



MEMOIRE DE FIN D'ETUDES

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

Option: AMENAGEMENT ET OUVRAGE HYDRO-TECHNIQUE

THEME :

**L'ETUDE D'AMENAGEMENT DE OUED ARRERIDJ
POUR LA PROTECTION DE LA VILLE DE BORDJ BOU
ARRERIDJ CONTRE LES INONDATION**

Présenté par :

Djerroumi Abderaouf

Devant les membres du jury

Nom et Prénoms

Grade

Qualité

HADJ SADOK Ahmed

Professeur

Président

ZAIBAK Issam

M.A.A

Examineur

BOUZIANE Mamar

M.A.A.

Examineur

BENLAOUKLI Bachir

Professeur

Promoteur

Session : Decembre 2023

Dédicace

Avec une sincérité profonde, je consacre ce travail comme témoignage d'amour, de respect et de gratitude :

À mes chers parents :

Pour leur soutien indéfectible, leur patience et leurs sacrifices tout au long de mes études et lors de la réalisation de ce projet. Je vous dois ce que je suis aujourd'hui et ce que je serai demain, et je m'efforcerai toujours d'être votre source de fierté et de ne jamais vous décevoir. Que le Tout-Puissant vous protège, vous accorde la santé, le bonheur, et vous préserve de tout mal.

À mes chères sœurs

À mes amies les plus proches

À tous mes amis de la promotion 2022/2023

À tous mes enseignants tout au long de mes années d'études.

À toutes les personnes qui, de près ou de loin, m'ont apporté leur soutien.

Remerciement

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

Toute ma gratitude pour mon promoteur monsieur Benlaoukli pour ses judicieux conseils ainsi que sa disponibilité tout au long pour l'élaboration de ce travail.

Mon respect s'adresse aux membres de jury : Mr A.HADJ SADOK, Mr I.ZAIBAK, et Mr M.BOUZIANE . Qui me feront l'honneur d'apprécier ce modeste travail.

Je tiens à présenter par la même occasion tout mon respect à tous les Enseignants de l'ENSH qui ont contribué à ma formation du cycle Universitaire.

Un remerciement particulier est adressé à Mr HOUSSIN et Mr A.ZEROUAL pour Leurs précieux conseils, orientations et aides. Aussi à tous le personnel de la DRE de Bordj Bou Arreridj.

Un remerciement particulier aussi est adressé à tous mes amis de l'ENSH,

ملخص

الغرض من هذا العمل هو حماية مدينة برج بوعريريج التي تمر بها مجموعة من الأودية التي تسبب فيضانات تسبب الأضرار المادية (الفيضانات في المناطق الحضرية، وفيضان الممرات المائية، وأضرار في الطرق، وانهيار البنية التحتية)

قمنا في الجزء الأول بمسح تفصيلي للمنطقة، بينما قمنا في الجزء الثاني بدراسة هيدرولوجية لهطول الأمطار. أخيراً، انتقلنا إلى التشخيص مع تحديد الحالات الشاذة مثل فحص البدائل لتصميم هيكل هيدرولوجي من أجل إعادة تهيئة واد برج بوعريريج ، كما قمنا أيضاً بإجراء تقدير كمي ومالي للمشروع. وفي نهاية الأعمال التي قمنا بها باختيار المشروع الذي كان مناسب تقنياً ومادياً للحصول على الحماية الكاملة لمدينة برج بوعريريج .

الكلمات المفتاحية: فيضانات، تدفق، تهيئة، الحماية، برج بوعريريج . .

Résumé :

Ce projet vise à protéger la commune de Bordj Bou Arreridj des inondations causées par les crues des cours d'eau, entraînant d'importants dommages matériels tels que le ruissellement urbain, les débordements des cours d'eau et la détérioration des infrastructures. Le travail est divisé en trois parties principales.

Dans la première partie, une reconnaissance détaillée de la région a été effectuée.

La deuxième partie consiste en une étude approfondie de l'hydrologie, comprenant l'analyse des précipitations journalières et l'étude hydrologique pour estimer les débits et comprendre l'influence du bassin ainsi que la détermination des crues. La troisième partie du projet consiste en un diagnostic visant à identifier les anomalies, avec la présélection des variantes pour le dimensionnement de la structure hydraulique à travers l'aménagement de l'oued Bordj Bou Arreridj. De plus, une estimation quantitative et financière du projet a été réalisée.

À la suite de ce travail, un projet réalisable a été élaboré, semblant être le plus adapté pour assurer la protection de la commune de Bordj Bou Arreridj contre les inondations.

Mots clés : les inondations, débordement, aménagement, protection, Bordj Bou Arreridj.

Abstract

This study aims to protect the Bordj Bou Arreridj district which is prone to flooding caused by heavy rainfall, leading to material damages such as urban runoff, overflowing, road erosion, and infrastructure deterioration. In the first part, a detailed survey of the area was conducted. The second part involved a comprehensive hydrological study, analyzing daily

rainfall and estimating water flow to understand the basin's influence and determine flood patterns. Lastly, a diagnostic approach was employed to identify anomalies, including the evaluation of alternatives for designing our hydraulic structure along the Beni Slimane river. A quantitative and financial estimation of the project was also carried out. Upon completion of this work, a viable project has been developed, deemed most suitable to safeguard the municipality of Beni Slimane against flooding.

Keywords: flood, overflow, layout, river, protection, Bordj Bou Arreridj.

Chapitre I : Présentation de la zone d'étude

I.1 Introduction

I.2 données naturels du site

I.2.1 situation géographique de la commune.....	2
I.2.2 Topographie.....	6
I.2.3 Géologie.....	6
I.2.4 Sismicité.....	7

I.3 Situation climatologique

I.3.1 Le climat	7
I.3.2 La température	7
I.3.3 La pluviométrie.....	8

I.4 La démographie

I.5. Caractéristiques hydromorphologiques du bassin versant

I.5.1. Définition d'un bassin versant.....	10
I.5.2.1. Caractéristiques du bassin.....	10
I.5.2.2. Caractéristiques de forme	10
I.5.2.3. Relief	14
I.5.3. Temps de concentration	

I.6 Conclusion.....

Chapitre II : Etude Hydrologique

II.1 Introduction

II.2. Sélection de la période de retour.....

II.3.Détermination de l'intensité moyenne des précipitations.....

II.3.1. Pluviométrie maximale journalière.....	25
II.3.2. Homogénéisation des Données.....	27
II.3.3. Les précipitations maximales journalières	30
II.4. Choix de la loi d'ajustement.....	32
II.5. Conclusion.....	39

Chapitre III Estimation des débits de crues des cours d'eaux

III.1 Introduction.....	41
III.2. Définitions.....	41
III.2.2.1. Lit Mineur.....	42
III.2.2.1. Lit Majeur	42
III.3. Situation de l'Aléa.....	43
III.4. Diverses Méthodes d'Évaluation des Crues.....	46
III.4.1. Méthodes Historiques.....	46
III.4.2. Courbes Enveloppes.....	46
III.4.3. Méthodes Probabilistes.....	47
III.4.4. Méthodes Déterministes.....	47
III.4.5. Méthodes de l'Hydrogramme Unitaire.....	47
III.4.6. Méthodes Empiriques.....	47
III.5. Étude de Crue.....	48
III.6. Transport solide.....	52
III.7. Conclusion	52

Chapitre IV : ETUDE DES ECOULEMENTS DANS LES COURS D'EAU NON AMENAGES

IV.1 Introduction	55
IV.2. Généralités	55
IV.2.1. Ecoulement à surface libre	56
IV.2.2. Type d'écoulement	57
IV.2.3. Régime d'écoulement.....	59
IV.2.4. Canaux à ciel ouvert.....	61
IV.2.5. Dimensionnement des canaux.....	66
IV.3. Diagnostic et modélisation du cours d'eau non aménagés	69

IV.4. Les zones inondables.....	77
IV.5. Conclusion	78

Chapitre V : ETUDE DES VARIANTES D'AMENAGEMENT POUR LA PROTECTION CONTRE LES INONDATIONS

V.1 Introduction	80
V.2. Principe d'aménagement	80
V.2.1. les différents types d'aménagements.....	82
V.2.2. calcul hydraulique des canaux	82
V.2.3. Choix des paramètres de dimensionnement	85
V.3. Calcul de la stabilité des canaux non revêtus	86
V. Calcul de l'aménagement.....	88
V.5. Aménagement en béton armé.....	88
V.6. Conclusion	92

Chapitre VI : ETUDE DE FERRAILLAGE

VI.1 Introduction.....	94
VI.2 Actions à prendre en compte.....	94
VI.2.1. Actions permanentes	94
VI.2.2. Actions variables.....	94
VI.2.3. Evènements accidentels.....	95
VI.3. Les forces exercées sur le canal	95
VI.4. Calcul de ferrailage	99
VI.5. Conclusion	102

Chapitre VII : ESTIMATION QUANTITATIVE ET FINANCIERE DU SYSTEME DE PROTECTION CONTRE LES INONDATIONS

VII.1 Introduction	104
VII.2 Chiffrage des aménagements proposés.....	104
VII.2.1. Les hypothèses de chiffrage	104

VII.2.2. Devis quantitatif et estimatif	
VII.2.3.Choix de la variante d'aménagement.....	104
VII.3. Organisation des chantiers	107
VII.3.1. Définition de la planification	107
VII.3.2. Techniques de la planification	107
VII.3.3.Diagramme de Gantt	108
VII.4. Sécurité de travail	110

Liste de figures

FIGURE CHAPITRE I

Figure I.1 : La situation administrative de la commune de Bordj Bou Arreridj.....	3
Figure I.2: Image satellitaire qui présente la ville de Bordj Bou Arreridj. (Google Earth).	4
Figure I.3 : carte géologique de la wilaya de Bordj Bou Arreridj	5
Figure I.4 : La courbe hypsométrique.....	16

FIGURE CHAPITRE II

Figure II. 1: Ajustement par la loi de GUMBEL	31
Figure II. 2: Ajustement par la loi de GALTON (Log-normale)	33

FIGURE CHAPITRE III

Figure III. 1: Les lits d'un cours d'eau.....	36
Figure III.2 : hydrogramme de crue par la méthode de Sokolovski.....	46

FIGURE CHAPITRE IV

Figure IV.1 : Ecoulement suivant le temps.....	52
Figure IV.2 : Schéma illustrant les différents types d'écoulement.....	53
Figure IV.3 : Passage du régime fluvial au régime torrentiel.....	54
Figure IV.4 : Canal naturel.....	55
Figure IV.5 : Canaux artificiels.....	56
Figure IV.6 : Eléments géométriques de la section.....	57
Figure IV.7 : Forces appliquées par l'eau sur les parois.....	58
Figure IV.8 : Bordj Bou Arreridj centre.....	61
Figure IV.9 : Géométrie du cours d'eau dans HEC-RAS.....	62
Figure IV.10 : Schéma représentatif de la partie simulée.....	63
Figure IV.11 : profil en long d'oued Arreridj à son état naturel.....	67
Figure IV.12 : la courbe de tarage d'oued Arreridj.....	68
Figure IV.13 : Carte des profondeurs pour la période de retour 100 ans.....	73

FIGURE CHAPITRE V

Figure VI.1 : Eléments géométriques pour des sections ouvertes diverses.....	77
Figure VI.2 : coupe de la section trapézoïdale.....	78
Figure VI.3 : schéma type d'aménagement en béton d'oued Arreridj.....	89
Figure VI.4 : schéma type d'aménagement en gabion d'oued Arreridj.....	91

FIGURE CHAPITRE VI

Figure V.1 Les poussées de terres agissant sur le canal	80
Figure V.2 Répartition de la poussée de terre sur le canal	82

Figure V.3 Les poussées agissant sur un canal vide.....	82
Figure V.4 Répartition de la charge d'eau sur le canal	83
Figure V.5 Les poussées agissant sur un canal plein	83
Figure V.6 Répartition des charges sur le canal	84
Figure V.7 Diagrammes des réactions	85
Figure V.8 Diagrammes des moments	86
Figure V.9 Schéma de ferrailage	87

FIGURE CHAPITRE VII

Figure VII.1 : calcul des volumes pour déblai et remblai.....	98
Figure VII.2 : Réseau de planification des taches par la méthode C.P.M.....	104
Figure VII.3 : Diagramme de Gantt.....	105
Figure VII.4 : Organisation de La prévention des accidents du travail.....	107

Liste de tableaux

TABLEAU CHAPITRE I

Tableau I.1 : les températures moyennes période (1963-2019).....	7
Tableau I.2 : les températures maximales et minimales (1963-2019).....	8
Tableau 1.1 : valeurs moyennes mensuelles (1963-2019).....	9
Tableau 1.3 : Les valeurs moyennes mensuelles de l'évaporation.....	9
Tableau 1.3 : Les valeurs moyennes mensuelles de vent	
Tableau I.6 : estimation de la population pour différents horizons de calcul.....	9
Tableau I.10 : les paramètres morphométriques du bassin.....	14
Tableau I.11 : Surfaces partielles du bassin versant par tranche d'altitude.....	15
Tableau I.12 : les différentes altitudes caractéristiques.....	17
Tableau I.13 : Intervalle de l'indice de pente en fonction du relief.....	17
Tableau I.14 : indice de pente globale.....	17
Tableau I.15 : classification des cours d'eau de l'oued Arreridj.....	18
Tableau I.16 : Densité de drainage.....	18
Tableau I.17 : la pente moyenne du bassin versant.....	19
Tableau I.18 : récapitulatif des caractéristiques hydromorphométriques du bassin versant d'oued Arreridj.....	20

TABLEAU CHAPITRE II

Tableau II.1 : caractéristique du poste pluviométrique de Bordj Bou Arreridj.....	23
Tableau II.2 : pluies maximales journalières en (mm).....	23
Tableau II.3 : série d'observation des précipitations moyennes mensuelles et annuelles du poste pluviométrique de Bordj Bou Arreridj.....	24
Tableau II.4 : la série pluviométrique annuelle à l'ordre croissant.....	25
Tableau II.5 : détermination de la table la plus grande.....	26
Tableau II.6 : caractéristiques empiriques de la série d'observation.....	27
Tableau II.7 : la fréquence expérimentale et la variable réduite.....	29
Tableau II.8 : les résultats de l'ajustement par la loi de GUMBEL.....	30
Tableau II.9 : résultat de l'ajustement à la loi de Galton.....	32
Tableau II.10 : pluies et intensités maximales.....	34

TABLEAU CHAPITRE III

Tableau III.1 : effets sanitaires des inondations.....	38
Tableau III.18 : valeur de coefficient de ruissellement C.....	

Tableau III.4 : les débits de différentes méthodes.....	46
---	----

TABLEAU CHAPITRE IV

Tableau IV.1 : Les valeurs des facteurs pour estimer le coefficient de Manning.....	64
Tableau IV.2 : Estimation du coefficient de Manning.....	64
Tableau IV.3 : donnée de débit d'oued Arreridj.....	65
Tableau IV.4 : Principaux paramètres hydrauliques pour un ensemble de station.....	71

TABLEAU CHAPITRE V

Tableau V.1 : les caractéristiques de la section trapézoïdale.....	78
Tableau V.2 : Les valeurs du coefficient de rugosité 'n'.....	79
Tableau V.3 : Revanches utilisées.....	79
Tableau V.4 : Valeurs de vitesse moyenne limite d'érosion pour les lits consolidés.....	80
Tableau V.5 : Ordre de grandeur des fruits des talus.....	80
Tableau V.6 : Vitesse admissible d'écoulement.....	81
Tableau V.9 : Aménagement proposé.....	85
Tableau V.12 : Dimensionnement du canal trapézoïdal en béton armé.....	88
Tableau V.13 : tableau récapitulatif des différents paramètres hydrauliques et géométriques (tronçon 0-4).....	88
Tableau V.15 : Dimensionnement du canal trapézoïdal en gabion.....	90
Tableau V.16 : tableau récapitulatif des différents paramètres hydrauliques et géométriques (tronçon 4-6).....	90

TABLEAU CHAPITRE VII

Tableau VI.1 : estimation du cout de l'aménagement en béton armé.....	99
Tableau VI.2 : estimation du cout de l'aménagement en gabion.....	99
Tableau VI.3 : Liste des opérations avec leurs durées.....	103
Tableau VI.4 : Succession des taches.....	104

Liste des planches

VUE EN PLAN DES AMENAGEMENTS

PROFIL EN LONG

PLAN AMENAGEMENT PROJETE

PLAN D'INONDATION DU OUED ARRERIDJ

Introduction générale

Les inondations se caractérisent par la submersion, qu'elle soit rapide ou lente, d'une zone qui normalement ne se trouve pas sous l'eau. Le risque d'inondation découle de deux éléments : l'eau qui peut déborder de son cours normal et l'installation humaine dans les zones alluviales, où toutes sortes de constructions, équipements et activités sont implantés.

Le terme "inondations" englobe diverses situations, telles que les débordements de cours d'eau, les remontées de nappes phréatiques, les ruissellements causés par des pluies intenses ou des orages, les inondations résultant de brèches dans les digues de protection, ainsi que les inondations estuariennes causées par la combinaison de fortes marées, de conditions dépressionnaires et de crues fluviales.

L'Algérie est régulièrement confrontée aux crues et inondations, qui sont plus fréquentes que les séismes. Ces phénomènes provoquent des catastrophes dévastatrices, entraînant des pertes humaines et matérielles considérables.

Les inondations sont générées par des événements météorologiques et hydrologiques dont la nature stochastique rend la prévision de leur fréquence et de leur intensité extrêmement difficile. Leurs effets sont encore plus dévastateurs en milieu urbain, où les activités humaines sont fortement concentrées. Ces inondations perturbent significativement les activités économiques et engendrent des coûts sociétaux exorbitants, soulignant ainsi la nécessité de prévention et de mitigation de ces catastrophes.

Cette étude se concentre sur les risques d'inondation dans la ville de Bordj Bou Arreridj. Les objectifs de cette étude sont les suivants :

Réalisation d'une reconnaissance détaillée et d'un diagnostic de la région étudiée.

Délimitation de la zone d'étude du bassin versant concerné, réalisation d'une cartographie approfondie du bassin versant et étude approfondie de l'hydrologie pour déterminer les crues potentielles.

Proposition de différentes options et sélection du système le plus approprié pour l'évacuation des eaux de crue, en tenant compte des aspects techniques et économiques, en collaboration avec les parties prenantes (bureau d'études, maître d'ouvrage et service technique).

Dimensionnement et modélisation des canaux, en utilisant le logiciel HEC-RAS.

Introduction générale

En résumé, cette étude vise à concevoir un système d'évacuation des eaux de crue capable d'atténuer les flux responsables des inondations à Bordj Bou Arreridj, en les transportant plus en aval de l'agglomération, dans le but de la protéger contre toute submersion.

Chapitre I

Présentation de la zone d'étude

I.1. Introduction :

Les risques liés aux inondations découlent de l'interaction complexe entre plusieurs éléments. Afin de mener à bien notre étude, une introduction adéquate du lieu d'étude s'avère essentielle. En effet, cette présentation nous permettra d'acquérir une compréhension approfondie du terrain sous différents angles : topographique, géologique, hydrogéologique, ainsi que du point de vue climatique. Par ailleurs, il est important de prendre en compte les aspects démographiques et le développement urbain pour une analyse complète.

I.2. Données naturelles du site

I.2.1. Situation de la commune de Bordj Bou Arreridj

À 240 km à l'est d'Alger et 72 km à l'ouest de Sétif elle se situe dans la plaine de la Medjana , entre les monts des Bibans au nord et la chaîne du Hodna au sud. Elle occupe une position centrale dans sa wilaya.

Elle est limitée :

-Au Nord : Hasnaoua, Medjana ;

-Au Sud : El Anceur, El Hamadia ;

-A L'Est : Sidi Embarek ;

-A L'Ouest : El Yachir ;

I.2.2. Topographie :

Le site d'étude présente une variation d'altitude allant de 820 à 840 mètres NGA.

La totalité des terrains de notre zone d'étude se compose de pentes allant de 0% à 7%, représentant 90% de la superficie totale du périmètre. En outre, il existe des pentes supérieures à 7% qui couvrent 10% de la superficie du périmètre étudié.

I.2.3. Géologie :

Notre zone d'étude présente une structure géologique complexe :

1. La partie supérieure du site correspond à un terrain limono-argileux, de couleur marron foncé à noir, faiblement organique.
2. La partie inférieure du site, dont l'altitude ne dépasse pas 832 mètres NGA, est caractérisée par un horizon rocheux composé de conglomérat fortement cimenté. Au-dessus du conglomérat, on trouve les couches suivantes :
 - ❖ Matériaux de surface : limono-argileux avec une forte proportion de cailloutis.
 - ❖ Matériaux sous-jacents : limon argileux plastique avec une faible proportion de gravier et de cailloutis (Source : DHW de BBA).



Figure I.3 : carte géologique de la wilaya de Bordj Bou Arreridj

I.2.4. Sismicité

Notre zone d'étude se trouve dans une région caractérisée par une concentration importante de séismes et de glissements de terrain. Cette situation découle de plusieurs facteurs, dont la topographie montagneuse et le relief fortement pentu de ce secteur, associés à une pluviométrie élevée et à la nature lithologique des terrains (argileuse et marneuse). Ces conditions favorisent la survenue fréquente de glissements de terrain.

I.2.5. historique des séisme près de Bordj bou Arreridj

La dernière fois que Bordj Bou Arreridj a été touchée par le tremblement de terre 2 ans (mercredi 24 février 2021 02:51). Ce tremblement de terre avait une magnitude de 4.7 sur l'échelle de Richter.

Le plus puissant tremblement de terre près de Bordj Bou Arreridj avait la magnitude 5.3. Ce séisme a été enregistré: 24 mai 1959 15:19.

Les derniers tremblements de terre enregistrement près de Bordj Bou Arreridj:

- mercredi 24 février 2021 02:51 Ordre de grandeur: 4.7
- vendredi 18 août 2000 20:15 Ordre de grandeur: 5.2
- dimanche 24 mai 1959 15:19 Ordre de grandeur: 5.3

I.3. Situation climatologique :

I.3.1. le climat

La zone présente un climat pseudo-continental. Elle se caractérise par un hiver froid et pluvieux, accompagné de chutes de neige, ainsi qu'un été chaud et sec.

I.3.2. La température

La température dans la zone d'étude atteint environ 40°C au mois de juillet et août (pendant 2 à 3 jours), tandis qu'elle peut descendre en dessous de 0°C en hiver, particulièrement au mois de décembre et janvier.

a) Températures moyennes

Les températures moyennes sont présentées dans le tableau I .1.

Tableau I.1 : les températures moyennes période (1963-2019)

mois	se p	Oc t	No v	De c	Ja n	Fe v	Mar s	Av r	Ma i	Jui n	Juil l	Aou t	mo y
T(°C)	23	16	9.8	6.5	4	6	8	12	18	22	26	28	15

b) Températures maximales et minimales

Les températures maximales et minimales sont présentées dans le tableau I.2.

Tableau I.2 : les températures maximales et minimales (1963-2019)

Mois	Sep	Oct	Nov	Dec	Ja n	Fev	Mar s	Avr	Mai	Juin	Juill	Aou t	Mo y
Tmin ^{°c}	15. 3	14. 8	6.3	2.7	1.4	2.1	3.8	6.1	10. 4	16. 1	20. 2	20.1	9.61
Tmax ^{° c}	27. 3	20. 8	14. 8	10. 3	9.4	11. 1	13.3	16. 7	22. 3	29. 6	34. 2	33.8	20.3

L'analyse du tableau ci-dessus nous informe sur les points suivants :

- ❖ Une période chaude s'étendant du mois de juin au mois de septembre, marquée par une température moyenne de 31,22°C.
- ❖ Le mois le plus chaud est juillet, avec une température moyenne de 34,2°C.
- ❖ Une période froide s'étendant du mois d'octobre au mois d'avril, avec une température moyenne de 13,77°C.
- ❖ Le mois le plus froid est janvier, avec une température de 1,4°C.

I.3.3. La pluviométrie

Les précipitations moyennes interannuelles représentent la caractéristique climatique clé de la zone d'étude. Elles sont exprimées sous forme de lame de pluie, et la lame des pluies moyennes interannuelles de la zone d'étude est estimée à 400 mm. Cette valeur est tirée de la carte pluviométrique de l'Algérie du Nord établie par l'Agence Nationale de Ressources Hydrauliques (ANRH), basée sur les données de la station expérimentale de BORDJ-BOU-ARRERIDJ, dont le code est : 050905.

Caractéristiques de la station de référence :

Coordonnées X : 685,80 m

Coordonnées Y : 309,95 m

Coordonnées Z : 922 mètres NGA

Tableau 1.1 : valeurs moyennes mensuelles (1963-2019)

Mois	Sept	Oct	Nov	Dec	Jan	Fev	Mars	Avr	Mai	Juin	Juil	Aou
Pluies	30.33	31.84	36.00	44.43	38.29	29.9	34.24	42.0	34.64	17.12	5.89	8.92

1.2.3. Évaporation

Il est observé que la valeur moyenne mensuelle maximale de l'évaporation est de 60 mm, tandis que la valeur moyenne mensuelle minimale de l'évaporation est de 12,4 mm.

Tableau 1.3 : Les valeurs moyennes mensuelles de l'évaporation

Mois	Sep	Oct	No	Dec	Jan	Fe	Mar	Avr	Mai	Jui	Juil	Aou	tot
Evap(mm)	36.6	28.4	22.5	12.4	12.5	14	22.3	30.5	40.7	49.3	60	51.3	380.3

1.2.4 Le vent

Pendant la période hivernale, les vents prédominants sont généralement d'ouest et de nord-ouest. En été, les vents sont variables, et il y a souvent la manifestation du sirocco, un vent chaud et sec en provenance du désert, dont les effets peuvent limiter le développement des hautes plaines.

Tableau 1.3 : Les valeurs moyennes mensuelles de vent

Mois	Sep	Oct	Nov	Dec	Jan	Fev	Mars	Avr	Mai	Juin	Juill	Aout	Moy
Vim	3.7	5.3	5.2	7.0	6	7.1	6.6	6.7	6.9	6.5	5.9	5.5	6
Div	SN	SN	ESW	SN	SN	SN	SN	SN	ESW	SN	SN	SN	SN
frequ	38	37	45	38	39	32	33	30	27	27	29	38	39

Sachant que

VIM : Vitesse moyenne du vent (en m/s).

DIV : Direction du vent.

Moy : Moyenne annuelle sur la période de 1980 à 1984.

Freq : Fréquence moyenne mensuelle (en pourcentage).

I.4. Démographie

L'équation pour l'estimation de la population à l'horizon futur à l'aide de l'intérêt composé est la suivante :

$$P_n = P_o \times (1 + T)^n$$

Où :

- P_n : Population future
- P_o : Population actuelle pour l'année 2023
- T : Taux d'accroissement (1,3%)
- n : Nombre d'années dans le futur pour lequel vous souhaitez estimer la population

L'accroissement de la population sera calculé avec un taux de 1.3% jusqu'à l'année 2045 à partir de l'année de référence 2023.

Les données de la population de la ville de Bordj Bou Arreridj sont données dans le tableau suivant :

Tableau I.4 : estimation de la population pour différents horizons de calcul.

Horizon	2023	Taux d'accroissement	2030	2040	2055
Estimation	185679	1.3	228362	306899	478139

(hab)					
-------	--	--	--	--	--

I.5. Caractéristiques hydromorphologiques du bassin versant

I.5.1. Définition d'un bassin versant

Le bassin versant est la zone géographique clé étudiée en hydrologie. Il est défini comme l'espace drainé par un cours d'eau et ses affluents, et il est délimité par une ligne de partage des eaux. Cette ligne est établie en utilisant une section droite d'un cours d'eau, et elle englobe toute la surface en amont de cette section. En théorie, toute l'eau arrivant sur cette surface doit transiter par cette section droite. Cette section est connue sous le nom d'« émissaire » ou d'« exutoire » du bassin versant. À partir de cet émissaire, on peut déterminer le point de départ et d'arrivée de la ligne de partage des eaux qui définit le bassin versant.

Les caractéristiques morphométriques et hydrographiques variées sont calculées en se basant sur la carte topographique à l'échelle 1/25000.

Le calage et le calcul des caractéristiques a été fait par le logiciel (**Autocad 2016**)

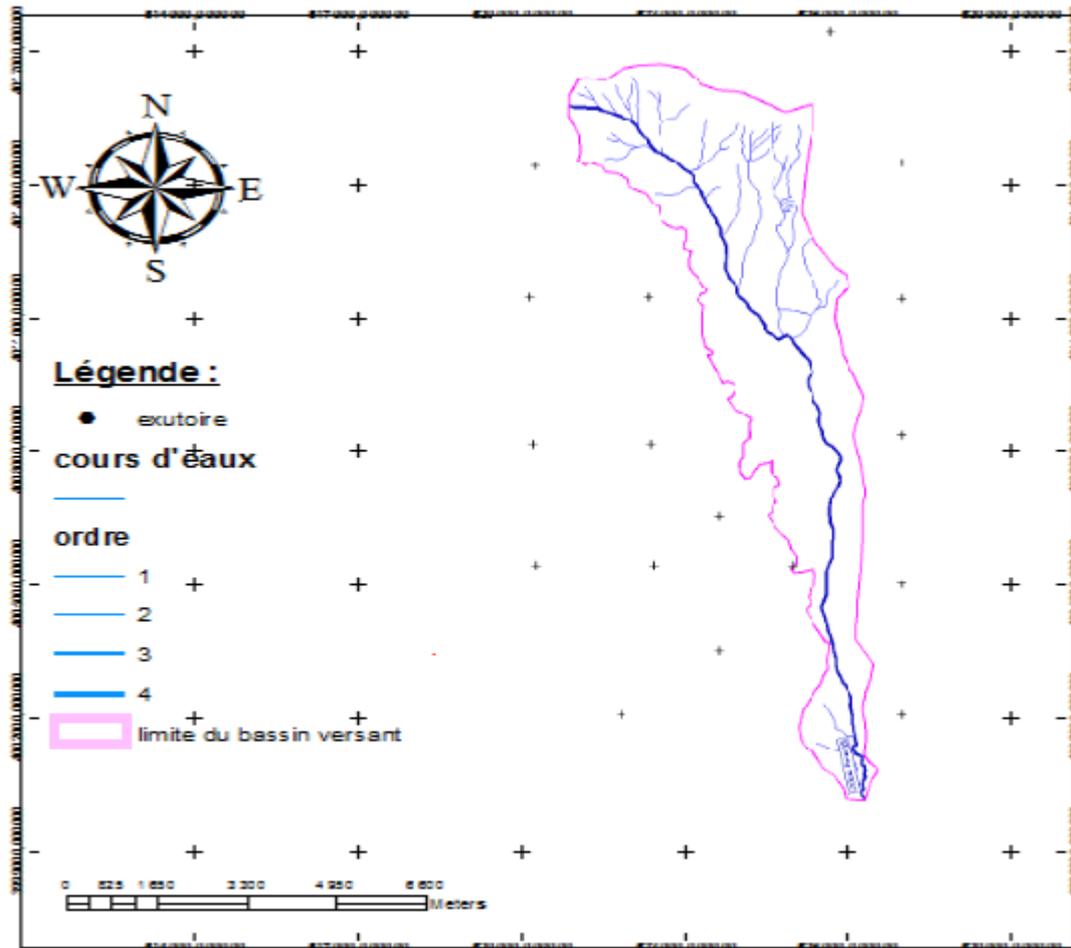


Figure I.4 : délimitation du bassin versant de Oued Arreridj

I.5.2. Caractéristiques hydromorphométriques du bassin de Bordj Bou Arreridj

I.5.2.1. Caractéristiques du bassin

➤ Superficie

La surface topographique est le paramètre le plus crucial, car elle permet de réguler l'intensité de nombreux phénomènes hydrologiques tels que l'apport en eau, le volume des précipitations et l'infiltration.

$$S = 30 \text{ Km}^2$$

➤ **Périmètre**

Le périmètre correspond à la limite extérieure du bassin. Chaque bassin réagit de manière unique aux précipitations qu'il reçoit. Ces caractéristiques hydrologiques dépendent à la fois du climat auquel il est soumis et de son propre environnement physique.

$$P = 35 \text{ Km.}$$

➤ **Longueur du cours d'eau principal**

$$L_c = 16.29 \text{ km.}$$

I.5.2.2. Caractéristiques de forme

La forme du bassin versant a un impact significatif sur l'écoulement global, en particulier sur le temps de réponse du bassin versant. Un bassin versant allongé réagira différemment d'un bassin versant plus compact, même s'ils sont soumis aux mêmes conditions météorologiques. Il existe divers indices morphologiques permettant de caractériser ces différences et de comparer les bassins versants entre eux.

➤ **Indice de compacité de GRAVELIUS**

L'indice de forme K_c , également appelé indice de compacité ou de GRAVELUS, est un paramètre indicatif de la forme du bassin versant. Il exprime l'allongement du bassin versant et est calculé à l'aide de la formule suivante :

$$K_c = 0.28 * \frac{P}{\sqrt{S}} \dots\dots\dots (I.2)$$

$$A.N : K_c = 0.28 * \frac{35}{\sqrt{30}} \rightarrow K_c = 1.79$$

Avec :

K_c : indice de forme.

P : périmètre du bassin versant (m).

S : surface du bassin (m^2).

- Si $K_c < 1 \Rightarrow$ bassin ramassé.
- Si $K_c > 1 \Rightarrow$ bassin allongé.

$K_c = 1.79 > 1$

Donc c'est un bassin de forme allongé

➤ **Coefficient d'allongement**

Le coefficient d'allongement est déterminé par la formule suivante :

$$Ca = \frac{L^2}{s} \dots\dots\dots (I.3)$$

A.N : $Ca = \frac{16.29^2}{30} \rightarrow Ca = 8.85$

➤ **Rectangle équivalent**

On suppose que l'écoulement sur un bassin versant donné est similaire à celui sur un rectangle de même superficie, ayant le même indice de GRAVELUS, la même répartition hypsométrique, la même distribution des sols et de la végétation, ainsi que la même densité de drainage.

Les dimensions du rectangle équivalent sont caractérisées par la longueur "L" et la largeur "l", définies respectivement par les formules suivantes :

➤ **La longueur du rectangle équivalent**

$$L = K_c * \frac{\sqrt{s}}{1.128} (1 + \sqrt{1 - (\frac{1.128}{kc})^2}) \dots\dots\dots (I.4)$$

➤ **La largeur du rectangle équivalent**

$$l = K_c * \frac{\sqrt{s}}{1.128} * (1 - \sqrt{1 - (\frac{1.128}{kc})^2}) \dots\dots\dots (I.5)$$

Les résultats des paramètres hypsométriques sont résumés dans le tableau suivant ;

Bassin	P (Km)	S (Km ²)	K _c	L (Km)	l (Km)
--------	--------	----------------------	----------------	--------	--------

versant	35	30	1.79	15.44	1.94
---------	----	----	------	-------	------

Tableau I.10 : les paramètres morphométriques du bassin.

I.5.2.3. Relief

L'influence du relief sur l'écoulement est facile à comprendre, car de nombreux paramètres hydrométéorologiques, tels que les précipitations et la température, varient avec l'altitude. De plus, la morphologie du bassin ainsi que sa pente ont un impact sur la vitesse d'écoulement. Le relief peut également être déterminé à l'aide d'indices ou de caractéristiques suivants :

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

La répartition altimétrique du bassin versant en étude est insérée dans le tableau suivant :

Altitude (m)			Surfaces partielles		Surfaces cumulées		$S_i \times H_i$ (m.Km ²)
H_i (m)	H_{i+1} (m)	$H_{i \text{ moy}}$ (m)	S_i (Km ²)	S_i (%)	$\sum S_i$ (Km ²)	S_{ic} (%)	
835.5	853.52	844.51	4.48	14.93	4.48	14.93	3783.4
853.52	871.1	862.31	13.39	44.63	17.87	59.56	11546.33
871.1	888.1	879.6	4.29	14.3	22.16	73.86	3773.48
888.1	905.1	896.6	3.43	11.43	25.59	85.29	3075.39
905.1	922.1	913.6	2.74	9.13	28.33	94.42	2503.26
922.1	934.4	928.25	1.67	5.58	30	100	1556.02
Somme			30	100	/	/	26237.88

Tableau I.11 : Surfaces partielles du bassin versant par tranche d'altitude.

La topographie du bassin versant est illustrée par la courbe hypsométrique. Sur l'axe des abscisses, on trouve le cumul des superficies partielles entre deux courbes de niveau successives, exprimé en pourcentage. Les altitudes sont représentées sur l'axe des ordonnées. La courbe hypsométrique du bassin est présentée dans la figure suivante :

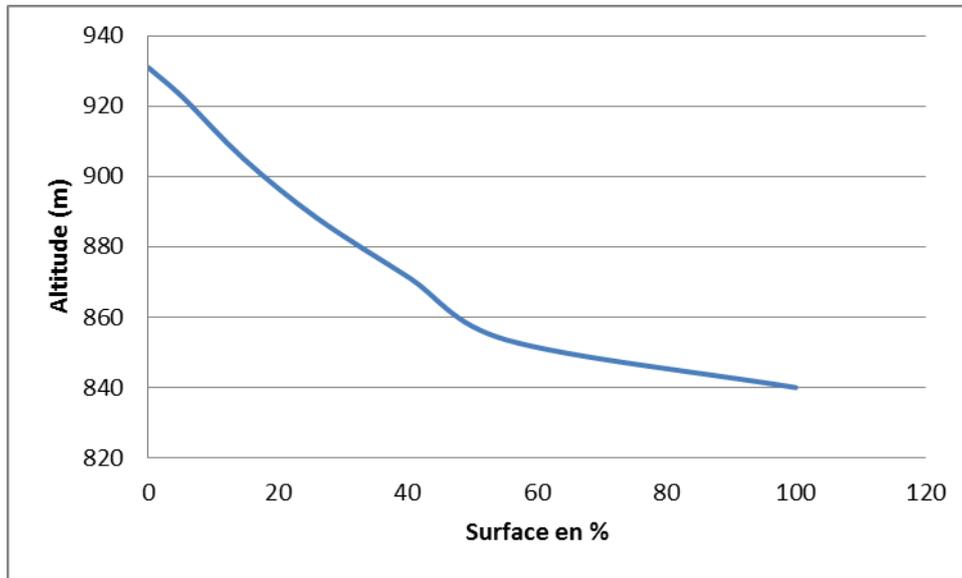


Figure I.6 : la courbe hypsométrique.

➤ **Altitude caractéristique**

- **L'altitude minimale et maximale**

Ces données sont directement extraites des cartes topographiques. L'altitude maximale indique le point le plus élevé du bassin, tandis que l'altitude minimale correspond au point le plus bas, généralement situé à l'exutoire du bassin.

- **L'altitude moyenne du bassin versant**

L'altitude moyenne, bien qu'elle puisse ne pas être entièrement représentative de la réalité topographique, est parfois utilisée dans l'évaluation de certains paramètres hydrométéorologiques et dans la mise en œuvre de modèles hydrologiques. Elle est définie comme suit :

$$H_{\text{moy}} = \frac{\sum_{i=1}^n S_i \cdot H_i}{S} \dots\dots\dots (\text{I.6}) ; H_i = \frac{H_{n-1} + H_n}{2}$$

Avec :

H_i : Altitude moyenne entre 2 courbes de niveaux consécutives en (m).

S_i : Surface partielle comprise entre 2 courbes de niveau (Km²).

S : Surface totale du bassin versant (Km²).

A.N : **$H_{moy} = 875$ m.**

La courbe hypsométrique permet de tirer les informations suivantes :

$H_{50\%} = 873$ m (Altitude médiane).

$H_{95\%} = 850$ m.

$H_{5\%} = 931$ m.

On résume :

Altitude	H_{max}	H_{min}	$H_{50\%}$	$H_{95\%}$	$H_{5\%}$	H_{moy}
Valeur (m)	931	840	873	850	929	875

Tableau I.12 : les différentes altitudes caractéristiques.

➤ **Indice de pente globale I_g**

Il est défini comme le rapport entre l'altitude comprise entre 5% et 95% de la surface du bassin et la longueur du rectangle équivalent, et il est calculé en utilisant la formule suivante :

$$I_g = \frac{D}{L} = \frac{H_{5\%} - H_{95\%}}{L} \dots\dots\dots (I.7)$$

Avec :

D : Dénivelée entre $H_{5\%}$ et $H_{95\%}$ (m).

L : Longueur du rectangle équivalent (Km).

$H_{5\%}$ et $H_{95\%}$: Sont respectivement les altitudes correspondantes à $S_{5\%}$ et $S_{95\%}$.

Relief très faible	$I_g < 0.002$
Relief faible	$0.002 < I_g < 0.005$
Relief assez faible	$0.005 < I_g < 0.01$
Relief modéré	$0.01 < I_g < 0.02$
Relief assez fort	$0.02 < I_g < 0.05$
Relief fort	$0.05 < I_g < 0.1$
Relief très fort	$1 < I_g$

Tableau I.13 : Intervalle de l'indice de pente en fonction du relief.

Le tableau résume tous les résultats obtenus tels que les altitudes caractéristiques et l'indice de pente globale de chaque sous bassin.

B.V	$H_{5\%}$ (m)	$H_{95\%}$ (m)	$H_{5\%} - H_{95\%}$ (m)	L (Km)	I_g
	931	850	79	16.29	0.005

Tableau I.14 : indice de pente globale.

$I_g = 0.005$ le Relief est assez faible

➤ Densité de drainage

La densité de drainage est définie comme le rapport entre la longueur totale de tous les talwegs (L_i) du bassin versant et la surface totale (S). Elle reflète la dynamique du bassin, la stabilité du réseau hydrographique et le type de ruissellement de surface. La densité de drainage est calculée à l'aide de la formule suivante :

$$D_d = \frac{\sum L_i}{S} \dots\dots\dots (I.8)$$

Avec :

D_d : Densité de drainage (Km/Km²).

L_i: Longueur de cours d'eau (Km).

S : Surface du bassin versant (Km²).

Ordre des cours d'eau	Nombre	Longueur (Km)
1	13	18.83
2	19	9.76
3	4	1.27
Total (L_{tot})		29.86

Tableau I.15 : classification des cours d'eau de l'oued Bordj Bou Arreridj

Les résultats sont présentés dans le tableau ci-dessus :

Sous bassin	B.V
L_{tot} (Km)	29.86
D_d (Km/Km²)	0.99

Tableau I.16 : Densité de drainage

➤ **Pente moyenne d'un cours d'eau principal**

Ce paramètre vise à déterminer la vitesse d'écoulement jusqu'à l'exutoire du bassin, influençant ainsi le temps de concentration et, par conséquent, le débit maximal observé.

Il est calculé selon la relation suivante :

$$I_0 = \frac{H_{max} - H_{min}}{L} \dots\dots\dots (I.9)$$

D'où : $I_0 = \frac{931 - 840}{16.29} \rightarrow I_0 = 0.006$

H_{max}, H_{min} : L'altitude maximale et minimale d'un cours d'eau.

L : La longueur du cours d'eau.

B.V	H_{max} (km)	H_{min} (km)	L (km)	I₀
	931	840	16.29	0.006

Tableau I.17 : la pente moyenne du bassin versant.

➤ **I.5.3. Temps de concentration**

Le temps de concentration, noté **Tc**, représente la durée qu'il faut à une particule d'eau provenant de la partie la plus éloignée du bassin par rapport à l'exutoire pour atteindre ce dernier. Il se compose de trois composants distincts :

- **Th** : Temps d'humectation, indiquant le laps de temps nécessaire à l'absorption de l'eau par le sol avant qu'elle ne commence à ruisseler.
- **Tr** : Temps de ruissellement ou d'écoulement, décrivant la période pendant laquelle l'eau s'écoule à la surface du sol ou dans les premières couches du sol jusqu'à un système de collecte tel qu'un cours d'eau naturel ou un collecteur.
- **Ta** : Temps d'acheminement, représentant la durée que met l'eau pour se déplacer à travers le système de collecte jusqu'à l'exutoire.

Ainsi, le temps de concentration est égal au maximum de la somme de ces trois composants.

$$Tc = \max \sum (Th + Tr + Ta) \dots\dots\dots (I.10)$$

Théoriquement, la durée de concentration est estimée comme la période entre la fin de la pluie nette et la fin du ruissellement. En pratique, le temps de concentration peut être déterminé à partir des mesures sur le terrain ou estimé à l'aide de la Formule de Glandotti :

$$T_c = \frac{4 \cdot \sqrt{S} + 1.5 \cdot L}{0.8 \cdot \sqrt{H_{moy} - H_{min}}} \dots\dots\dots (I.11)$$

Avec :

S : Surface du bassin versant en (Km²);

L : Longueur du thalweg principal (Km).

Hmoy- Hmin =875-840=35m.

AN : Tc=9.79h

➤ **I.6.4. Vitesse moyenne du ruissellement**

Cette vitesse est donnée par la formule :

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

Avec :

L : longueur de talweg principal en km.

Tc : Le temps de concentration.

$$V_R = \frac{16.29}{9.79} \rightarrow V_R = 1.66 \text{ Km/h.}$$

Toutes les caractéristiques du bassin versant sont résumées dans le tableau suivant :

Caractéristiques		Unité	Valeur
Coordonnées géographiques	X	Km	
	Y		
Surface		Km ²	30
Périmètre		Km	35

Altitudes	Maximale : H_{ma}	M	931
	Moyenne : H_{moy}		875
	Médiane : H_{50%}		873
	Minimale : H_{min}		840
	H_{5%}		928.25
	H_{95%}		850
Indice de compacité		/	1.79
Longueur du rectangle équivalent		Km	15.44
Largeur du rectangle équivalent		Km	1.94
Indice de pente globale		m/Km	0.005
Densité de drainage		Km/Km	0.99
Pente moyenne du cours d'eau		%	0.006
Longueur du cours d'eau principal		Km	16.29
Temps de concentration		h	9.79
Vitesse moyenne du ruissellement		Km/h	1.66

Tableau I.18 : récapitulatif des caractéristiques hydromorphométriques du bassin versant d'oued Bordj Bou Arreridj

I.6. Conclusion

Dans cette section, nous avons défini les données essentielles relatives à notre région du point de vue topographique, géologique, démographique, ainsi que la situation hydraulique. Nous avons également déterminé les caractéristiques du bassin versant et calculé les paramètres morphométriques pour obtenir une meilleure compréhension de la nature et de la morphologie de la zone d'étude.

Ces données seront utilisées pour lancer notre étude de projet, justifier nos choix et analyser les résultats. Elles sont essentielles pour simuler une réponse adéquate aux crues et évaluer l'impact des mesures proposées.

Chapitre II

Etude Hydrologique

II.1. Introduction

L'hydrologie est l'étude des eaux terrestres, de leurs origines et de leurs effets. Les mouvements et leur répartition sur notre planète, leurs propriétés physiques et Produits chimiques et leurs interactions avec l'environnement.

Dans son sens le plus strict, il s'agit de la science du cycle de l'eau et du cycle de l'eau dans la nature.

Son évolution à la surface de la Terre. Dans le domaine de l'assainissement, L'objectif principal de cette étude est de déterminer l'intensité moyenne maximale en fonction d'Une étude des douches.

La construction d'un projet de conservation de l'eau doit être soulignée Études hydrologiques pour déterminer les caractéristiques des bassins versants et le débit des crues pour différentes périodes de retour.

II.2. Sélection de la période de retour

Période de retour (10, 50, 100) ans, la période de retour des précipitations est de 100 Une année est une pluie qui se produit une fois tous les 100 ans.

Pour les projets de développement, nous choisissons généralement les jours de pluie centenaire.

Le choix de la période de retour dépend :

- 1-Coût du réseau de canalisations d'égouts ;
- 2-Entretien de ces derniers et prévention des risques.

II.3.Détermination de l'intensité moyenne des précipitations

L'intensité moyenne maximale est exprimée en mm/h, qui correspond au niveau d'eau Sédimentation Δh (mm) par rapport à l'intervalle de référence.

$$I = \Delta h / \Delta t \dots \dots \dots (II.1)$$

Pour calculer l'intensité il faut :

1. Sélectionnez le type de loi pour lequel nous devons ajuster les résultats.

2. Calculez les paramètres de la loi choisie.
3. Calculez la valeur moyenne de l'intensité des précipitations.

II.3.1.Pluviométrie maximale journalière

L'analyse des précipitations est basée sur les enregistrements de précipitations pris sur une zone.

Considérons un certain nombre de stations sur une surface de terrain. c'est basé sur

Supposons que la pluie à une certaine station représente la quantité de pluie à cette station

Une zone plus ou moins étendue autour de la station, selon la densité des objets

Celui du réseau C'est ce qu'on appelle la zone d'influence du pluviomètre.

D'une manière générale, l'analyse des données disponibles est la première étape à franchir Recherche sur des projets de santé. Pour ce faire, nous avons besoin d'une série de précipitations incluant les précipitations quotidiennes maximales sur la période la plus longue possible

Station pluviométrique

Les précipitations sont un facteur important de l'équilibre hydrologique,

Sa quantification est réalisée au niveau de plusieurs stations pluviométriques situées à :

Parcourez le territoire algérien pour obtenir des informations précises sur le sujet

Environnement Pour notre cas, l'étude s'appuiera sur des données enregistrées aux niveaux suivants :

Station pluviométrique de Bordj Bou Arreridj, utilisable

Service ANRH pour les données pluviométriques mensuelles moyennes

Tableau II.1 : caractéristique du poste pluviométrique de Bordj Bou Arreridj

Nom du poste	Coordonnées Lambert (Km)			code (ANRH)	Période de fonctionnement	Nombre d'années d'observation sans lacune
	X	Y	Z			
Bordj Bou Arreridj	685.80	309.95	922	050905	1920-2019	1988-2018 31 ans

Tableau II.2 : pluies maximales journalières en (mm).

N° d'ordre	Année d'observation	$P_{\max,j}$ (mm)	N° d'ordre	Année d'observation	$P_{\max,j}$ (mm)
01	1988	43.5	17	2004	40.0
02	1989	24.8	18	2005	37.7
03	1990	53.5	19	2006	34.5
04	1991	21.5	20	2007	53.5
05	1992	36.6	21	2008	42.0
06	1993	21.2	22	2009	43.0
07	1994	36.9	23	2010	31.2
08	1995	19.2	24	2011	34.0
09	1996	25.3	25	2012	25.7
10	1997	33.4	26	2013	50.0
11	1998	25.1	27	2014	23.5
12	1999	25.8	28	2015	32.5
13	2000	29.4	29	2016	12.5
14	2001	67.0	30	2017	21.5
15	2002	49.5	31	2018	60.5
16	2003	29.5	/	/	/

ANRH (2021).

Tableau II.3 : série d'observation des précipitations annuelles

N° d'ordre	Année d'observation	Total Annuel (mm)	N° d'ordre	Année d'observation	Total Annuel (mm)
01	1988	454.5	17	2004	208.4
02	1889	257.6	18	2005	355.2
03	1990	371.4	19	2006	213.2
04	1991	520.0	20	2007	222.0
05	1992	411.0	21	2008	525.8
06	1993	413.1	22	2009	555.2

07	1994	388.2	23	2010	342.8
08	1995	396.5	24	2011	588.4
09	1996	390.9	25	2012	413
10	1997	496.7	26	2013	418.5
11	1998	287.5	27	2014	522.9
12	1999	252.2	28	2015	470.3
13	2000	340.0	29	2016	411.2
14	2001	533.3	30	2017	300.6
15	2002	247.0	31	2018	321.1
16	2003	349.6	/	/	/

ANRH (2021).

II.3.3. Les précipitations maximales journalières

L'étude consiste à ajuster la série de données des précipitations maximales journalières à des lois théoriques afin de déterminer l'intensité de pluie pour une durée et une période de retour spécifiques. Voici les étapes suivies dans notre étude :

1. Classer la série des précipitations par ordre croissant :
 - Organiser les données des précipitations maximales journalières du plus petit au plus grand.
2. Calculer la fréquence expérimentale :
 - Déterminer la fréquence de chaque valeur de précipitation dans la série.
3. Calculer les caractéristiques empiriques de la série de données :
 - Calculer la moyenne, l'écart type et d'autres mesures statistiques pour comprendre la distribution des données.
4. Ajuster graphiquement la loi choisie :
 - Comparer graphiquement la distribution empirique des données avec la loi théorique choisie (comme la loi de Gumbel, la loi de Weibull, etc.) pour déterminer l'ajustement approprié.

5. Calculer le quantile et son intervalle de confiance :

- Utiliser la loi ajustée pour calculer le quantile (la valeur correspondant à la probabilité donnée) et son intervalle de confiance, qui donne une indication de la variabilité de l'estimation.

II.3.3.1. Caractéristique statistiques de la série

Les paramètres statistiques de la série d'observation sont représentés dans le tableau ci-dessus :

- La moyenne arithmétique X

$$X=37.40$$

- L'écart-type :

$$\sigma=11.93$$

- Coefficient de variation

$$Cv = \frac{\sigma}{X}$$

$$Cv=0.319$$

Caractéristiques	Valeur
Minimum (mm)	12.5
Maximum (mm)	60.5
Moyenne (mm)	34.42
Ecart-type	11.93
Coefficient de variation (Cv)	0.319
L'exposant climatique (b)	0.31

Tableau II.6 : caractéristiques empiriques de la série d'observation

❖ Remarque

L'exposant climatique pour la région de Bordj Bou Arreridj ($b=0.31$) est donné par l'ANRH ; (Agence Nationale des Ressources Hydriques).

II.4. Choix de la loi d'ajustement

Effectivement, le calcul des valeurs extrêmes ou des quantiles nécessite une adaptation à une loi de probabilité. Une fois les caractéristiques empiriques calculées, il est nécessaire de sélectionner une loi de probabilité capable de s'ajuster de manière appropriée à la série d'observations. Cette méthode implique l'ajustement d'une loi théorique de répartition des fréquences à un échantillon donné. Cette démarche statistique permet de modéliser et de comprendre le comportement des événements extrêmes, ce qui est essentiel dans de nombreux domaines, notamment en hydrologie pour évaluer les risques de crues exceptionnelles.

Les critères de choix pour déterminer quelle loi de probabilité utiliser sont généralement basés sur un ajustement graphique. L'observation de la répartition des points sur un graphique de probabilité permet d'accepter ou de rejeter une loi spécifique.

Pour les valeurs extrêmes, deux lois couramment utilisées sont :

- La loi doublement exponentielle, également connue sous le nom de loi de Gumbel.
- La loi log-normale, également appelée loi de Galton.

Dans le cas spécifique de l'ajustement des pluies maximales journalières, cela sera effectué à l'aide du logiciel 'Hyfran'. Ce logiciel permettra de comparer les graphiques de régression obtenus à partir des ajustements, aidant ainsi à déterminer quelle loi de probabilité offre le meilleur ajustement aux données observées.

II.4.1. Ajustement de la série pluviométrique à la loi de GUMBEL

Cette loi a une fonction de répartition selon la formule suivante :

$$F(y) = e^{-e^{-y}} \dots\dots\dots (II.6)$$

$$\text{Tel que : } y = \alpha \cdot (x - x_0) \dots\dots\dots (II.7)$$

Avec : α, x_0 : Coefficients d'ajustement estimés par :

$$\frac{1}{\alpha} = 0.780 \sigma_x \qquad x_0 = \bar{x} - \frac{0.557}{\alpha}$$

$1/\alpha$: La pente de la droite de GUMBEL.

x_0 : Paramètre de position (en mm).

y : Variable réduite de GUMBEL.

x : Précipitation maximale journalière (mm).

Cette variable x est exprimée en fonction de la variable réduite y par l'équation de la droite de Gumbel.

$$P_{max, \%} = \frac{1}{\alpha} \cdot y + x_0$$

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

Il faut suivre quelques étapes avant l'ajustement :

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

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

Avec :

m : rang de précipitation.

n : nombre d'observation ($n=31$).

- Calculer la variable réduite de Gumbel y

Le rang (m)	$P_{max,j} = x$ (mm)	$F(m) = \frac{m-0.5}{n}$	$y = - \ln(- \ln F(m))$
-----------------------	---	--	---

1	12.5	0.0161	-1.417
2	19.2	0.0483	-1.108
3	21.2	0.0806	-0.923
4	21.5	0.1129	-0.779
5	21.5	0.1451	-0.657
6	23.5	0.1774	-0.547
7	24.8	0.2096	-0.446
8	25.1	0.2419	-0.35
9	25.3	0.2741	-0.257
10	25.7	0.3064	-0.167
11	25.8	0.3387	-0.079
12	29.4	0.3709	0.003
13	29.5	0.4032	0.0962
14	31.2	0.4354	0.1847
15	32.5	0.4677	0.2746
16	33.4	0.5	0.3665
17	34	0.5322	0.461
18	34.5	0.5645	0.5589
19	36.6	0.5967	0.6612
20	36.9	0.629	0.7687
21	37.7	0.6612	0.8829
22	40	0.6935	1.0053
23	42	0.7258	1.1379
24	43	0.758	1.2837
25	43.5	0.7903	1.4468
26	49.5	0.8255	1.6331
27	50	0.8548	1.8525
28	53.5	0.887	2.1219
29	53.5	0.9193	2.4759
30	60.5	0.9516	3.0038
31	67	0.9838	4.119

Tableau II.7 : la fréquence expérimentale et la variable réduite.

On va calculer les paramètres d'ajustement α et x_0

- On a

$$\frac{1}{a} = 0.780 \sigma_x ; \quad \text{Avec : } \sigma_x = 11.93 \quad \frac{1}{a} = 9.3$$

$$x_0 = \bar{x} - \frac{0.557}{a} ; \quad \text{Avec : } \bar{x} = 34.42 \quad x_0 = 29.36$$

Alors la droite de GUMBEL devient comme suit :

$$x = 9.3 * y + 29.36$$

$$\text{D'où : } P_{\max, \%} = 9.3 * y + 29.36$$

Les résultats de l'ajustement par la loi de GUMBEL sont résumés dans le tableau suivant :

Période de retour (années)	T	Probabilité (q)	P_{\max} , (mm)	Ecart type	Intervalle de confiance 95%
100.0		0.9900	77.9	7.88	92.5-93.4
50.0		0.9800	70.5	6.85	57.1-83.9
20.0		0.9500	60.6	5.49	49.8-71.3
10.0		0.9000	52.9	4.48	44.1-61.7
5.0		0.8000	44.9	3.47	38.1-51.7

Tableau II.8 : les résultats de l'ajustement par la loi de GUMBEL

Avec :

- $q = F(x)$ (probabilité au non-dépassement).
- $T = 1/(1-q)$

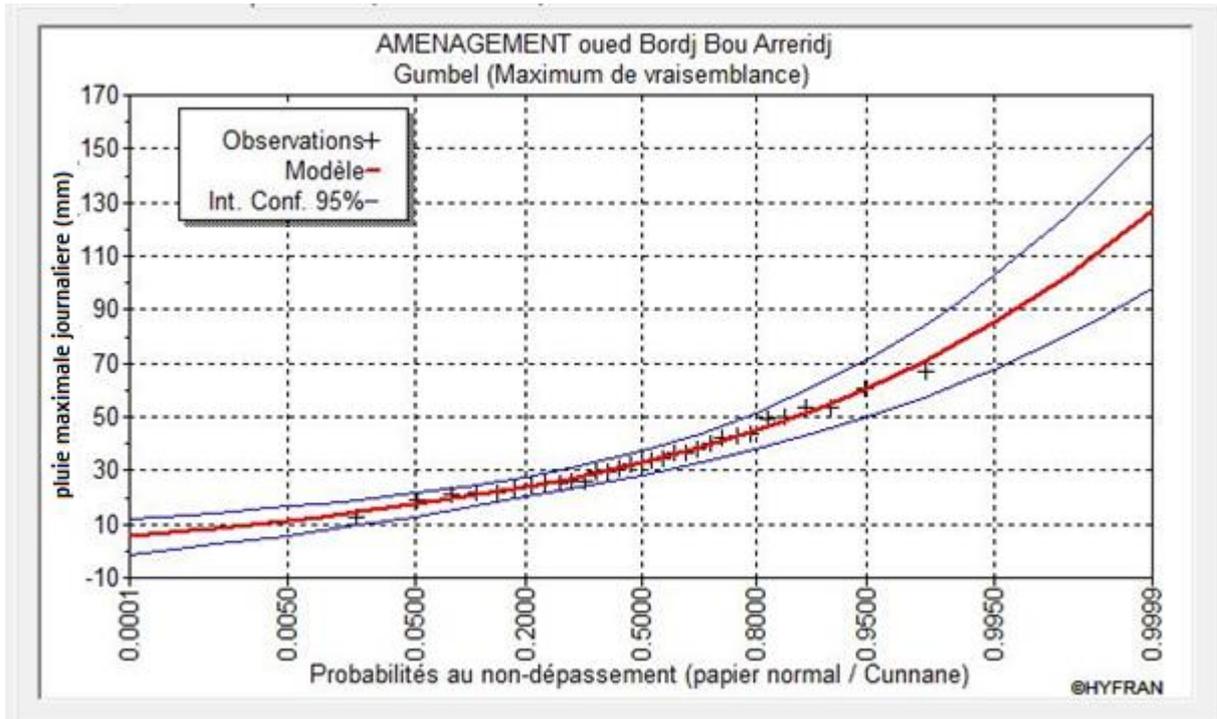


Figure II.1 : Ajustement par la loi de GUMBEL.

II.4.2. Ajustement de la série pluviométrique à la loi de GALTON

Les résultats de l’ajustement par la loi de Galton sont résumés dans le tableau suivant :

Période de retour T (années)	Probabilité (q)	$P_{max,j}$ (mm)	Ecart type	Intervalle de confiance 95%
100.0	0.9900	78.6	10.3	58.3-98.8
50.0	0.9800	70.9	8.55	54.1-87.7
20.0	0.9500	60.8	6.36	48.3-73.3
10.0	0.9000	53.0	4.87	43.5-62.6
5.0	0.8000	44.9	3.55	38.0-51.9

Tableau II.9 : résultat de l’ajustement à la loi de Galton

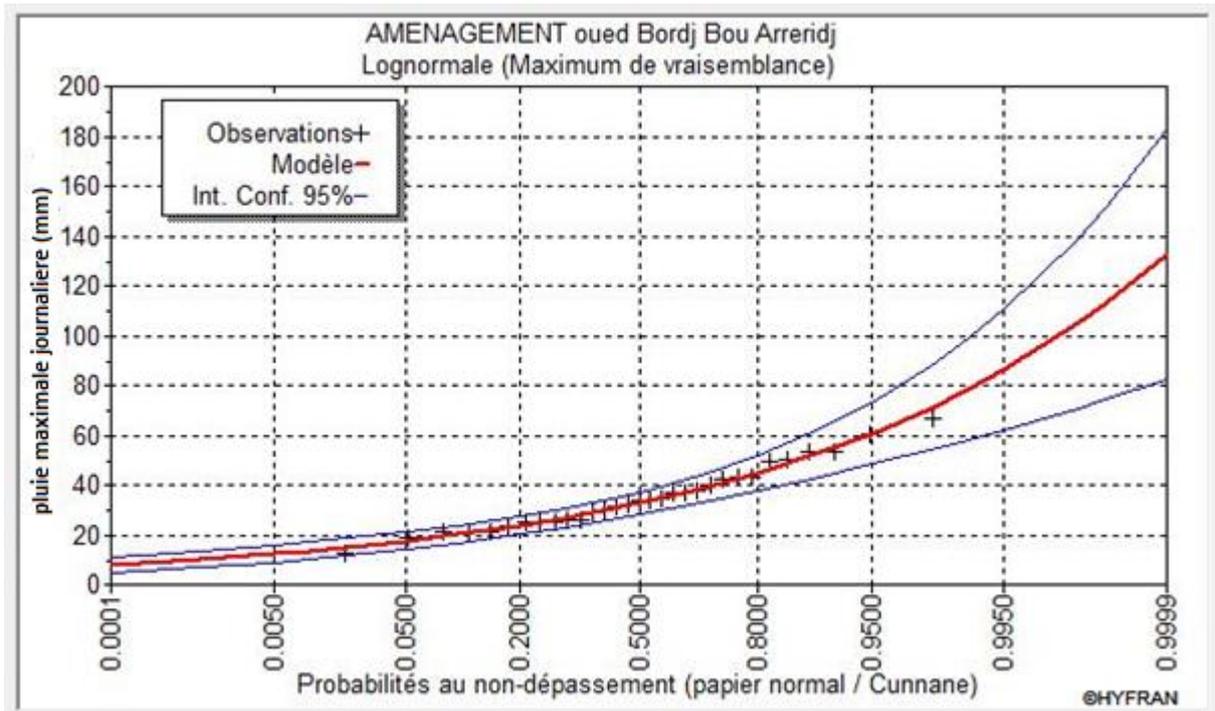


Figure II.2 : Ajustement par la loi de GALTON (log-normale).

II.4.3. Interprétation

Il semble que dans votre étude, après avoir utilisé les lois de Gumbel et de log-normale pour ajuster la série pluviométrique, vous avez constaté que les droites d'ajustement des deux méthodes correspondent bien aux nuages de points expérimentaux. Cependant, lors de la comparaison des valeurs expérimentales avec les valeurs théoriques de chaque loi, vous avez observé que la loi de Gumbel donne de meilleurs résultats par rapport à la loi log-normale. Cela est confirmé par le fait que le nuage de points des valeurs de la loi de Gumbel est plus proche de la droite d'ajustement théorique par rapport au nuage de points ajusté par la loi log-normale.

En conséquence, il semble que la loi de Gumbel soit plus appropriée pour modéliser notre série pluviométrique par rapport à la loi log-normale. Cette conclusion est basée sur la corrélation entre les valeurs observées et les valeurs prédites par chaque loi, et le fait que la loi de Gumbel offre un ajustement plus précis aux données empiriques que la loi log-normale dans notre cas spécifique.

II.4.3.1. Pluies de courte durée

Le passage des pluies maximales journalières aux pluies de courte durée est effectué au moyen de la formule K. Body (ANRH 1984).

$$P_t = P_{\max} * \left(\frac{t}{24}\right)^b \dots\dots\dots (II.11)$$

Avec :

t : Durée de l'averse.

b : L'exposant climatique (b=0.34).

II.4.3.2. L'intensité

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

$$\bar{I}_t = \frac{P_t}{t} \dots\dots\dots (II.12)$$

Avec :

I_t : Intensité moyenne maximale (mm/h).

P_t : Pluies de courte durée (mm).

t : La durée (h).

Les précipitations et les intensités maximales pour les différentes durées sont représentées au tableau ci-dessus :

Tableau II.10 : pluies et intensités maximale

T (ans)	100		50		10	
t (h)	P_t (mm)	I_t (mm/h)	P_t (mm)	I_t (mm/h)	P_t (mm)	I_t (mm/h)
0.5	21.0765986	42.1531973	19.0118428	38.0236856	14.2119558	28.4239116
1	26.6778437	26.6778437	24.0643654	24.0643654	17.9888768	17.9888768
1.5	30.621168	20.414112	27.6213843	18.4142562	20.6478614	13.7652409
2	33.7676566	16.8838283	30.4596292	15.2298146	22.7695394	11.3847697
4	42.741634	10.6854085	38.5544765	9.63861911	28.8206947	7.20517367
6	49.0593906	8.1765651	44.253318	7.37555299	33.0807595	5.51345992
8	54.100505	6.76256313	48.8005828	6.10007285	36.4799843	4.55999804
10	58.3647627	5.83647627	52.6470951	5.26470951	39.3553743	3.93553743
12	62.0972471	5.17477059	56.013929	4.66782742	41.8721895	3.48934913
14	65.4386387	4.67418848	59.0279832	4.21628452	44.1252907	3.15180648
16	68.478071	4.27987944	61.7696595	3.86060372	46.1747807	2.88592379
18	71.2760093	3.95977829	64.2934994	3.57186108	48.0614312	2.67007951
20	73.8755832	3.69377916	66.6384077	3.33192039	49.8143246	2.49071623
22	76.3087668	3.46858031	68.8332261	3.128783	51.4550209	2.33886459
24	78.6	3.275	70.9	2.95416667	53	2.20833333

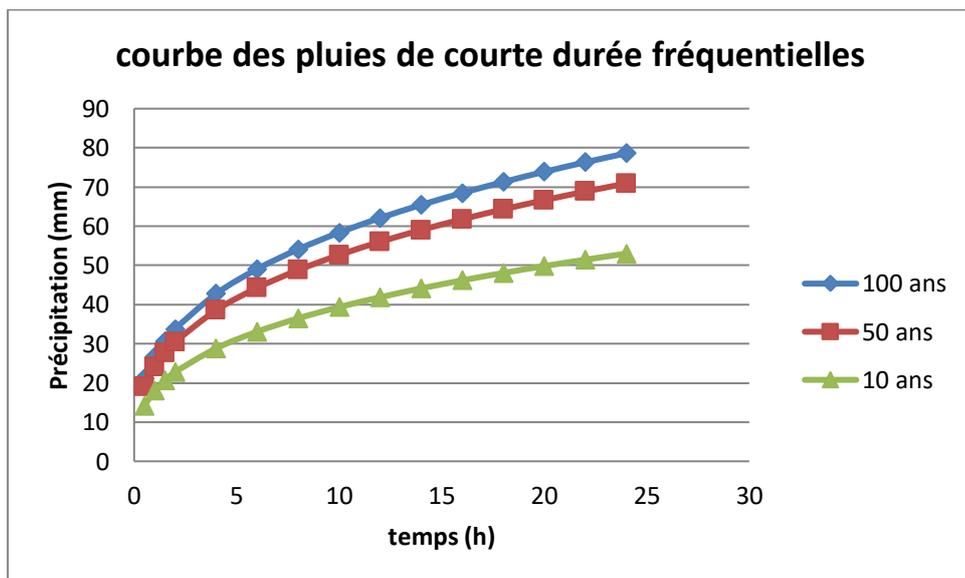


FIGURE II.3 : COURBES DES PLUIES DE COURTE DUREE FREQUENTIELLES

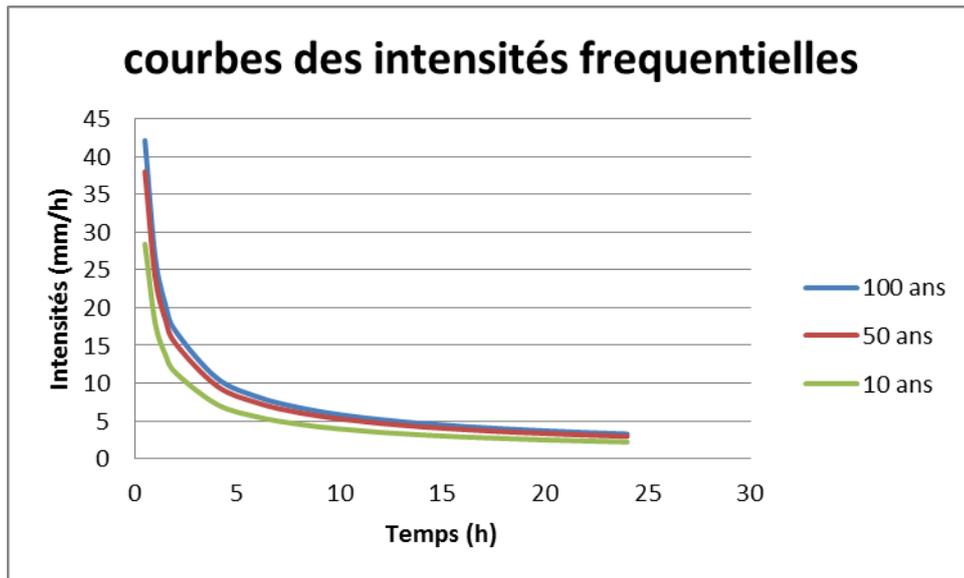


FIGURE II.4 : COURBES DES INTENSITES DE COURTE DUREE FREQUENTIELLES

II.5. Conclusion

La loi Gumbel offre un ajustement plus précis aux précipitations maximales journalières.

En fin de compte, cette étude des précipitations maximales journalières nous permet de calculer les débits de crues, ce qui nous aide à dimensionner les ouvrages de protection de cette ville.

Chapitre III

Estimation des débits de crues des cours d'eaux

III.1. Introduction

Les inondations, événements récurrents à travers le monde, constituent le risque naturel le plus répandu sur la planète. L'étude des inondations de différentes périodes de retour nécessite des calculs précis pour le dimensionnement des ouvrages situés en aval d'un bassin versant donné ou d'une partie de celui-ci. Les techniques utilisées pour déterminer les inondations dépendent des données disponibles.

III.2. Définitions

III.2.1. Inondation

Une inondation est une submersion temporaire, naturelle ou artificielle, rapide ou lente, d'une zone habituellement à sec. Elle englobe le débordement d'un cours d'eau, un ruissellement important (provenant de fortes pluies orageuses), un débordement ou les conséquences de la rupture d'ouvrages hydrauliques artificiels, ainsi que la remontée émergente d'une nappe phréatique. Le risque d'inondation résulte de deux causes, naturelles ou anthropiques :

Naturelles : l'eau s'échappant de son lit habituel d'écoulement.

Anthropiques : l'installation humaine dans les plaines inondables, érigeant diverses constructions, installations ou activités.

Il existe deux principaux types d'inondations :

Inondations Océaniques

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

Inondations Torrentielles

Résultent de précipitations de type orageux. Elles durent de quelques heures à deux jours et surviennent très rapidement après les pluies (moins de 24 heures). Ces inondations sont plus fréquentes dans les zones vallonnées et dans les régions au climat méditerranéen ou tropical.

III.2.2. Lits d'un Cours d'Eau

En hydrologie, le lit d'un cours d'eau désigne l'espace occupé par ce cours d'eau de manière permanente ou temporaire. Il se divise en deux entités distinctes :

III.2.2.1. Lit Mineur

Le lit mineur, également appelé lit ordinaire ou lit apparent, est un espace fluvial constitué d'un seul chenal ou de plusieurs chenaux ainsi que de bancs de sable et de galets. C'est l'endroit où l'eau s'écoule habituellement avant un débordement. Ce lit peut être occupé de manière permanente ou saisonnière et est souvent délimité par des berges.

III.2.2.2. Lit Majeur

Le lit majeur, également connu sous le nom de plaine d'inondation ou lit d'inondation, est la partie latéralement adjacente au lit mineur. Il est inondé uniquement en cas de crue, généralement sur les deux rives. La limite extérieure du lit majeur correspond au niveau de la plus grande crue historique enregistrée

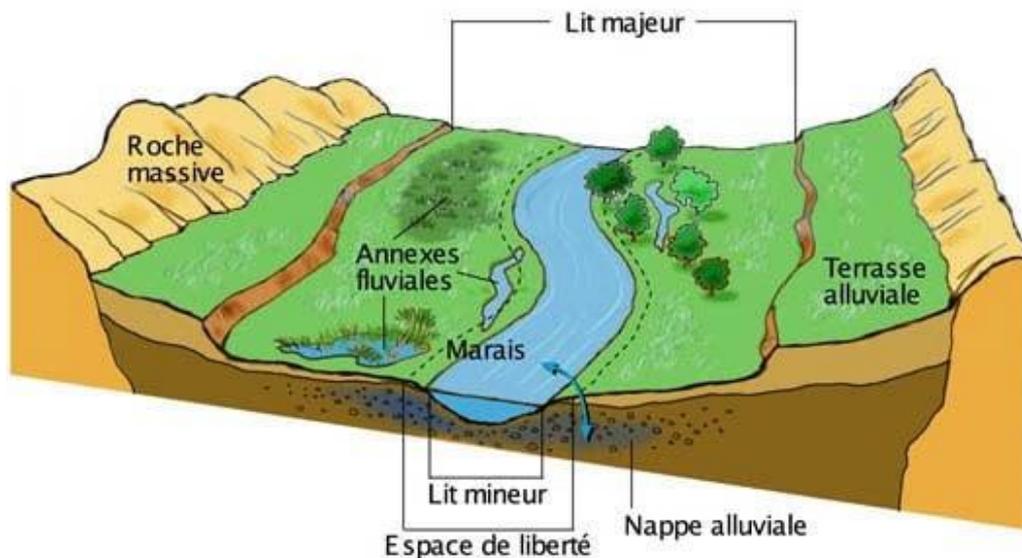


Figure III.1 : les lits d'un cours d'eau.

Le type de lit d'un cours d'eau peut être défini en fonction du type de crue qui le touche.

III.3. Situation de l'Aléa

L'aléa d'inondation est défini par son occurrence et son intensité, et il est souvent caractérisé par trois paramètres principaux : la hauteur de submersion, la vitesse d'écoulement et la durée de submersion.

III.3.1. Hauteur de Submersion

Parmi ces trois paramètres, la hauteur de l'eau peut être évaluée de manière particulièrement fiable dans le cas des inondations en plaine et des remontées de nappe. C'est un critère essentiel dans le processus de dégradation des performances des matériaux et des ouvrages.

III.3.2. La Vitesse du Courant

Ce paramètre peut résulter de spécificités très localisées, particulièrement près du bâtiment. Un courant puissant peut aggraver la situation, même avec un niveau d'eau faible et une durée d'inondation courte. Il peut entraîner la destruction de certains ouvrages en raison de l'action dynamique de l'écoulement et des éventuels chocs avec des objets lourds emportés par le courant.

La prédiction du comportement dépend de nombreux facteurs, y compris les propriétés mécaniques de la structure et la présence ou non d'ouvertures. Toutefois, l'évaluation précise de ce paramètre peut être difficile pour un bâtiment spécifique.

III.3.3. La Durée d'Immersion

Bien que cela puisse être enregistré, ce n'est pas toujours le cas. Il est important de noter qu'en l'absence d'un débit d'eau important, un mur en maçonnerie standard est vulnérable dès qu'il est exposé à une différence de hauteur d'environ un mètre entre l'intérieur et l'extérieur du bâtiment. Ce facteur doit être pris en compte lors de la conception des dispositifs visant à empêcher l'eau de pénétrer à l'intérieur des bâtiments.

Effets des inondations sur la santé humaine

Les conséquences des inondations sur la santé humaine peuvent être classées en trois catégories, en fonction du moment où elles se produisent :

Effets pendant ou immédiatement après l'inondation : Ces effets se manifestent immédiatement pendant ou juste après l'inondation.

Effets se développant dans les jours voire les premières semaines suivant l'inondation : Ces effets émergent dans les jours ou les semaines qui suivent l'inondation.

Effets à long terme, pouvant apparaître après des mois ou des années et/ou persister pendant des mois voire des années : Ces effets sont susceptibles de survenir plusieurs mois voire des années après l'inondation et peuvent persister sur le long terme.

Toutes ces catégories peuvent être subdivisées en effets directs, qui sont immédiatement liés à l'inondation elle-même, et en effets indirects, qui peuvent découler des conséquences à long terme de l'inondation sur l'environnement, les ressources et les conditions de vie.

Chapitre III Estimation des débits de crues des cours d'eaux

Tableau III.1 : effets sanitaires des inondations.

Effets directs	
Causes	Conséquences pour la santé
La vitesse d'écoulement des eaux, les caractéristiques topographiques, l'absence d'alerte préalable, la hauteur atteinte par les eaux, les glissements de terrain, les comportements à risque, ainsi que les eaux s'écoulant rapidement et charriant des blocs de pierre et des arbres.	Noyade, blessures
Exposition à l'eau.	Maladies respiratoires, hypothermie, arrêt cardiaque
Exposition aux eaux contaminées	Blessures infectées, dermatites, conjonctivites, maladies gastro-intestinales, infection ORL
Accroissement du stress physique et émotionnel.	Augmentation du risque de troubles psychosociaux et d'incidents cardiovasculaires.
Effets indirects	
Causes	Conséquences pour la santé
Dommages infligés aux systèmes d'approvisionnement en eau, aux systèmes d'épuration et aux réseaux d'égouts, ainsi que l'insuffisance d'approvisionnement en eau potable et d'eau pour l'hygiène personnelle.	Infections éventuelles d'origine hydrique, dermatites et conjonctivites
Interruptions dans les systèmes de transport.	Pénurie alimentaire, entrave aux opérations de secours d'urgence
Dommages infligés aux conduites souterraines, aux réservoirs de stockage, aux inondations de sites abritant des déchets toxiques et des produits chimiques, ainsi	Effets aigus ou chroniques potentiels liés à une pollution chimique

Chapitre III Estimation des débits de crues des cours d'eaux

qu'aux réservoirs contenant du pétrole.	
Présence d'eaux stagnantes, expansion des habitats favorables aux vecteurs de maladies.	Maladies transmises par des vecteurs
Déplacement des rongeurs	Maladies potentiellement transmises par les rongeurs
Désorganisation des réseaux sociaux ; pertes matérielles, perte d'emploi et de proches (membres de la famille et amis)	Eventuels troubles psychosociaux.
Opérations de nettoyage après l'inondation	Risques d'électrocution et de blessures
Destruction des denrées alimentaires de base	Manque d'aliments

Source : Inondations | Malteser International

III.4. Diverses Méthodes d'Évaluation des Crues

La détermination des crues dépend en grande partie des données disponibles. Presque chaque situation est unique en raison des variations dans les conditions et les données, ce qui signifie que la disponibilité des données conditionne la procédure, plutôt que la nature des problèmes eux-mêmes. Il n'y a pas encore de méthode unique pour le calcul des crues, et les techniques de calcul varient également en fonction du chargé d'études.

Ci-dessous, nous rappelons les différentes méthodes de calcul des crues, chacune ayant ses avantages et ses inconvénients.

III.4.1. Méthodes Historiques

Cette approche implique l'étude des archives, des enquêtes auprès des populations et la recherche d'anciennes traces des crues, telles que les niveaux atteints par les crues du passé.

III.4.2. Courbes Enveloppes

Dans cette méthode, les pointes de crues maximales observées dans une région aux caractéristiques hydrologiques homogènes sont reportées en fonction de la surface du bassin versant, permettant ainsi de tracer une courbe enveloppée (FRANCU-RODIER, CHAUMONT...).

III.4.3. Méthodes Probabilistes

Cette approche implique l'analyse des débits pour déterminer la loi de probabilité à laquelle ils obéissent (GUMBEL, GALTON, PEARSON, LOG PEARSON...). La méthode du GRADEX repose sur l'hypothèse que pendant les fortes pluies, lorsque le sol du bassin approche de la saturation, chaque augmentation de la pluie entraîne une augmentation du débit. Par conséquent, sur un graphique de GUMBEL, les droites de répartition des fréquences des pluies et des débits sont parallèles.

III.4.4. Méthodes Déterministes

Ces méthodes fondamentalement modélisent le processus pluie-écoulement dans le but de déterminer non seulement le débit de pointe, mais aussi l'hydrogramme correspondant à la crue. Cela permet également d'estimer le volume de cette crue.

III.4.5. Méthodes de l'Hydrogramme Unitaire

Cette méthode repose sur l'analyse des données provenant des averses et des crues (version de SHERMAN) pour établir des relations permettant de définir l'hydrogramme unitaire.

III.4.6. Méthodes Empiriques

Ces méthodes sont basées sur les relations établies entre le débit, la surface du bassin versant, la pluie et la période de retour.

III.5. Étude de Crue

Dans notre travail, nous avons choisi de travailler avec deux approches différentes et de sélectionner celle qui convient le mieux à notre contexte. Les méthodes utilisées sont les suivantes :

- La méthode empirique de **Mallet – Gauthier**
- La méthode empirique de **Turazza**
- La méthode empirique de **Sokolovski**.

III.5.1. Méthode de Mallet – Gauthier

III.5.1.1. Présentation de la formule

Au cours de leurs investigations sur les problématiques liées à l'eau en Algérie, ils ont élaboré une équation permettant de déterminer le débit maximal lors des périodes de crue. Cette équation repose sur les données relatives aux précipitations, à la superficie du bassin versant, ainsi qu'un coefficient K intégrant les particularités géographiques et climatiques spécifiques à ce bassin versant.

$$Q_{\max\%} = 2 K \cdot \log(1 + 20 H) \frac{S}{\sqrt{L}} \sqrt{1 + 4 \log T - \log S}$$

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

H : Précipitation moyenne interannuelle en m

S : Surface du bassin versant en Km²

L : Longueur du talweg principale en Km

T : Période de retour

III.5.2. Formule de Turazza

III.5.2.1. Présentation de la formule

La formule considère l'intensité moyenne maximale des précipitations, évaluée sur une période de temps correspondant au temps de concentration du bassin versant, comme point de référence.

$$Q_{\max \%} = \frac{C \cdot i T_c \cdot A}{3.5}$$

A : La superficie du bassin versant.

iT_c : L'intensité moyenne maximale des précipitations sur une période équivalente au temps de concentration, exprimée en millimètres par heure.

C : Le coefficient de ruissellement de la crue envisagée pour une probabilité de P %.

Tableau N°II.18 : valeur de coefficient de ruissellement C

Fréquence %	1	2	5	10	20
Période de Retour	100	50	20	10	5
C	0.49	0.47	0.43	0.40	0.35

III.5.3. Formule de SOKOLOVSKI

III.5.3.1. Présentation de la formule

Il est d'avis que le graphique de l'hydrogramme de crue comporte deux branches distinctes : une pour la phase de montée des eaux et l'autre pour la phase de décrue. Ces courbes sont représentées par les équations suivantes :

- Pour la montée de crue :

$$Q_{\max} = Q_{\max p} \left(\frac{t}{t_m} \right)^n \dots\dots\dots(\text{III.10})$$

- Pour la décrue :

Chapitre III Estimation des débits de crues des cours d'eaux

$$Q_{\max} = Q_{\max p} \left(\frac{Td-T}{Td} \right)^m \dots\dots\dots(III.11)$$

Avec :

tm : Temps de montée de la crue.

td : Temps de la décrue.

m, n : puissance des équations ; ($m = 3$) et ($n = 2$).

$tm = tc$ Et $td = \delta \cdot tc$

δ : Coefficient qui dépend des caractéristiques du bassin versant, on le prend égale à 2.

$td = 2 \cdot tc$

$tb = tm + td$,

Avec :

tb : temps de base

La formule suivante permet de calculer le débit maximum probable :

$$Q_{max, \%} = 0.28 * \frac{(PP\%, Tc - H0) * \alpha P\% * S * f}{tm = tc} \dots\dots\dots(III.12)$$

$\alpha P\%$: Coefficient de ruissellement pour la crue probable.

$$\alpha P\% = \frac{\sqrt{Pct\%} - \sqrt{H0}}{\sqrt{Pct\%} + \sqrt{H0}} \dots\dots\dots(III.13)$$

S : surface du bassin versant en Km².

f : coefficient de forme de la crue.

$tm = tc$: Temps de concentration du bassin versant en h.

$PP\%$: Précipitation en mm, de probabilité P% correspondant à un temps tc .

H_0 : Pertes initiales en mm, au nord de l'Algérie $H_0 = 7$ mm.

0.28 : coefficient de changement d'unité.

Le coefficient de forme de la crue peut être calculé à l'aide de la formule suivante :

$$f = \frac{12}{4 + 3 \delta} \dots\dots\dots (III.14)$$

Pour $S < 50 \text{ Km}^2$ on a $\gamma = 2$.

Pour des petits bassins non boisé, sol peu perméable, on a $\gamma = (2 \div 2.5)$.

Pour bassin boisé, sol perméable on a : $\gamma = (3 \div 4)$

III.5.2.2. Application de la méthode

- Au nord de l'Algérie $H_0 = 7\text{mm}$

Puisque le bassin versant a une surface inférieure à 50 Km^2 on prend $\gamma = 2$, alors : $f = 1.2$

- Le temps de concentration est calculé par la formule de Kirpich.

- Les pluies de périodes de retour 100, 50, 20 et 10 ans.

Tableau III.4 : les débits de différentes méthodes.

Période de retour T (ans)	10	20	50	100
$P_{P\%}$, (mm)	39.07	44.82	52.27	57.95
$\alpha P\%$	0.4	0.43	0.46	0.48
$P_{P\%} - H_0$ (mm)	32.07	37.82	45.27	50.95
Débit de crue (m^3/s) SOKOLOVSKI	13.21	16.74	21.44	25.18
Débit de crue (m^3/s) Turazza	13.68	16.88	21.51	24.86
Débit de crue (m^3/s) Mallet – Gauthier	9.09	11.68	15.09	17.71

On présente l'hydrogramme de crue du bassin de Bordj Bou Arreridj

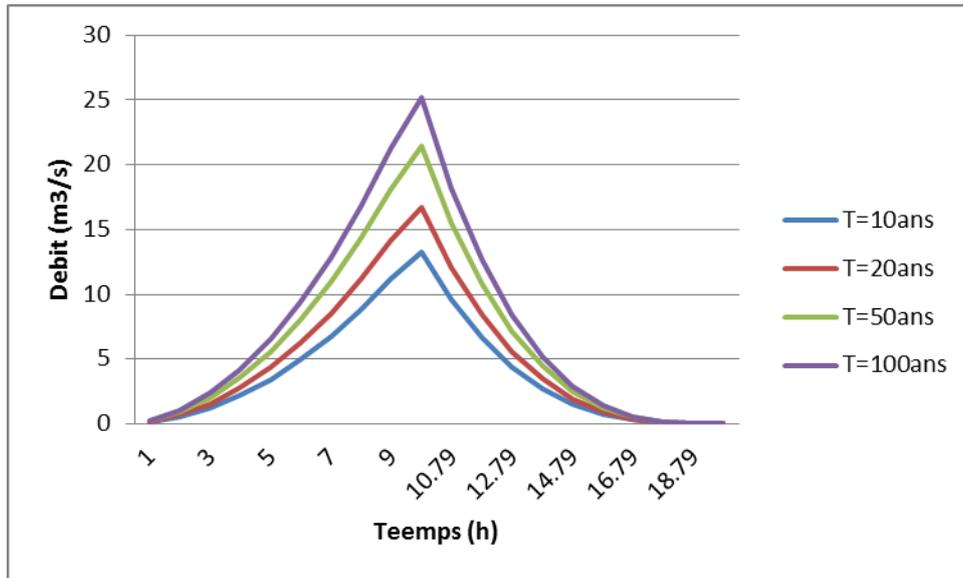


Figure III.6 : hydrogramme de crue par la méthode de Sokolovski

III.6. Transport solide

- Formule de Tixeront

Cette formule a été élaborée en se basant sur l'étude de 32 bassins versants en Algérie et 9 bassins versants en Tunisie. Elle prend en considération la répartition de la perméabilité du bassin versant.

$$T_a = \alpha * L_r^{0.15} \dots\dots\dots(III.15)$$

Avec :

Ta: Taux d'abrasion en T/Km².an.

α : Coefficient caractérisant la perméabilité ($\alpha = 350$).

Lr: Lame ruisselée en mm. Calculé par la formule suivante :

$$L_r = 0.6P(1 - 10^{-0.63P^2}) \dots\dots\dots (III.16)$$

P : pluviométrie moyenne en (m).

A.N : Lr = 26.1

$$T_a = 570.91 \text{ T/Km}^2. \text{ an}$$

III.7. Conclusion

Lorsque des données de mesures fiables ne sont pas disponibles, il devient complexe de choisir une approche qui puisse fournir des résultats représentatifs, essentiels pour concevoir des aménagements pluviaux. Il serait insensé d'opter pour une méthode qui ne s'adapte pas à notre contexte. Cependant, nous avons opté pour la méthode SCS, car elle constitue une démarche complète qui minimise le besoin d'estimations sur des paramètres. De plus, elle repose sur des données réelles de terrain faciles à acquérir.

Chapitre IV

Etude des écoulements dans les cours
d'eau non aménagés

IV.1. Introduction

Il est essentiel de réaliser une étude hydraulique approfondie avant tout projet d'aménagement, en particulier pour comprendre les écoulements dans les canaux artificiels et naturels à surface libre ou en charge. Cette étude est cruciale car elle guide le calcul hydraulique en se basant sur la règle des valeurs extrêmes, en prenant en compte à la fois le débit et la vitesse d'écoulement. Les canaux doivent répondre aux conditions d'évacuation rapide et continue de toutes les quantités d'eau.

Pour ce faire, il est nécessaire de décrire en détail l'état actuel du tronçon d'oued qui traverse la ville de Bordj Bou Arreridj. Cela permet de modéliser un écoulement réel à surface libre du cours d'eau. L'objectif principal de cette étude est d'analyser le comportement des lames d'eau correspondant au débit de pointe. Ces données seront utilisées pour élaborer des cartes de profondeurs, permettant ainsi de déterminer les zones inondables.

Une fois les zones inondables identifiées, il devient possible de mettre en place un programme d'aménagement du cours d'eau qui répond aux exigences spécifiques définies par l'étude hydraulique. Cela garantit non seulement la sécurité des habitants face aux risques d'inondation, mais aussi la durabilité et l'efficacité des infrastructures mises en place.

IV.2. Généralités

Les équations de Barré de Saint-Venant, publiées en 1871 par Adhémar Jean Claude Barré de Saint-Venant, conservent leur importance fondamentale dans les domaines de l'hydraulique fluviale et maritime jusqu'à aujourd'hui. Ces équations, également appelées "Shallow Water Equations" en anglais, décrivent les écoulements à surface libre dans des eaux peu profondes. Elles sont dérivées à partir d'une intégration verticale des équations de Reynolds et reposent sur un certain nombre d'hypothèses.

Les travaux de chercheurs tels que Hervouet (2003, 2001), Thual (2003b), Tan (1992), et Ryhming (1985) ont contribué à l'amélioration et à l'application des équations de Barré de Saint-Venant. Ces équations sont essentielles pour modéliser les écoulements des rivières et

des mers dans des conditions où les eaux sont peu profondes, et elles continuent à être un outil indispensable dans les études hydrodynamiques modernes.

L'étude des écoulements naturels fait partie du domaine de l'hydraulique à surface libre. Ce qui distingue l'hydraulique à surface libre de l'hydraulique en charge, c'est la présence d'une surface libre, c'est-à-dire une surface en contact direct avec l'atmosphère. Dans ce contexte, le moteur de l'écoulement n'est pas le gradient de pression, comme c'est le cas pour les écoulements en charge, mais simplement la gravité. On parle dans ce cas d'écoulements gravitaires.

Une caractéristique commune à ces écoulements est que la profondeur d'eau est petite par rapport à la longueur d'écoulement, que ce soit dans une rivière, un cours d'eau, un fleuve ou même dans les conduites partiellement remplies, telles que celles utilisées dans les systèmes d'irrigation ou d'assainissement.

La modélisation de ce type d'écoulement nécessite de diviser le domaine global de calcul en deux sous-domaines non miscibles séparés par une interface bien définie qui représente la surface libre. Le premier sous-domaine est constitué d'un volume d'eau, tandis que le deuxième, situé dans la partie supérieure du domaine d'étude, est rempli d'air. Cela permet de prendre en compte l'interaction complexe entre l'eau et l'air dans les écoulements à surface libre.

IV.2.1. Ecoulement à surface libre

Un écoulement à surface libre est un écoulement de liquide où la surface est en contact direct avec l'air et où la pression est égale à la pression atmosphérique. Cet écoulement se produit sous l'effet de la gravité en raison de la présence d'une pente. L'hydraulique fluviale, qui fait partie de l'hydraulique en général, se consacre à l'étude des écoulements dans les canaux, qu'ils soient artificiels ou naturels, présentant une surface libre en contact avec la pression atmosphérique. La caractéristique principale de ces écoulements est que la forme et les dimensions de la section transversale du liquide peuvent varier.

En hydraulique fluviale, on rencontre différents types d'écoulements, notamment :

- ❖ Ecoulement permanent
 - Uniforme
 - non uniforme
 - graduel
 - rapide
- ❖ Ecoulement non permanent
 - Uniforme
 - non uniforme
 - graduel
 - rapide

IV.2.2. Type d'écoulement

Nous pouvons définir la variabilité des caractéristiques de trafic suivantes
Hydraulique, comme le tirant d'eau et la vitesse en fonction du temps et de l'espace.

IV.2.2.1. Variabilité dans le temps

i. Ecoulement permanent

Si les paramètres suivants sont respectés : vitesse, débit et L'ampleur de la profondeur dans la direction reste constante dans le temps. C'est-à-dire:

$$dv/dt = dQ/dt = dh/dt = du/dt = 0 \quad (\text{IV.1})$$

Il se divise en :

- ❖ Uniforme ;
- ❖ Non uniforme : peut-être graduellement ou rapidement varié.

ii. Ecoulement non permanent

On dit qu'un écoulement est instationnaire lorsque les paramètres suivants : vitesse, débit, la direction de l'écoulement et la profondeur varient avec le temps. C'est-à-dire:

$$dv/dt \neq dQ/dt \neq dh/dt \neq du/dt \neq 0 \quad (IV.2)$$

Il se divise en :

- ❖ Uniforme ;
- ❖ Non uniforme : peut-être graduellement ou rapidement varié.

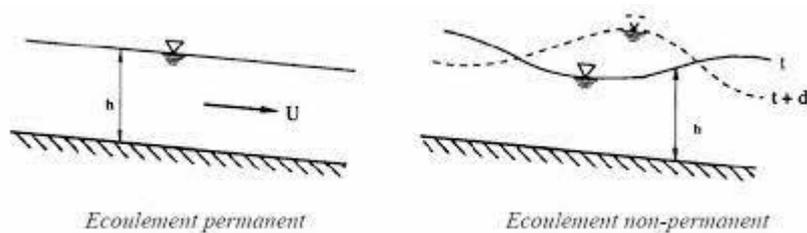


Figure IV.1 : Ecoulement suivant le temps. (Google)

IV.2.2.2. Variabilité dans l'espace

i. Ecoulement uniforme

Un écoulement est uniforme si les paramètres suivants : vitesse, pente, rugosité, profondeur et section restent invariables dans l'espace. C'est à dire :

$$dv/dx = dQ/dx = dh/dx = du/dx = 0 \quad (IV.3)$$

❖ Ecoulement non uniforme graduellement varié

Le changement de hauteur dans la direction d'écoulement est l'état d'écoulement de

Très faible, généralement si x représente la longueur du d'écoulement et h représente le changement de hauteur.

On a : $\Delta h/x \ll 1$.

❖ **Ecoulement non uniforme rapidement varié**

Dans un régime d'écoulement où la variation de la hauteur dans la direction d'écoulement est très significative, notamment à proximité d'une singularité ou en cas de ressaut hydraulique, l'écoulement peut entrer dans un régime rapidement varié.

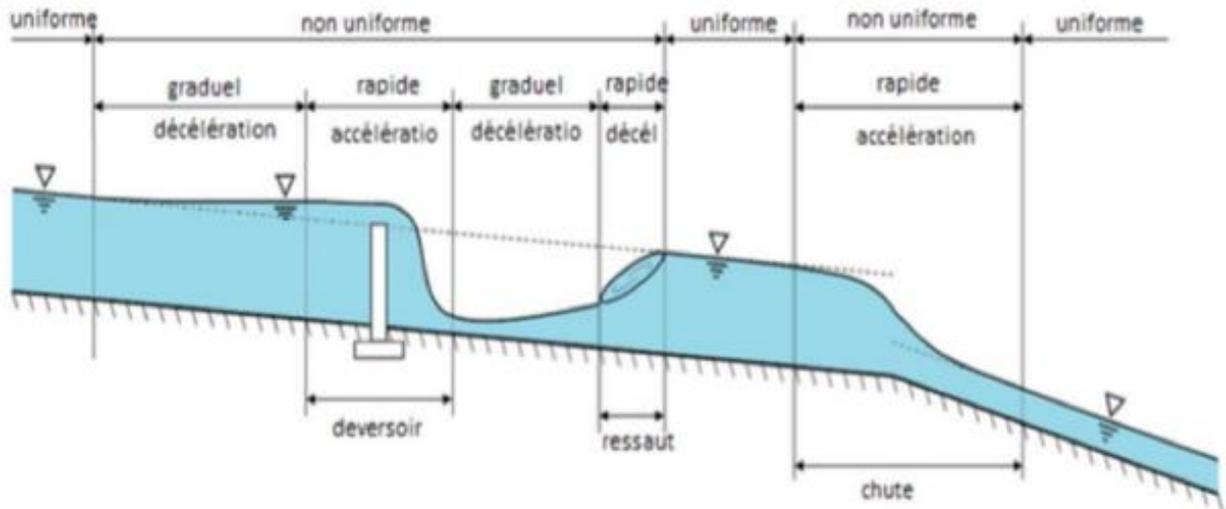


Figure IV.2 : Schéma illustrant les différents types d'écoulement.

IV.2.3. Régime d'écoulement

Les différents types d'écoulement peuvent être classifiés en fonction du nombre de Froude, prenant en compte à la fois les forces d'inertie et les forces de gravité.

Le nombre de Froude est défini comme le rapport entre les forces de gravité et les forces d'inertie, formulé comme suit :

$$Fr = \frac{v}{\sqrt{g \times Dh}} \quad (IV.5)$$

Où :

v : Vitesse moyenne de l'écoulement ;

g : Accélération gravitationnelle ;

Dh : Profondeur hydraulique.

Lorsque :

- ❖ $Fr = 1$: le régime est critique (critical) ;
- ❖ $Fr < 1$: le régime est fluvial (subcritical) ;
- ❖ $Fr > 1$: le régime est torrentiel (supercritical).

La notion de régime fluvial, torrentiel ou critique s'applique évidemment au cas particulier du régime uniforme, lorsque :

- ❖ $Y_n < Y_c$: écoulement uniforme torrentiel.
- ❖ $Y_n > Y_c$: écoulement uniforme fluvial.

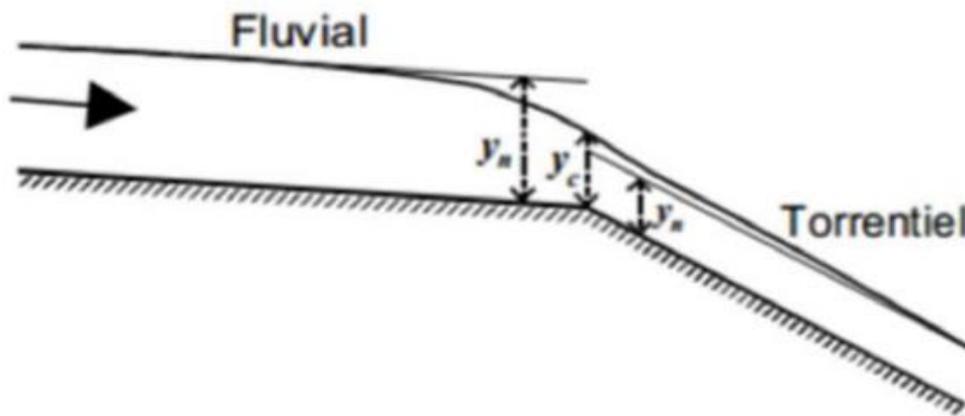


Figure IV.3 : Passage du régime fluvial au régime torrentiel.

Le nombre de Reynolds, ajouté au nombre de Froude dans l'étude hydraulique, permet de définir trois autres régimes. Il représente le rapport entre les forces de viscosité et celles d'inertie. En d'autres termes :

$$Re = \frac{v \times h}{\nu} \quad (IV.6)$$

Le rôle du nombre de Reynolds est de permettre le classement des écoulements comme suit :

- ❖ $Re < 500$: écoulement laminaire.
- ❖ $Re > 2000$: écoulement turbulent.
- ❖ $500 < Re < 2000$: écoulement de transition.

Donc la combinaison des deux nombres donne la classification suivante :

- ❖ $Fr < 1, Re < 500$: écoulement fluvial-laminaire.
- ❖ $Fr < 1, Re > 2000$: écoulement fluvial-turbulent.
- ❖ $Fr > 1, Re < 500$: écoulement torrentiel-laminaire.
- ❖ $Fr > 1, Re > 2000$: écoulement torrentiel-turbulent.

IV.2.4. Canaux à ciel ouvert

Un canal est défini comme un système de transport où un liquide s'écoule, et dont la surface libre est en contact avec l'atmosphère, donc soumise à la pression atmosphérique.

IV.2.4.1. Types de canaux

On distingue deux catégories de canaux :

❖ Les canaux naturels

Les canaux naturels se réfèrent aux cours d'eau qui existent naturellement sur ou sous terre, comprenant les ruisselets, torrents, rivières, fleuves et estuaires. Les caractéristiques géométriques et hydrauliques de ces canaux naturels sont généralement assez irrégulières.

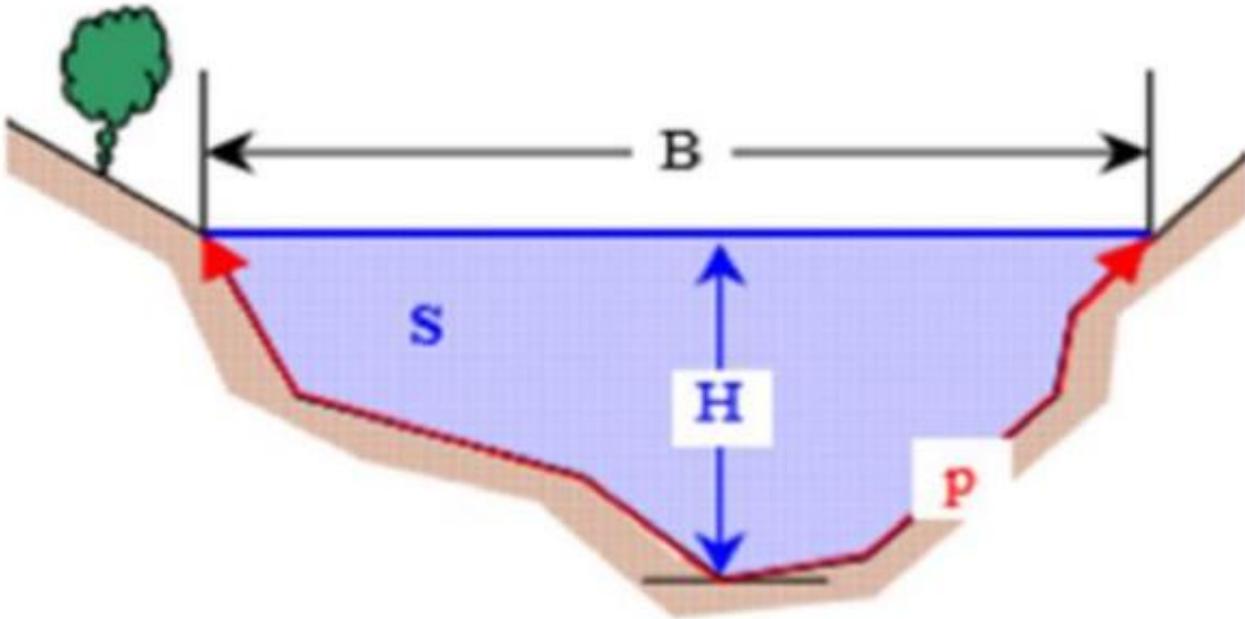


Figure IV.4 : Canal naturel.

- ❖ **S_m** se réfère à la section d'écoulement, également connue sous le nom de section mouillée, qui est la partie de la section du canal limitée par les parois et la surface libre.
- ❖ **P_m** représente le périmètre mouillé, c'est-à-dire la longueur de la surface d'écoulement en contact avec le lit (fond + berges). Il est calculé en soustrayant la largeur au miroir (B) du périmètre de la section d'écoulement.
- ❖ **B** est la largeur au miroir, soit la largeur de la section d'écoulement au niveau de la surface libre, où la pression du fluide est égale à celle de l'atmosphère.
- ❖ **H** correspond au tirant d'eau, représentant la profondeur maximale de la section d'écoulement.

❖ Les canaux artificiels

Les canaux artificiels sont des cours d'eau construits par l'homme, tels que les canaux découverts construits au ras du sol, comme les canaux de navigation, d'adduction, d'évacuation, d'irrigation et de drainage, ou les canaux couverts dans lesquels les liquides ne remplissent pas toute la section, comme les tunnels hydrauliques, les aqueducs, les drains et les égouts.

Les propriétés hydrauliques des canaux artificiels sont généralement assez régulières, ce qui permet souvent d'obtenir des résultats satisfaisants lors de l'application de la théorie hydraulique.

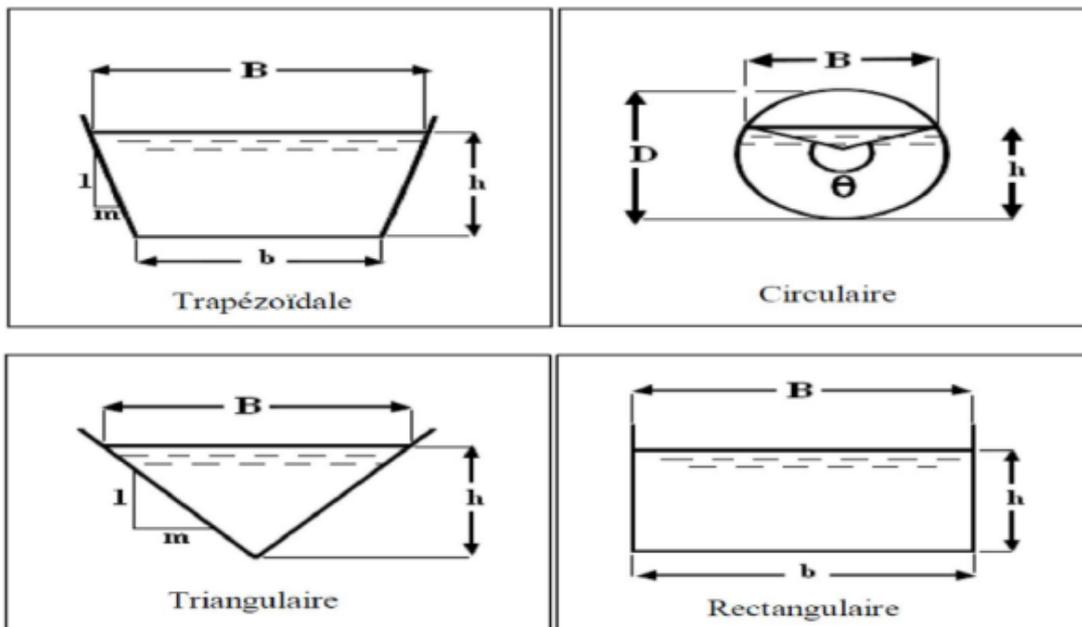


Figure IV.5 : Canaux artificiels

IV.2.4.2. Propriétés des canaux

➤ Propriétés géométriques

Un canal se compose de divers éléments géométriques, illustrés dans la Figure IV.6, comprenant :

- La section transversale **A** ;
- La surface mouillée **Sm** ;
- Le périmètre mouillé **Pm** ;
- Le rayon hydraulique **Rh**, calculé en divisant la surface mouillée par le périmètre mouillé.

$$Rh = \frac{Sm}{Pm}$$

- La largeur en surface du canal, notée **b**, est la distance entre les berges opposées ;
- La profondeur hydraulique **Dh** du canal est définie par :

$$Dh = \frac{Sm}{b}$$

- La pente de la surface libre **Sw** ;
- La profondeur **H** (tirant d'eau) ;
- La pente du fond **S0**.

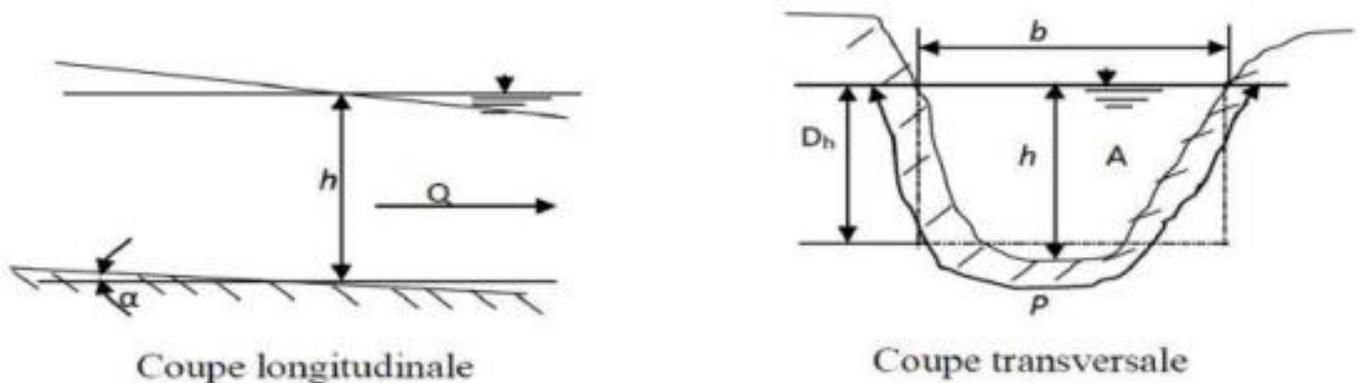


Figure IV.6 : Eléments géométriques de la section

➤ **Propriétés hydraulique**

i. **Poids volumique**

Le poids volumique de l'eau est représenté par $\gamma_w = \rho_w \cdot g$ et a une valeur de 9,81 kN/m³ pour l'eau sans matière en suspension. Ici, ρ_w représente la masse volumique de l'eau, qui équivaut à 1000 kg/m³ dans le cas de l'eau sans matière en suspension, et g désigne l'accélération due à la pesanteur, ayant une valeur de 9,81 m/s².

ii. Débit

Le débit (Q) correspond au volume d'eau traversant une section perpendiculaire à l'axe du canal par unité de temps.

iii. Vitesse de l'écoulement

La vitesse (V) en un point de l'écoulement est la vitesse de la particule qui traverse ce point à l'instant considéré.

iv. Vitesse moyenne

La vitesse moyenne est définie par $V = \frac{Q}{S}$, où V représente la vitesse moyenne, Q est le débit, et S est la section transversale du canal. Cela peut également s'écrire comme $V = \frac{\iint v dS}{S}$, où dS représente un élément de surface de la section transversale S .

v. Charge hydraulique en un point d'un liquide en mouvement

L'appellation charge hydraulique se réfère à l'énergie par unité de poids de liquide. La charge en un point p le long d'une ligne de courant est définie comme :

$$H_p = Z_p + \frac{P}{\gamma_w} + \frac{v^2}{2g}$$

Où Z_p est la cote du point, P la pression en ce point et v la vitesse au point p .

vi. Poussée sur une paroi du canal

L'eau exerce une poussée équivalente à celle qui serait présente si l'eau était au repos. Sur un élément de section S , la poussée s'exprime comme : $dP = P \, dS$, où $P = \gamma w \cdot h$, avec γw représentant le poids volumique de l'eau et h la profondeur du liquide.

vii. Frottement sur une paroi du canal

L'eau en mouvement exerce sur les parois du chenal une force de frottement notée : $dF = \tau_0 dS$. Ici, τ_0 représente la force de frottement par unité de surface ou la contrainte tangentielle à la paroi.

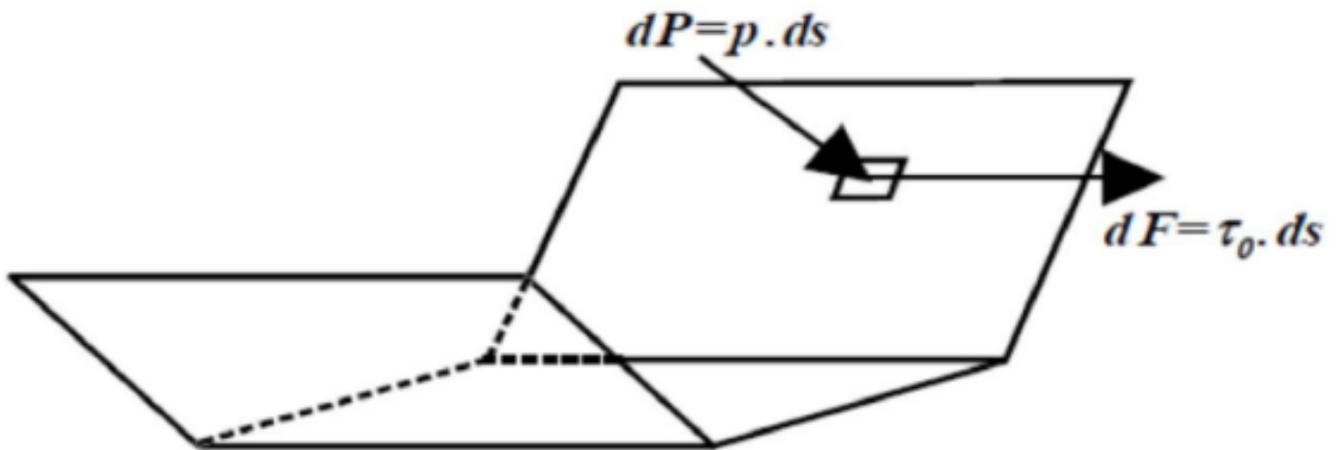


Figure IV. 7 : Forces appliquées par l'eau sur les parois.

IV.2.5. Dimensionnement des canaux

Pour un écoulement lentement variable, on peut supposer que dans chaque section, la pente de la ligne de charge est équivalente à celle d'un régime uniforme.

IV.2.5.1. Conditions de l'écoulement uniforme

1. Le débit de l'eau dans chaque section des tronçons proposés est constant.
2. Le canal est prismatique.
3. La profondeur h du courant est constante en sa longueur.
4. La pente de chaque section est constante.

5. La rugosité des parois est constante.
6. Les résistances locales sont absentes.

IV.2.5.2. Formules de calcul

La formule de Chézy est la formule de calcul principale pour un écoulement permanent uniforme. La vitesse moyenne du courant est exprimée comme suit :

$$V = C \cdot \sqrt{R \cdot I} \quad (\text{IV.10})$$

En utilisant le produit suivant :

$$Q = V \cdot S \quad (\text{IV.11})$$

On obtient :

$$Q = C \cdot S \cdot \sqrt{R \cdot I} \quad (\text{IV.12})$$

Avec :

C : Coefficient de Chézy ;

R : le rayon hydraulique

I : la pente de fond du canal (radier).

➤ Détermination du coefficient de Chézy

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

i. Formule d'AGROSKINE

$$C = \frac{1}{n} + 17.72 * \log Rh \quad (\text{IV.13})$$

Avec :

C : coefficient de Chézy ;

Rh : le rayon hydraulique ;

n : coefficient de rugosité.

ii. Formule de MANING-STRICKLER

$$C = \frac{1}{n} * Rh^{\frac{1}{6}} \quad (IV.14)$$

Avec :

C : coefficient de Chézy ;

Rh : le rayon hydraulique ;

n : coefficient de rugosité avec $\frac{1}{n} = Ks$ (coefficient de Strickler)

La formule de Manning-Strickler permet de transformer la formule de Chézy afin d'obtenir :

$$V = Ks * Rh^{\frac{2}{3}} * I^{\frac{1}{2}}$$

Où :

Ks : le coefficient de Strickler ;

I : la pente du radier.

iii. Formule de PAVLOVSKY

$$C = \frac{1}{n} * Rh^y \quad (IV.16)$$

Avec :

C : coefficient de Chézy ;

Rh : le rayon hydraulique ;

n : rugosité ;

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

$$y = 2.5\sqrt{n} - 0.13 - 0.75\sqrt{Rh}(\sqrt{n} - 0.8) \quad (IV.17)$$

iv. Formule de BAZIN

$$C = \frac{87}{1 + \frac{M_b}{\sqrt{R_h}}}$$

M_b : coefficient de Bazin ; il est entre 0.06 et 1.75 $m^{0.5}$

- ❖ Remarque : Dans notre calcul on travaille avec la formule de MANING-STRICKLER.

IV.3. Diagnostic et modélisation du cours d'eau non aménagés

IV.3.1. Etat de l'oued à la zone d'étude

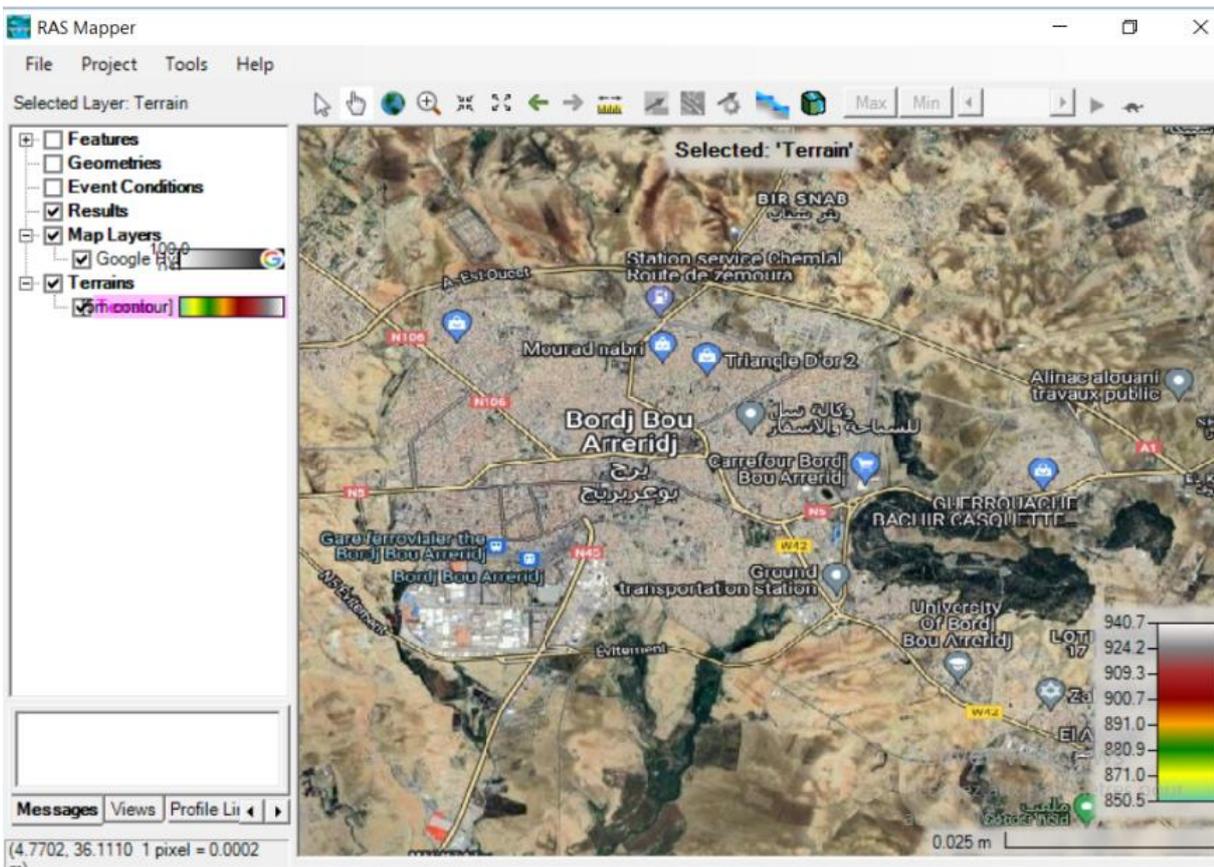


Figure IV.8 : Bordj Bou Arreridj centre.

IV.3.2. Modélisation de l'écoulement

IV.3.2.1. Choix du type de modèle hydraulique

Le choix d'utiliser le logiciel HEC-RAS (version 5.0.4) repose sur les raisons suivantes :

- La capacité de modéliser à la fois l'écoulement permanent et non permanent à surface libre, y compris le débordement du canal vers la plaine d'inondation active.
- L'avantage d'avoir un accès gratuit au logiciel ainsi que la possibilité de le télécharger librement.
- La facilité d'intégration des aménagements hydrauliques tels que les digues, les ponts et les vannages dans le modèle.
- L'exploitation des résultats cartographiques générés par le logiciel, ce qui permet d'identifier les zones à risques de manière efficace.

IV.3.2.2. Présentation du logiciel HEC-RAS

HEC-RAS (Hydrologic Engineering Center's River Analysis System) est un logiciel intégré d'analyse hydraulique permettant de simuler les écoulements à surface libre. Il a été développé par le Hydrologic Engineering Centre de l'U.S. Army Corps of Engineers (USACE) en 2010a et 2010b. Actuellement, il est largement utilisé par de nombreuses entreprises d'ingénierie et des organismes gouvernementaux. HEC-RAS se distingue par ses interfaces conviviales facilitant l'édition et le paramétrage des simulations.

IV.3.2.3. Etape de simulation par HEC-RAS

Pour appliquer le modèle HEC-RAS, il est essentiel de disposer d'une banque de données complète concernant les tronçons de l'oued étudié.

- Les données géométriques relatives à chaque section :

Le profil en travers est établi à partir d'une série de couples distance-altitude, et il est essentiel de mesurer les trois distances principales à la section suivante : rive gauche, rive droite et axe du lit mineur.

- Les données hydrométriques à savoir le débit de projet et les conditions aux limites

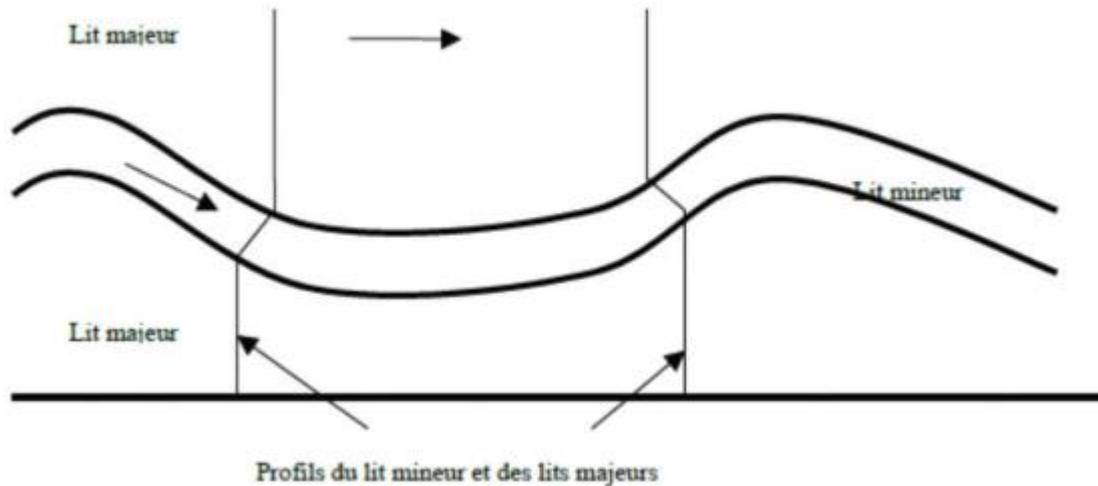


Figure IV.9 : Géométrie du cours d'eau dans HEC-RAS.

Modélisation de l'écoulement

Dans le cas d'un écoulement mixte, les conditions aux limites imposées pour la résolution du calcul hydraulique sont les suivantes :

- Coefficient de Manning.
- Un débit d'entrée.

➤ Données géométrique

Dans ce projet, le levé topographique fourni par le bureau d'étude a été utilisé pour créer la géométrie d'Oued Bordj Bou Arreridj. Cela implique l'implémentation de profils en travers représentatifs, sur lesquels la hauteur d'eau et d'autres caractéristiques de l'écoulement sont calculées.

Pour charger ces profils, le logiciel AutoCAD Civil 3D a été utilisé. Ce logiciel présente l'avantage de générer automatiquement des fichiers de géométrie à partir du levé topographique. Ces fichiers sont reconnus par HEC-RAS et fournissent les profils transversaux de l'amont à l'aval, espacés de 30 mètres, tout en respectant le sens d'écoulement. Cette approche a permis de gagner du temps et d'assurer la précision des résultats.

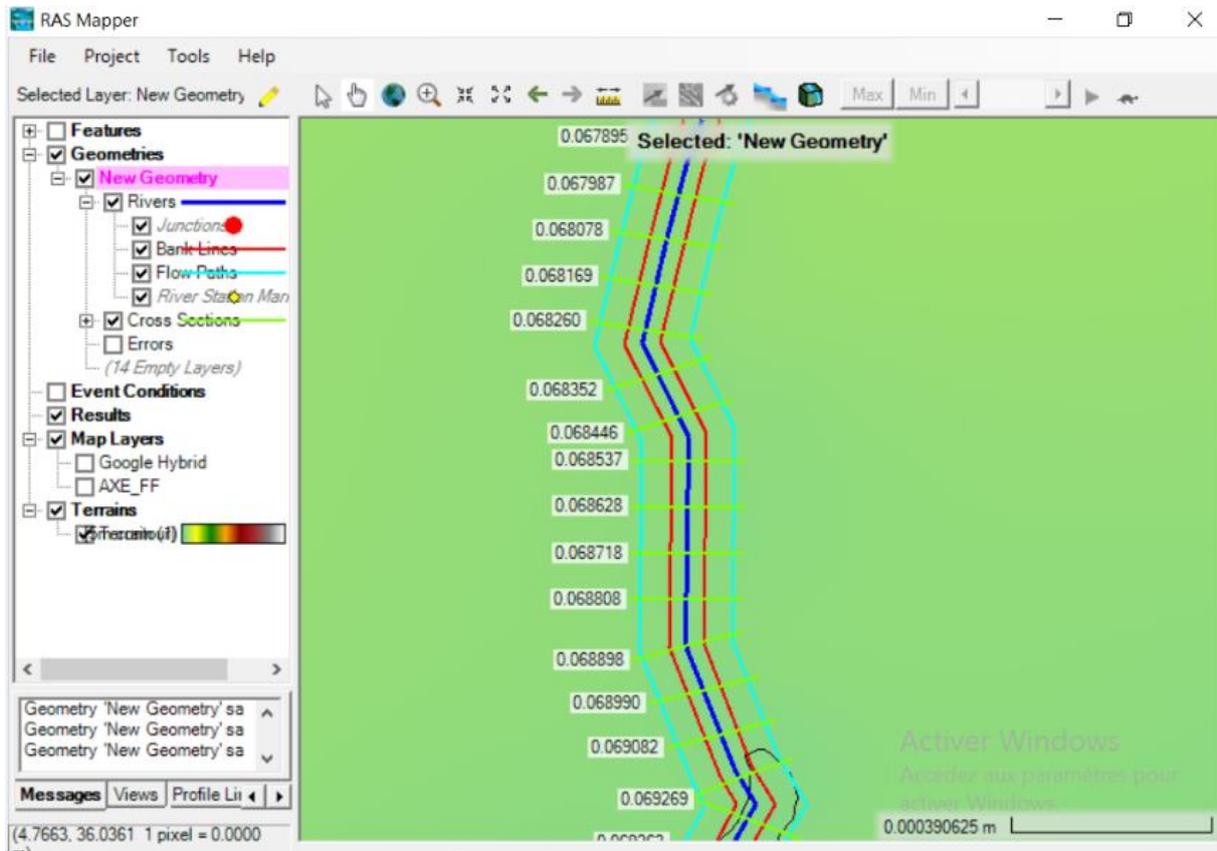


Figure IV.9 : Géométrie du cours d'eau dans HEC-RAS.

➤ **Estimation du coefficient de Manning**

Effectivement, la méthode de Cowan est largement utilisée pour estimer le coefficient de Manning (n). Cette méthode a été développée par Cowan en considérant l'influence de plusieurs paramètres individuellement. Pour plus d'informations, vous pouvez vous référer au guide intitulé "Guide for Selecting Manning's Roughness Coefficients" de G.J. Acrement Jr. et V.R. Schneider. Cette ressource fournit des détails sur la sélection des coefficients de rugosité de Manning en prenant en compte divers paramètres.

$$n = (\sum_{i=0}^4 n_i) * f \quad (IV.18)$$

- n_0 s'applique aux cours d'eau rectilignes avec des parois et un fond homogènes.
- n_1 reflète les irrégularités de la surface du fond et des parois.
- n_2 concerne les variations dans la forme et les dimensions de la section mouillée.
- n_3 prend en compte les obstructions de la section mouillée telles que les dépôts d'ordures, les racines apparentes, les souches d'arbres et les blocs de pierre.
- n_4 mesure l'impact de la végétation.

- f est un facteur correctif qui évalue l'importance des méandres, estimée par le coefficient de sinuosité.

Les valeurs estimées pour chaque coefficient sont résumées dans le tableau suivant :

Tableau IV.1 : Les valeurs des facteurs pour estimer le coefficient de Manning

Facteur	Caractéristiques	Valeur
n ₀	Terre	0.02
	Roche	0.025
	Gravier	0.024
	Gravier grosse	0.028
n ₁	Parois lisses	0.001
	Parois présentant une légère irrégularité	0.005
	Parois présentant une irrégularité modérée	0.01
	Parois présentant une irrégularité importante	0.02
n ₂	Variations progressives du profil en travers	0.00
	Variations altérées du profil en travers	0.005
	Variations altérées fréquentes du profil en travers	0.001 à 0.0015
n ₃	Obstruction négligeable	0.00
	Obstruction faible	0.01 à 0.015
	Obstruction appréciable	0.03 à 0.04
	Obstruction importante	0.06
n ₄	Végétation faible	0.005 à 0.01
	Végétation modérée	0.01 à 0.025
	Végétation importante	0.025 à 0.05
	Végétation très importante	0.05 à 0.10
F	Influence des méandres modérée	1.00
	Influence des méandres appréciable	1.25
	Influence des méandres importante	1.3

En se basant sur les facteurs cités ci-dessus, on a estimé le coefficient de Manning.

Tableau IV.2 : Estimation du coefficient de Manning

Affluent	Coefficient de Manning		
	Rive droite	Lit mineur	Rive gauche
Oued arreridj	0.03	0.03	0.03

➤ **Données de débit**

Après avoir étudié la géométrie, nous devons maintenant intégrer les données de débit. Dans chaque segment du cours d'eau, une étude stationnaire est réalisée, impliquant le passage du débit de pointe d'une crue à travers toutes les sections. Pour ce faire, le débit de crue disponible a été présenté dans le chapitre III.

Tableau IV.3 : donnée de débit d'oued Benloulou.

Affluent	Oued Arreridj
Débit d'entrée (m ³ /s)	25.18

Il nous reste à définir les conditions aux limites de chaque tronçon, c'est-à-dire la hauteur d'eau en amont et en aval. HEC-RAS nous offre plusieurs options :

- **Hauteur d'eau connue** : Pour chaque profil d'écoulement, la hauteur d'eau est déjà connue.
- **Hauteur critique** : Le programme calcule automatiquement la hauteur critique et l'utilise comme condition aux limites.
- **Hauteur normale** : Le logiciel nous demande la pente d'énergie à utiliser pour calculer la hauteur normale selon l'équation de Manning. Si la pente d'énergie n'est pas connue, l'utilisateur peut l'estimer en fournissant la pente de la surface de l'eau ou la pente du fond.
- **Courbe de tarage** : Le logiciel nous demande d'introduire la courbe débit-hauteur.

Dans notre cas, nous allons opter pour la hauteur critique, car nous ne disposons pas d'informations telles que la courbe débit-hauteur ou des mesures complètes qui nous permettraient d'utiliser d'autres alternatives.

➤ **Test du modèle**

Après avoir élaboré les deux fichiers contenant les données géométriques et d'écoulement (débits), nous avons effectué des tests pour évaluer la stabilité du modèle. Le programme requiert d'abord la définition d'un plan avant d'entamer les calculs. Si des erreurs ou des dysfonctionnements affectent les entités géométriques (par exemple, une intersection entre deux profils en travers) ou les données d'écoulement (comme l'absence d'une condition limite).

Dans la plupart des cas, HEC-RAS signale précisément l'emplacement du problème à corriger, généralement sous forme du code du profil en travers.

• **Mise en marche de la simulation**

Une fois le modèle prêt à être utilisé, nous avons entamé la phase d'exploitation. Nous avons choisi la simulation en régime permanent avec un écoulement mixte (fluvial et torrentiel) et avons lancé la simulation.

IV.3.2.4. Résultats de la simulation

La saisie des données géométriques relatives aux profils des sections transversales, ainsi que des débits et des conditions aux limites dans le logiciel HEC-RAS, a permis d'effectuer les calculs et d'obtenir divers résultats. Cela comprend le profil en long du tronçon simulé, le niveau d'eau pour chaque période de retour sur les profils, des tables descriptives et la courbe de tarage.

➤ **Le profil en long**

La ligne d'eau représente une vue en profil du tronçon d'étude, montrant le niveau de l'Oued ainsi que la surface de l'eau et le niveau d'eau correspondant à une période de retour centennale. Dans cette étude, le comportement de la crue est influencé par les irrégularités de la topographie.

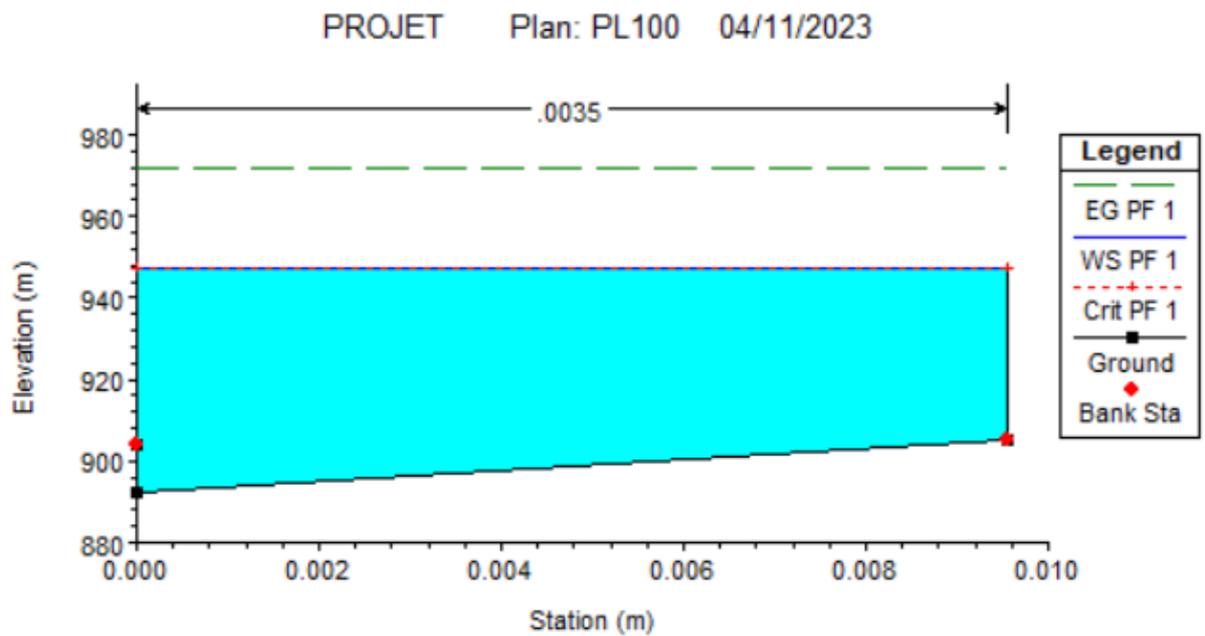


Figure IV.12 : profil en long d'oued Arreridj à son état naturel.

➤ La courbe de tarage

HEC-RAS a permis de générer une représentation graphique illustrant la variation de la hauteur d'eau en mètres en fonction du débit en mètres cubes par seconde.

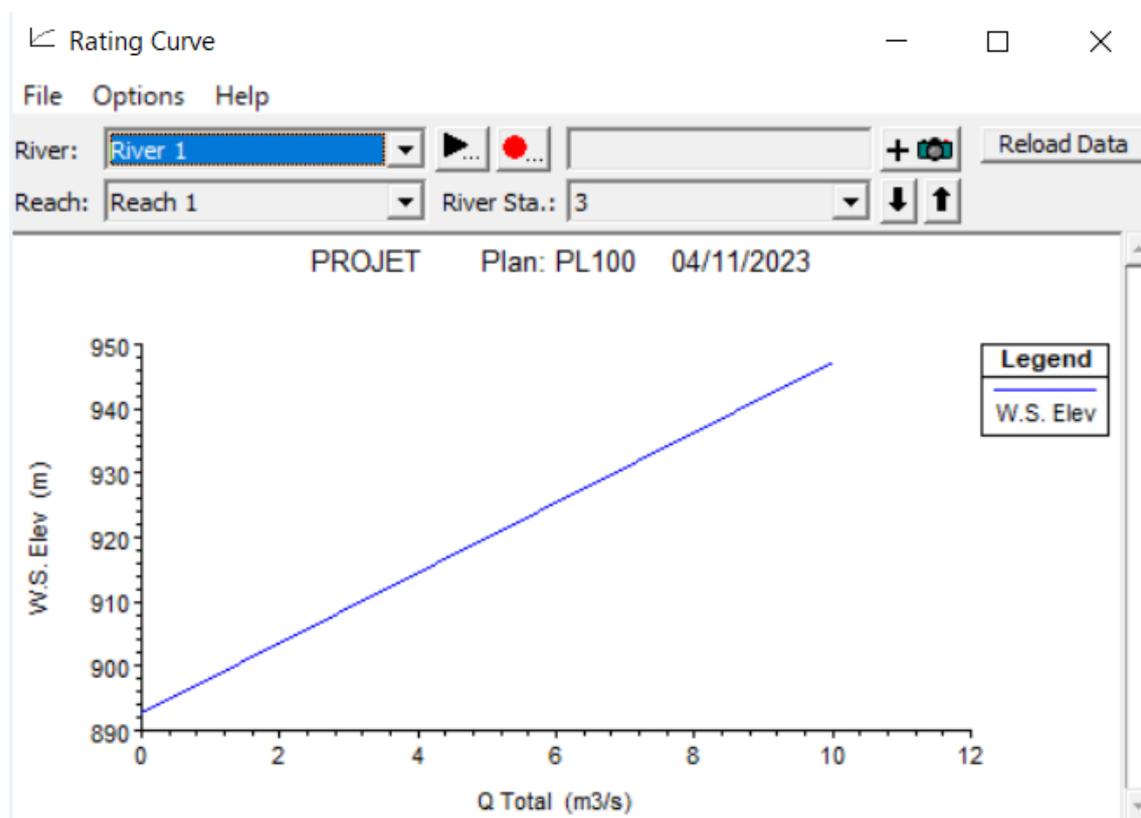


Figure IV.14 : la courbe de tarage d'oued Arreridj

Le logiciel permet également de générer des tableaux récapitulatifs comprenant l'ensemble des paramètres hydrauliques pour un barrage, un autre ouvrage, une surface de stockage, chaque station (profil en travers) ou l'ensemble des stations simultanément.

Tableau IV.4 : Principaux paramètres hydrauliques pour un ensemble de station.

W.S. Elev (m)	Crit W.S. (m)	E.G. Elev (m)	E.G. Slope (m/m)	Vel Chnl (m/s)	Flow Area (m ²)	Top Width (m)	Froude # Chl
1050.47	904.72	1051.71	0.329816	4.92	2.03	0.01	0.11
1046.84	911.23	1048.22	0.366685	5.2	1.92	0.01	0.12
925.53	925.53	947.05	7.838818	20.55	0.49	0.01	1
947.43	947.43	971.67	8.649096	21.8	0.46	0.01	1
	906.05						0.1
	918.66						0.1
1382.9	912.66	1383.13	0.037569	0.91	5.23	0.01	0.01
1354.76	915.84	1354.98	0.060229	2.05	4.88	0.01	0.03
1297.87	954.72	1298.25	0.114775	2.7	3.7	0.01	0.04
983.54	983.54	1006.77	7.121617	21.34	0.47	0.01	1
	916.01						0.1
3343.26	935.59	3343.27	0.002339	0.41	24.69	0.01	0.1
3340.36	982.88	3340.37	0.003	0.44	22.73	0.01	0.1

IV.4. Les zones inondables

Après avoir calculé les profils d'inondation avec HEC-RAS, notre objectif dans cette étape était de délimiter les plaines inondables. Nous nous sommes basés sur les résultats de la simulation précédente en utilisant l'application RAS-Mapper intégrée dans HEC-RAS. Ce modèle permet de mettre en évidence les zones habitées inondées à plusieurs endroits lors de la crue centennale. Les zones à risque sont clairement identifiées sur la carte des zones inondables.

IV.4.1. Carte des profondeurs

La simulation de l'état naturel du cours d'eau lors de la crue centennale a été réalisée à l'aide du logiciel HEC-RAS dans le but de déterminer les points de débordement et, plus généralement, de délimiter les zones inondables. La cartographie des zones inondables le long du cours d'eau a été effectuée avec l'outil RAS-Mapper intégré dans le logiciel HEC-RAS. L'utilisation de RAS-Mapper nous a permis d'obtenir la carte suivante :

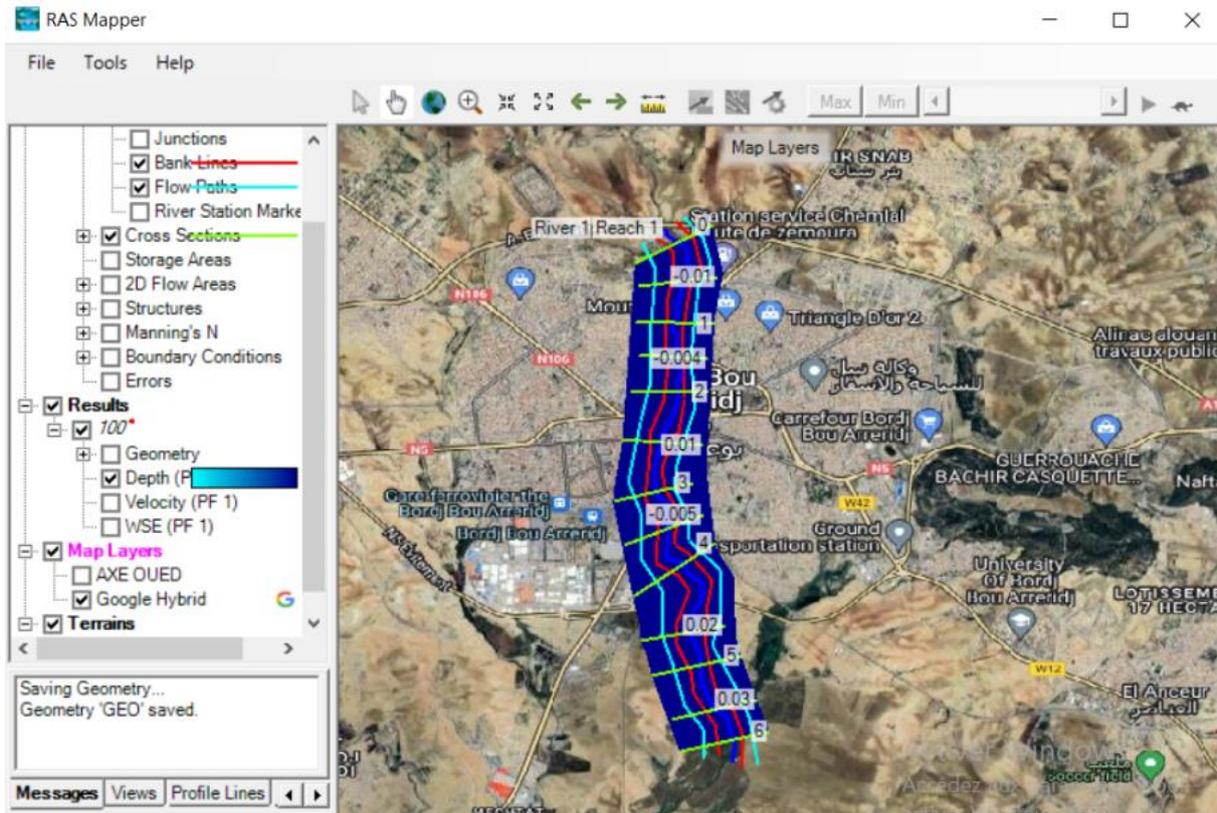


Figure IV.19 : Carte des profondeurs pour la période de retour 100 ans.

IV.4.2. Interprétation

Le lit de l'Oued est occupé par des habitations, et des débordements d'eau se produisent sur les deux rives de l'Oued en amont et en aval. Les causes de ces inondations sont multiples : les habitations sont construites trop près du lit mineur, la pente est faible, de plus, le lit de l'Oued est étroit en termes de capacité.

IV.5. Conclusion

Cette étape nous a permis de mieux comprendre la situation de notre zone d'étude, sa réaction face aux inondations et de localiser les différentes zones touchées par l'inondation provoquée par la crue centennale

Chapitre V

Etude des variantes d'aménagement
pour la protection contre les inondations

V.1. Introduction

L'objectif de cette étude est de garantir une protection efficace contre les inondations dans la ville de Bordj Bou Arreridj .cette protection implique l'évaluation de diverses options d'aménagement, basée sur les résultats des chapitres précédents et une analyse approfondie des conditions naturelles de notre zone. Ces aménagements sont guidés par des objectifs légitimes, notamment :

- Préserver les terres cultivables et les habitations contre les inondations.
- Combattre l'érosion des berges.
- Faciliter la navigation fluviale.
- Générer de l'énergie, permettre l'irrigation et fournir de l'eau potable.

Diverses solutions d'aménagement ont été recensées afin de répondre à ces besoins.

V.2. Principe d'aménagement

Les variantes ont été choisies dans le but de protéger les localités de la ville de Bordj Bou Arreridj contre les inondations en évacuant les eaux de crue vers l'exutoire, tout en respectant les conditions d'écoulement et de stabilité des berges, et en tenant compte de l'impact environnemental de ces aménagements. Le choix des variantes est déterminé par différents processus. Les ouvrages de protection peuvent être classés en deux catégories : directes et indirectes.

V.2.1. Les différents types d'aménagements

V.2.1.1. Protection directe (Rapprochées)

La protection directe implique d'intervenir directement sur le site menacé en mettant en place les actions suivantes :

➤ Curage

Permettant ainsi une nette amélioration des conditions d'écoulement en éliminant tous les obstacles et les dépôts qui entravent le flux d'eau dans le cours d'eau. Le débroussaillage est également essentiel lors de la traversée des agglomérations pour des raisons sanitaires, ainsi que dans les sections courantes afin de réduire la rugosité et d'augmenter le débit.

➤ **Recalibrage**

Cela implique l'élargissement et le creusement des sections des cours d'eau afin d'augmenter leur capacité d'évacuation des eaux et d'assurer une section mouillée conforme aux critères de protection souhaités.

➤ **Réalisation des canaux**

Cela permet de restaurer le tracé initial de l'oued. Cette solution est essentielle lorsque le lit de l'oued et sa zone hydraulique ont été entièrement occupés par des bâtiments ou des routes.

➤ **Protection des berges**

Cela englobe tous les ouvrages conçus pour maintenir la stabilité des terres malgré l'impact de l'eau. Les berges sont vulnérables aux courants turbulents provoqués par les crues. De plus, l'infiltration d'eau après le recul de la crue peut entraîner des glissements de terrain. La protection des berges est également cruciale près de certaines structures telles que les ponts.

➤ **Endiguement des oueds**

Cette protection est assurée par la construction de digues le long des deux rives du cours d'eau. Cette opération peut être facilement réalisée grâce aux ressources locales en termes de main-d'œuvre et de matériaux. De plus, ce type de protection offre l'avantage de permettre une approche sélective. Il est possible de mettre progressivement à l'abri, contre la plupart des crues, les zones les plus riches et densément peuplées. Cependant, il est important de noter que cette méthode de protection a l'inconvénient d'entraîner une élévation significative du niveau de l'eau et de rendre plus difficile le drainage des terrains bas.

V.2.1.1. Protection indirecte (Eloignées)

La protection indirecte, en revanche, implique d'intervenir plus en amont des sites menacés, en dehors du périmètre d'aménagement, en construisant des ouvrages sur les oueds responsables des inondations :

➤ **Création des canaux périphériques**

Cela implique de détourner les eaux vers d'autres oueds, les réorientant vers des zones situées en dehors des zones à protéger. Ce processus de déviation peut concerner partiellement ou totalement les eaux d'un oued vers un autre.

➤ **Réalisation des barrages**

Cela implique la construction de seuils en amont des zones menacées pour stocker et réguler les crues. Le volume et la capacité de laminage du barrage doivent être optimisés afin de répondre de manière optimale aux besoins de la protection envisagée.

➤ **Aménagement des bassins versants**

Pour lutter contre l'érosion, des techniques biologiques peuvent être utilisées en conjonction avec la construction de seuils en gabions. Ces derniers ralentissent le flux de l'eau, favorisant ainsi le dépôt des sédiments en amont et contribuant à prévenir l'érosion.

V.2.2. Calcul hydraulique des canaux

La formule utilisée pour le dimensionnement est celle de Manning-Strickler, applicable à toutes les formes géométriques pour différentes sections ouvertes. Elle est représentée par la relation suivante :

$$Q = \frac{1}{n} \cdot S_m \cdot R h^{\frac{2}{3}} \cdot \sqrt{i} \dots\dots\dots (V.1)$$

D'où :

Q : le débit (m^3/s).

n : Coefficient de Manning ($m^{\frac{-1}{3}} \cdot s$).

Rh : Rayon hydraulique (m).

Sm : La surface mouillée (m^2).

I : la pente du fond du canal.

La figure suivante présente les formules des éléments géométriques pour cinq types de section de canaux différents :

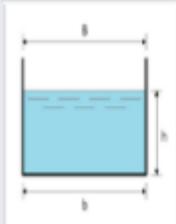
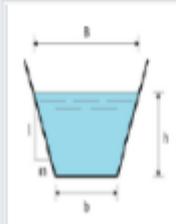
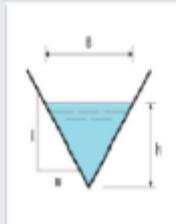
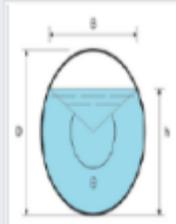
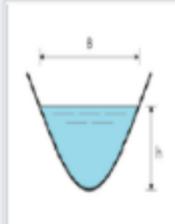
					
Largeur, B	b	$b + 2 \times mh$	$2 \times mh$	$(\sin \frac{\theta}{2}) \cdot D$ ou $2\sqrt{h \cdot (D - h)}$	$\frac{3S}{2h}$
Surface, S	$b \times h$	$(b + mh) \cdot h$	$m \times h^2$	$\frac{1}{8}(\theta - \sin \theta) \cdot D^2$	$\frac{2}{3}Bh$
Périmètre mouillé, P	$b + 2h$	$b + 2 \cdot h \cdot \sqrt{1 + m^2}$	$2h \cdot \sqrt{1 + m^2}$	$\frac{1}{2} \cdot \theta \cdot D$	$B + \frac{8h^2}{3B}$
Rayon hydraulique, R_h	$\frac{bh}{b + 2h}$	$\frac{(b + mh) \cdot h}{b + 2h \cdot \sqrt{1 + m^2}}$	$\frac{mh}{2 \cdot \sqrt{1 + m^2}}$	$\frac{1}{4} \left[1 - \frac{\sin \theta}{\theta} \right] D$	$\frac{2B^2h}{3B^2 + 8h^2}$
Profondeur hydraulique, D_h	h	$\frac{(b + mh)h}{b + 2 \times mh}$	$\frac{1}{2}h$	$\left[\frac{\theta - \sin \theta}{\theta} \right] D$	$\frac{2}{3}h$
Angle du segment circulaire, θ				$\theta = 2 \arccos \left(\frac{\frac{D}{2} - h}{\frac{D}{2}} \right)$	

Figure V.1 : Eléments géométriques pour des sections ouvertes diverses.

V.2.2.1. Le choix de la section de meilleure conductivité

Le profil de meilleure conductivité est celui qui permet de transporter le débit maximum. Pour un canal de pente I et de coefficient de rugosité n , la section qui transporte le débit maximum Q_{max} est celle où le rayon hydraulique R_h est maximal, et la section S est minimale. R_h représente le rayon hydraulique, défini comme le rapport entre la surface mouillée S_m et le périmètre mouillé P_m . $R_h = \frac{S_m}{P_m}$

Parmi toutes les formes de section, la section semi-circulaire est celle qui permet d'atteindre le rayon hydraulique maximum. Cependant, cette forme n'est réalisable que dans les canaux artificiels en béton ou en métal. Du point de vue des contraintes techniques de construction, la forme trapézoïdale est préférée car elle offre une simplicité de réalisation et est plus économique que la forme semi-circulaire.

A cet effet notre choix sera porter sur la section trapézoïdale.

Tableau V.1 : les caractéristiques de la section trapézoïdale.

Désignation	Expression	Définition
b	$2h(\sqrt{1 + m^2} - m)$	La largeur inférieure du canal (m)
B	$B+2mh$	La largeur supérieure du canal (m)
S_m	$h(b+mh)$	La surface mouillée (m ²)
P_m	$b+2h\sqrt{1 + m^2}$	Le périmètre mouillé (m)
R_h	$\frac{s}{p} = \frac{h(b + mh)}{b + 2h\sqrt{1 + m^2}}$	Le rayon hydraulique (m)
m	$\cot \theta$	Fruit de talus, d'après la nature du terrain

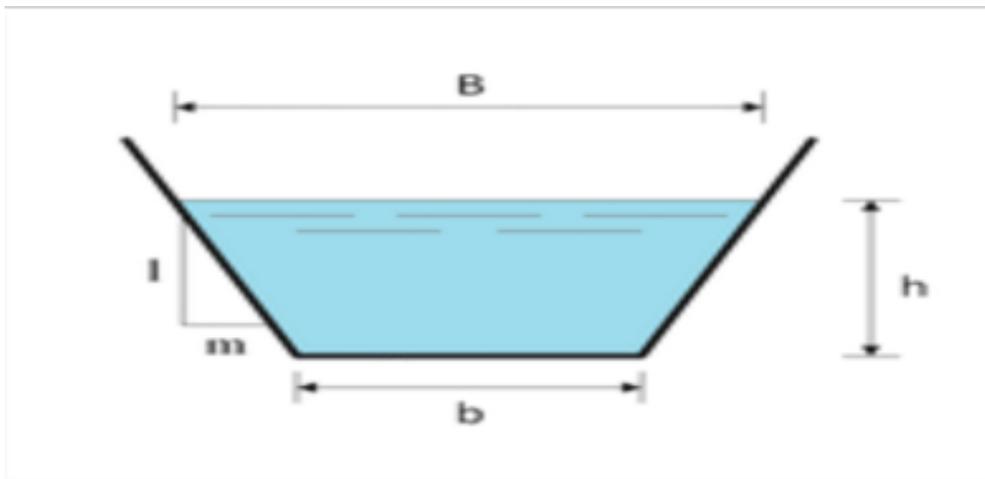


Figure V.2 : coupe de la section trapézoïdale.

V.2.3. Choix des paramètres de dimensionnement

1. La pente du projet

Le choix de la pente du projet revêt une grande importance avant d'effectuer les calculs hydrauliques. Dans notre cas, nous avons opté pour une pente uniforme pour chaque tronçon.

2. Le coefficient de rugosité

La rugosité du canal dépend de la nature du revêtement. Les valeurs de rugosité de Cert
ains revêtements sont données à titre d'exemple dans le tableau suivant :

Tableau V.2 : Les valeurs du coefficient de rugosité 'n'.

Caractéristiques du lit ou du revêtement	Valeur de la rugosité n
Canal avec revêtement en béton.	0.014
Canal en terre.	0.022
Canal en pierre.	0.025
Canal en Gabion.	0.030

3. Marge de sécurité dans les canaux (Revanche)

Dans les canaux à surface libre, toute perte de charge imprévue peut entraîner une élévation de la surface libre, augmentant ainsi le risque de débordement. C'est pourquoi il est essentiel de prévoir une marge de sécurité au-dessus de la ligne d'eau calculée. Cette marge doit prendre en compte l'accumulation de dépôts solides, la croissance de la végétation, les vagues causées par le vent, et d'autres facteurs similaires.

En général, la marge de sécurité varie entre 0,30 m pour les petits canaux et peut atteindre 0,60 à 1,20 m pour les grands canaux. Il est crucial de considérer toutes les circonstances susceptibles de modifier ces valeurs afin d'assurer une protection adéquate contre les débordements.

Tableau V.3 : Revanches utilisées.

Débit (m^3/s)	$Q < 0.75$	$0.75 < Q < 1.5$	$1.5 < Q < 8.5$	$Q > 8.5$
Revanche (m)	0.45	0.6	0.75	0.9

4. Vitesse d'érosion

Afin de prévenir les ruptures du fond et des berges des canaux dues à l'action dynamique d'un courant d'eau, il est crucial que la vitesse de ce courant ne dépasse pas la vitesse limite maximale. Les valeurs de vitesse moyenne limite d'érosion pour les lits consolidés sont fournies dans le tableau ci-dessous :

Tableau V.4 : Valeurs de vitesse moyenne limite d'érosion pour les lits consolidés.

Lit	Vitesse (m/s)
Pavage de pierre à une couche	2.50 - 4.00
Gabions	4.00 - 6.00
Revêtement en béton	6.00 - 10.00
Béton amélioré	< 10.00

V.3. Calcul de la stabilité des canaux non revêtus

Lorsque le fond du chenal ou les berges sont érodables, le dimensionnement doit garantir la stabilité des grains en choisissant la largeur, la profondeur et la pente du fond de manière appropriée. Deux méthodes couramment utilisées à cet effet sont la vitesse admissible et la force (ou contrainte) tractrice.

V.3.1. Méthode de La vitesse Admissible

Dans la méthode de la vitesse admissible, le dimensionnement du canal est effectué de manière à ce que la vitesse d'écoulement, dans des conditions d'écoulement uniforme, soit inférieure à la vitesse admissible. Cette dernière est définie comme étant la vitesse en dessous de laquelle le fond et les berges du chenal sont considérés comme stables. Cette vitesse

dépend principalement du type de sol, des dimensions des grains, de la profondeur de l'écoulement et de la sinuosité du chenal.

Généralement, des sections trapézoïdales sont utilisées pour les canaux érodables. Pour le dimensionnement, il est d'abord nécessaire de choisir un fruit (ou talus) approprié. Le tableau suivant donne un ordre de grandeur des fruits des talus utilisés :

Tableau V.5 : Ordre de grandeur des fruits des talus.

Matériaux	Fruit des talus
Roche	Presque vertical
Roche fissurée, maçonnerie sèche	1/2
Argile	1/2 à 1/1
Sol Ferme, alluvions compactes	1/1
Gros cailloux	3/2
Sol sableux lâche	2/1
Sol Sableux limoneux, terre remaniée	3/1

La vitesse moyenne admissible pour différents types de sols est résumée dans le tableau suivant. Ces valeurs sont spécifiques à un cours d'eau rectiligne sans sinuosité, avec une profondeur moyenne de 1 mètre. Il est suggéré de réduire ces valeurs de 5% pour les cours d'eau faiblement sinueux, de 13% pour les chenaux modérément sinueux et de 22% pour ceux très sinueux. Pour des profondeurs différentes de 1 mètre, les vitesses doivent être multipliées par un coefficient de correction k.

$$K = y^{\frac{1}{6}} ; \text{Où } y \text{ est la profondeur d'écoulement en m.}$$

Tableau V.6 : Vitesse admissible d'écoulement.

Matériaux	V (m/s)
Sable fin	0.6
Sable grossier	1.2

Sol Sablo limoneux	0.6
Sol Sablo argileux	1.1
Argile	1.8
Sablo limoneux végétalisé (pente < 5%)	1.8
Argilo limoneux végétalisé (pente < 5%)	2.4
Grés tendre	2.4
Schiste douce	1.1
Roche dure	6.1

IV .2 Variante proposée

Nous allons présenter deux options visant à protéger la ville de Bordj Bou Arreridj contre les inondations. Ces solutions doivent assurer une protection efficace tout en étant techniquement et économiquement réalisables. De plus, elles doivent être adaptées aux caractéristiques du terrain, y compris sa topographie et sa géologie.

Tableau V.9 : Aménagement proposé

Oued	Aménagement proposé
Oued arreridj	<p>Variante 1 : Tronçon de 0 à 4 zones urbaines protection en béton armé avec un canal trapézoïdale</p> <p>Variante 2 : de 4 à 6 zones agricoles protection en gabion avec un canal trapézoïdal.</p>

V.4.3. Calcul de l'aménagement

Cette section implique une comparaison technique des alternatives mentionnées précédemment, dans le but de parvenir à une solution d'aménagement optimale. Cette solution doit respecter les normes techniques pour atteindre l'objectif de protection recherché.

V.5.4.1. Aménagement en béton armé

En utilisant le logiciel Flow Master CONNECT, nous obtiendrons les résultats suivants :

Tableau V.12 : Dimensionnement du canal trapézoïdal en béton armé.

Oued	Tronçon	Longueur (m)	Pente (%)	Fruit de talus	b (m)	h (m)	H (m)
Arzeridj	0-4	6500	0.3	1	3	1.6	2.5

Tableau V.13 : tableau récapitulatif des différents paramètres hydrauliques et géométriques (tronçon 0-4).

Paramètre	Unité	Quantité
La surface du B.V	km ²	30
Temps de concentration	H	9.79
Le débit	m ³	25.18
Largeur	M	3
La profondeur	M	2.5
La pente du radier	-	0.003
La profondeur normale	M	1.6
La profondeur critique	M	1.8
La pente critique	-	0.002
Longueur	M	6500
Vitesse	m/s	1.81
Nombre de Froude	-	2.02

D'après les tableaux ci-dessus, nous avons choisi de travailler avec une base de 3 m et une hauteur de 2,5 m le long de tout l'oued afin d'assurer un écoulement torrentiel qui garantit la protection de la ville.

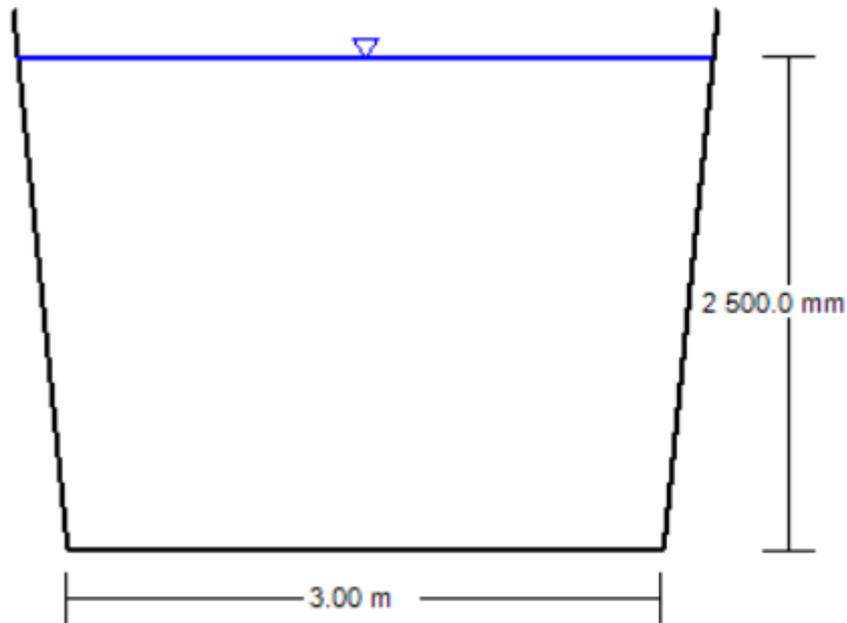


Figure V.5 : schéma type d'aménagement en béton d'oued Arreridj.

V.5.4.2. Aménagement en gabion

Nous avons obtenu les résultats de dimensionnement à l'aide du logiciel FlowMaster CONNECT. Ces résultats sont présentés dans le tableau suivant :

Tableau V.12 : Dimensionnement du canal trapézoïdal en gabion.

Oued Arreridj	Tronçon	Longueur (m)	Pente (%)	Fruit de talus	B (m)	h (m)	H (m)
	4-6	1200	0.3	1	3	1.6	2.5

Le tableau récapitulatif des différents paramètres hydrauliques et géométriques est présenté ci-dessous :

Tableau V.13 : tableau récapitulatif des différents paramètres hydrauliques et géométriques (tronçon 4-6).

Paramètre	Unité	Quantité
-----------	-------	----------

La surface du B.V	km ²	30
Temps de concentration	H	9.79
Le débit	m ³ /s	25.18
Largeur	M	3
La profondeur	M	2.5
La pente du radier	-	0.003
La profondeur normale	M	1.6
La profondeur critique	M	1.8
La pente critique	-	0.002
Longueur	M	1200
Vitesse	m/s	1.81
Nombre de Froude	-	2.02

D'après les tableaux ci-dessus, nous avons choisi de travailler avec une base de 3 m et une hauteur de 2,5 m le long de tout l'oued afin d'assurer un écoulement torrentiel qui garantit la protection de la ville.

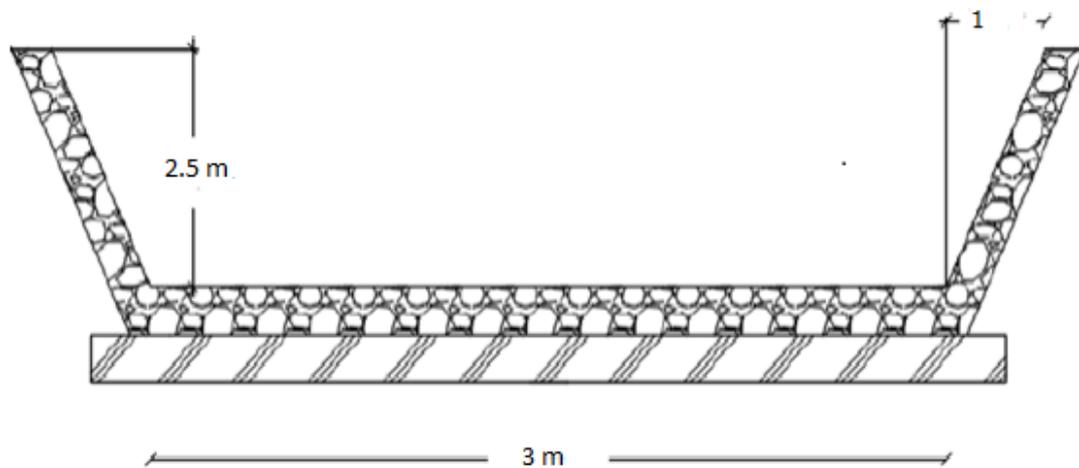


Figure V.6 : schéma type d'aménagement en gabion d'oued Arreridj

V.6. Conclusion

Dans ce chapitre, l'Oued Arreridj a été aménagé de manière à obtenir un système de transport dans lequel l'eau s'écoule, et la surface libre est soumise à la pression atmosphérique, avec un profil capable de véhiculer le débit maximal.

Le dimensionnement du canal trapézoïdal a été effectué à l'aide du logiciel FlowMaster. Il est à noter que le régime d'écoulement est torrentiel dans les canaux composant le projet.

Chapitre VI

Etude de ferrailage

VI: Introduction :

En pratique, deux cas peuvent se présenter :

- Premier cas :

Le béton armé remplit deux fonctions essentielles à la fois : celle de servir de structure mécanique et celle d'assurer l'étanchéité, que ce soit avec ou sans un revêtement de protection supplémentaire visant à prévenir toute éventuelle détérioration du béton due aux substances contenues à l'intérieur. Dans une telle situation, il est impératif que le béton soit extrêmement dense, et qu'il présente une fissuration strictement contrôlée.

- Second cas :

Le béton armé est principalement utilisé comme élément de structure mécanique, sans jouer de rôle direct dans l'étanchéité. Dans cette configuration, une certaine fissuration peut être tolérée, à condition qu'un revêtement d'étanchéité approprié soit prévu sur les surfaces en contact avec le liquide. Ce revêtement doit être capable de s'adapter aux légères déformations résultant de la fissuration du béton sous-jacent. Les exigences en matière de fissuration dépendent alors des caractéristiques spécifiques de ce revêtement, telles que son adhérence, sa flexibilité, ou son élasticité.

VI.1: Actions à prendre en compte

Les actions à prendre en compte comprennent :

VI.2 .1: Les actions permanentes:

Ces actions à prendre en compte incluent :

- Le poids propre de la structure.
- Le poids des superstructures.
- Le poids des équipements fixes.
- Éventuellement, les poids et les poussées exercées par les terres.
- Les déformations imposées, notamment les tassements différentiels et les retraits.

VI.3 .2: Les actions variables :

D'autres actions à prendre en compte comprennent :

- Le poids et la poussée du liquide contenu, en tenant compte de la situation où l'ouvrage est vide.
- Les charges climatiques, telles que le vent et la neige.

- Les charges résultant de l'exploitation de l'ouvrage, de son entretien, ainsi que du fonctionnement des installations, y compris les variations de la poussée de l'eau à l'intérieur de l'ouvrage.
- Les charges éventuelles qui s'exercent sur le terrain avoisinant.
- Les effets thermiques.
- Les dépressions et surpressions.

VI.2.3 : Les événements accidentels :

Tels que les séismes, les inondations, les chocs, etc., sont généralement détaillés dans les documents spécifiques. Ceci inclut également la prise en compte de la poussée exercée par les masses de terre.

VI.3 : Les forces exercées sur le canal :

Dans notre contexte, nous devons tenir compte des éléments suivants, en plus du poids propre du canal :

- Les pressions de l'eau agissant de l'intérieur vers l'extérieur.
- Les pressions de l'eau agissant de l'extérieur vers l'intérieur.
- Les pressions des masses de terre extérieures agissant de l'extérieur vers l'intérieur.

Dans notre analyse, tous les calculs sont effectués dans le scénario le plus contraignant, c'est-à-dire en considérant la section maximale du canal.

Pour évaluer l'ensemble des forces agissant sur le canal du cours d'eau principal, nous examinons trois situations possibles :

1. Le canal est vide avec seulement les pressions des masses de terre.
2. Le canal est rempli d'eau sans les pressions des masses de terre.
3. Une combinaison des deux cas précédents.

VI.3.1: canal vide avec poussées des terres :

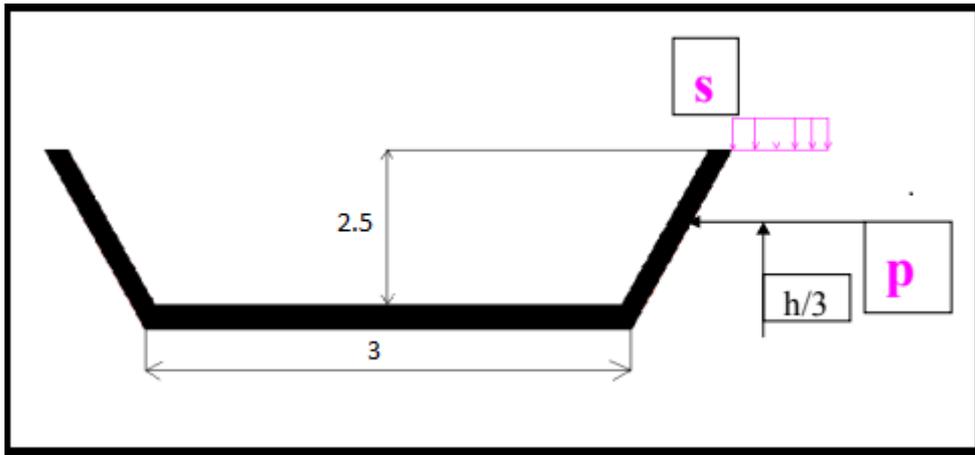


Figure N° VI. 01: Les poussées de terres agissant sur le canal

$$P = A \delta t h \dots\dots\dots (V.1)$$

Avec :

P : la pression du la poussé de terre.

A : Coefficient de poussée ($A = \tan^2(\pi/4 - \phi/2)$).

h : la hauteur des parois (m).

δt : Poids volumique des terres (1,8 T/m³).

On a $A = 0.333$

$p = 0$ si $h = 0$

$p = 1.48 \text{ T/m}^2$ si $h = 2.5$

La pose P est applique a :

$h/3 = 0.83 \text{ m}$ au-dessus du point A

On pose une surcharge majeure $s = 1 \text{ T/m}^2$

Schéma statistique de répartition de la poussée de terre sur le canal :

$$a = 1.5A*s = 1.5*0.333*1 = 0.5 \text{ T/m}^2$$

$$b' = 1.35*A* \delta t *h = 1.35*0.333*1.8*2.5 = 2.02 \text{ T/m}^2$$

$$b = a + b' = 2.52 \text{ T/m}^2$$

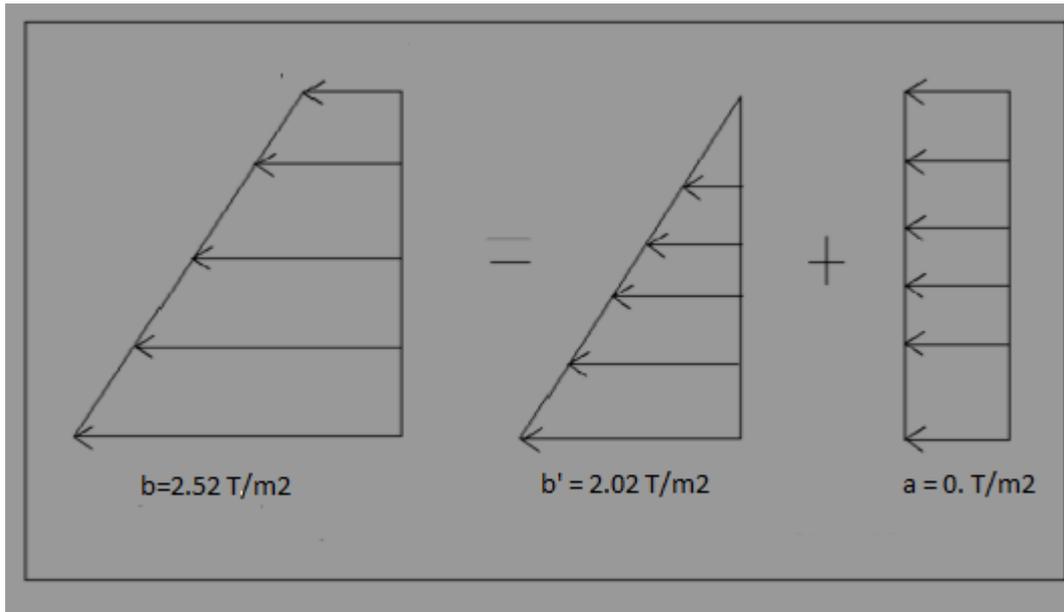


Figure N° VI.02 : Répartition de la poussée de terre sur le canal

Poussée de fond de canal Pca

$P_{ca} = \gamma_b e$ (V .2)

γ_b : poids volumique du béton $\gamma_b = 2,5 T/m^3$

e: épaisseur du canal $e = 0.25m$.

On aura : $P_{ca} = 0.625 T/m^2$

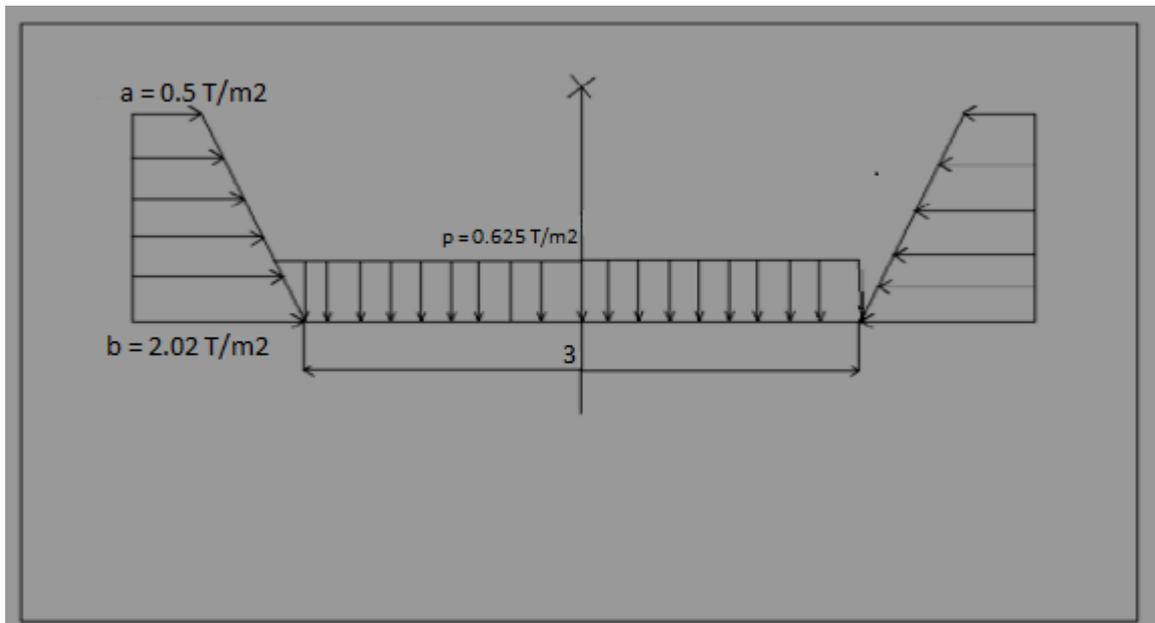


Figure N° VI.04 : Les poussées agissant sur un canal vide

VI.3.2. Canal plein d'eau sans tenir compte des terres :

$$P_{eau} = \rho g h \dots\dots\dots (V.3)$$

P : Pression due a la Poussées d'eau (T/m²)

Poids volumique de l'eau (1T/m³)

h : la charge d'eau (m)

$$P_{eau} = 2.5T / m^2$$

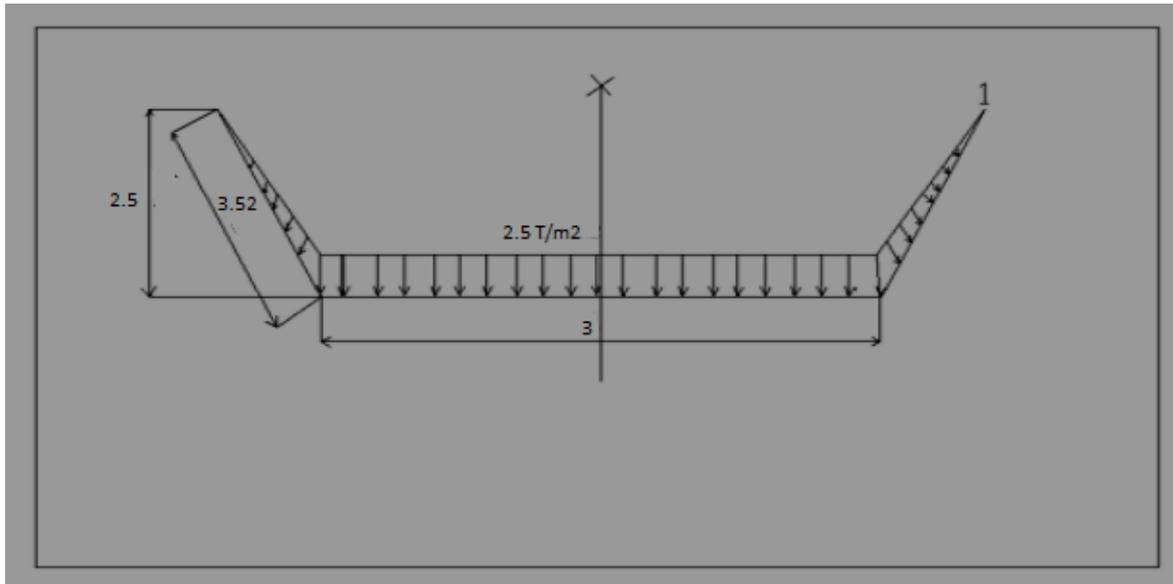


Figure N° V.05 : Répartition de la charge d'eau sur le canal

VI.3.3: combinaison des deux cas :

$$P_{ultime} = 1.35 (P+P_{canal}) + 1.5(PS+P_{eau})\dots\dots\dots (V.4)$$

P_{ultime} :Pression ultime

p : Pression due a la Poussée de terre

P_{eau}:Pression due a la Poussée d'eau

P_{canal}: Pression due a la fond de canal

$$\text{Donc } P_{ultime} : 9.09T / m^2$$

VI.3.4 : cas du canal vide :

$$P_{ultime} = 1.35 (P+P_{canal}) + 1.5 PS$$

$$P_{ultime} : 5.34 T/m^2$$

Le cas le plus défavorable c'est le cas d'une canal vide.

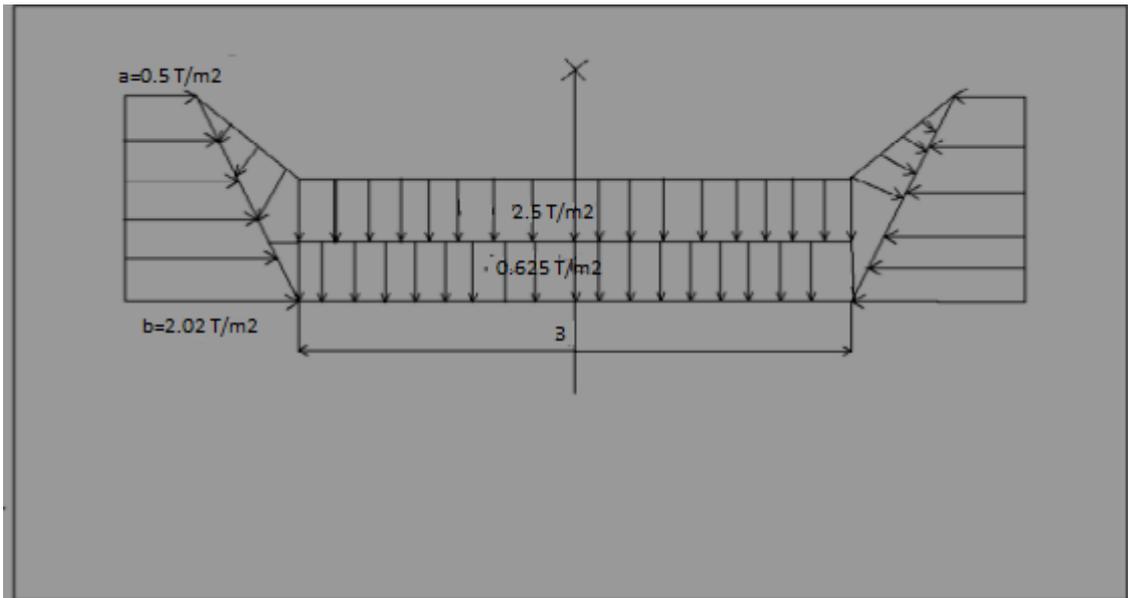


Figure N° V.07 : Répartition des charges sur le canal

V.4: calcul de ferrailage :

V.4 .1: calcul des réactions et moments

On utilise logiciel SAP2000

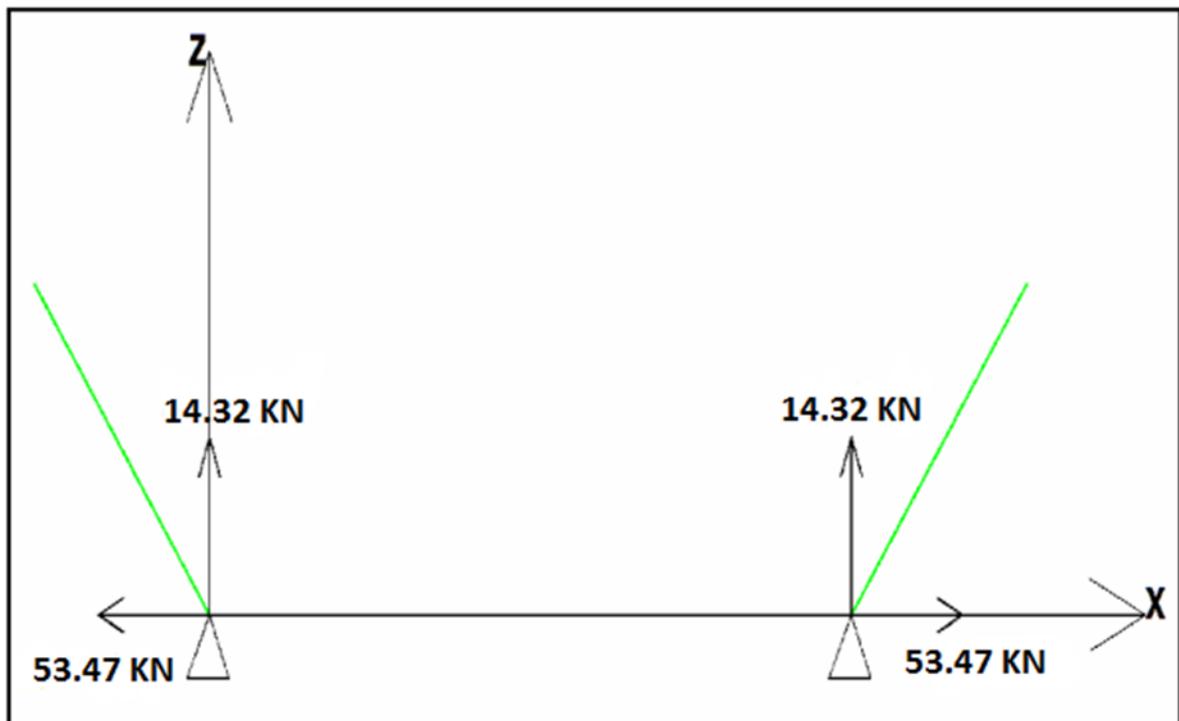


Figure V.09 : Diagrammes des réactions

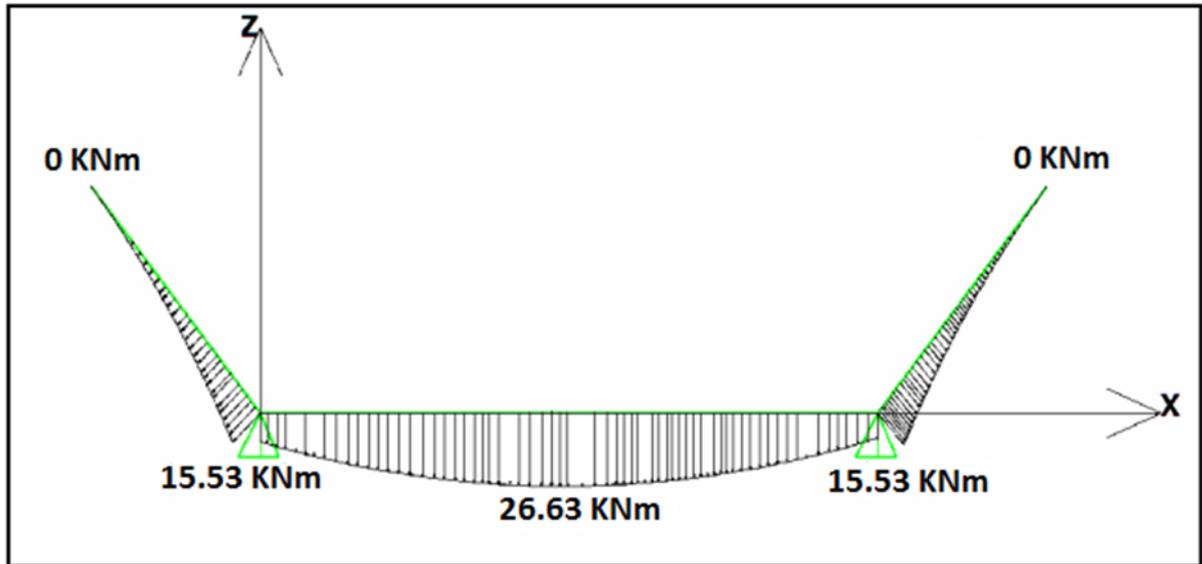


Figure N° V.10: Diagrammes des moments

V.4.2. Calcul de ferrailage a flexion simple

- Les étapes de calcul

$$\mu = M_{\max} / (\sigma_{bc} \cdot b \cdot d^2) \dots\dots\dots (V.5)$$

Avec :

σ_{bc} : Contrainte admissible due la compression du béton. $(0.85 \cdot f_{c28}) / \delta_b = 142$ bars avec

$\delta_b = 1.5 f_{c28}$: résistance de béton a 28 jours on prend $f_{c28} = 250$ bars

δ_b : situation durable $\delta_b = 1.5$

b : Longueur de la tranche = 1 m

d : épaisseur diminue de l'enrobage = 22 cm

c : l'enrobage = 3 cm.

Donc $\mu = 0.235 > 0.186$

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu}}{0.8} \dots\dots\dots (V.6)$$

Donc $\alpha = 0.34$

$\beta = 1 - 0.4 \alpha = 0.864$

Donc on choisie $C' = 3$ cm

$$Z_R = d \times B = 17(1 - 0.4\alpha) = 14 \text{ cm} \dots\dots\dots (V.7)$$

$$A_0 = \frac{M}{z\sigma} \dots\dots\dots(V.8)$$

$$M_R = \mu_R b \cdot d\sigma_S \dots\dots\dots(V.9)$$

$$\sigma_S = f_e / \delta_S = 4000/1.5 = 3478 \text{ bars}$$

Avec :

$$A = 1.64 \text{ cm}^2$$

$$A = \frac{M_U - M_R}{(d - c') \cdot \sigma_S} = 11.16 \text{ cm} \dots\dots\dots (V.10)$$

$$A = A_{S0} + A_{S1} = 12.8 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots (V.11)$$

$$A_S = A_{S1} = 11.16 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots (V.12)$$

Pour $A_S = 9T14$

Pour $A_S = 8T12$

$$E_{\text{sup}} = \frac{100}{N-1} = \frac{100}{8} = 12.5 \text{ cm}^2$$

$$e_{\text{sup } f} = 100/7 = 14.28 \text{ cm}^2$$

alors : $e_{\text{sup}} = e_{\text{inf}} = 15 \text{ cm}$

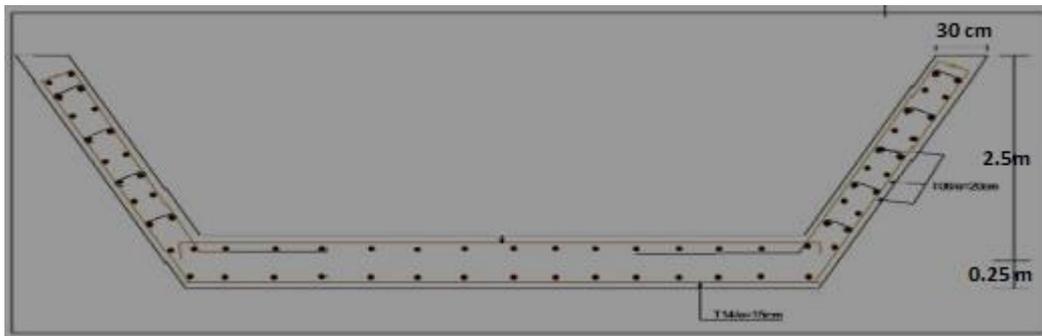


Figure VI.11 : Schéma de ferrailage

Conclusion

Le renforcement en acier a été correctement dimensionné pour le canal principal, qui présente une section importante. En revanche, pour les autres canaux de section plus réduite, nous avons opté pour une quantité minimale d'acier en tenant compte de leurs dimensions plus petites.

Chapitre VII

Estimation quantitative et financière du système de protection contre les inondations

VII.1. Introduction

L'estimation quantitative et financière du système vise à déterminer le coût total du projet requis pour ce travail. Dans ce chapitre, nous allons effectuer une comparaison quantitative et financière entre les deux variantes proposées afin de choisir la variante la plus appropriée d'un point de vue technico-économique.

VII.2. Chiffrages des aménagements proposés

VII.2.1. Les hypothèses de chiffrage

Le présent chapitre offre une estimation financière du coût des aménagements proposés pour permettre une comparaison entre eux. Les estimations des prix des ouvrages et aménagements comprennent :

- Le prix unitaire des terrassements ;
- Le prix unitaire de la fourniture et pose du béton, ainsi que des éventuelles installations annexes.

VII.2.2. Devis quantitatif et estimatif

Avant d'estimer les coûts des ouvrages et aménagements, il est essentiel de déterminer les quantités de toutes les opérations effectuées sur le terrain.

VII.2.2.1. Détermination des différents volumes

➤ Volume de déblai

Le volume de déblai V_d sera calculé par le logiciel HEC-RAS.

$$V_d = S_d * L \text{ (VI.1)}$$

Avec :

S_d : La surface de déblai (m^2).

L : Longueur totale de la tranchée (m)

➤ Volume de remblai

Le volume de remblai V_r sera calculé selon le même principe que le volume de déblai, avec la formule :

$$V_r = S_r * L$$

Où :

S_r : La surface de remblai (en m^2).

L : La longueur totale de la tranchée (en mètres).

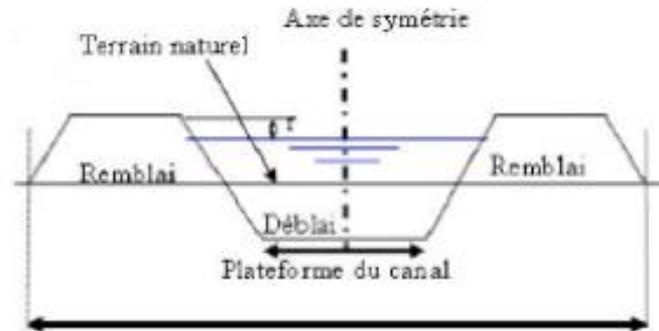


Figure VII.1 : calcul des volumes pour déblai et remblai

➤ **Volume de béton**

On prend une épaisseur de 25 cm pour le béton et pour le béton de propreté on prend une épaisseur de 15 cm

• **Le béton de propreté**

$$V_{Bp} = e * b * L \quad (VI.3)$$

Avec :

e : l'épaisseur du béton de propreté en (m).

b : La largeur du fond du canal en (m).

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

• **Le béton armé**

$$V_{ba} = (Sr + Sb) * L \quad (VI.4)$$

Avec :

Sr: La surface du radier en m² ; (Sr = e * b)

Sb : La surface des berges en m² ; (Sb = e * 2h√(1 + m²))

D'où :

h : la hauteur en m.

➤ **Volume de gabion**

$$V_{gab} = (Stalus + Sfond) * L \quad (VI.5)$$

Avec :

Sfond : La surface du fond en m² ; (Sfond = e * b)

Stalus : La surface des talus en m² ; (Stalus = e * 2h√(1 + m²))

D'où : h : la hauteur en m.

Chapitre VII Estimation quantitative et financière du système de protection contre les inondations

Les tableaux suivants donnent les montants de réalisation pour les deux variantes proposées :

VII.2.2.2. Aménagement en béton

Tableau VI.1 : estimation du cout de l'aménagement en béton.

Désignation des travaux		Unité	Prix unitaire (DA)	Volume	Montant (DA)
Travaux des terrassements	Déblai	m ³	250.00	34475	8618848
	Remblai	m ³	700.00	0	0
Béton de propreté		m ³	8 000.00	16365	130923881
Béton armé		m ³	32 000.00	16385	523695526
THT					663238255
TVA 19%					126015268
TTC					789253524

VII.2.2.3. Aménagement en gabion

Tableau VII.2 : estimation du cout de l'aménagement en enrochement

Désignation des travaux		Unité	Prix unitaire (DA)	Volume	Montant (DA)
Travaux des terrassements	Déblai	m ³	250.00	3870	967554
	Remblai	m ³	700.00	771	539770
Gabion		m ³	3 500.00	3021	10574621
Géotextile		m/l	1100.00	3000	3323452
THT					15405397
TVA 19%					2927025
TTC					18332422

VII.2.3. Choix de la variante d'aménagement

VII.2.3.1. Critères d'évaluation

Le choix de la variante sera basé sur plusieurs critères, notamment :

Chapitre VII Estimation quantitative et financière du système de protection contre les inondations

- Efficacité hydraulique : Il s'agit du potentiel d'amélioration de la capacité hydraulique que peuvent apporter les différentes mesures.
- Difficultés de réalisation : Ce critère évalue le degré de difficulté de la réalisation technique.
- Enjeux environnementaux : Il prend en considération l'utilisation du sol dans les environs (zone urbaine, agricole, etc.) ainsi que l'état actuel de l'environnement en termes de déficits ou de richesses.
- Durabilité : Il s'agit de la durée de vie prévue de l'aménagement.
- Entretien : Cela concerne l'ampleur et la fréquence des travaux d'entretien nécessaires pour maintenir l'aménagement en bon état.
- Coût : Il s'agit de l'évaluation du coût de construction de chaque variante.

VII.3. Organisation des chantiers

L'organisation de chantier consiste à anticiper toutes les ressources requises pour la réalisation du projet, y compris le matériel, la main-d'œuvre et les matériaux de construction. Son objectif principal est d'assurer une utilisation optimale de ces moyens afin de garantir la rapidité, la qualité et l'efficacité économique du chantier.

VII.3.1. Définition de la planification

Il s'agit d'une méthode à la disposition du cadre opérationnel pour rendre son travail plus efficace. Elle comprend les étapes suivantes :

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

VII.3.2. Techniques de la planification

Effectivement, il existe deux principales méthodes de planification :

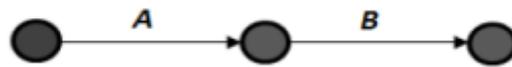
- Méthodes basées sur le réseau ;
- Méthodes basées sur le graphique

VII.3.2.1. Méthodes basées sur le réseau

Le réseau est une représentation graphique d'un projet qui permet de représenter les relations entre les différentes opérations du projet, qu'elles soient successives, simultanées ou convergentes, ainsi que la durée de leur réalisation. On distingue deux principaux types de réseaux :

➤ **Réseau à flèches**

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



L'opération A précède l'opération B.

➤ **Réseau à nœuds**

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



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

VII.3.2.2. Construction du réseau

Pour élaborer un réseau, il est essentiel d'accomplir les six (6) étapes suivantes :

- Établissement d'une liste des tâches : Cette phase initiale implique un inventaire précis et détaillé de toutes les opérations indispensables à la réalisation du projet.
- Détermination des tâches antérieures : Après avoir dressé la liste des tâches à effectuer, il peut être complexe de déterminer si les tâches antérieures doivent se succéder ou converger.
- Construction des graphes partiels : Cette étape implique la création de graphes partiels représentant les relations et dépendances entre les tâches.
- Regroupement des graphes partiels : Les graphes partiels sont ensuite regroupés pour former une structure cohérente.
- Détermination des tâches de début et de fin : Il est essentiel d'identifier les tâches initiales et finales de l'ouvrage, marquant ainsi le début et la clôture du projet.

Chapitre VII Estimation quantitative et financière du système de protection contre les inondations

- Construction du réseau : Enfin, le réseau est construit en reliant les tâches de manière séquentielle et logique, formant ainsi une représentation graphique du projet.

VII.3.2.3. Différentes méthodes basées sur le réseau

➤ Méthode C.P.M (Méthode française)

L'objectif de cette méthode est de réduire les délais de réalisation d'un ouvrage en prenant en compte trois phases clés :

- Phase 1 : Évaluer l'effectif nécessaire pour accomplir la tâche considérée.
- Phase 2 : Analyser méthodiquement le réseau, heure par heure, jour par jour, en fonction de l'unité de temps sélectionnée.
- Phase 3 : Ajuster le réseau en fonction des conditions ou contraintes établies par l'entreprise.

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

Il s'agit d'une technique d'ordonnancement des tâches et de contrôle des programmes. Cette méthode implique l'organisation séquentielle des différentes tâches sous forme de réseau. Ces tâches, grâce à leur chronologie et à leurs dépendances mutuelles, contribuent toutes à la réalisation d'un produit fini.

VII.3.2.4. Les paramètres de calcul dans la méthode C.P.M

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

DCP	t_r
DFP	DCPP
DFPP	MT

Avec :

tr: Temps de réalisation de la tâche ;

DCP : Date de commencement au plus tôt ;

DCPP : Date de commencement au plus tard ;

DFP : Date de finition au plus tôt ;

DFPP : Date de finition au plus tard ;

MT : Marge totale, intervalle de temps nécessaire pour le déroulement de l'opération.

Avec :

$$DCP_i + tr_i = DFP_i$$

(VI.6)

$$D_{CPj} = D_{FPi}$$

➤ **Chemin critique (C.C)**

Le chemin critique est le chemin qui détermine la durée totale du projet (DTR) en reliant les opérations ayant une marge totale nulle (0). Ainsi, pour identifier un chemin critique, il suffit de vérifier la double condition suivante :

$$C.C \leftrightarrow (MT = 0 ; \sum trcc = DTP) \quad (VI.7)$$

VII.3.3. Diagramme de Gantt

Le diagramme de Gantt est un outil essentiel que l'ingénieur concepteur doit mettre à la disposition de toutes les personnes impliquées dans le projet. Il permet une visualisation claire du déroulement des travaux. La colonne de gauche du diagramme répertorie 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, les mois, etc.

Chaque tâche est représentée par une barre horizontale, dont la position et la longueur reflètent la date de début, la durée et la date de fin. Ce planning permet donc de visualiser :

- Les différentes tâches à prendre en compte.
- Les dates de début et de fin de chaque tâche.
- La durée prévue de chaque tâche.
- Les éventuels chevauchements entre les tâches et la durée de ces chevauchements.
- La date de début et la date de fin du projet dans son ensemble.

➤ **Elaboration du réseau selon la méthode de C.P.M**

Avant de débiter les travaux, il est impératif d'établir un phasage des travaux, prenant en compte divers types de contraintes :

- Contraintes techniques du point de vue hydraulique : Il est conseillé de débiter par la construction des ouvrages de rétention, et ensuite de réaliser les travaux d'aval en amont.

Chapitre VII Estimation quantitative et financière du système de protection contre les inondations

- Contraintes techniques du point de vue de la réalisation en génie civil : Il est important de planifier les travaux pendant la période de l'année où le niveau d'eau est relativement bas, pour faciliter leur réalisation.
- Importance des enjeux touchés par les inondations : Il est essentiel de prendre en considération l'impact des inondations sur les enjeux, comme les zones habitées ou les infrastructures critiques, pour déterminer la séquence de réalisation des travaux.
- Étalement des coûts d'investissement : La planification des travaux doit également tenir compte de la disponibilité des ressources financières, en répartissant les coûts d'investissement de manière appropriée sur la durée du projet.

Tableau VII.3 : Liste des opérations avec leurs durées

Désignation d'opération	Code	Durée (Jours)
Installation du chantier	A	10
Travaux de terrassement à l'aval	B	30
Pose du lit de géotextile	C	25
Pose de gabion	D	50
Travaux de terrassement à l'amont	E	15
Pose du lit de géotextile	F	20
Pose de gabion	G	42
Déménagement du chantier	H	8

Dans le tableau suivant on présente chaque tâche avec celles qu'elle précède dans le phasage des travaux.

Tableau VII.4 : Succession des tâches.

Opération	tr (jours)	Précède
A	10	B,E
B	30	C
C	25	D
D	50	H
E	15	F
F	20	G
G	42	H
H	8	-

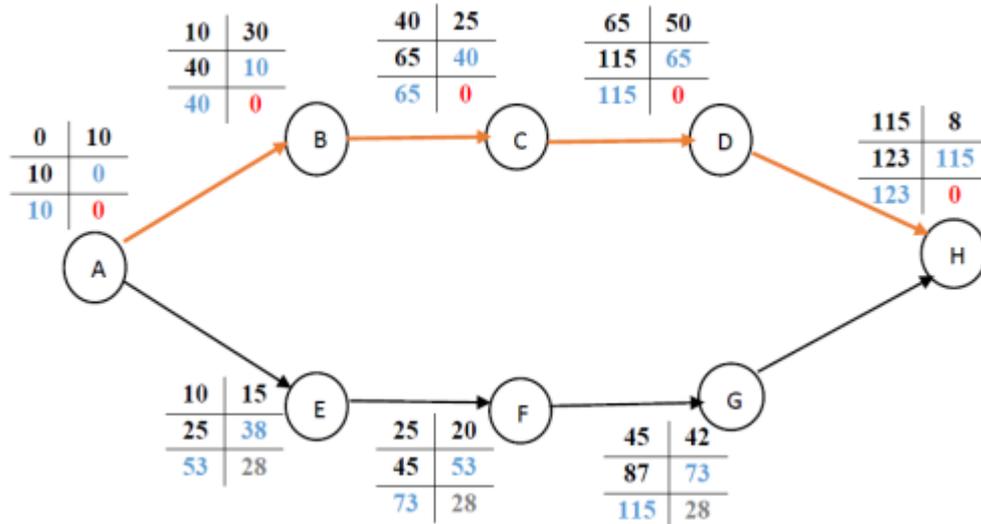


Figure VII.2 : Réseau de planification des tâches par la méthode C.P.M.

Le chemin critique est A-B-C-D-H, avec un temps de réalisation égal à :

$$\sum \text{trcc} = 123 \text{ jours.}$$

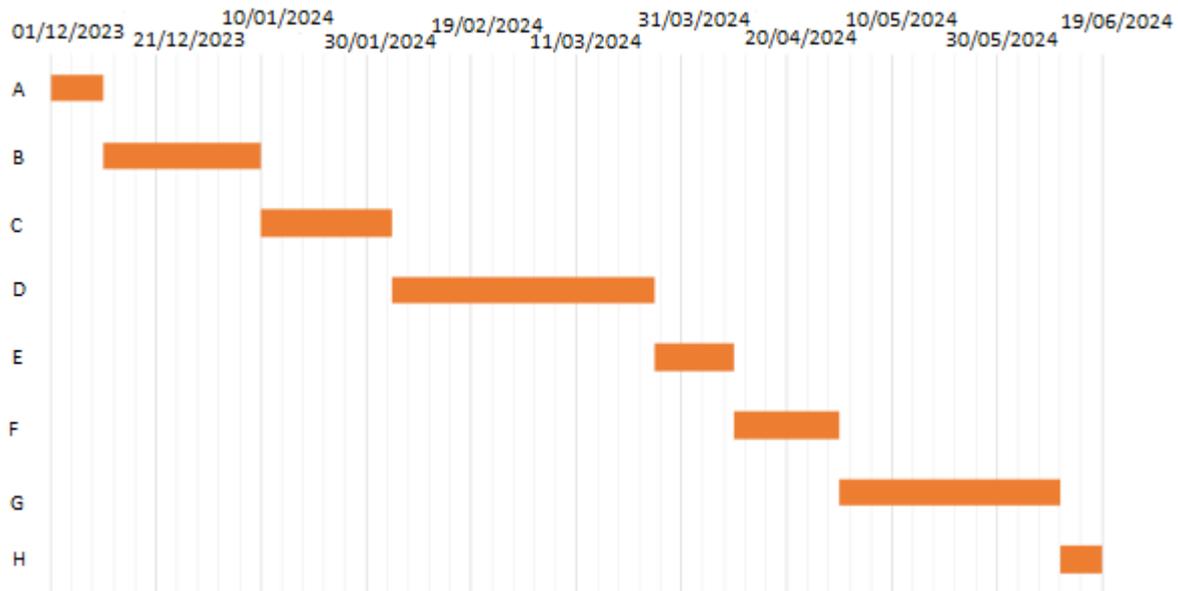


Figure VII.3 : Diagramme de Gantt.

VII.4. Sécurité de travail

Les conséquences des accidents du travail et des maladies professionnelles sont considérables à la fois sur le plan humain et économique. D'abord, elles affectent le travailleur, puis l'entreprise. Un accident du travail n'est jamais le fruit du hasard ou de la fatalité. Il résulte de divers facteurs regroupés en deux catégories distinctes :

- Les facteurs matériels.
- Les facteurs humains.

La prévention des risques professionnels et l'amélioration des conditions de travail jouent un rôle essentiel dans la valorisation des métiers et la préservation d'emplois de haute qualité. Ainsi, l'employeur est tenu de garantir la sécurité et la santé des travailleurs dans tous les aspects liés à leur emploi.

VII.4.1. Les causes des accidents

Les causes liées au facteur matériel englobent les conditions dangereuses qui peuvent évoluer pendant le travail, provenant soit :

- De la profession dans son ensemble et du poste de travail en particulier.
- De la nature et de la forme des matériaux utilisés.
- Des outils et machines utilisés, de leur emplacement et de leur entretien.

Chapitre VII Estimation quantitative et financière du système de protection contre les inondations

- De l'exécution du travail, y compris les difficultés particulières rencontrées.
- Du lieu de travail, comprenant l'éclairage et les conditions climatiques.
- Des conditions d'hygiène et de sécurité, telles que la ventilation et la protection, etc...

Le facteur humain englobe les comportements à risque, parmi lesquels certains sont des réactions psychiques difficilement prévisibles. En effet, chaque individu est unique et réagit de manière différente selon les circonstances ou son état d'esprit personnel.

a) Les conditions dangereuses

CD n°1 : Manque de protection sur l'installation.

Exemple : Absence de carters de protection sur les lames des scies à ruban.

CD n°2 : Protection insuffisante de l'installation.

Exemple : Utilisation d'un ancien interrupteur à couteaux.

CD n°3 : Absence de protection individuelle.

Exemple : Absence de tabouret isolé dans une cabine haute tension.

CD n°4 : Outils, engins et équipements en mauvais état.

Exemple : Utilisation d'une échelle dont les barreaux cassés ont été remplacés par des planches clouées.

CD n°5 : Défauts dans la conception et la construction.

Exemple : Utilisation d'une installation électrique avec des fils souples.

CD n°6 : Matériaux défectueux.

Exemple : Présence d'un nœud dans une planche à toupiller.

CD n°7 : Stockage irrationnel.

Exemple : Empilement des couronnes de fil machine sur une grande hauteur.

CD n°8 : Mauvaise disposition des lieux.

Exemple : Escalier trop étroit.

CD n°9 : Éclairage défectueux.

Exemple : Éclairage individuel du poste de travail sans éclairage général.

CD n°10 : Facteurs d'ambiance inappropriés.

Exemple : Présence de vapeur dans les blanchisseries.

CD n°11 : Conditions climatiques défavorables.

Exemple : Pose d'une antenne de télévision sur un toit givré.

b) Les actions dangereuses

AD n°1 : Effectuer des interventions sans prendre de précautions sur des machines en mouvement.

Exemple : Graisser des pièces en marche.

AD n°2 : Intervenir sans précaution sur des installations sous tension ou contenant des substances inflammables ou toxiques.

Exemple : Ramasser un outil à proximité d'un conducteur sous tension.

AD n°3 : Agir sans prévenir ou sans autorisation.

Exemple : Pénétrer dans un silo sans avertir.

AD n°4 : Désactiver les dispositifs de sécurité.

Exemple : Effectuer des travaux d'entretien dans un malaxeur sans verrouiller l'interrupteur.

AD n°5 : Ne pas utiliser l'équipement de protection individuelle.

Exemple : Meuler sans porter de lunettes de protection.

AD n°6 : Mauvaise utilisation d'outils ou d'engins.

Exemple : Tirer un wagonnet au lieu de le pousser.

AD n°7 : Imprudence lors des opérations de stockage et de manutention.

Exemple : Passer sous une charge suspendue.

AD n°8 : Adopter une position peu sûre.

Exemple : Transport de personnel sur la plate-forme d'un camion chargé de gros matériel.

AD n°9 : Travailler dans une posture inappropriée.

Exemple : Utiliser une caisse pour atteindre un objet hors de portée.

AD n°10 : Suivre un rythme de travail inapproprié.

Exemple : Adopter une cadence de travail trop rapide.

VI.4.2. Organisation de La prévention des accidents du travail

La prévention des accidents de travail implique des mesures individuelles ou collectives visant à prévenir l'apparition de dangers liés au travail ou à son environnement, ou à en réduire les conséquences.

L'organisation de la prévention se présente comme une vaste chaîne de solidarité au sein des activités professionnelles du pays. Cette chaîne est composée de nombreux maillons, chacun représentant les divers services ou personnes concernées, comme illustré dans l'organigramme ci-dessous :

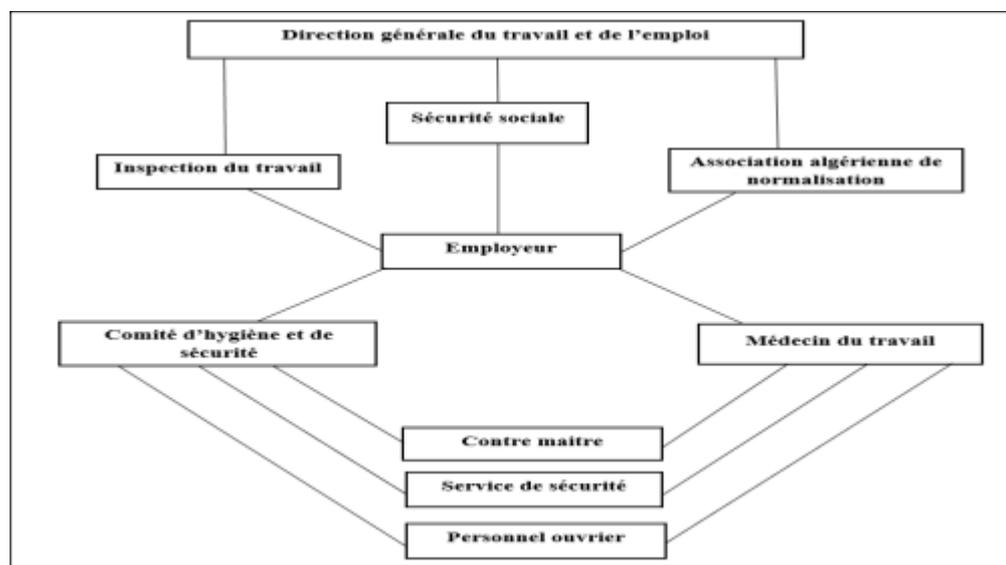


Figure VII.4 : Organisation de La prévention des accidents du travail.

VI.5. Conclusion

L'analyse technico-économique nous a permis de sélectionner la variante d'aménagement visant à protéger les localités de la ville de Bordj Bou Arreridj contre les inondations, tout en assurant une évacuation rapide du flux de crue vers l'exutoire.

Ce chapitre souligne l'importance et la nécessité de planifier l'organisation du chantier avant d'entreprendre les travaux.

La mise en œuvre efficace d'un ensemble de travaux, par une gestion rationnelle du temps, requiert simultanément des ressources humaines, techniques et matérielles. L'objectif ultime est de livrer le projet dans les délais prévus, sans dépasser les coûts d'investissement initiaux.

Chapitre VII Estimation quantitative et financière du système de protection contre les inondations

À la fin de cette section, nous avons pu estimer le coût global du projet d'aménagement d'Oued Arreridj et de ses affluents à 807 585 946,00 DA, avec un délai de réalisation de 123 jours.

Conclusion générale

Conclusion générale

Conclusion générale

La protection contre les inondations vise à sauvegarder les vies humaines ainsi que les biens publics et privés, tout en contribuant à désenclaver la ville ciblée. En parallèle, elle offre la possibilité de créer de nouveaux espaces urbains et de favoriser le développement local.

C'est pour ces multiples raisons que nous accordons une attention particulière à cette question, car toute négligence, même minime, ou un manque d'attention pourraient avoir des conséquences préjudiciables pour l'homme et son environnement.

Pour résoudre le problème des inondations à Bordj Bou Arreridj, nous avons entrepris une démarche qui débute par une présentation détaillée de la zone d'étude, permettant ainsi de localiser les zones les plus vulnérables. Une évaluation des débits a été effectuée pour dimensionner de manière appropriée le système d'évacuation.

Ensuite, après avoir étudié diverses variantes à l'aide du logiciel HEC-RAS, nous avons proposé un aménagement adéquat, accompagné d'une planification efficace du chantier, dans le but de protéger la ville contre ce phénomène destructeur.

Le projet d'aménagement prévoit une période d'exécution de 4 mois et 12 jours, avec un coût total estimé à 807585946,00 DA.

Références bibliographiques

Références bibliographiques

« Manuel pratique d'hydrologie » de Dr. B. Touaibia- Mars 2004.

Mohamed Meddi, Abdelkader Khaldi et Hind Meddi / Modelling Soil Erosion, Sediment Transport and Closely Related Hydrological Processes (Proceedings of a symposium held at Vienna, July 1998). IAHS Publ. no. 249, 1998.

Armando LENCASTRE, Hydraulique Générale, 2eme édition, éditions EYROLLES, 1996.

Ammari.A. Cours 3_Calcul des canaux non revêtus (Hydraulique Fluviale 4eme année ENSH 2021).

Ammari.A. Cours 5_Aménagements des Cours d'eau Naturels (Hydraulique Fluviale 4eme année ENSH 2021).

HEC-RAS Users manuel. US Army corps of engineers Hydrologic Engineering Center, version 5.0 january 2018.

BENLOUAKLI. Cours management de projet, 5 eme année, ENSH2023.

KAHLERRAS.D. Cours Sécurité de travail, 5 eme année, ENSH2023.