renversement par la méthode classique :

On doit satisfaire la condition suivante :

$$\frac{\sum Moments stabilisatrices}{\sum Moments déstabilisatrices} \geq F_R = 1.5$$

- **Le moment stabilisant à l'ELS** :

$$M_{stabilELS}/0 = 471499 KN.m$$

- **Moment déstabilisant à l'ELS :**

$$M_{renvELS}/0 = 2178.66\ KN.m$$

Alors

$\frac{M_{stabilELS}/0 = 471499 KN.m}{M_{renvELS}/0 = 217866\ KN.m} = 2.167 > 1.5 \Rightarrow$ D'où la stabilité du canal est vérifiée contre le renversement.

VI.5. la stabilité au glissement :

La vérification de la stabilité de notre canal trapézoïdale a été réalisée selon la méthode classique.

a) **Vérification de la stabilité au glissement par la méthode classique :** On doit satisfaire la condition suivante :

$$F_G = \frac{\sum forces stabilisatrices (verticales = T)}{\sum forces déstabilisatrices (horizontales = R_H)} > F_R = 1.5$$

$$F_G = \frac{(c + \sigma_n \tan(\varphi)) \times A}{R_H} > F_R = 1.2 \text{ avec } A = B \times 1 \text{ et } \varphi : \text{angle de frottement sol/fondations}$$

$$\text{d'où } F_G = \frac{C \times B + N \tan(\varphi)}{R_H} > F_R = 1.2$$

$$\text{Finalement } F_G = \frac{N \tan(\varphi)}{R_H} > F_R = 1.2 \text{ car } c = 0$$

$$N = P_{e2y} droite + P_{e2y} gauche - 2 \times P_{ty} + P_{e1} + P_{radier} + 2 \times P_{voile}$$

$$N = 498\ KN$$

$$R_H = F_h = 6.66 KN$$

$F_G = \frac{N \tan(\varphi)}{R_H} = 43.17 > 1.5$ D'où la stabilité au glissement est vérifiée.

VI.6. La stabilité au poinçonnement :

La vérification de la stabilité de notre canal trapézoïdale au poinçonnement a été réalisée selon la méthode classique.

La stabilité au poinçonnement par la méthode classique : on doit satisfaire la condition suivante :

$$\sigma_{1,2} = \frac{N}{100 \times B}\left(1 \pm \frac{6e}{B}\right) \text{avec : } e = \frac{M_G}{N} \text{ et B la largeur du canal en bas}$$

Avec la contrainte admissible du sol est prise égale à σ_{sol}=200Kpa

Déterminations des efforts résultants au centre de gravités de la base de la fondation :

à l'ELS :

$$N_{/G} = P_{e2y}droite + P_{e2y}gauche - 2\times P_{ty} + P_{e1} + P_{radier} + 2\times P_{voile} = 498KN$$

$$M_{/G} = F_h \times H/2 = 6.66 \text{ KN.m}$$

$$e = \frac{6.66}{498} = 0.013m$$

D'où :

$$\sigma_1 = \frac{N}{100\times B}\left(1+\frac{6e}{B}\right) = \frac{498}{1\times 10}\left(1+\frac{6\times 0.013}{10}\right) = 50.19KPa$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{100\times B}\left(1-\frac{6e}{B}\right) = \frac{498}{1\times 10}\left(1-\frac{6\times 0.013}{10}\right) = 49.41KPa$$

$$\sigma_{moy} = \frac{3\sigma_1+\sigma_2}{4} = 49.99KPa < \sigma_{sol} = 200KPa$$

à l'ELU :

$$N_{/G} = 1.35\times\left(2\times P_{voile} + P_{radier} - 2\times P_{ty}\right) + 1.5\times\left(P_{e2y}droite + P_{e2y}gauche + P_{e1}\right) = 772.51KN$$

$$M_{/G} = 1.5\left(F_h \times H/2\right) = 9.99 \text{ KN.m}$$

$$e = \frac{28.871}{1024.66} = 0.013m$$

D'où :

$$\sigma_1 = \frac{N}{100\times B}\left(1+\frac{6e}{B}\right) = \frac{772.51}{1\times 10}\left(1+\frac{6\times 0.013}{10}\right) = 77.85KPa$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{100\times B}\left(1-\frac{6e}{B}\right) = \frac{772.51}{1\times 10}\left(1-\frac{6\times 0.013}{10}\right) = 76.65KPa$$

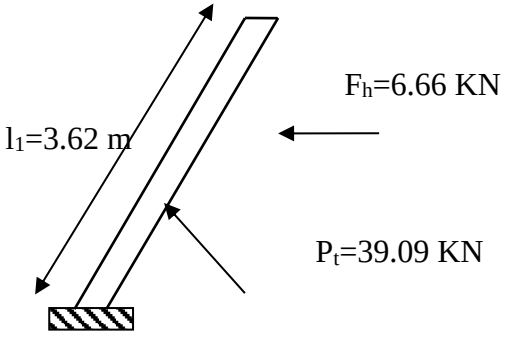
$$\sigma_{moy} = \frac{3\sigma_1+\sigma_2}{4} = 77.55KPa < 1.5\times\sigma_{sol} = 300KPa$$

Donc la stabilité au poinçonnement est vérifiée selon les deux états limites.

VI.7. Le ferraillage du canal :

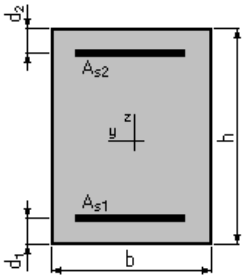
Déterminations du moment à l'encastrement à vide (sans prise en compte de l'eau)

$$\text{à l'elu} \Rightarrow M_{encastrement} = 1.35\left(P_t \times \frac{l_1}{3}\right) + 1.5\times F_h \times \left(\frac{H-ep}{2}\right) = 248.85KN.m$$



VI.7.1 Ferraillage des voiles :

On prend une bande de 1m



b = 100.0 (cm)
h = 20.0 (cm)
d_1 = 3.0 (cm)
d_2 = 3.0 (cm)

M_e =248.85 KN.m = 24.885 t.m

$$\sigma_{bc} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{\gamma_b} \text{ Alors } \sigma_{bc} = 14.2 \text{ MPa}$$

$$\mu = \frac{M_e}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} \text{ Alors } \mu=0.606 > \mu_l=0.391 \text{ Asc} \neq 0$$

Armature comprimé :

A_{sc}=18.06cm² on choisie 6T20 $A_{choisie}$ =18.85cm²,

A_{rep}= $A_{choisie}$/4=4.71cm² notre choix est 6T12 es=15cm, alors A_{sc}=18.85 cm^2 et A_{rep}=6.79cm²

A_{Smin}=0.20.B = 4cm² alors A_{Smin}=0.20bd.$\frac{f_{tj}}{fe}$

A_{smin} =1.785cm^2

A_s=max (A_s.A_{smin})= 18.85cm²

Armature tendue :

A_{st}=45.32cm² on choisie 6T32

VI.7.2 Ferraillage du radier :

$$\sigma_{moy} = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} = 103.33 \text{KPa} = 1.033 \text{bars}$$

$$\sigma_{moy} = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} = 103.33 \text{KPa} = 1.033 \text{bars}$$

$$q_u = \sigma_{moy} \times 100 = 103.3 \text{ kg/cm}$$

$$M_u = \frac{q_u \times l^2}{8} = 392024.91 \text{Kg.cm}$$

$$\mu = \frac{M_u}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} \text{ Alors } \mu=0.270 < \mu_l=0.391 \text{ pivot A y'a pas d'acier comprimé}$$

$$A_s = \frac{M_u}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{392024.91}{0.839 \times 32 \times 347826} = 41.98 \text{cm}^2 \text{ Alors on 6T32 es=15cm}$$

A_s=48.25 cm^2 A_{rep}=48.25/4=12.06 cm² on choisie 6T16

$A_{smin} = 0.23bd.\frac{f_{tj}}{fe}$

$A_{smin} = 3.86\ cm^2$

Alors $A_s = max\ (A_s.A_{smin})$

$q_u = \sigma_{moy} \times 100 = 103.3\ kg/cm$

$M_u = \frac{q_u \times l^2}{8} = 39202491 Kg.cm$

$\mu = \frac{M_u}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}}$ Alors $\mu = 0.270 < \mu_l = 0.391$ pivot A y'a pas d'acier comprimé

$A_s = \frac{M_u}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{39202491}{0.839 \times 32 \times 347826} = 41.98 cm^2$ Alors on 6T16 es=15cm

$A_s = 48.25\ cm^2$ $A_{rep} = 48.25/4 = 12.06\ cm^2$ on choisie 6T16

$A_{smin} = 0.23bd.\frac{f_{tj}}{fe}$

$A_{smin} = 3.86\ cm^2$

Alors $A_s = max\ (A_s.A_{smin})$

Conclusion :

La conclusion de ce chapitre dédié à l'étude de génie civil pour l'aménagement du cours d'eau marque une étape clé de notre mémoire, où nous avons plongé dans les aspects techniques et structurels de notre projet. L'objectif était de définir les infrastructures nécessaires pour concrétiser notre vision d'un cours d'eau réhabilité et harmonieusement intégré dans son environnement. Dans notre cas L'étude de stabilité de génie civil réalisée offre une approche complète et rigoureuse pour évaluer la résistance et la stabilité des structures et ouvrages associés à l'aménagement du cours d'eau. Cette méthodologie permet de garantir une analyse approfondie et une prise en compte des normes de sécurité les plus récentes.

CHAPITRES VII :

ORGANISATION DE CHANTIER

Chapitres VII : Organisation de chantier

Introduction

L'organisation du chantier consiste à prévoir les ressources nécessaires (humaines, matérielles et matérielles) et à établir un rythme de travail pour une utilisation efficace de ces ressources dans le but de la rapidité, de la qualité et de l'économie.

VII.1. Généralité

VII.1.1.1. Maitre de l'ouvrage

Le client (promoteur, constructeur...). Son rôle est de

• Répondre aux besoins de construction.
• Planifier les investissements
• Décider du chef d'œuvre ou du bureau d'étude.
• Financer les travaux.

VII.1.1.2. Maitre d'ouvre

C'est une personne physique ou morale qui est chargée de terminer les travaux dans des conditions claires. Son rôle est :

- Gérer les travaux.
- Déterminer si le projet est réalisable.
- Vérifier la conformité des ouvrages.

VI.1.1.3. Entrepreneur

C'est une personne physique ou morale qui est chargée de terminer les travaux dans des conditions claires. Son travail est :

- Etudier le prix du projet.
- Déterminer les coûts unitaires nécessaires à la réalisation de chaque projet.
- Créez des plans pour l'installation du chantier.
- Réaliser les ouvrages prévus.

L'utilisation d'engins mécaniques de grande taille réduira considérablement le coût et le temps des travaux.

Tableau VI.1. Engins utilisés.

Taches	Engins	Action
Travaux de préparation	Dozers	Enlever les obstacles et les herbes
	Chargeur	
Terrassement	Pelles	Donner la forme exacte du canal
	Niveleuse	
	Camions	
	Dozers	
Compactage	Compacteur à pied	Consolider les berges de l'oued pour éviter l'affaissement
	Tous types de compacteurs à rouleaux lisses	

VII.2. Devis quantitatif et estimatif du projet

Les estimations des prix des ouvrages et aménagements donnés :

- Prix unitaire des terrassements.
- Prix unitaire de fourniture et pose de (gabionnage, tout venant).

Le tableau suivant donne les montants de réalisation de la variante retenue.

Tableau VII.6. Estimation de Devis de projet.

Désignation des travaux	Unité	Quantité	Prix unitaire (DA)	Montant (DA)
Terrassement	**m ^{3}**	4303	250	**1.075.750,00**
	m ^{3}	33216	200	**6.643.200,00**
Béton de propreté	**m ^{3}**	2137	6000	**12.822.000,00**
Béton armé	**m ^{3}**	3268,2	30000	**98.046.000**
Montant Totale				**118586950**
TVA 19%				**22531520,50**
Total TTC				**141.118.470,50**

VI.3. Planification

La planification des travaux est un moyen de rechercher constamment la meilleure façon d'utiliser la main-d'œuvre et les autres moyens de mise en œuvre avec économie pour assurer l'efficacité de l'action à entreprendre. Son objectif est de s'assurer que les travaux sont terminés à temps et économiquement.

- Installer les postes de travail.
- L'observation immédiate.
- L'évaluation des tâches.
- Chronométrer.

Il existe deux principales méthodes de planification à savoir :

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

VII.3.1.1. Méthodes basées sur le réseau

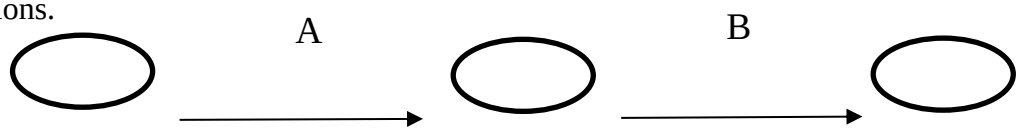
VII.2.2.1.1 Définition

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

On distingue deux types de réseaux :

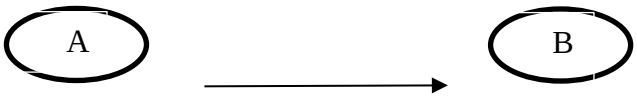
- **Réseau à flèches**

Une flèche représente une opération et les nœuds représentent la succession des opérations.



b. Réseau à nœuds

Un nœud représente l'opération et les flèches représentent la succession des opérations L'opération A doit être terminée avant que l'opération B puisse commencer.



VII.2.2.1.2 Construction du réseau

Les six opérations suivantes doivent être effectuées pour construire un réseau :

• Créer une liste de tâches : Dans cette première étape, il est prévu de réaliser un inventaire exhaustif et approfondi de toutes les tâches nécessaires à la réalisation d'un projet.

• Détermination des tâches antérieures :

Il est difficile de déterminer si les tâches antérieures doivent être successives ou convergentes après avoir établi une liste de tâches à accomplir.

• Créer des graphes partiels.

• Le regroupement des graphes partiels.

• Définir les tâches nécessaires pour le début et la fin de l'ouvrage.

• Création d'un réseau.

VII.2.2.1.3 Différentes méthodes basées sur le réseau

• Méthode C.P.M (Méthode française)

Cette technique vise à réduire la durée nécessaire pour terminer un travail en prenant en compte trois étapes distinctes.

- La première étape consiste à déterminer le personnel requis pour accomplir le travail en question.
- La deuxième étape consiste à analyser le réseau de manière systématique, jour par jour, selon l'unité de temps choisie.
- La troisième étape consiste à ajuster le réseau aux exigences ou limites imposées par l'entreprise.

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

C'est-à-dire technique d'ordonnancement des tâches et contrôle des programmes, c'est une technique consistant à organiser plusieurs tâches en réseau qui, grâce à leur ordre chronologique et leur dépendance, conduisent toutes à l'obtention d'un produit fini.

VII.2.2.1.4 Méthodes basées sur le graphique

a. Méthode linéaire (ligne of balance technique) :

Le but de cette méthode est de planifier des projets de construction avec des travaux répétés.

b. Méthode à barres :

Cette méthode utilise un diagramme à barres (Plan de travail) et deux réseaux.

VII.3.1.2. Les étapes de la planification

Le processus de planification des travaux à réaliser comprend les étapes suivantes.

VII.3.1.2.1 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 du projet.

VII.3.1.2.2 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.

VII.3.1.2.3 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.

VII.3.1.4. Diagramme de Gantt

Le diagramme de Gantt, qui est fréquemment utilisé en gestion de projet, est l'un des outils les plus efficaces pour représenter visuellement l'état d'avancement des différentes activités (tâches) qui composent un projet. La colonne de gauche du diagramme énumère toutes les tâches à accomplir, tandis que la ligne d'en-tête représente les unités de temps les plus appropriées au projet, telles que les jours, les semaines et les mois. Une barre horizontale représente chaque tâche, dont la position et la longueur indiquent la date de début, la durée et la fin. Ainsi, on peut voir d'un coup d'œil ce schéma :

- Les diverses tâches à considérer.
- Le début et la fin de chaque tâche.
- La durée prévue de chaque tâche
- L'intersection potentielle des tâches et la durée de cette intersection.
- La date de début et la date de fin du projet.

En résumé, un diagramme de Gantt répertorie toutes les tâches nécessaires pour terminer le projet, ainsi que la date à laquelle ces tâches doivent être terminées.

La méthode de planification CPM vise à augmenter le rendement du travail et à réduire le temps et les coûts de projet. Afin de construire un réseau, il est nécessaire de fixer les différentes responsabilités des travaux. Ces derniers sont inclus dans la représentation.

VII.4. Conclusion

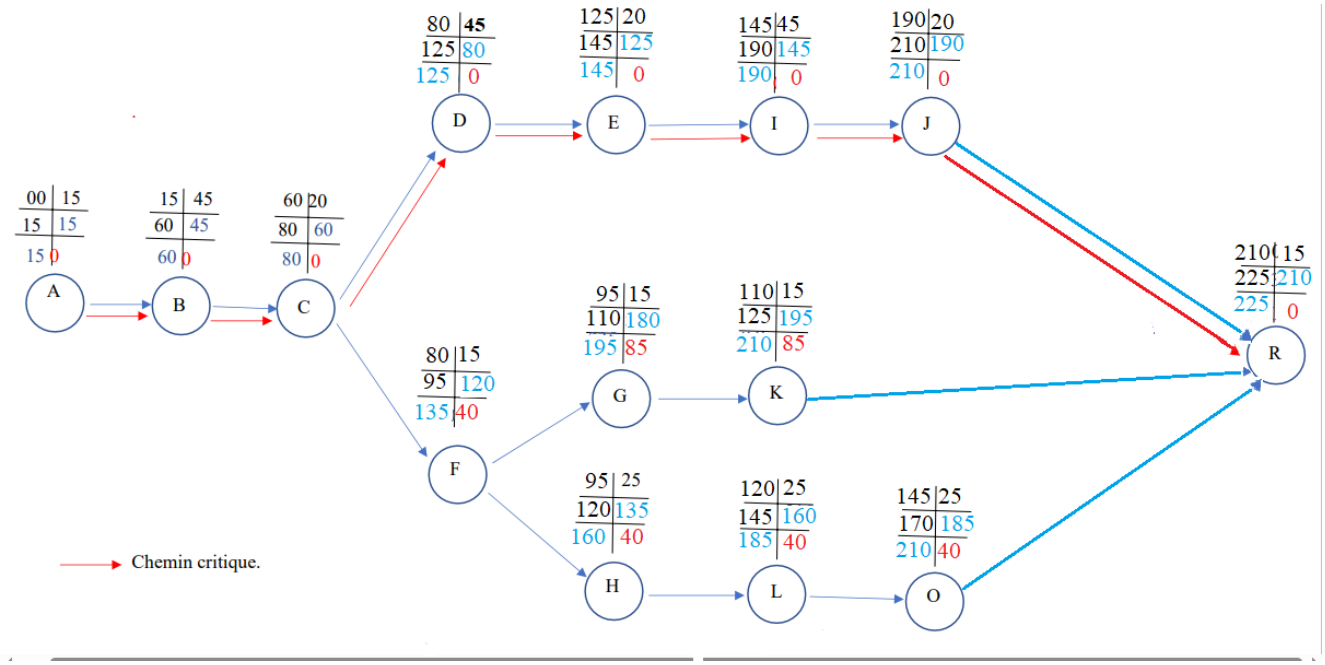
L'exécution d'un ensemble de travaux à l'aide d'une gestion rationnelle du temps nécessite des ressources humaines, techniques et matérielles pour atteindre l'objectif ultime de terminer le projet dans les délais prévus, tout en réduisant les coûts d'investissement initiaux. Après avoir terminé cette section, nous avons pu estimer le coût total du projet d'aménagement De l'Oued de « Ghilassa » à **141.118.470,50** DA et un délai de réalisation de 8 mois.

Tableau VI. 3. Liste des opérations avec leurs durées.

Désignation de l'opération	Code	Durée (Jours)
Installation du chantier	A	15
Travaux de terrassement sur tronçon 1 OUED GHILASSA	B	45
Compactage sur tronçon 1 OUED GHILASSA	C	20
Travaux de terrassement sur le tronçon 2 OUED GHILASSA	D	45
Compactage sur le tronçon 2 OUED GHILASSA	E	20
Exécution de lit du béton de propreté de tronçon 1 OUED GHILASSA	F	15
Exécution de béton armé pour le tronçon 1 OUED GHILASSA	G	15
Travaux de terrassement sur le tronçon 3 OUED GHILASSA	H	25
Compactage sur le tronçon 3 OUED GHILASSA	I	45
Exécution de lit du béton de propreté de Le tronçon 3	J	20
Exécution de béton armé pour le canal du tronçon 2 OUED GHILASSA	K	15
Exécution de béton armé pour le tronçon 2 OUED GHILASSA	L	25
Exécution de béton armé pour le tronçon 3 OUED GHILASSA	O	25
Déménagement du chantier	R	15

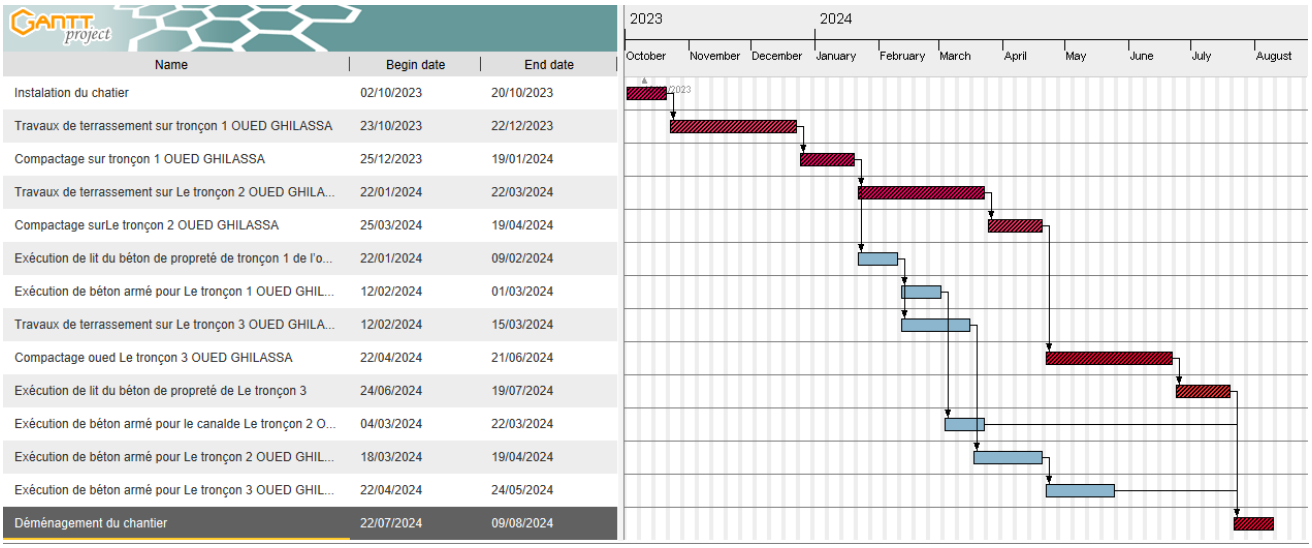
Tableau VI. 4 Succession des taches.

Opération	Durée (Jours)	Précède
A	15	B
B	45	C
C	20	D, F
D	45	E
E	20	I
F	15	G, H
G	15	K
H	25	L
I	45	J
J	20	R
K	15	R
L	25	O
O	25	R
R	15	-



Figures VII.1 Réseau de planification des taches par la méthode CPM.

Par le logiciel GANTT PROJECT on a sortie le diagramme de Gantt



Name	Begin date	End date
Instalation du chatier	02/10/2023	20/10/2023
Travaux de terrassement sur tronçon 1 OUED GHILASSA	23/10/2023	22/12/2023
Compactage sur tronçon 1 OUED GHILASSA	25/12/2023	19/01/2024
Travaux de terrassement sur Le tronçon 2 OUED GHILA...	22/01/2024	22/03/2024
Compactage surLe tronçon 2 OUED GHILASSA	25/03/2024	19/04/2024
Exécution de lit du béton de propreté de tronçon 1 de l'o...	22/01/2024	09/02/2024
Exécution de béton armé pour Le tronçon 1 OUED GHIL...	12/02/2024	01/03/2024
Travaux de terrassement sur Le tronçon 3 OUED GHILA...	12/02/2024	15/03/2024
Compactage oued Le tronçon 3 OUED GHILASSA	22/04/2024	21/06/2024
Exécution de lit du béton de propreté de Le tronçon 3	24/06/2024	19/07/2024
Exécution de béton armé pour le canalde Le tronçon 2 O...	04/03/2024	22/03/2024
Exécution de béton armé pour Le tronçon 2 OUED GHIL...	18/03/2024	19/04/2024
Exécution de béton armé pour Le tronçon 3 OUED GHIL...	22/04/2024	24/05/2024
Déménagement du chantier	22/07/2024	09/08/2024

Figure VII.15. Diagramme de GANTT par le logiciel GANTT PROJECT.

Conclusion générale

L'eau est universellement reconnue en tant que support de vie et facteur régulateur du développement d'un pays. Il est impératif de protéger les sites urbains contre les crues et les inondations pour réduire les risques humains, matériels et économiques.

En réalité, la protection contre les inondations implique la préservation du patrimoine, de l'architecture et de la survie des êtres humains. C'est pour ces multiples raisons qu'on an abordé ce sujet qui risque de porter atteinte à l'homme et à l'environnement dans lequel il évolue pour la moindre négligence et l'inattention.

Cette étude a souligné l'importance d'entretenir Oued « Ghilassa » qui traverse la ville « Ghilassa » afin de résoudre le problème des inondations.

Nous avons divisé notre travail en trois étapes essentielles :

À l'aide de l'étude des crues, nous avons d'abord estimé le débit de crue maximal à évacuer par les cours d'eau.

Dans le chapitre sur les variantes d'aménagement, nous avons évoqué l'étude hydraulique en relation avec l'oued « Ghilassa ».

Une analyse technico-économique a privilégié le tracé trapézoïdal du canal en béton parmi trois plans proposés. Ce canal trapézoïdal en béton sur une longueur de 1257 m a été évalué à **141.118.470,50** DA.

Après le dimensionnement de canal on a fini par le choix des armatures par un calcul de ferraillage de ce dernier.

Références bibliographiques

1. Direction Départementale des Territoires et de la Mer de l'Hérault. Décembre 2012 « Etude de définition des zones inondables du bassin versant du Libron ». Commune de Boujan-sur-Libron.
2. HALOUCHE BACHIR, 2007, Cartographie des zones inondables de la pleine de sidi bel abbés par l'approche hydro géomorphologique, Mémoire de magister, spécialité : hydraulique, université de SIDI BEL ABBES.
3. Ledoux. B., (2006) : « La gestion du risque inondation » Edition TEC et DOC 11 rue Lavorisier-Paris.
4. Touaïbia, B., 2004. Manuel pratique d'hydrologie. Guerouaou. Blida
5. YAHIAOUI, Abdelhalim, 2012. Inondation Torrentielles, cartographie des zones vulnérables en Algérie du Nord (cas de l'oued Mekerra, Wilaya de Sidi Bel Abbès). Thèse de doctorat, Ecole Nationale Polytechnique. 210p [Consulté le 05 mai 2020].

Références sitographies

1. http://www.wikipedia.org
2. http://www.reart66.fr/l-entretien-des-rivieres/le-role-de-la-vegetation-des-rives-constituant-la-ripisylve.html
3. https://www.futura-sciences.com/planete/definitions/classification-vivant-arbre-14137/

ANNEXE

La série utilisée :

Station pluviométrique BORDJ GHEDIR 050904 P Totaux (mm) Données traités													
Année/mois	sept	oct	nov	dec	janv	fev	mars	avril	mai	juin	juil	aout	annuel
1970	2	48.5	3	38.2	51.4	4.3	33.3	59.3	42.2	11	12.1	0	305.3
1971	13.5	38.5	70	56.8	83.4	34	39.8	51.4	49.4	45.5	2.5	1.2	486
1972	31.7	44.6	27.9	47.7	19.8	29.5	54.5	34.3	1.3	68	0	2.8	362.1
1973	44.3	0	13.9	47.9	1.8	43.5	90.1	60.9	15.6	30.7	3.5	0.3	352.5
1974	29.1	52	17.9	4.9	9.6	51.9	21.1	11.4	46.4	3.8	19.4	2.4	269.9
1975	37	13.2	49	41.3	4.3	76.4	39.7	100	97.8	50.9	27.2	34.1	570.9
1976	26	28.9	49.2	32.8	185.3	1.7	3.1	31.8	36.7	16.1	0	9.4	421
1977	3.3	20.5	63.7	3.5	14.5	13.9	12.8	82.6	27.2	4.5	0	10.1	256.6
1978	2.6	52.9	9.1	11.3	67.7	27.4	42.3	85.3	18.6	57.3	1.6	2	378.1
1979	51.3	38.8	16.9	5.4	18.9	16.7	54.7	50.6	47.9	6.4	1	0	308.6
1980	24.7	3	74.3	85.9	3.9	66.8	33.8	32.2	25.5	12.4	2	11.3	375.8
1981	22.3	35.6	1.5	33.5	43.4	38.5	63.4	74.1	88.4	15	1.4	1.5	418.6
1982	78.8	49.2	93.4	29.7	0	64.6	17.6	51.4	19.7	10.7	1.6	37.8	454.5
1983	0	12.2	16.1	9	54.3	58.1	24.6	35.9	26.8	6.5	5.5	8.6	257.6
1984	1.5	28.9	36.2	41.6	56.5	21.9	77.9	29.6	68.5	3.3	0	0	365.9
1985	88.2	57.6	56.5	70.4	35.2	27.7	109.9	11.7	23.5	31.1	6	2.2	520
1986	22.1	42.3	50.1	59.3	64	63.6	5.4	28.2	42.8	6.3	22.4	4.5	411
1987	10.1	35.1	75	109.5	21.2	19.2	27.1	40.4	46	29.5	0	0	413.1
1988	13	9.8	36.2	69.7	8.2	31.7	20.2	110.2	4.5	55.2	9.2	20.3	388.2
1989	33.2	16.3	26.1	35.6	71.3	0	29.1	66.1	99.6	4.6	7.6	7	396.5
1990	12.5	8	65.8	91.5	6.6	45.7	93.9	28.3	21.9	7.2	0.6	7.2	389.2
1991	29.7	134.3	19.7	19.3	47.3	33.1	35.7	37.7	72.8	22	45	0.3	496.9
1992	46.9	11.4	49.4	51	9.3	29.1	27.3	12.9	35.2	10.4	3.6	1	287.5
1993	29.3	7.9	61.6	49.6	27.5	40	20.3	9	0	0	0	7	252.2
1994	96.2	82.7	7.8	15.1	21.4	17.7	51.9	21.2	4.6	19	0	2.4	340
1995	86.3	14.9	13.4	48	90.8	48	37.7	50.5	93.1	15.3	16.7	18.6	533.3
1996	32.4	28.9	36.2	41.6	39.2	32.1	38.6	43.1	40.1	19	6.8	7.2	365.2
1997	32.4	28.9	36.2	41.6	39.2	32.1	38.6	43.1	40.1	19	6.8	7.2	365.2
1998	34.6	9.2	17.2	16	63.8	10.9	26.2	10.9	6.2	6	0	7.4	208.4
1999	48.9	33.5	50.7	76.1	1.5	0.6	20.2	15.4	95.2	1.2	1	10.9	355.2
2000	21.9	23.1	13	47.2	53.9	13.2	5.3	15.4	6.3	1.1	6.4	6.4	213.2

Station pluviométrique BORDJ GHEDIR 050904 P max J (mm) Données traités													
Année/mois	sept	oct	nov	dec	janv	fev	mars	avril	mai	juin	juil	aout	annuel
1970	2	34.5	3	10.4	15.7	2	10.6	32	20.8	6	9.8	0	34.5
1971	5.7	11.5	24.1	27	33.6	16.5	13.4	8.5	19	22.9	2.5	0.8	33.6
1972	13.6	14.4	15.8	10.1	6.9	6.4	11.5	14.1	0.9	49.2	0	2.5	49.2
1973	42.2	0	9.2	11	1.8	8	46	17.5	10.4	17.3	3.5	0.3	46
1974	13.7	18.9	9.4	1.8	4.7	14.5	5.3	4.3	15.4	3.3	12.1	2.4	18.9
1975	18	13.2	16.7	10.8	1.2	29.9	16.2	28.2	22	48.7	9.6	20.6	48.7
1976	12.5	13.5	23.8	14.5	36.9	1	2.3	18.2	23.7	5.2	0	7.6	36.9
1977	3	17.9	25.6	2.6	6.7	6.1	4	25.7	10.4	4.5	0	10.1	25.7
1978	1.6	14.3	4.5	4.5	26.7	5.2	10	29.5	6	37.3	1.6	1.5	37.3
1979	26.9	12.7	4.2	2	6.1	6.3	22.8	14.4	12.7	6.4	1	0	26.9
1980	10	2	19.5	23.2	1	22	19.6	9	9.7	9	2	5.8	23.2
1981	8.8	15.9	1.5	10.7	12.5	18.6	47.2	25.5	33.5	13.7	1.4	1.5	47.2
1982	29.1	22.4	48	10.2	0	24.5	5.9	31	7.2	8	1.6	23.6	48
1983	0	5	5.5	6	22.5	30.6	10.6	13.5	13	6.5	5.5	3.4	30.6
1984	1.5	13.5	0	0	19.1	12.3	16.5	14.5	12	3.3	0	0	19.1
1985	45.6	29.8	28	47.4	16.9	9.3	32	8	19.6	14	6	2.2	47.4
1986	16.6	11.8	17.5	24.9	24.7	16.3	2.5	12	22.2	3.2	18.7	4.5	24.9
1987	3.6	21	21.8	46.5	8.9	14.8	6.2	23	20	20	0	0	46.5
1988	12	6	22	20	3.1	13	8.5	52	2.6	21.6	6.6	17.5	52
1989	22	6	12	10	26.5	0	16	19.6	27.4	1.4	5.6	6.4	27.4
1990	7	6	14	22.8	3.3	10.7	31.9	7	11.6	4	0.6	0	31.9
1991	9.6	43	11	8.6	15.1	18	12.7	12.2	20	22	14.4	0.3	43
1992	20	6.5	30	22.5	6.6	12	12.6	5.5	15.5	6	2.6	1	30
1993	12.5	7.6	20	24	11	13	10.7	4	0	0	0	7	24
1994	42	42	3	7	7.6	6.4	10	15	2.6	10.5	0	1.3	42
1995	27	9.6	5.2	31	28.6	11	11	17	55	5	10.7	10.5	55
1996	15.9	13.5	14.7	15.5	12.7	11.6	14.3	16.7	16.5	12.2	4.2	4.9	16.7
1997	15.9	13.5	14.7	15.5	12.7	11.6	14.3	16.7	16.5	12.2	4.2	4.9	16.7
1998	18.4	5	8.3	5.9	9.6	3.5	5.8	10.9	2.6	2.8	0	3	18.4
1999	28.6	10.8	20	23	0.6	0.6	10	4	58.6	1	1	6	58.6
2000	7.6	4.2	2.6	12	9.6	4.6	3	8	3.6	1.1	6.4	3.4	12

Valeurs de Z utilisé dans la formule de GRAVILOVICH

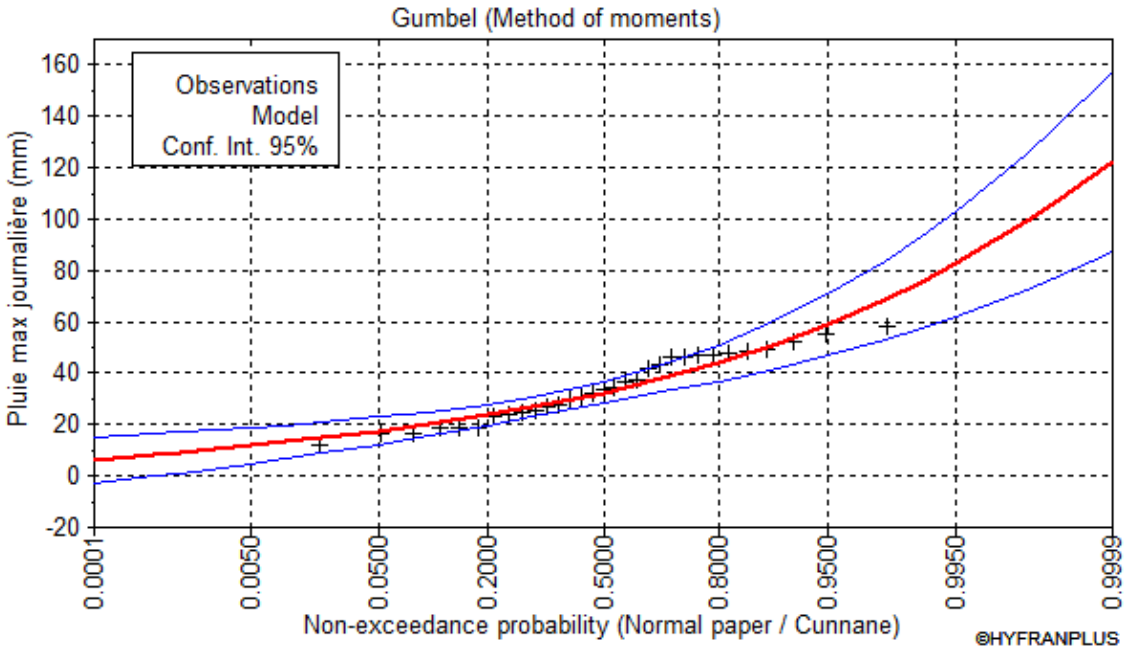
Tab. 7.4 Intensité du processus d'érosion

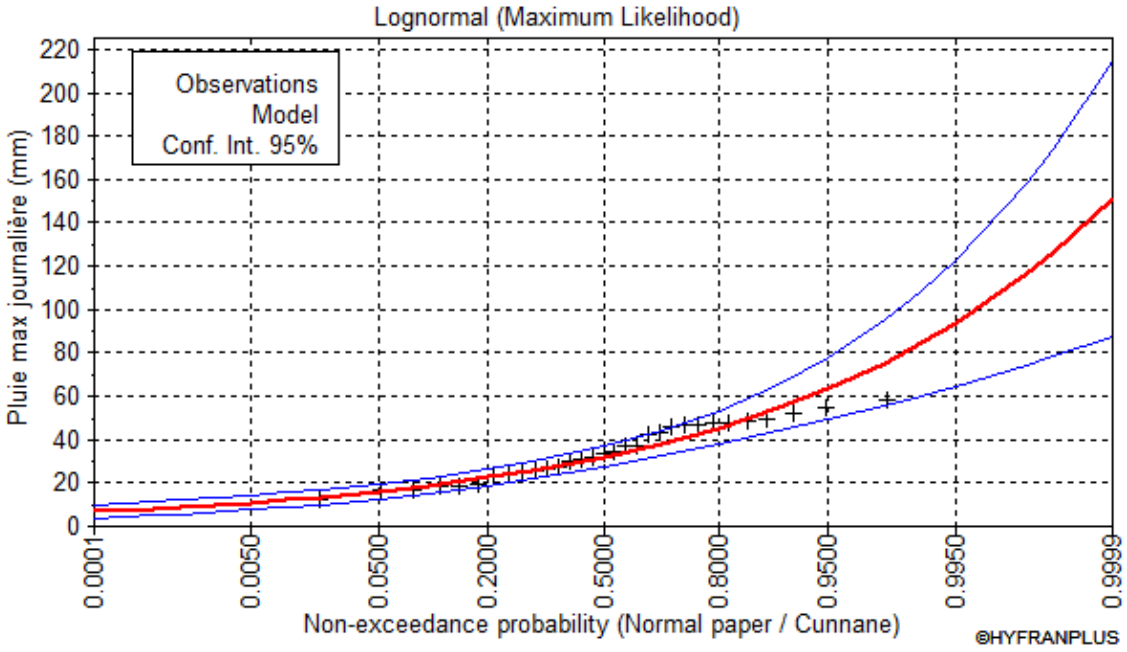
Catégorie de destruction	Intensité du processus d'érosion dans le lit et sur le bassin versant	Coefficient d'érodibilité Z	Valeur moyenne du coefficient Z	Débit solide specifique $m^3/Km^2.an$
I	Erosion excessive	1.01 à 1.50 et au delà	1.25	< 3000
II	Erosion forte	0.71 à 1.00	0.85	1500 à 3000
III	Erosion moyenne	0.41 à 0.70	0.55	1000 à 1500
IV	Erosion faible	0.20 à 0.40	0.30	500 à 1000
V	Erosion très faible	0.01 à 0.19	0.10	0 à 500
VI	Retenues	0.00	0.00	0.00

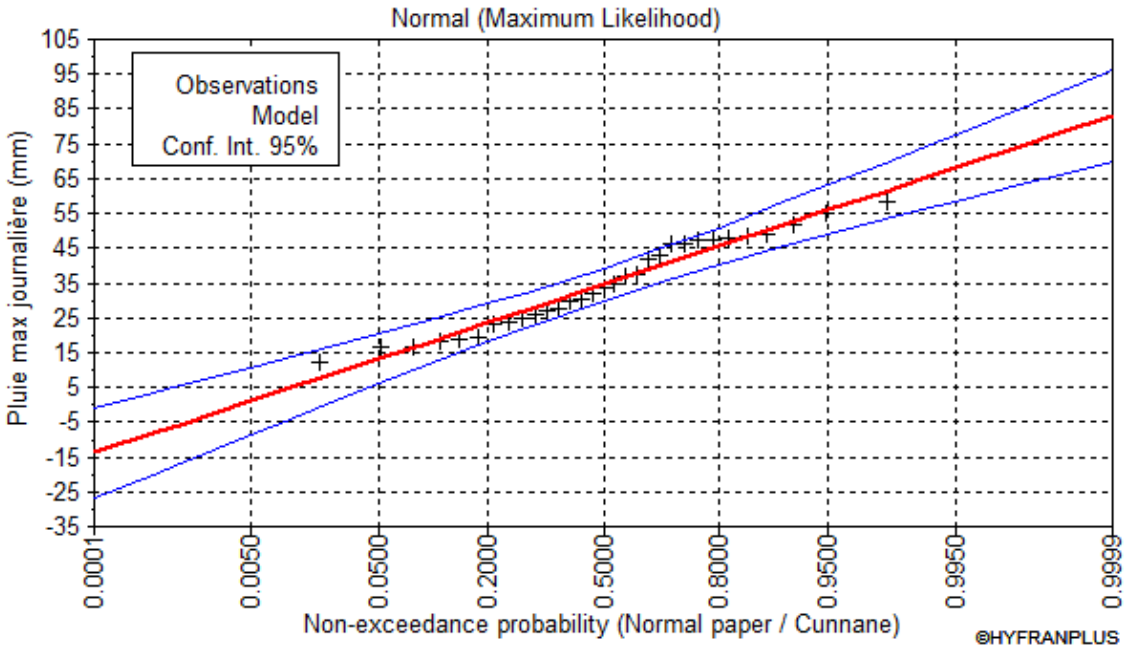
Homogénéisation des données pluviométriques (test de Wilcoxon)

Rang	série original	séries-Y	série X	Classée	X union Y
1	**305.3**	411	**305.3**	570.9	**X**
2	**486**	413.1	**486**	533.3	Y
3	**362.1**	388.2	**362.1**	520	Y
4	**352.5**	396.5	**352.5**	496.9	Y
5	**269.9**	389.2	**269.9**	486	Y
6	**570.9**	496.9	**570.9**	454.5	**X**
7	**421**	287.5	**421**	421	Y
8	**256.6**	252.2	**256.6**	418.6	**X**
9	**378.1**	340	**378.1**	413.1	Y
10	**308.6**	533.3	**308.6**	411	Y
11	**375.8**	365.2	**375.8**	396.5	Y
12	**418.6**	365.2	**418.6**	389.2	Y
13	**454.5**	208.4	**454.5**	388.2	Y
14	**257.6**	355.2	**257.6**	378.1	**X**
15	**365.9**	213.2	**365.9**	375.8	**X**
16	**520**		**520**	365.9	**X**
17	411			365.2	Y
18	413.1			365.2	Y
19	388.2			362.1	**X**
20	396.5			355.2	Y
21	389.2			352.5	**X**
22	496.9			340	Y
23	287.5			308.6	**X**
24	252.2			305.3	**X**
25	340			287.5	Y
26	533.3			269.9	**X**
27	365.2			257.6	**X**
28	365.2			256.6	**X**
29	208.4			252.2	Y
30	355.2			213.2	Y
31	213.2			208.4	Y

Résultats graphiques d'ajustements :






Normal (Maximum Likelihood)
Observations
Model
Conf. Int. 95%
Pluie max journalière (mm)
105
95
85
75
65
55
45
35
25
15
5
-5
-15
-25
-35
0.0001
0.0050
0.0500
0.2000
0.5000
0.8000
0.9500
0.9950
0.9999
Non-exceedance probability (Normal paper / Cunnane)
©HYFRANPLUS

Pluies courtes durées et l'intensité-durée-fréquence (IDF)

Période	**2**		**5**		**10**		**20**		**50**		100		1000	
Fréquence (%)	50		20		10		5		2		1.00		0.10	
$P_{maxj,p(\%)}$(mm)	32.5		44		51.6		58.9		68.4		75.5		98.9	
T (h)	**$P_{maxj,p\%}$**	**I_0**	**$P_{maxj,p\%}$**	**I_0**	**$P_{maxj,p\%}$**	**I_0**	**$P_{maxj,p\%}$**	**I_0**	**$P_{maxj,p\%}$**	**I_0**	**$P_{maxj,p\%}$**	**I_0**	**$P_{maxj,p\%}$**	**I_0**
	(mm)	**(mm/h)**	**(mm)**	**(mm/h)**	**(mm)**	**(mm/h)**	**(mm)**	**(mm/h)**	**(mm**	**(mm/h)**	**(mm)**	**(mm/h)**	**(mm)**	**(mm/h)**
0.17	8.13	47.81	11.00	64.72	12.90	75.90	14.73	86.64	17.10	100.62	18.88	111.06	24.73	145.48
0.21	8.62	41.06	11.67	55.59	13.69	65.19	15.63	74.41	18.15	86.42	20.03	95.39	26.24	124.95
0.25	9.05	36.22	12.26	49.03	14.38	57.50	16.41	65.64	19.06	76.22	21.03	84.13	27.55	110.21
0.31	9.62	31.02	13.02	42.00	15.27	49.25	17.43	56.22	20.24	65.29	22.34	72.06	29.26	94.40
0.44	10.61	24.11	14.36	32.64	16.84	38.27	19.22	43.69	22.32	50.74	24.64	56.00	32.28	73.36
0.50	10.99	21.99	14.88	29.77	17.45	34.91	19.92	39.85	23.14	46.27	25.54	51.08	33.45	66.91
0.52	11.11	21.37	15.05	28.94	17.65	33.94	20.14	38.74	23.39	44.99	25.82	49.66	33.82	65.05
2.98	18.12	6.08	24.53	8.23	28.77	9.66	32.84	11.02	38.14	12.80	42.10	14.13	55.15	18.51
2.01	16.23	8.07	21.97	10.93	25.77	12.82	29.41	14.63	34.16	16.99	37.70	18.76	49.39	24.57
2.98	18.12	6.08	24.53	8.23	28.77	9.66	32.84	11.02	38.14	12.80	42.10	14.13	55.15	18.51
4.00	19.68	4.92	26.64	6.66	31.24	7.81	35.66	8.92	41.42	10.35	45.72	11.43	59.88	14.97
5.00	20.95	4.19	28.36	5.67	33.26	6.65	37.96	7.59	44.09	8.82	48.66	9.73	63.75	12.75
6.00	22.04	3.67	29.85	4.97	35.00	5.83	39.95	6.66	46.40	7.73	51.21	8.54	67.08	11.18
7.00	23.02	3.29	31.16	4.45	36.54	5.22	41.71	5.96	48.44	6.92	53.47	7.64	70.04	10.01
9.00	24.70	2.74	33.43	3.71	39.21	4.36	44.76	4.97	51.97	5.77	57.37	6.37	75.15	8.35
12.00	26.77	2.23	36.24	3.02	42.50	3.54	48.51	4.04	56.33	4.69	62.18	5.18	81.45	6.79
15.00	28.49	1.90	38.57	2.57	45.24	3.02	51.64	3.44	59.97	4.00	66.19	4.41	86.70	5.78
18.00	29.98	1.67	40.59	2.26	47.61	2.64	54.34	3.02	63.11	3.51	69.66	3.87	91.25	5.07
21.00	31.31	1.49	42.39	2.02	49.71	2.37	56.74	2.70	65.89	3.14	72.73	3.46	95.27	4.54
24.00	32.50	1.35	44.00	1.83	51.60	2.15	58.90	2.45	68.40	2.85	75.50	3.15	98.90	4.12