



MEMOIRE DE FIN D'ETUDES

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

Option : CONCEPTION DES OUVRAGES HYDROTECHNIQUES

THEME :

**Étude de protection contre les inondations de la ville de
BENDAOUED Wilaya de RELIZANE**

Présenté par :

NEDDJAR Nourhane

Devant les membres du jury

Nom et Prénoms	Grade	Qualité
A. ZEROUAL	M.C.A	Président
S. TOUMI	M.C.B	Examineur
D.E. BOURI	M.C.B	Examineur
N. LAUCHE	M.C.B	Examineur
N. HADJ SADOK	M.A.A	Promotrice

Session : Avril 2024

Remerciement

Avec une profonde reconnaissance, fruit de mes années de labeur, je tiens à remercier en premier lieu dieu le tout puissant de m'avoir donné le courage, les moyens et les personnes qui m'ont aidé à l'élaboration de ce modeste travail.

En premier lieu, je tiens à exprimer ma profonde gratitude envers mon encadrant, **Madame HADJ SADOK Nabila**. Son soutien inébranlable et ses conseils avisés ont largement contribué à l'amélioration substantielle de ce travail.

Je souhaite également exprimer ma gratitude envers les membres du jury, dont la disponibilité et l'expertise ont été d'une grande valeur pour l'évaluation de ce mémoire. Leur dévouement à l'excellence académique est une véritable source d'inspiration.

Un sincère merci s'adresse également à l'ensemble du personnel et des enseignants de l'École Nationale Supérieure de l'Hydraulique (ENSH). Leur dévouement à l'éducation et à la formation a joué un rôle déterminant dans mon parcours académique.

À mes amis, spécialement **Roumaïssa, Oussama et Mounia**, pour la qualité de leur collaboration, leur disponibilité, leur aide constante et pour la façon efficace et amicale dont ils m'ont soutenu tout au long de ce travail. Je tiens à vous remercier du fond du cœur
Que chacun trouve ici l'expression sincère de ma profonde reconnaissance.

Dédicace

Avec une profonde gratitude et une sincérité du cœur, je dédie ce travail à ceux qui ont joué un rôle essentiel dans mon parcours académique,

À ma précieuse mère, dont la tendre présence et les encouragements constants ont été mon roc dans les moments difficiles, je la dédie ce travail, son soutien inébranlable et sa sagesse ont été une source d'inspiration inépuisable pour moi.

À mon défunt père, dont l'héritage demeure vivant en moi, je dédie ce travail en signe de respect et d'affection éternels. Ses enseignements continuent de guider chacun de mes pas. À mes deux frères, qui ont partagé avec moi chaque épreuve et chaque victoire, je leur rends hommage. Leur camaraderie et leur soutien sans faille ont été des atouts précieux tout au long de mon parcours académique,

Enfin, à mes chers amies Mounia, Roumaïssa et mon amis Oussama, dont la présence rayonnante et le soutien inconditionnel ont éclairé mon chemin, j'exprime ma profonde gratitude. Leur encouragement et leur amitié précieuse ont enrichi cette expérience et m'ont donné la force de persévérer.

Nourhane

ملخص

تهدف هذه الدراسة لتحليل الإجراءات الواجب اتخاذها لحماية مدينة بن داود ومدينة غليزان في مواجهة الفيضانات المتكررة لروافد حمو وماقن وواد مينا. الطريقة التي تم اعتمادها لتجنب مخاطر الفيضان يتضمن تحليلاً عميقاً لدراسة المخاطر، وتقييماً للتحديات المفروضة، وتحديد المناطق المعرضة للفيضان، باستخدام أدوات محاكاة هيدروليكية مثل بعد ذلك، يتم تطوير واختيار متغيرين تقنيين واقتصاديين بدقة، يتكونان من HEC-RAS، وHEC-GEO، وArcGIS قناة خرسانية مسلحة لواد حمو وماقن ومفيض لواد مينا. تم اعتماد هذه المتغيرات من أجل تعزيز قدرة المدينة على التحمل أمام مخاطر الفيضانات. تهدف هذه الطريقة الى ضمان سلامة واستدامة منطقة غليزان، ممثلاً بذلك مساهمة هامة في تسيير مخاطر الفيضانات.

الكلمات المفتاحية

مدينة غليزان، الحماية، مخاطر الفيضانات، المحاكاة الهيدروليكية، المناطق المعرضة للفيضانات، المتغير التكنو-اقتصادي

Résumer

Cette étude a pour objectif d'analyser les mesures de protection nécessaires pour la ville de Ben Daoued et la ville de Relizane face aux crues récurrentes des affluents Hamou, Maguen et Oued Mina. L'approche adoptée pour prévenir les risques d'inondation implique une analyse approfondie de l'aléa des crues, une évaluation des enjeux et de la vulnérabilité, ainsi que la détermination des zones inondables, utilisant des outils de simulation hydrauliques tels qu'Arc GIS, HEC GEO, et HEC-RAS. Ensuite, deux variantes technico économiques sont développées avec rigueur, consistant en un canal en béton armé pour les Oueds Hamou et Maguen et un déversoir pour l'oued Mina. Ces variantes sont adoptées afin de renforcer la résilience de la ville face aux risques d'inondations. Cette démarche proactive vise à garantir la sécurité et la durabilité de la zone de Relizane, représentant ainsi une contribution significative à la gestion durable des risques d'inondation.

Mots clés

Zone de Relizane, Protection, risques d'inondations, Simulation hydraulique, Zone inondables, Variante technico-économique.

Abstract

The main objective of this study is to analyze the necessary protection measures for the towns of Ben Daoud and Relizane, against the recurrent flooding of Hamou, Maguen tributaries and Mina River. an approach taken to prevent flooding risks in this city it involves an in-depth analysis of flooding risks, assessment of issues and vulnerability as well as the determination of flood-prone areas; using hydraulic simulation tools such as: Arc GIS, HEC, GEO, and HEC-RAS. Subsequently, a technically and economically viable alternative is rigorously developed, consisting of a reinforced concrete canal for the Hamou and Maguen river and spillway for the Mina river. This alternative is chosen from various proposals and development scenarios to enhance the city's resilience against flood risks. This proactive strategy aims to ensure the safety and sustainability of Relizane area, thereby making a significant contribution to the sustainable management of flood risks

Key words

Relizane area, Protection, Floods risks, Hydraulic simulation, Flood-prone areas, Technico-economic variant.

Table des matières:

INTRODUCTION GÉNÉRALE :	1
I. GÉNÉRALITÉ SUR LES INONDATIONS	3
INTRODUCTION :	3
I.1 ALEA, ENJEU ET VULNERABILITE :	3
I.1.1 Aléa :	4
I.1.2 Enjeu :	4
I.1.3 Vulnérabilité :	4
I.1.4 Risque :	4
I.1.5 Le risque d'inondation :	4
I.1.5.1 Critère d'un risque majeur :	5
I.1.6 Gestion de risque :	6
I.2 LES INONDATIONS :	6
I.3 TYPE D'INONDATION :	6
I.3.1 Inondations de plaine :	6
I.3.2 Inondation par crues torrentielles :	6
I.3.3 Inondation par ruissellement pluvial :	7
I.3.4 Inondation par submersion marine :	8
I.3.5 Inondation par remontée de nappes :	8
I.3.6 Inondation par rupture d'embâcle :	9
I.3.7 Inondation par rupture d'une protection :	9
I.4 LA CRUE :	10
I.4.1 Éléments descriptifs d'une crue :	10
I.4.2 Types de crues :	11
I.5 PARAMETRES FONDAMENTAUX D'UNE COUR D'EAU :	11
I.5.1 Le lit du cours d'eau :	11
I.5.1.1 Lit mineur :	12
I.5.1.2 Lit moyen :	12
I.5.1.3 Lit majeur :	12
I.5.2 Ripsisylve :	13
I.5.3 Alluvion et substratum :	13
I.5.4 Berge / Rive :	14
I.6 MECANISME DES INONDATIONS :	14
I.6.1 Facteurs naturels et humains qui influencent les inondations :	14
I.6.2 Facteurs aggravants le phénomène d'inondation :	14
I.7 CAUSE ET ORIGINE D'INONDATION :	15
I.8 CONSEQUENCE ENGENDREE PAR L'INONDATION :	15
I.9 LES INONDATIONS EN ALGERIE	15
I.10 HISTORIQUE DES CRUES MAJEURES DANS LA ZONE D'ETUDE :	17
I.10.1 La Crue Du 1994 :	17
I.10.2 La Crue Du Décembre 2008 :	17
CONCLUSION :	19
II. PRESENTATION DE LA ZONE D'ETUDE	20
INTRODUCTION	20
II.1 DESCRIPTION DE LA ZONE D'ETUDE :	20
II.1.1 Bassin versant de l'Oued Mina :	20
II.2 SITUATION GEOGRAPHIQUE :	20

II.3 LA GEOMORPHOLOGIE :-----	21
II.3.1 Relief et morphologie :-----	21
II.3.2 Les écoulements :-----	22
II.3.3 Délimitation de la zone d'étude :-----	22
II.4 GEOLOGIE :-----	23
II.4.1 Géologie de la zone d'étude :-----	23
II.4.2 La Lithologie :-----	23
II.5 LA SITUATION CLIMATOLOGIQUE :-----	24
II.5.1 Le climat :-----	24
II.5.2 Pluviométrie :-----	24
II.5.2.1 Station de mesure :-----	24
II.5.2.2 Étude de précipitation :-----	24
II.5.3 Étude de température :-----	26
II.5.3.1 Régime climatique :-----	27
II.5.4 Le ruissèlement pluvial :-----	28
II.6 SISMICITE DE LA REGION D'ETUDE :-----	29
CONCLUSION :-----	30
III. ÉTUDE HYDROLOGIQUE-----	31
INTRODUCTION-----	31
III.1 CARACTERISTIQUES PRINCIPALES DU BASSIN VERSANT-----	31
BASSIN VERSANT :-----	31
III.1.1 Caractéristiques géographiques :-----	31
III.1.2 Caractéristiques morphologiques :-----	31
III.1.2.1 Surface :-----	32
III.1.2.2 La longueur du thalweg principal :-----	32
III.1.3 Caractéristiques géométriques-----	32
III.1.3.1 Indice de compacité de Horton (K_H) :-----	32
III.1.3.2 Indice de compacité de Gravélius :-----	32
III.1.3.3 Rectangle équivalent :-----	33
III.1.3.4 Coefficient d'allongement :-----	33
III.1.4 Caractéristique hydrographique-----	34
III.1.4.1 Courbe hypsométrique :-----	34
III.1.4.2 Détermination des altitudes :-----	36
III.1.4.3 Les indices de pente :-----	37
III.1.4.4 La Dénivelée spécifique D_s :-----	43
III.1.5 Étude du réseau hydrographique-----	44
III.1.5.1 Caractéristiques du réseau hydrographique :-----	44
III.1.5.2 Paramètres du réseau hydrographiques-----	45
III.1.5.3 Profil en long :-----	45
III.1.5.4 La densité hydrographique des thalwegs élémentaires « F1 » :-----	45
III.1.5.5 Le coefficient de torrentialité « C_t » :-----	45
III.1.5.6 Temps de concentration du bassin versant T_c :-----	46
III.1.5.7 Vitesse de ruissellement :-----	48
III.2 ANALYSE STATISTIQUE DES PLUIES MAXIMALES JOURNALIERES-----	50
III.2.1 Pluviométrie :-----	50
III.2.1.1 Estimation de la pluie max journalière :-----	50
III.2.1.2 Ajustement de la série des pluies annuelles et maximales journalières :-----	51
III.3 ÉTUDE DES CRUES :-----	56
III.3.1 Calcul des débits maximums fréquentiels :-----	56

III.3.1.1 Formule de ISKOVSKI :-----	57
III.3.1.2 Formule de MAC-MATH :-----	57
III.3.1.3 Formule de FULLER II :-----	57
III.3.1.4 Formule de Mallet-Gautier :-----	58
III.3.2 Hydrogramme de crues :-----	59
CONCLUSION-----	61
IV. DIAGNOSTIC ET MODELISATION DU COURS D'EAU NON AMENAGE -----	68
INTRODUCTION-----	68
IV.1 GENERALITES :-----	68
IV.1.1 Écoulement a surface libre :-----	68
IV.1.2 Rappel de quelques notions d'hydraulique :-----	68
IV.1.3 Type d'écoulement :-----	70
IV.1.4 Régime d'écoulement :-----	72
IV.1.5 Canaux à ciel ouvert :-----	73
IV.1.5.1 Types de canaux :-----	73
IV.1.5.2 Propriété géométrique des canaux :-----	74
IV.1.6 Dimensionnement des canaux :-----	75
IV.1.6.1 Conditions de l'écoulement uniforme :-----	75
IV.1.6.2 Formules de calcul :-----	75
IV.1.6.3 Détermination du coefficient de Chézy :-----	75
IV.2 DIAGNOSTIQUE ET MODELISATION DU COURS D'EAU NON AMENAGE -----	77
IV.2.1 La situation des oueds dans la région d'étude :-----	77
IV.3 MODELISATION DE L'ECOULEMENT-----	79
IV.3.1 Choix du type de modèle hydraulique :-----	79
IV.3.2 Présentation du logiciel HEC-RAS :-----	79
IV.3.2.1 Objectif du logiciel :-----	80
IV.3.2.2 Fonctionnement de HEC-RAS :-----	80
IV.3.3 Application d'HEC-RAS sur l'Oued-----	80
IV.3.3.1 Banque de données nécessaires à l'application du modèle HEC-RAS :-----	80
IV.3.3.2 Les données géométriques :-----	80
IV.4 LA CARTE DE L'ALEA INONDATION :-----	91
IV.4.1 Cartes des profondeurs :-----	92
IV.4.2 Carte de vitesse :-----	93
IV.4.3 Classes d'aléa:-----	94
IV.4.4 Cartographie de la vulnérabilité :-----	95
IV.4.5 Cartographie du risque :-----	96
CONCLUSION :-----	97
V. ÉTUDE HYDRAULIQUE ET GENIE CIVIL DES VARIANTES.-----	98
INTRODUCTION-----	98
V.1 PRINCIPE D'AMENAGEMENT.-----	98
V.1.1 Les différents types d'aménagements (Nedelec, 1998).-----	98
V.1.1.1 Protection directe (Rapprochées) :-----	98
V.1.1.2 Protection indirecte (Éloignées) :-----	99
V.1.2 Calcul hydraulique des canaux (Graf,2000) :-----	99
V.1.3 Choix des paramètres de dimensionnement-----	100
V.2 ÉTUDE DE LA VARIANTE :-----	101
V.2.1 Première variante : Canal en béton armé-----	102
V.2.1.1 Dimensionnement :-----	104

V.2.1.2 Paramètres d'écoulement : -----	105
V.2.1.3 Les sections en travers :-----	106
V.2.2 Deuxième variante : Barrage déversoir :-----	108
V.2.2.1 Choix du site de l'emplacement du barrage écrêteur de crue :-----	108
V.2.2.2 Modélisation d'un barrage déversoir-logiciel HEC RAS 6.4.1-(1 ^{ère} méthode) : -----	108
V.2.2.3 Méthode manuel (2 ^{ème} Méthode) :-----	110
V.2.2.4 Estimation du coût de la variante-----	123
CONCLUSION-----	123
VI. ÉTUDES HYDRAULIQUE ET GENIE CIVIL DE LA VARIANTE RETENUE-	124
INTRODUCTION -----	124
VI.1 DETERMINATION DE LA VITESSE D'APPROCHE :-----	124
VI.2 DEVERSOIR : -----	125
VI.2.1 Calcul des paramètres du profil amont d'un déversoir USBR : -----	126
VI.2.2 Calcul des paramètres du profil aval d'un déversoir USBR :-----	128
VI.3 OUVRAGES ANNEXES :-----	130
VI.3.1 Tapis étanche amont : -----	130
VI.3.2 Ouvrage de raccordement du bief aval : -----	130
VI.3.2.1 Ouvrages dissipateurs d'énergie : -----	130
VI.3.2.2 Canal de restitution-----	138
VI.3.2.3 Fosse d'affouillement: -----	141
VI.4 VIDANGE DE FOND :-----	142
VI.4.1 Dimensionnement de l'ouvrage de vidange : -----	142
VI.4.2 Grille anti-embâcles (CFBR-AFEID, 2010) -----	143
VI.5 ÉTUDE DE STABILITE : -----	144
VI.5.1 Stabilité du barrage déversoir :-----	144
VI.5.1.1 Pré-dimensionnement de l'ouvrage : -----	144
VI.5.1.2 Méthode du contour linéaire : (Règle de BLIGH) -----	146
VI.5.1.3 Calcule le débit de fuite : -----	148
VI.5.2 Étude de stabilité d'un canal trapézoïdale : -----	148
VI.5.2.1 Données géométriques sur les matériaux du canal d'oued Hamou : -----	148
VI.5.2.2 Données géométriques relative aux matériaux du canal d'Oued Maguen : 150	
CONCLUSION-----	151
VII. ORGANISATION DU CHANTIER -----	152
VII.1 ROLES ET RESPONSABILITES DES INTERVENANTS SUR CHANTIER :-----	153
VII.1.1 Le maître de l'ouvrage « MOA » : -----	153
VII.1.2 Le maître d'œuvre « MOE » :-----	153
VII.1.3 L'entrepreneur : -----	153
VII.2 INSTALLATIONS DU CHANTIER : -----	154
VII.2.1 Installations destinées au personnel :-----	154
VII.2.2 Installations destinées au stockage des matériaux : -----	154
VII.2.2.1 Agrégats : -----	154
VII.2.2.2 Le Ciment et les aciers : -----	155
VII.2.2.3 L'eau de gâchage :-----	155
VII.2.2.4 Le Béton : -----	155
VII.2.2.5 L'énergie électrique :-----	156
VII.2.2.6 L'alimentation en eau potable :-----	156
VII.2.2.7 L'alimentation en carburant : -----	156

VII.2.3 Installations destinées à la réparation des engins : -----	156
VII.2.4 Installations pour la préfabrication :-----	156
VII.3 LES MOYENS DE CHANTIER : -----	156
VII.3.1 Les moyens humains : -----	156
VII.3.2 Les moyens matériels : -----	156
VII.4 DEVIS QUANTITATIF ET ESTIMATIF DU PROJET : -----	158
VII.5 LA PLANIFICATION : -----	158
VII.5.1 Définition : -----	158
VII.5.2 Étapes de la planification :-----	159
VII.5.3 Plannings des travaux :-----	159
VII.5.4 Techniques de la planification :-----	159
VII.5.4.1 Méthodes basées sur le réseau :-----	160
VII.5.5 Différentes méthodes basées sur le réseau (Benlaoukli, 2004) : -----	161
VII.5.5.1 Méthode C.P.M {Critical Path Method} (Méthode française) : -----	161
VII.5.5.2 Méthode P.E.R.T (Program Evaluation and Review Technical):-----	161
VII.5.5.3 Méthodes basées sur le graphique : -----	162
VII.5.6 Méthode de calcul de C.P.M :-----	162
VII.5.6.1 Les paramètres de la méthode C.P.M : -----	162
VII.5.6.2 Chemin critique (C.C) :-----	163
VII.5.7 Diagramme de Gantt : -----	163
CONCLUSION GÉNÉRAL: -----	170

Table des figures:

FIGURE I.1 : DÉFINITION DU RISQUE. (MEDD, 2004)-----	3
FIGURE I.2 : SCHEMA REPRESENTATIF DE LA COMPOSANTE DU RISQUE (GERALDINE IZAMBART)-----	4
FIGURE I.3 : DIAGRAMME DE RISQUE MAJEUR -----	5
FIGURE I.4 : RELATION ENTRE LA GRAVITE ET LA PROBABILITE D'UN RISQUE : COURBE DE FARMER23. VARIATIONS EN FONCTION DU TRAITEMENT DE CE RISQUE -----	5
FIGURE I.5 : PLAINE INONDEE (EC.GC.CA/EAU-WATER/) -----	6
FIGURE I.6 : INONDATIONS PAR CRUE TORRENTIELLE. (PPRI-SUDEST-VENDEE.FR)-----	7
FIGURE I.7 : INONDATIONS PAR RUISSELLEMENT PLUVIAL (PPRI-SUDEST-VENDEE.FR) -----	7
FIGURE I.8 : INONDATIONS PAR SUBMERSION MARINES (PPRI-SUDEST-VENDEE.FR) -----	8
FIGURE I.9 : INONDATIONS PAR REMONTEE DES NAPPES PHREATIQUE (PPRI-SUDEST-VENDEE.FR) -----	8
FIGURE I.10 : INONDATIONS PAR RUPTURE D'EMBACLE (GEORISQUES.GOUV.FR) -----	9
FIGURE I.11 : INONDATIONS PAR RUPTURE D'UNE DIGUE (PPEMENT-DURABLE.GOUV.FR) -----	9
FIGURE I.12 : CARACTERISTIQUE D'UN HYDROGRAMME DE CRUE-----	10
FIGURE I.13 : LA MORPHOLOGIE D'UN COURS D'EAU. (SMBV.FR) -----	11
FIGURE I.14 : LES DIFFERENTS TYPES DU LIT (NORD.GOUV.FR) -----	12
FIGURE I.15 : LE RIPISYLVE (SMAGE2MORIN.FR) -----	13
FIGURE I.16 : L'ECOULEMENT D'UNE NAPPE D'EAU DANS LES ALLUVIONS (SIGESAQI.BRGM.FR) -----	13
FIGURE I.17 : L'EMPLACEMENT DES RIVES DU COURS D'EAU (OBVAJ.ORG) -----	14
FIGURE I.18 : LA SUBMERSION DE LA NOUVELLE VILLE BORMADIA -----	18
FIGURE I.19 : LES ZONES FAVORABLES A L'INONDATION DE LA VILLE DE RELIZANE-----	18
FIGURE II.1 : CARTE DE SITUATION DE LA VILLE DE BEN DAOUD ECH : 1/50000-----	21
FIGURE II.2 : PHOTO SATELLITAIRE DE LA VILLE DE BEN DAOUD ECH : 1/50000 -----	22
FIGURE II.3 : CARTE DE LA LITHOLOGIE DU BASSIN VERSANT MINA (ENSA 2014) -----	23
FIGURE II.4 : CARTE PLUVIOMETRIQUE DU BASSIN DE L'OUED MINA -----	25
FIGURE II.5 : EVOLUTION DE LA PLUVIOMETRIE MENSUELLE INTERANNUELLES DE LA STATION DE RELIZANE (1987- 2019) -----	26
FIGURE II.6 : REPARTITION MENSUELLE DES TEMPERATURES DE LA STATION DE METAMOUR	27
FIGURE II.7 : GRAPHE OMBROTHERMIQUE -----	27
FIGURE II.8 : LA STAGNATION DES EAUX PLUVIALES DANS LE QUARTIER DE ZIRAIA-----	28
FIGURE II.9 : LA STAGNATION DES EAUX PLUVIALES DANS LE QUARTIER DE AISSAT IDIR -----	28
FIGURE II.10 : CLASSIFICATION SISMIQUE DES WILAYAS D'ALGERIE -----	29
FIGURE III.1 : DIFFERENTS TYPES DES BV SELON LE COEFFICIENT DE GRAVELIUS KC (MUSY ET AL,2003)-----	33
FIGURE III.2 : COURBE HYSOMETRIQUE DU BASSIN VERSANT (SOURCE : ARCGIS)-----	35
FIGURE III.3 : REPARTITION DES SURFACES ET COURBE HYSOMETRIQUE DU BASSIN DE L'OUED MINA-----	36
FIGURE III.4 : CARTE DES PENTES DU BASSIN VERSANT (SOURCE : ARCGIS) -----	38
FIGURE III.5 : CARTE DES COURBES DE NIVEAUX DU BASSIN VERSANT (SOURCE : ARCGIS) --	39
FIGURE III.6 : RESEAU HYDROGRAPHIQUE DU BASSIN VERSANT D'OUED MINA (SOURCE : ARCGIS) -----	44
FIGURE III.7 : GRAPHE D'AJUSTEMENT DE LA SERIE DES PLUIES MAXIMALES JOURNALIERE A LA LOI DE GUMBEL (SOURCE : HYFRAN)-----	52
FIGURE III.8 : GRAPHE D'AJUSTEMENT DE LA SERIE DES PLUIES MAXIMALES JOURNALIERES A LA LOI LOG-NORMALE (SOURCE : HYFRAN)-----	54

FIGURE III.9 : GRAPHE COMPARATIF DES RESULTATS D'AJUSTEMENT PAR LA METHODE DE GUMBEL ET LOG NORMALE (SOURCE : HYFRAN) -----	55
FIGURE III.11 : HYDROGRAMME DE LA CRUE DU PROJET -----	61
FIGURE IV.1 : COUPE TRANSVERSALE D'UN CANAL NATUREL -----	69
FIGURE IV.2 : ÉCOULEMENT PERMANENT -----	70
FIGURE IV.3 : ÉCOULEMENT NON-PERMANENT -----	71
FIGURE IV.4 : VARIABILITE DES ECOULEMENTS DANS L'ESPACE -----	72
FIGURE IV.5 : PASSAGE DU REGIME FLUVIAL AU REGIME TORRENTIEL (TOUMI ABDELOUAHEB, 2016) -----	72
FIGURE IV.6 : SCHEMA REPRESENTANT LES DIFFERENTS REGIMES D'ÉCOULEMENT -----	73
FIGURE IV.7 : CANAL NATUREL -----	73
FIGURE IV.8 : CANAUX ARTIFICIELS (TOUMI ABDELOUAHAB ,2016)-----	74
FIGURE IV.9 : TRACE D'OUED HAMOU, DENUDE ABSENCE DE LA COUVERTURE VEGETALE ---	77
FIGURE IV.10 : OUED HAMOU CANAL EN TERRE TRAPEZE COTE CASERNE DE LA GENDARMERIE -----	77
FIGURE IV.11 : BASSIN VERSANT D'OUED HAMOU COTE OUEST, DENUDE ABSENCE DE LA COUVERTURE VEGETALE -----	78
FIGURE IV.12 : OUED HAMOU TRAVERSEE D'UNE ROUTE GOUDRONNEE, COTE CHAMP DES OLIVIERS-----	78
FIGURE IV.13 : TRAVERSEE D'OUED MAGUEN-----	78
FIGURE IV.14 : INTERFACE DU LOGICIEL HEC-RAS (VERSION 6.4.1)-----	79
FIGURE IV.15 : INSERTION FICHIER DE PROJECTION (SOURCE : HEC-RAS) -----	81
FIGURE IV.16 : INSERTION DES DONNEES DU TERRAIN (SOURCE : HEC-RAS)-----	81
FIGURE IV.17 : PROFIL DE TERRAIN DE LA SECTION EN TRAVERS N° 1406 AVANT ET APRES CORRECTION DE LA GEOMETRIE (SOURCE : HEC-RAS)-----	82
FIGURE IV.18 : DEFINITION DU TRACE DES OUEDS HAMOU, MAGUEN ET MINA ET CES SECTIONS EN TRAVERS(SOURCE : HEC-RAS) -----	83
FIGURE IV.19 : INTRODUCTION DES DONNEES HYDRAULIQUES DES OUEDS (SOURCE : HEC-RAS)-----	84
FIGURE IV.20 : DEFINITION DES CONDITIONS AUX LIMITES (SOURCE : HEC-RAS) -----	84
FIGURE IV.21 : VUE EN PLAN EN 3D DES OUEDS (SOURCE : HEC-RAS) -----	85
FIGURE IV.22 : COURBE DE TARAGE DU TRONÇON MODELISE D'OUED HAMOU (SOURCE : HEC-RAS)-----	86
FIGURE IV.23 : COURBE DE TARAGE DU TRONÇON SIMULER D'OUED MAGUEN (SOURCE : HEC-RAS)-----	86
FIGURE IV.24 : COURBE DE TARAGE DU TRONÇON SIMULER D'OUED MINA (SOURCE : HEC-RAS)-----	86
FIGURE IV.25 : SECTION EN TRAVERS AVANT AMENAGEMENT D'OUED HAMOU (SOURCE : HEC-RAS)-----	87
FIGURE IV.26 : SECTION EN TRAVERS AVANT AMENAGEMENT D'OUED MAGUEN (SOURCE : HEC-RAS)-----	87
FIGURE IV.27 : SECTION EN TRAVERS AVANT AMENAGEMENT D'OUED MINA (SOURCE : HEC-RAS)-----	88
FIGURE IV.28 : VARIATION DE LA VITESSE TOTALE D'ÉCOULEMENT EN FONCTION DE LA DISTANCE DES OUEDS (SOURCE : HEC-RAS) -----	88
FIGURE IV.29 : VARIATION DU NOMBRE DE FROUDE EN FONCTION DE LA DISTANCE DES OUEDS (SOURCE : HEC-RAS)-----	89
FIGURE IV.30 : CARTE DE PROFONDEUR D'EAU POUR LA PERIODE DE RETOUR 100 ANS (SOURCE : ARCGIS)-----	92

FIGURE IV.31 : CARTE DE VITESSE D'EAU POUR LA PERIODE DE RETOUR 100 ANS (SOURCE : ARCGIS) -----	93
FIGURE IV.32 : CARTE DE L'ALEA POUR LA CRUE DE 100 ANS (SOURCE : ARCGIS)-----	94
FIGURE IV.33 : CARTE D'OCCUPATION DU SOL DE LA ZONE D'ETUDE (SOURCE : ARCGIS)-----	95
FIGURE IV.34 : CARTE DE RISQUE D'INONDATION DE LA ZONE D'ETUDE (SOURCE : ARCGIS) -	96
FIGURE V.1 : ÉLÉMENTS GEOMETRIQUES POUR DES SECTIONS OUVERTES DIVERSES (GRAF, 2000) -----	100
FIGURE V.2 : LA PROFONDEUR NORMALE DU 1ER TRONÇON OUED HAMOU -----	102
FIGURE V.3 : LA PROFONDEUR NORMALE DE L'OUED MAGUEN. -----	103
FIGURE V.4 : LES DIMENSIONS DU CANAL TRAPEZOÏDALE DES DEUX-----	104
FIGURE V.5 : SECTIONS EN TRAVERS D'UN CANAL TRAPEZOÏDAL EN BETON ARME POUR UNE CRUE CENTENNALE DES OUEDS AMENAGER -----	106
FIGURE V.6 : INTRODUCTION DU DEVERSOIR (INLINE STRUCTURE)-----	108
FIGURE V.7 : SCHEMA DETAILLE DU BARRAGE DEVERSOIR -----	109
FIGURE V.8 : COURBE DE LAMINAGE DE CRUE-----	110
FIGURE V.9 : ÉVACUATEUR A SURFACE LIBRE A ENTONNEMENT FRONTAL -----	113
FIGURE V.10 : ÉVACUATION PAR LE FOND -----	114
FIGURE V.11 : MODELISATION DU COURBE CAPACITE -----	116
FIGURE V.12 : MODELISATION DE LA COURBE SURFACE HAUTEUR. -----	116
FIGURE V.13 : COURBE CARACTERISTIQUE DU BARRAGE POUR B=53 M-----	118
FIGURE V.14 : HYDROGRAMMES DE CRUES ENTRANT ET SORTANT -----	121
FIGURE V.15 : INTRODUCTION DES DEUX DEBITS DE SIMULATION -----	122
FIGURE V.16 : CARTE DES PROFONDEURS APRES SIMULATION DES DEUX DEBITS (STEADY FLOW) -----	122
FIGURE VI.1 : PARAMETRE DU PROFIL DU DEVERSOIR DE TYPE USBR (SOURCE : DESIGN OF SMALL DAMS)-----	125
FIGURE VI.2 : LES VALEURS DE Xc (DESIGN OF SMALL DAMS) -----	126
FIGURE VI.3 : LES VALEURS DE Yc (DESIGN OF SMALL DAMS)-----	127
FIGURE VI.4 : LES VALEURS DE R1 ET R2 (SOURCE : DESIGN OF SMALL DAMS) -----	127
FIGURE VI.5 : LES VALEURS DES PARAMETRES K ET N (SOURCE : DESIGN OF SMALL DAMS)-	128
FIGURE VI.6 : PROFIL DU DEVERSOIR USBR (ÉCHELLE : 1/50) -----	129
FIGURE VI.7 : SCHEMA DE CALCUL DES PROFONDEURS CONTRACTEES (MIHOUBI, 2019) ----	131
FIGURE VI.8 : SCHEMA DE CALCUL DU BASSIN DE DISSIPATION (SOURCE : KEMENESTSKI ET AL., 1984, IN MIHOUBI, 2019) -----	133
FIGURE VI.9 : PRINCIPE DE CONSERVATION D'ENERGIE DE BERNOULLI-----	134
FIGURE VI.10 : SCHEMA DE BASSIN DE DISSIPATION DE TYPE III (HYDRAULIC DESIGN OF STILLING BASINS AND ENERGY DISSIPATORS)-----	135
FIGURE VI.11 : VUE 3D DU BASSIN DE DISSIPATION TYPE -----	135
FIGURE VI.12 : DETERMINATION DES CARACTERISTIQUES DU BASSIN DE DISSIPATION TYPE III (HYDRAULIC DESIGN OF STILLING BASINS AND ENERGY DISSIPATORS) -----	136
FIGURE VI.13 : COUPE LONGITUDINALE D'UNE FOSSE D'AFFOUILLEMENT (SOURCE : MIHOUBI, 2019) -----	141
FIGURE VI.14 : EXEMPLE ET SCHEMAS DE PRINCIPE D'UN DISPOSITIF ANTI-EMBACLES A L'AMONT D'UNE CONDUITE FOND -----	143
FIGURE VI.15 : REDIMENSIONNEMENT ET LES FORCES AGISSANTES SUR LE BARRAGE DEVERSOIR -----	146
FIGURE VI.16 : SCHEMA DES FORCES AGISSANTE SUR LA STABILITE DU CANAL TRAPEZOÏDAL D'OUED HAMOU -----	148
FIGURE VI.17 : SCHEMA DES FORCES AGISSANTE SUR LA STABILITE DU CANAL TRAPEZOÏDAL D'OUED MAGUEN -----	150

FIGURE VII.1 : RELATION ENTRE LES PERSONNES DU CHANTIER (GHOMARI, 2013) -----	154
FIGURE VII.2 : RESEAU C.P.M DU PROJET. -----	166
FIGURE VII.3 : DIAGRAMME DE GANTT DU PROJET. -----	167

Liste des tableaux:

TABLEAU n° I.1 : LES EVENEMENTS D'INONDATIONS EN ALGERIE-----	16
TABLEAU n° II.1 : LA TOPOGRAPHIE DE LA COMMUNE-----	21
TABLEAU n° II.2 : CARACTERISTIQUES DE LA STATION PLUVIOMETRIQUE -----	24
TABLEAU n° II.3 : REPARTITION MENSUELLE DES PRECIPITATIONS DE LA STATION DE RELIZANE (1987- 2019). -----	25
TABLEAU n° II.4 : LES TEMPERATURES MENSUELLES DES MINIMAS, DES MAXIMAS, ET LA MOYENNE-----	26
TABLEAU n° III.1 : LES PARAMETRES HYDRO-MORPHOMETRIQUES DU BASSIN VERSANT DE L'OUED MINA -----	34
TABLEAU n° III.2 : PARAMÈTRES HYSOMÉTRIQUES DU BASSIN VERSANT D'OUED MINA -----	36
TABLEAU n° III.3 : CARACTÉRISTIQUES ALTIMÉTRIQUES DU BASSIN VERSANT -----	37
TABLEAU n° III.4 : PENTE MOYENNE DU BASSIN VERSANT D'OUED MINA-----	40
TABLEAU n° III.5 : INDICE DE PENTE MOYENNE DU BASSIN VERSANT D'OUED MINA -----	41
TABLEAU n° III.6 : CLASSIFICATION ORSTOM DU RELIEF A PARTIR DE L'INDICE DE PENTE GLOBAL IG -----	42
TABLEAU n° III.7 : INDICE DE PENTE GLOBAL DU BASSIN VERSANT D'OUED MINA -----	42
TABLEAU n° III.8 : CLASSIFICATION DES RELIEFS D'APRES L'O.R.S.T.O.M.1963 -----	43
TABLEAU n° III.9 : RESULTATS DE CALCULS DES PENTES ET LA DENIVELEE SPECIFIQUE DU BASSIN VERSANT DE L'OUED MINA -----	43
TABLEAU n° III.10 : RESULTATS DU TEMPS DE CONCENTRATION EN HEURE POUR LE BASSIN VERSANT -----	47
TABLEAU n° III.11 : PARAMETRES HYDROGRAPHIQUES DU BASSIN VERSANT -----	48
TABLEAU n° III.12 : CARACTERISTIQUES GEOMORPHOLOGIQUES DU BASSIN VERSANT D'OUED MINA-----	49
TABLEAU n° III.13 : COORDONNEES DE LA STATION PLUVIOMETRIQUE DE RELIZANE DEMRH-----	50
TABLEAU n° III.14 : SERIE DES DEBITS MAXIMALES ANNUELS PRISE DE LA STATION 013505 (ANRH ALGER)-----	50
TABLEAU n° III.15 : CARACTERISTIQUE DE LA SERIE PLUVIOMETRIQUE -----	51
TABLEAU n° III.16 : RESULTAT DE L'AJUSTEMENT A LA LOI DE GUMBEL.DE LA SERIE PLUVIOMETRIQUE -----	52
TABLEAU n° III.17 : COMPARAISON DES CARACTERISTIQUES DE LA LOI DE GUMBEL ET DE L'ECHANTILLON (SOURCE : HYFRAN) -----	53
TABLEAU n° III.18 : RESULTAT DE L'AJUSTEMENT A LA LOI DE LOG-NORMALE DE LA SERIE PLUVIOMETRIQUE -----	53
TABLEAU n° III.19 : COMPARAISON DES CARACTERISTIQUES DE LA LOI LOG NORMALE ET DE L'ECHANTILLON. (SOURCE HYFRAN) -----	54
TABLEAU n° III.20 : RESULTATS DE TEST D'ADEQUATION χ^2 DES LOIS D'AJUSTEMENT -----	56
TABLEAU n° III.25 : DONNEES RELATIVES A OUED HAMOU ET MAGUEN-----	57
TABLEAU n° III.26 : RESULTAT DES DEBITS MAXIMUM DE CRUES DE OUEDS MAGUEN ET HAMOU PAR LES DIFFERENTES FORMULES -----	58
TABLEAU n° III.27 : COEFFICIENT DE FORME DE L'HYDROGRAMME DE CRUE 'Δ'-----	59
TABLEAU III.28 : RESULTAT DU TEMPS DE BASE, MONTEE ET DECRUE DU BASSIN VERSANT POUR UNE PERIODE DE RETOUR DE 100 ANS-----	59
TABLEAU n° III.29 : VALEURS DU DEBIT CENTENNALES EN FONCTION DU TEMPS POUR LA ZONE D'ETUDE -----	60
TABLEAU n° IV.1 : COEFFICIENTS DE MANNING EN LIT MINEUR APPLIQUE AU OUEDS HAMOU, MAGUEN ET MINA -----	85

TABLEAU N° IV.2 : RECAPITULATIF DES RESULTATS DE LA SIMULATION AVANT L'AMENAGEMENT DE L'ECOULEMENT POUR LA PERIODE DE RETOUR T=100ANS (SOURCE : LOGICIEL HEC-RAS)	90
TABLEAU N° IV.3 : CRITERES D'EVALUATION DE L'INTENSITE D'ALEA INONDATION (DDT, 2012)	94
TABLEAU N° V.1 : LES VALEURS DU COEFFICIENT DE RUGOSITE 'N'. (CHEN ET COTTON, 1986)	100
TABLEAU N° V.2 : REVANCHES UTILISEES (DEGOUTTE, 2012)	101
TABLEAU N° V.3 : VALEURS DE VITESSE MOYENNE LIMITE D'EROSION POUR LES LITS CONSOLIDES (DEGOUTTE,2012).	101
TABLEAU N° V.4 : CARACTERISTIQUE DU CANAL PROJETER SUR LES DES OUEDS (CANAL EN BETON ARME)	104
TABLEAU N° V.5 : RESULTAT DE LA SIMULATION D'ECOULEMENT D'UN CANAL TRAPEZOÏDALE EN BETON ARME (SOURCE : HEC-RAS)	105
TABLEAU N° V.6 : DEVIS DE LA VARIANTE DU CANAL EN BETON ARME POUR OUEDS HAMOU ET MAGUEN	107
TABLEAU N° V.7 : VALEURS DE H ET LES PLAGES DE VARIATION EN PERIODE DE CRUE	113
TABLEAU N° V.8 : CALCUL DE LA COURBE CARACTERISTIQUE DU BARRAGE POUR B=53M	117
TABLEAU N° V.9 : CALCUL DE L'HYDROGRAMME DE SORTIE POUR B=53 M	119
TABLEAU N° V.10 : DEVIS DE LA VARIANTE DU BARRAGE DEVERSOIR EN BETON ARME	123
TABLEAU N° VI.1 : CALCULES DETAILLER DE LA VITESSE D'APPROCHE	124
TABLEAU N° VI.2 : COORDONNEES DU PROFIL AVAL DU DEVERSOIR	129
TABLEAU N° VI.3 : CHOIX DU TYPE DE BASSIN DE DISSIPATION SELON L'USBR	130
TABLEAU N° VI.4 : TYPE DU BASSIN USBR SELON LE NOMBRE DE FROUDE ET LA VITESSE	133
TABLEAU VI.5 : RESULTATS DES DIMENSIONS DU BASSIN DE DISSIPATION USBR TYPE III	138
TABLEAU N° VI.6 : RESULTAT DES DIMENSIONS DU CANAL DE RESTITUTION	139
TABLEAU N° VI.7 : RESULTATS DES DIMENSIONS DE LA RISBERME	140
TABLEAU N° VI.8 : RESULTAT DU PREDIMENSIONNEMENT DE L'OUVRAGE	145
TABLEAU N° VI.9 : VALEUR MINIMALE DE C	147
TABLEAU N° VI.10 : CALCUL DES SOUS PRESSIONS PAR LA METHODE DE BLIGH	147
TABLEAU N° VII.1 : POURCENTAGE DES IMPURETES DANS LES AGREGATS.	154
TABLEAU N° VII.2 : ENGIN UTILISES.	157
TABLEAU N° VII.3 : LE DEVIS DES DIFFERENTS TRAVAUX DE L'AMENAGEMENT DU PROJET POUR LA VILLE DE GHILIZANE.	158
TABLEAU N° VII.4 : LISTE DES TACHES POUR LE PROJET.	164
TABLEAU N° VII.5 : SUCCESSION DES TACHES POUR LE PROJET.	165

Liste des planches

Planche n°1 : Plan de masse de la zone de la zone d'étude

Planche n°2 : Vue en plan des zones inondables

Planche n°3 : Profils en long des oueds aménager

Planche n°4 : Profil en travers d'un barrage déversoir

Liste d'abréviation

BV : Bassin Versant ;
DRE : Direction des Ressources en Eau ;
HEC-RAS: Hydrologic Engineering Center's River Analysis System;
MNT : Modèle Numérique de Terrain ;
O.R.S.T.O.M : Office de la Recherche Scientifique et Technique Outre-Mer ;
ONM : Office National Météorologique ;
Water surface : la surface de l'eau.
SMBA: barrage Sidi M'Hamed Ben Aouda.
SIG : Système d'Information Géographique
RN : Route National
TIN : Triangulated Irregular Network
OMM : L'Organisation météorologique mondiale
USBR : United States Bureau of Reclamation
UTM : Model numérique du terrain
ANRH : Agence Nationale des ressources hydrauliques
PHE : plus hautes eaux
U.S. : Bureau of Reclamation

Outils du travail :

ArcGIS :

ArcGIS est une suite de logiciels d'information géographique (ou logiciels SIG) développés par la société américaine Esri (Environmental Systems Research Institute, Inc.). Arc GIS est composée de trois parties (Applications ou logiciels) essentiels :

- **Arc Map :**
 - ✓ **Fonction :** Éditer des fichiers au format géodatabase.
 - ✓ **Utilisation :** Cartographie et analyse géospatiale.
- **Arc Catalog :**
 - ✓ **Fonction :** Gérer les données, permettant d'obtenir des informations détaillées sur les objets édités.
 - ✓ **Utilisation :** Système de gestion de bases de données géographiques.
- **Arc ToolBox :**
 - ✓ **Fonction :** Regrouper des outils dédiés à la transformation des données.
 - ✓ **Utilisation :** Faciliter les opérations de traitement et d'analyse sur les données géographiques.

Hyfran :

L'ajustement des fonctions de distribution est réalisé à l'aide du logiciel Hyfran (Bobée et al 1999) conçu par l'Institut national de la recherche scientifique – Centre Eau Terre Environnement (INRSETE). Le critère d'information bayésien est utilisé pour déterminer la distribution qui s'ajuste le mieux aux données étudiées.

HEC-RAS :

HEC-RAS est un progiciel d'analyses hydrauliques désigné à modéliser les écoulements à surface libre dans les canaux naturels et artificiels avec la prise en compte des ouvrages de franchissement. Il permet de simuler les écoulements graduellement variés en régime transitoire et d'effectuer les calculs de lignes d'eau en régime dynamique en simulant les différents obstacles le long du cours d'eau. (HEC-RAS, 2019)

Introduction Générale

Le risque d'inondation demeure l'un des principaux défis naturels à l'échelle mondiale, ayant un impact significatif sur les populations et les économies (Messner et al., 2007). En Algérie, il est classé parmi les dix principaux risques majeurs, comme défini par la loi 04-20 du 25 décembre 2004 sur la prévention des risques majeurs et la gestion des catastrophes dans le cadre du développement durable (J.O.R.A., 2004). Les inondations peuvent également causer des dommages environnementaux (Yang, 1993; Tangara, 2005).

Avec l'expansion urbaine croissante dans les zones à risque, les dégâts causés par les inondations ont considérablement augmenté au cours des dernières années. De 1994 à 2013, elles ont constitué 43 % des catastrophes naturelles répertoriées, affectant près de 2,5 milliards de personnes (UNISDR, 2015).

À l'échelle mondiale, les inondations représentent plus de la moitié des décès liés aux catastrophes naturelles, soit en moyenne 20 000 morts par an (Randrianasolo, 2009). Dans les décennies à venir, les inondations côtières, fluviales et pluviales devraient connaître une augmentation significative de leur impact en raison du changement climatique, de l'urbanisation et de la croissance démographique (Bregje K. van et al., 2017). En particulier, les zones les plus concernées sont les régions méditerranéennes (Giorgi, 2006).

En Algérie, les inondations catastrophiques sont un obstacle majeur au développement économique et social. Selon la Direction Générale de la Protection Civile (DGPC, 2010), environ un tiers des communes (485 communes) sont susceptibles d'être partiellement ou totalement inondées, avec des dommages pouvant être particulièrement graves pour les populations vivant près des oueds (Borsali et al., 2005; Cheikhlouni et al., 2011)

Dans cette étude, nous examinerons la multi-dimensionnalité des risques dans la région de Relizane, une zone urbaine vulnérable confrontée à divers dangers naturels et technologiques. Les impacts potentiels de ces risques, tant sur le plan humain que sur les investissements locaux, seront examinés en détail.

Oued Mina, qui fait partie de la zone de Relizane, est classé parmi les grands oueds en Algérie en raison de sa proximité avec les zones urbanisées et de son potentiel d'inondations. Il prend sa source dans le massif de l'Ouarsenis, dans la région de Tiaret, avant de se diriger vers la vallée de l'oued Chellif et de s'y jeter près de Relizane.

Cet oued, aux paysages diversifiés entre plaines fertiles et zones escarpées, est vital pour évacuer les eaux pluviales et les crues, étant près des zones urbaines. Son rôle est crucial dans la gestion des risques d'inondation.

Les oueds Hamou et Maguen se situent en amont de l'oued Mina. Ils sont géographiquement positionnés dans la zone de Bendaoued, en amont de la région où l'oued Mina traverse les villes de Relizane et de Ben Daoued. Ainsi, les cours d'eau des oueds Hamou et Maguen convergent vers l'oued Mina, apportant leurs débits respectifs à ce dernier, qui agit comme un collecteur principal avant de se jeter dans la vallée de l'oued Chélif.

Pour assurer la sécurité des populations face aux inondations, une gestion efficace des risques est essentielle. Les approches axées sur la nature gagnent en importance dans ce domaine. Cette étude vise à déterminer le niveau de crue du projet en utilisant le modèle HEC-RAS 1D et 2D. Ce modèle permet d'évaluer précisément les zones inondables en se basant sur une étude topographique.

Quels protocoles devons-nous suivre pour évaluer la probabilité d'inondations lors de précipitations futures et quelles actions sont nécessaires pour atténuer ou éliminer ce risque ?

Ce modeste projet s'engage à répondre à ces interrogations ainsi qu'à d'autres. Il s'appuie sur une analyse hydrologique, une simulation des écoulements naturels, des calculs hydrauliques et une modélisation assistée par ordinateur. L'objectif ultime est de proposer des solutions d'aménagement tout en préservant l'intégrité environnementale de la zone étudiée.

Les deux premiers chapitres de cette étude explorent les fondements essentiels des inondations, incluant les concepts d'aléa, de vulnérabilité et de risque, ainsi que l'analyse des événements inconditionnels passés à l'échelle nationale et régionale.

Le troisième chapitre vise initialement à exposer les aspects physiques et géomorphologiques du bassin versant concerner. Ensuite, il se focalisera sur une analyse hydrologique pour estimer les débits de crue d'Oued Mina selon une période de retour centennal Cette étude est basée sur une analyse statistique fréquentielle de la série des débits disponibles en utilisant le logiciel HYFRAN.

Le quatrième chapitre évalue les hauteurs des tirants d'eau anticipées des oueds en se basant sur les débits estimés. Il utilise ensuite le logiciel HEC-RAS et l'Outil RAS Mapper pour simuler le comportement naturel des oueds sans aménagement. Cette simulation permet d'identifier les zones à risque de débordement et de planifier les aménagements nécessaires.

Le cinquième chapitre a élaboré le dimensionnement hydraulique de la section d'écoulement appropriée en proposant plusieurs variantes d'aménagement. De plus, l'établissement d'une estimation financière de l'aménagement recommandé.

Le sixième chapitre se consacre à deux aspects principaux. D'abord un calcul hydraulique des variantes recommandées. Ensuite, il entreprend une analyse détaillée de la stabilité de ces ouvrages, afin de garantir leur fiabilité et leur durabilité face aux conditions hydrologiques prévues.

Le dernier chapitre se focalisera sur la protection et la sécurité au travail, visant à prévenir les accidents professionnels et à assurer le bien-être des travailleurs. Avant cela, une étude d'organisation de chantier sera entreprise pour superviser le bon déroulement du projet, fournissant une estimation des coûts et des délais de réalisation de l'aménagement.

Pour conclure, nous avons réalisé une synthèse globale de nos résultats, résumant de manière concise les diverses sections précédemment abordées.

CHAPITRE I

I. GÉNÉRALITÉ SUR LES INONDATIONS

Introduction

L'Algérie est confrontée à des inondations dévastatrices, générant d'importants dégâts humains et matériels, entravant ainsi le progrès économique et social. Ces inondations, résultant d'une interaction complexe de facteurs topographiques, géologiques, hydrologiques et météorologiques, sont un problème mondial, touchant également plus de sept cents zones à risque en Algérie. L'installation humaine près des cours d'eau, historiquement choisie pour des activités telles que l'agriculture, a engendré des dommages considérables. Les tentatives d'aménagement des cours d'eau visent à réduire ces risques, qui restent parmi les plus coûteux et les plus répandus au niveau mondial. Ce chapitre s'attache à présenter les bases et définitions liées à cette problématique des inondations et du risque

I.1 Aléa, Enjeu et vulnérabilité :

La définition du risque la plus utilisable est : le résultat d'un croisement de l'aléa et d'une vulnérabilité.

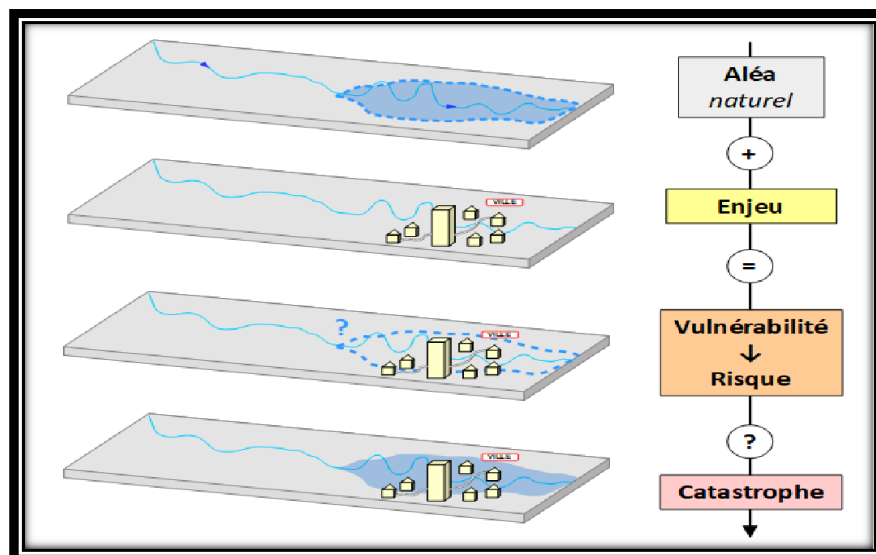


Figure I.1 : Définition du risque. (MEDD, 2004)

I.1.1 Aléa :

L'aléa représente un événement, naturel ou d'origine humaine, pouvant menacer un territoire avec une probabilité et une intensité spécifique. Il est influencé par divers éléments tels que la fréquence, l'ampleur, la durée, la vitesse et l'intensité des crues

I.1.2 Enjeu :

Les enjeux représentent les aspects précieux pour l'homme et susceptibles d'être affectés par un risque. Ils englobent des éléments humains, matériels, naturels ou économiques. Leur évaluation se base sur leur importance, leur coût et leur efficacité.

I.1.3 Vulnérabilité :

Il vise à évaluer et exprimer l'impact anticipé de l'aléa sur les enjeux concernés. Diverses mesures peuvent être prises pour réduire cet impact, que ce soit en diminuant l'intensité des aléas ou en limitant les dommages potentiels sur ces enjeux

I.1.4 Risque :

Un risque naît de la combinaison d'un aléa et d'un défi. Si un aléa survient dans une zone habitée, le risque devient concret. Cela implique des enjeux économiques et environnementaux. Lorsque l'aléa survient sans impact, aucun danger n'est présent. Ainsi, l'ampleur du risque dépend de la vulnérabilité des enjeux impliqués.

I.1.5 Le risque d'inondation :

Le risque d'inondation découle de deux facteurs : le débordement potentiel des cours d'eau et l'installation humaine dans les zones alluviales pour y construire diverses infrastructures et mener des activités diverses.

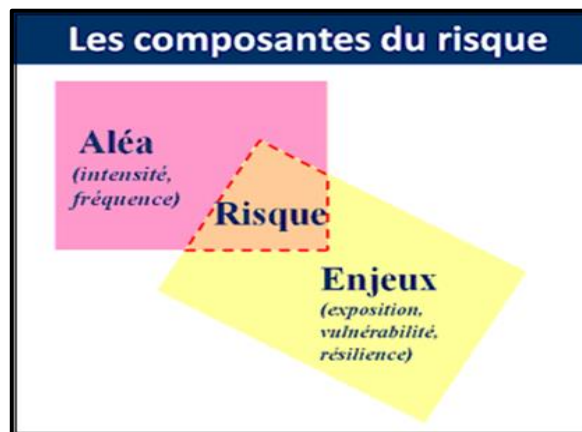


Figure I.2 : Schéma représentatif de la composante du risque (Géraldine IZAMBART)

Pour une meilleure compréhension, on définira donc le résultat du croisement de « L'aléa » et des « enjeux » comme une zone de « contrainte forte » ou de « contrainte modérée » et faible. La figure suivante présente simplifiée la compréhension de la composante « risque ».

Le zonage du risque comprend classiquement deux ou trois zones :

- Rouge : inconstructible
- Orange : constructible sous conditions

I.1.5.1 Critère d'un risque majeur :

Le risque majeur se définit comme la survenue soudaine et quelquefois imprévue d'un événement d'origines naturelle ou technologique pouvant entraîner de graves conséquences sur les enjeux humains, matériels et/ou environnementaux. « *La définition qu'on donne du risque majeur, c'est la menace sur l'homme et son environnement direct, sur ses installations, la menace dont la gravité est telle que la société se trouve absolument dépassée par l'immensité du désastre* » (XAVIER. L et JEAN.P, « Risque et urbanisme », le moniteur, Paris 2004, P 13)

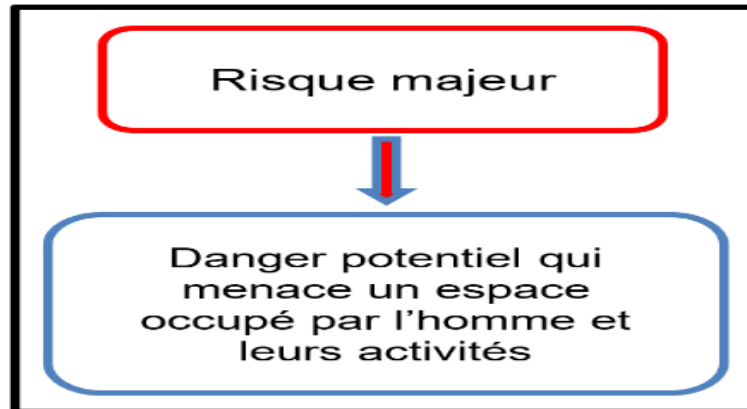


Figure I.3 : diagramme de risque majeur

Ainsi, le risque majeur se caractérise par deux éléments : une probabilité d'événement faible et des conséquences très graves, que ce soit en termes de victimes, de dommages aux biens ou à l'environnement. La courbe de Farmer, une courbe établie empiriquement, permet de distinguer le risque jugé acceptable de celui jugé inacceptable. Un risque est qualifié d'acceptable lorsque l'on accepte de le tolérer en échange de bénéfices, à condition qu'il demeure sous contrôle.

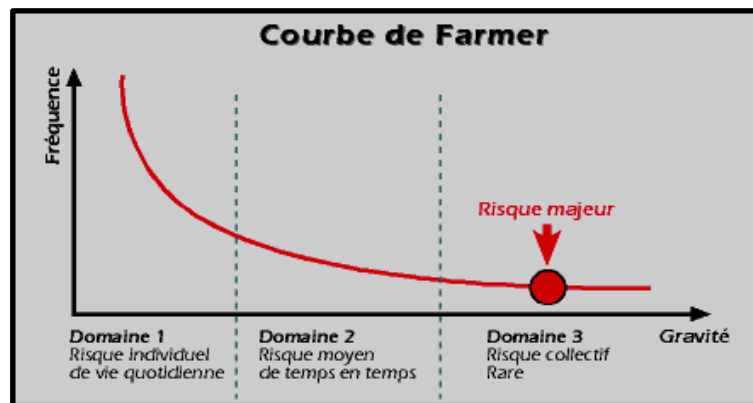


Figure I.4 : Relation entre la gravité et la probabilité d'un risque : courbe de FARMER23. Variations en fonction du traitement de ce risque

- *Domaine 1* : Forte probabilité et faible gravité (de nombreux accrochages)
- *Domaine 2* : Probabilité moyenne et gravité moyenne (de temps en temps des blessés)
- *Domaine 3* : Probabilité faible et gravité très importante (l'accident mortel), c'est la zone du risque majeur.

I.1.6 Gestion de risque :

La gestion des inondations a pour objectif de réduire les conséquences des crues sur les individus, les biens et l'environnement. Cette approche a évolué d'une stratégie de protection basée sur des ouvrages à une stratégie de prévention visant à réduire la vulnérabilité. Cette démarche implique la participation de divers acteurs et prend en considération des échelles variées.

I.2 Les inondations :

Une inondation est une submersion temporaire d'une zone habituellement sèche, par des eaux douces (fortes pluies, débordements de rivières etc.) ou salées (submersion marine, tsunami etc.). Elle peut être un phénomène régulier ou catastrophique et peut se produire lentement ou très rapidement selon les conditions topographiques et météorologiques de la zone affectée. L'inondation est issue de nombreux facteurs dont le plus répandu dans le monde est les crues

I.3 Type d'inondation :

On distingue différents types d'inondations :

I.3.1 Inondations de plaine :

Les inondations de plaines résultent de pluies océaniques prolongées mais de force modérée, sur des sols où le ruissellement est lent, affectant des bassins versants de taille moyenne à grande (supérieure à 500 km²). La rivière déborde progressivement de son lit mineur, pouvant submerger la plaine pendant une longue période, occupant parfois son lit moyen voire son lit majeur. Ces inondations concernent les zones basses et peuvent durer plusieurs jours à quelques semaines.

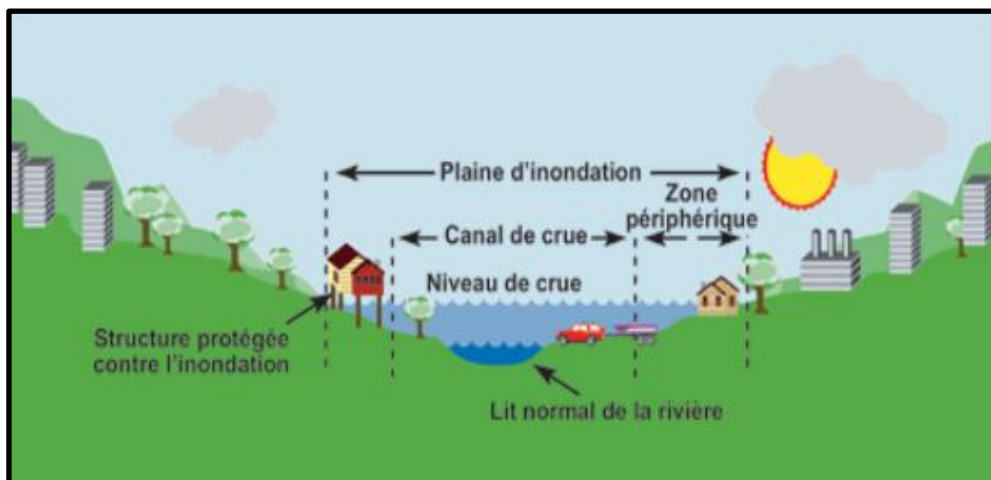


Figure I.5 : plaine inondée (ec.gc.ca/eau-water/)

I.3.2 Inondation par crues torrentielles :

Lors de fortes précipitations, comme des averses violentes, sur l'ensemble d'un bassin versant, les eaux ruissellent rapidement vers les cours d'eau, engendrant des crues torrentielles brutales

et violentes. Ces crues se déroulent en moins de 12 heures, compliquant ainsi leur prévision. Les cours d'eau transportent d'importantes quantités de sédiments et de débris (tels que des troncs d'arbres), entraînant une érosion significative du lit et un dépôt massif de matériaux transportés.

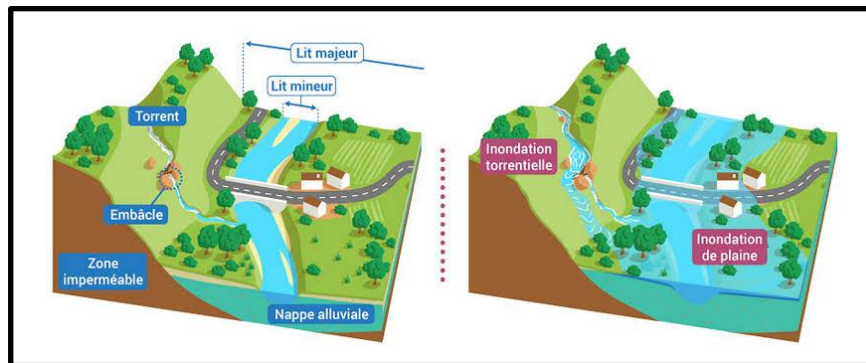


Figure I.6 : inondations par crue torrentielle. (Ppri-sudest-vendee.fr)

I.3.3 Inondation par ruissellement pluvial :

L'imperméabilisation du sol due aux aménagements (bâtiments, routes, parkings...) limitent l'infiltration des précipitations dans le sol et accentuent le ruissellement. Ceci occasionne souvent la saturation et le refoulement du réseau d'assainissement des eaux pluviales. Il en résulte des écoulements plus ou moins importants et souvent rapides dans les rues. Lorsque ce dernier se produit en milieu urbain on appelle ça le ruissellement urbain (<http://www.environnement-poitou-charentes.org>)

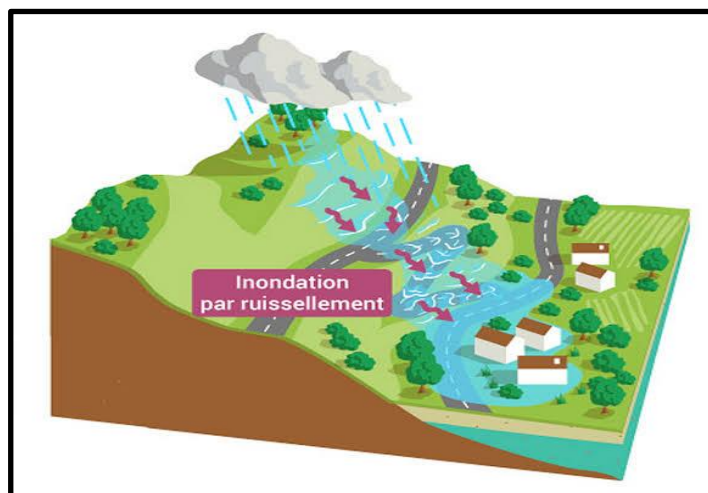


Figure I.7 : inondations par ruissellement pluvial (ppri-sudest-vendee.fr)

I.3.4 Inondation par submersion marine :

Cette inondation se rapporte aux situations où le niveau de la mer augmente significativement en raison d'événements météorologiques intenses (dépressions atmosphériques, vents violents, fortes houles, marées extrêmes et des tempêtes). Elle peut également résulter de séismes sous-marins pouvant déclencher des tsunamis selon la magnitude. [4].

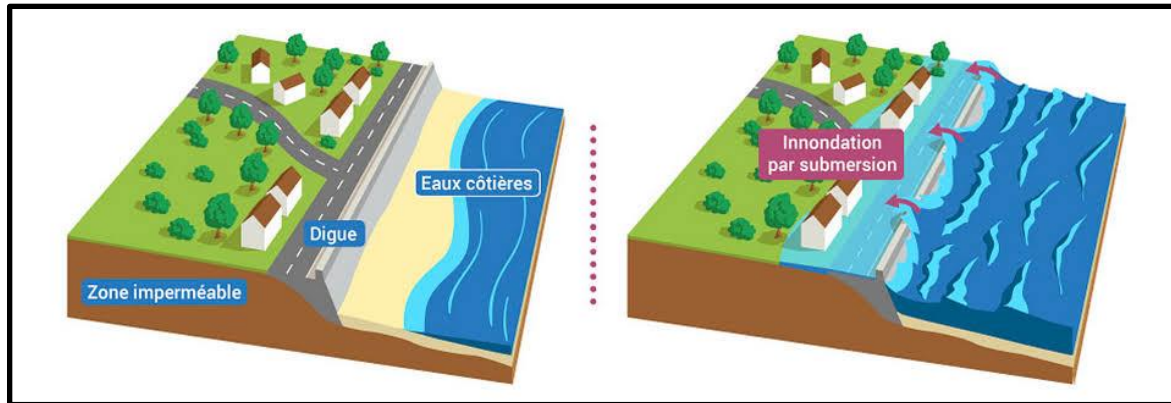


Figure I.8 : inondations par submersion marines (ppri-sudest-vendee.fr)

I.3.5 Inondation par remontée de nappes :

Après la pluie, une partie de l'eau s'infiltré jusqu'à finir dans les nappes phréatiques. Ces dernières sont des masses d'eau contenues dans les vides et fissures du sol. La pluie recharge donc la nappe. Au cours de l'année, les variations du niveau de l'eau sont appelées battements de nappe. En automne, la nappe atteint un niveau faible. C'est l'étiage. L'accumulation des pluies fait augmenter le niveau de l'eau. Lors de très fortes perturbations, l'eau ressortit à la surface de la terre à cause d'un trop plein d'eau. C'est l'inondation par remontée de nappe.

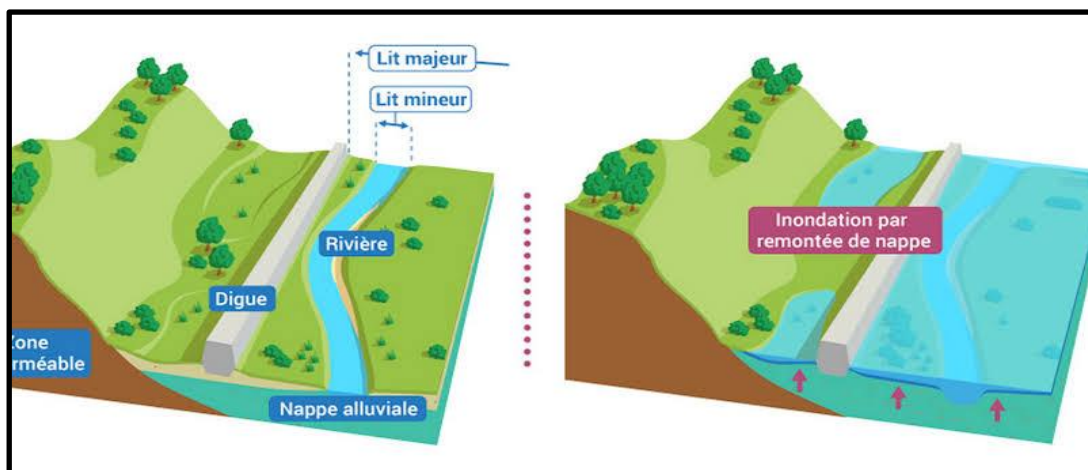


Figure I.9 : inondations par remontée des nappes phréatique (ppri-sudest-vendee.fr)

I.3.6 Inondation par rupture d'embâcle :

Après de fortes pluies hivernales, des branchages s'accumulent dans les cours d'eau aux endroits les plus étroits. Puis, lors d'un gros orage estival, de petits branchages viennent « boucher » les ouvertures restantes, dès lors, un petit barrage naturel est créé retenant l'eau. Lorsque le barrage cède, une inondation peut être déclenchée. La grande quantité d'eau retenue est dévastatrice car imprévisible.

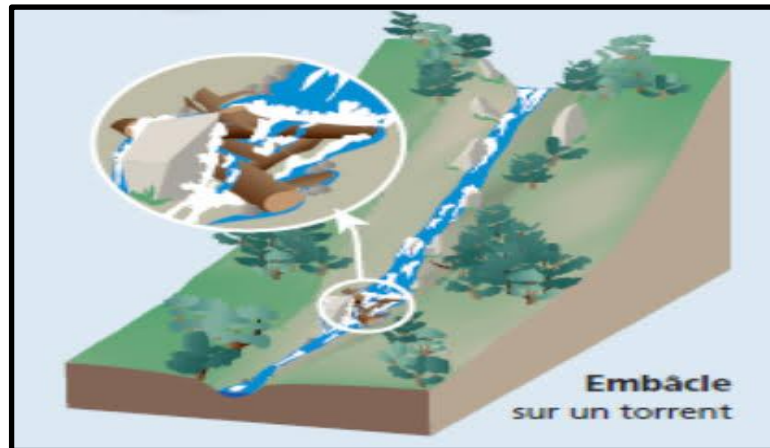


Figure I.10 : inondations par rupture d'embâcle (georisques.gouv.fr)

I.3.7 Inondation par rupture d'une protection :

L'inondation suivant la rupture de digue est un phénomène très brutal et d'autant plus dommageable que le site étudié est proche de la digue. Une rupture peut provoquer l'entrée d'un mur d'eau de plusieurs mètres de haut. Il est très difficile de prévoir la rupture d'un ouvrage de protection, ce qui rend la prévention de ce type d'accident particulièrement incertaine (SPPI, 2004)



Figure I.11 : inondations par rupture d'une digue (ppement-durable.gouv.fr)

I.4 La crue :

Une crue est un débit d'eau anormal, tandis qu'une inondation est une submersion temporaire de zones normalement sèches par des eaux douces ou salées. L'inondation peut avoir plusieurs causes, dont la plus fréquente est la crue des lacs et des rivières. Une rivière est en crue quand son débit augmente rapidement et dépasse un seuil fixé, supérieur à la moyenne.

I.4.1 Éléments descriptifs d'une crue :

Une crue est généralement représentée par un hydrogramme, qui est la variation des débits instantanés en fonction du temps, y compris le volume et la durée du point.

Une crue est décrite par quatre éléments (Figure I.12), qui sont :

- Temps de concentration : durée nécessaire à la goutte d'eau tombée au point le plus éloigné du bassin pour atteindre l'exutoire ;
- Pointe de crue : puissance de la crue et durée de la période critique ;
- Courbe de tarissement : de la rivière au niveau antérieur à la crue ;
- Fréquence de retour : une crue centennale à chaque année, une chance sur cent (1/100) de se produire (Ben Amor, 2010).
- Le temps de montée : ayant généré les gradients de montée horaires les plus élevés - ont été extraits après avoir classé les différents types de montée de crue. Une classification en dix types de montée permet ainsi de couvrir la plupart des situations
- Le temps de la décrue : bassin de niveau des eaux (après une crue).

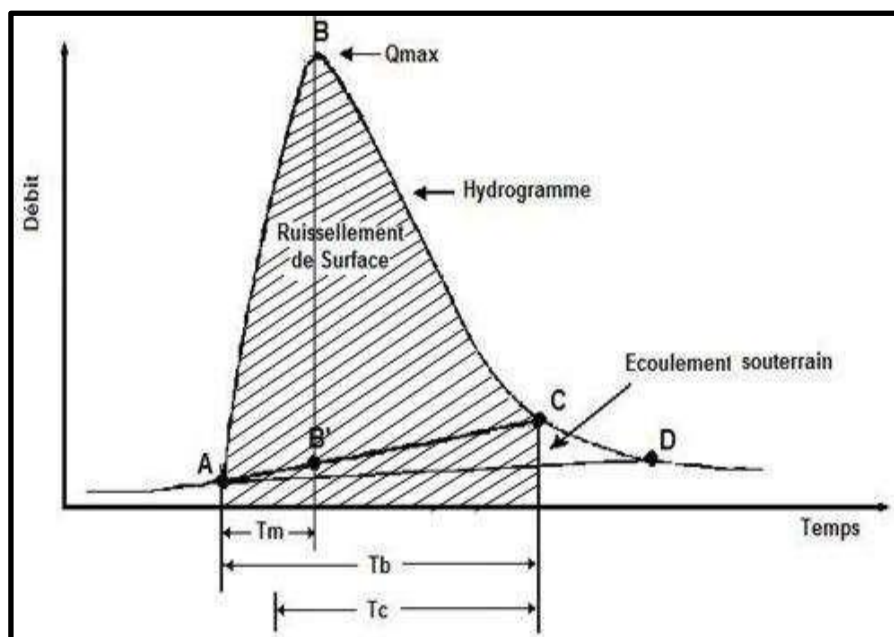


Figure I.12 : caractéristique d'un hydrogramme de crue

Où :

Q_{max} : est le débit de pointe ;
 T_m : est le temps de montée de la crue ;
 T_b : est le temps de base ;
 T_c : est le temps de concentration ;
 A-B : est la courbe de montée de la crue ;
 B-C : est la courbe de décrue ;
 C-D : est la courbe de tarissement ;

La surface hachurée représente le volume de la crue.

À l'échelle annuelle, il existerait trois types d'hydrogramme Kouider (2009).

- Hydrogramme de type 1 : ce hydrogramme est caractérisé par une seule pointe annuelle nette
- Hydrogramme de type 2 : ce hydrogramme est caractérisé par deux pointes annuelles nettes
- Hydrogramme de type 3 : c'est un type complexe d'hydrogramme, ou en observant plusieurs pointes annuelles nettes.

I.4.2 Types de crues :

En général, deux types de crues peuvent être distingués : les crues fluviales et les crues torrentielles. Les crues fluviales ou dites lentes sont généralement saisonnières, affectant de grands bassins versants où la montée en eau est lente. Tandis que les crues torrentielles ou dites éclaires affectent n'importe quelle partie du réseau hydrographique. Elles sont générées par des pluies à caractère convectif très violentes et localisées ; elles sont caractérisées par une évolution très rapide, la montée des eaux étant très brutale (Hubert 2001)

I.5 Paramètres fondamentaux d'une cour d'eau :

I.5.1 Le lit du cours d'eau :

Le lit d'une rivière correspond, habituellement, à la partie de la vallée dans laquelle s'écoule un cours d'eau de façon permanente ou temporaire.

On distingue trois types de lit :

- *Lit mineur* : limité par les berges,
- *Lit majeur* : occupé temporairement lors des crues
- *Lit moyen* : entre les deux lits précédents

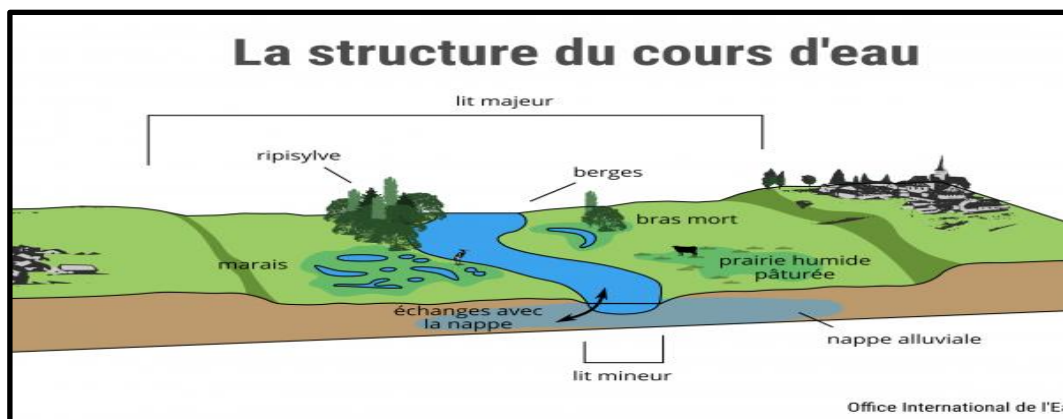


Figure I.13 : la morphologie d'un cours d'eau. (Smbv.fr)

I.5.1.1 Lit mineur :

Le lit mineur englobe le lit d'étiage. C'est un espace fluvial formé d'un chenal, de bancs de sables et/ou de galets, recouverts par les eaux qui s'écoulent en temps normal, il correspond au débit d'étiage ou des crues très fréquentes (annuelles).

I.5.1.2 Lit moyen :

C'est un espace soumis à de fréquentes inondations, avec des périodes de retour de 1 à 10 ans. Le lit moyen est soumis d'une vitesse d'eau forte, forte érosion et un transport de matériaux solides importants. Il est naturellement occupé par la ripisylve.

I.5.1.3 Lit majeur :

Lit majeur ou lit d'inondation est l'espace occupé par le cours d'eau lors de ses plus grandes crues, il comprend les zones basses situées de part et d'autre du lit mineur, sur une distance qui va de quelques mètres à plusieurs kilomètres. Sa limite est celle des crues exceptionnelles (MERABET, 2006). Ce dernier fait partie intégrante de la rivière.

On distingue deux types de zones :

- Les zones d'écoulement, au voisinage du lit mineur ou des chenaux de crues, où le courant a une forte vitesse ;
- Les zones d'expansion de crues ou de stockage des eaux, où la vitesse est faible. Ce stockage est fondamental, car il permet le laminage de la crue, c'est-à-dire la réduction du débit et de la vitesse de montée des eaux à l'aval.

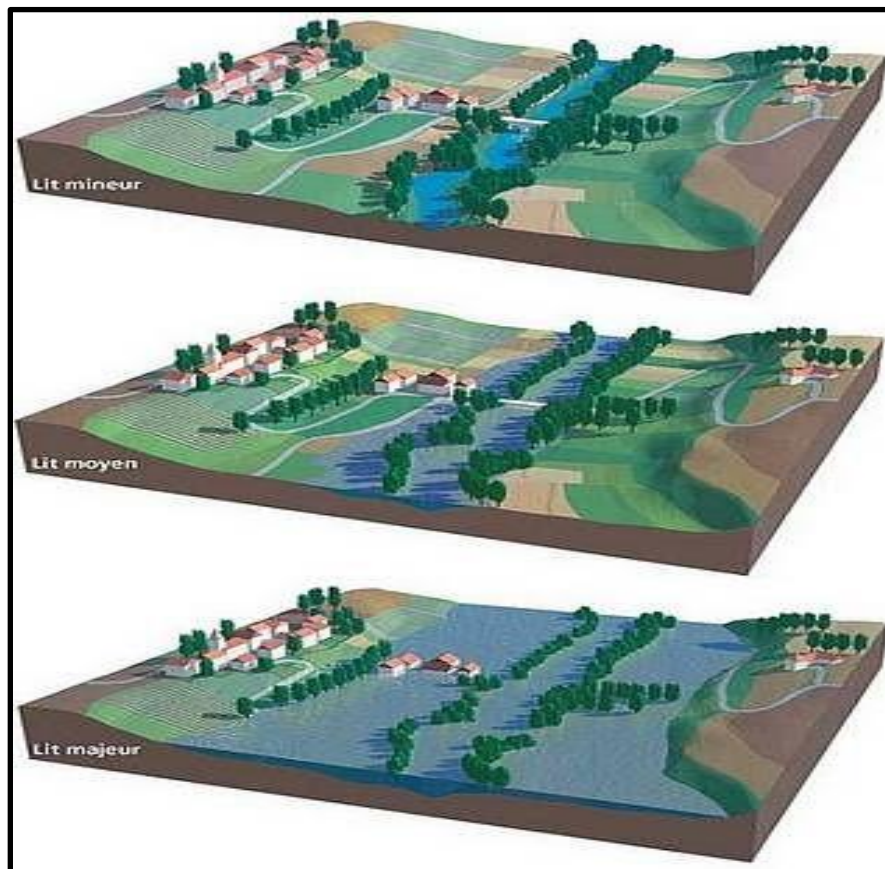


Figure I.14 : les différents types du lit (nord.gouv.fr)

I.5.2 Ripisylve :

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

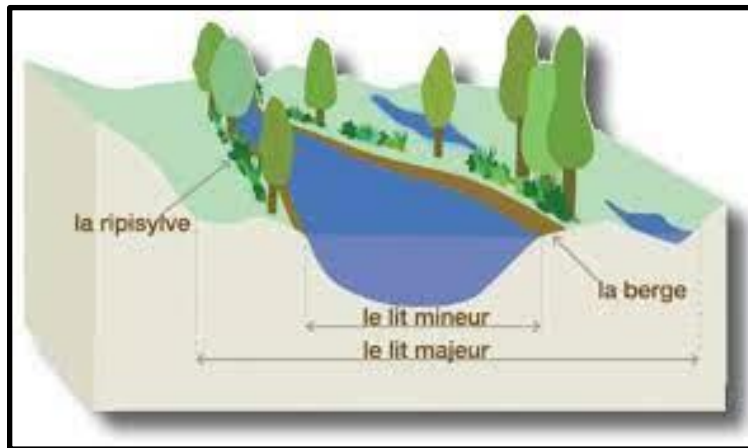


Figure I.15 : le ripisylve (smage2morin.fr)

I.5.3 Alluvion et substratum :

Les alluvions se réfèrent aux dépôts de sédiments récents, souvent déplacés et déposés par l'eau, tandis que le substratum englobe la couche sous-jacente de matériaux sur laquelle ces dépôts peuvent reposer. Les deux concepts sont importants pour comprendre la géologie et l'écologie des cours d'eau.

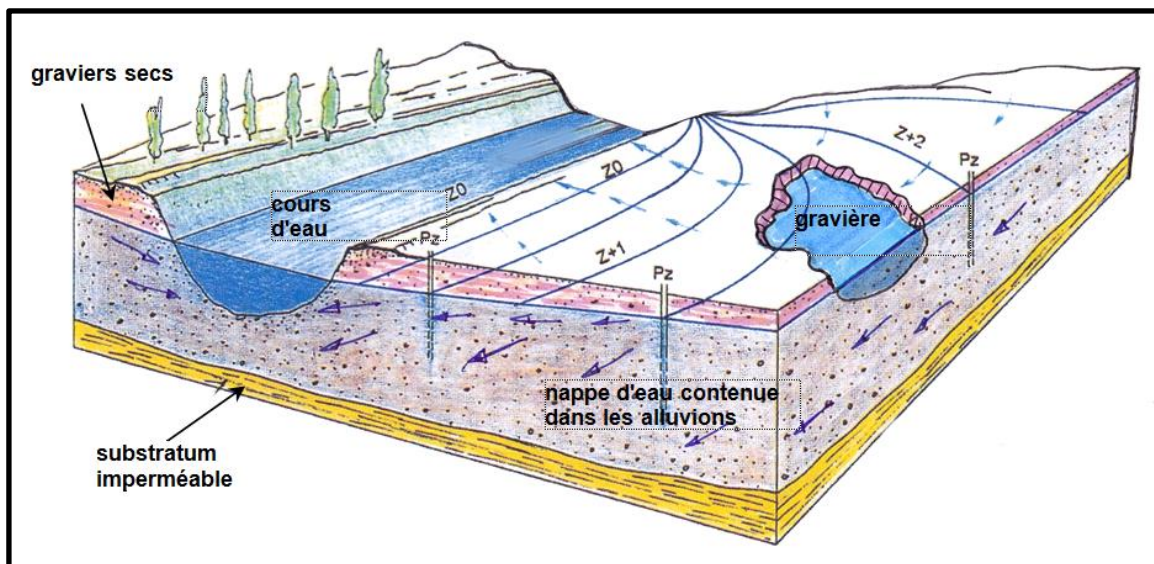


Figure I.16 : l'écoulement d'une nappe d'eau dans les alluvions (sigesaqi.brgm.fr)

I.5.4 Berge / Rive :

Les berges ou les rives d'un cours d'eau sont les côtés élevés du lit du cours d'eau qui délimitent ses limites naturelles, jouent un rôle essentiel dans l'écosystème du cours d'eau et peuvent être façonnées par divers facteurs environnementaux.

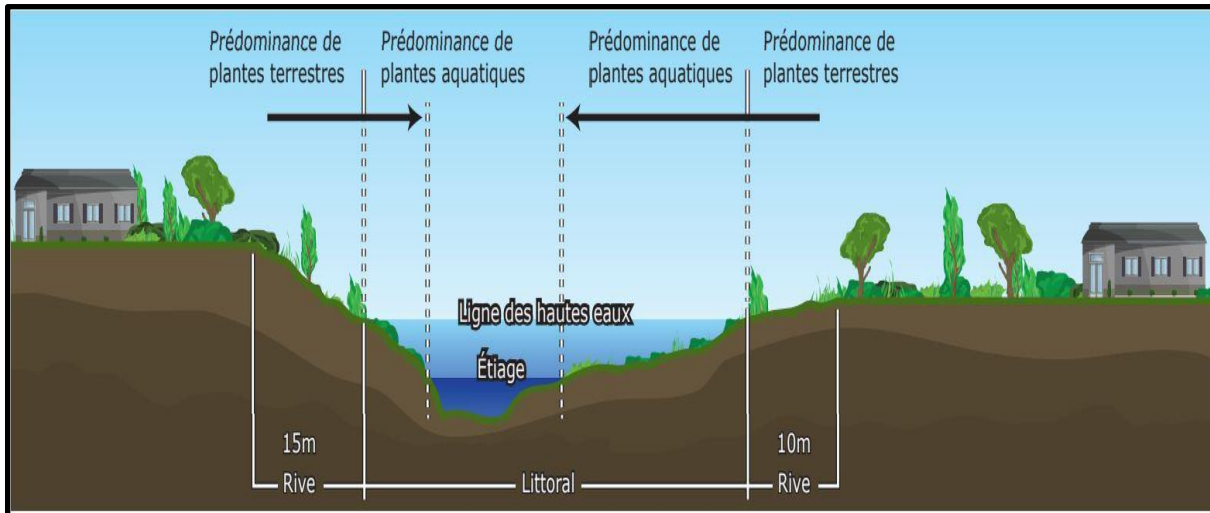


Figure I.17 : l'emplacement des rives du cours d'eau (obvaj.org)

I.6 Mécanisme des inondations :

I.6.1 Facteurs naturels et humains qui influencent les inondations :

- Précipitations excessives
- Débordement de cours d'eau
- Crues éclair
- Crues côtières
- Ruissellement urbain
- Défaillance des infrastructures
- Fonte des neiges

I.6.2 Facteurs aggravants le phénomène d'inondation :

- Urbanisation et l'implantation d'activités dans les zones inondables
- Diminution des champs d'expansion des crues.
- Aménagement parfois hasardeux des cours d'eau : création et éclatement des embâcles.
- Défaillance des dispositifs de protection : digue, nombres de déversoir.
- Utilisation ou l'occupation des sols sur les pentes des bassins versants.
- Transport et dépôt de produits indésirables.
- Sur les bassins versants et dans les zones de stockage : Déboisement, modification des écoulements agricoles, suppression des haies.
- Dans les zones d'écoulement : constructions, obstacles à la circulation des eaux.

I.7 Cause et origine d'inondation :

Les inondations en Algérie trouvent leur origine dans plusieurs causes :

➤ **Précipitations intenses :**

Des pluies abondantes et concentrées sur de courtes périodes peuvent submerger les sols et dépasser la capacité d'absorption, provoquant des inondations soudaines.

➤ **Crués des cours d'eau :**

Les crues des rivières et des oueds suite à des précipitations importantes peuvent entraîner des débordements et inonder les zones avoisinantes

➤ **Urbanisation non planifiée :**

L'expansion urbaine sans une planification adéquate conduit à l'imperméabilisation des sols par les infrastructures urbaines (routes, bâtiments), augmentant ainsi le ruissellement et les risques d'inondations.

➤ **Topographie et géographie :**

Les régions présentant des reliefs accidentés ou des zones à faible altitude sont plus sujettes aux inondations, surtout lors d'événements météorologiques extrêmes.

Ces facteurs combinés contribuent aux inondations fréquentes observées dans différentes régions en Algérie.

I.8 Conséquence engendrée par l'inondation :

Les inondations peuvent avoir de multiples conséquences, notamment :

➤ **Dommages matériels :**

Destruction ou endommagement des habitations, des infrastructures, des routes, des réseaux électriques et des biens personnels.

➤ **Perte de vies humaines :**

Les inondations peuvent causer des décès et des blessures graves, en particulier lorsque les personnes sont prises au dépourvu ou lorsque les secours sont difficiles à atteindre.

➤ **Impact économique :**

Pertes financières importantes pour les entreprises, les agriculteurs et les habitants, avec des coûts de réparation élevés pour les infrastructures endommagées.

➤ **Dommages environnementaux :**

Altération des écosystèmes, pollution des eaux, destruction de la végétation et des habitats naturels.

➤ **Problèmes de santé publique :**

Augmentation des risques de maladies liées à l'eau, comme les infections bactériennes, les maladies diarrhéiques et la prolifération des vecteurs de maladies comme les moustiques.

➤ **Impact social :**

Déplacement de populations, perturbation des communautés locales et des services de base comme l'alimentation en eau potable et les services sanitaires, stress psychologique.

I.9 Les inondations en Algérie

Au cours de son histoire, l'Algérie a connu de nombreuses catastrophes de grande et moyenne ampleur, particulièrement celles liées aux inondations (REDJEM et al., 2020), la contribution à la réduction des dommages causés par ces événements et la mise en place des dispositions adéquates nécessitent en premier lieu la connaissance des événements précédents par l'élaboration des inventaires chronologique. (Salah, 2004)

- ❖ Le tableau ci-dessous répertorie les événements d'inondations survenus en Algérie au cours des dernières années, basé sur les informations disponibles.

Tableau n°I.1 : Les événements d'inondations en Algérie

Date de l'événement	Zones touchées	Nombre de victimes
12 Octobre 1971	Azzazga (W Tizi Ouzou)	40 morts
28 au 31 Mars 1974	Alger et Tizi Ouzou	52 morts
01 Septembre 1980	EL Eulma (Sétif)	44 morts
22 Août 1983	Birrine (Djelfa)	10 morts
03 Février 1984	Jijel, Constantine, Skikda, Guelma, Khenchla et OumEl Bouaghi	23 morts
05 Juillet 1987	Batna	02 morts
01 Septembre 1989	Biskra	02 morts
21 Septembre 1989	Msila	01 mort
15 Octobre 1989	Ain Defla	01 mort
03 Juin 1991	Ghardaia	09 morts
26 - 27 Janvier 1992	Alger, Blida, Tipaza, Chlef, Ain Defla, Médéa.	10 morts
20 Octobre 1993	Oued R'hiou (W. Relizane)	22 morts
23 Septembre 1994	Bordj Bou Arreridj, Msila, Djelfa, Médéa, Bouira, AinDefla et Tiaret	27 morts
29/09 au 02/10/1994	Ghardaia, Laghouat, Biskra, Mascara, Tissemsilt et Sidi Bel Abbés	21 morts
04 Avril 1996	Annaba et El Taraf	5 morts
14 Janvier 1999	Adrar	12 morts
28 Septembre 2000	Bou Saâda (W. M'Sila)	01 mort
14 Octobre 2000	Ain Temochent	04 morts
23 Octobre 2000	Naama	05 morts
24 Octobre 2000	Sidi Bel Abbes, Tissemsilt, Chlef et Ain Defla	01 mort
10 et 11 Novembre 2001	Bab El Oued (Alger)	800 morts
18 et 19 Avril 2007	Ghardaïa	29 morts
01 Octobre 2008	Ghardaïa	Plus de 33 morts,
01-02 Octobre 2011	El Bayadh	13 morts
29 Aout 2015	Khenchla (communes de Babar et Oulad Rechache).	1 personne est disparue
14 septembre 2018	Tébessa	1 mort
12 septembre 2019	Alger, Guelma, Djelfa, Souk-Ahras, Bechar	9 morts
Mai 2021	Médéa	1 mort
20 Octobre 2022	Tiaret	4 morts
Mai 2023	Tipaza	2 morts

I.10 Historique des crues majeures dans la zone d'étude :

Au fil du temps et avec l'expansion urbaine, l'oued Mina est devenu un obstacle à gérer. Ce cours d'eau, qui présente un lit mineur significatif, traverse la ville du sud au nord, traversant des zones à forte densité urbaine et à conditions sociales fragiles. La population expose un risque lié aux inondations, notamment lors de crues dévastatrices telles que celles observées en 1994 et 2000, caractérisées par des débordements catastrophiques se produisant à intervalles relativement courts.

I.10.1 La Crue Du 1994 :

Cette inondation était importante et avait une lame d'eau qui a atteint une hauteur de deux mètres et qui a créé des dégâts matériels.

I.10.2 La Crue Du Décembre 2008 :

En décembre 2008 la ville de Relizane a connu une crue dont la lame d'eau a atteint deux à trois mètres de hauteur (selon les données de la direction de l'hydraulique). Pendant ces jours la région a enregistré 35.3 mm de pluies et le débit de la crue a atteint 73.5 m³/s. Si elle a épargné les vies humaines, cette inondation d'oued Mina a causé d'importants dégâts matériels importants.

Dans l'objectif de visualiser l'ampleur des anciennes crues qui ont touché la ville de Relizane, ainsi que, pour localiser les zones endommagées, nous avons essayé de réaliser la carte des zones inondées par le passé en se basant sur les photos disponibles de la dernière crue de décembre 2008 et les citations historiques auprès des habitants de cette ville. Il faut rappeler que notre zone possède une situation géographique problématique, du fait qu'elle est implantée dans une dépression, à l'exutoire d'un bassin versant, ce qui la rend vulnérable aux inondations. Des crues torrentielles caractéristiques ont déjà touché cette ville, celles de 1994 et de Décembre 2008 ont inondé une partie importante de la ville de Relizane. Les photos de la dernière crue montrent l'ampleur de cette crue qui a provoqué des dégâts considérables, surtout au niveau de la nouvelle ville de Bormadia, ziraia, bendaoued. Ces cités se trouvent à proximité d'oued Mina, sans oublier, la zone d'activités qui se trouve côté de l'environnement immédiat d'oued Mina. Dans l'étape qui suit nous présentons l'aléa inondation et toutes les caractéristiques naturelles et physiques des bassins versants environnants qui elles représentent une espèce de starter à l'initiation de l'aléa inondation. La carte des zones favorables à l'inondation montre le risque potentiel qu'encourt l'oued. Nous avons remarqué qu'oued Mina à une grande probabilité de submersion dans les zones de Bormadia (Figure I.18), Bendaoued, Ziraia, Hofra et dans la zone d'activité. Ces zones se trouvent à proximité du lit mineur et moyen et même dans la zone du lit majeur d'oued Mina qui se propage dans des zones plaines (Figure I.19).



Figure I.18 : la submersion de la nouvelle ville BORMADIA

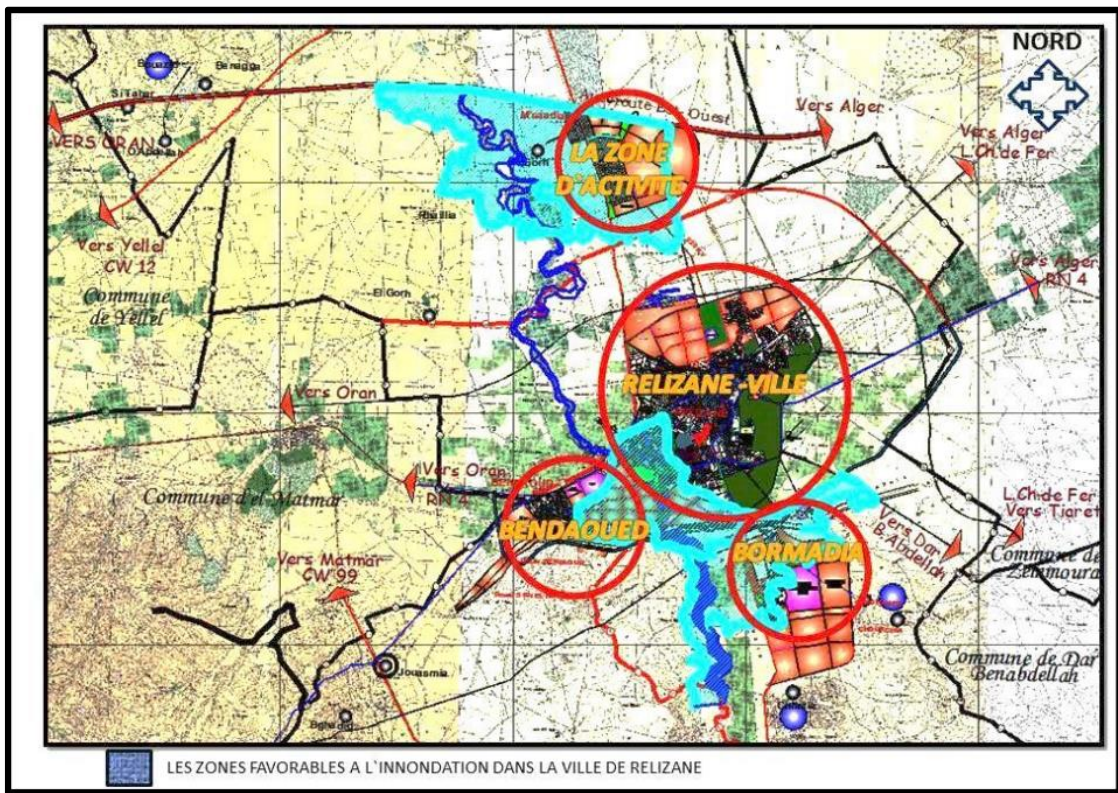


Figure I.19 : Les zones favorables à l'inondation de la ville de Relizane

Conclusion

Les inondations, en tant qu'événements climatiques extrêmes, représentent un risque naturel majeur, engendrant d'importantes conséquences humaines, sociales, économiques et environnementales. Leur impact varie selon les régions et les populations, et la gestion des conséquences diffère selon les conditions locales. La protection contre les inondations ne peut être universelle, car elle dépend des spécificités de chaque zone inondable. La mise en place de mesures de protection nécessite des conditions spécifiques, limitant souvent les résultats possibles. Ainsi, rechercher la protection la mieux adaptée à chaque zone, tout en tenant compte des marges de sécurité nécessaires, reste crucial en raison de la précision variable des méthodes d'étude.

CHAPITRE II

II. Présentation de la zone d'étude

Introduction

Ce chapitre offre une vue d'ensemble du bassin versant de la zone d'étude, fournissant des indications géographiques et physiographiques fondamentales pour la compréhension des processus hydrologiques. Les éléments tels que l'altitude, la pente, la configuration et la lithologie du bassin versant sont liés et offrent des informations clés sur la réaction hydrologique globale de celui-ci.

II.1 Description de la zone d'étude :

Le territoire algérien est constitué de dix-sept bassins hydrographiques, dont celui du Cheliff qui est le premier bassin situé au Centre Ouest du Nord de l'Algérie, limité au nord par bassin du Côtiers Algérois, au sud par bassin Zahrez, à l'est par Chott El Hodna et Isser, et à l'ouest par Mechta

La région hydrographique Cheliff s'étend du Nord, de la Méditerranée, avec un littoral de 200 km, l'oued principale dans cette région s'appelle Mina se situe dans des sous bassin (N°35, N°34), il reçoit quelques affluents : l'Oued Haddad, l'Oued El Abd, l'Oued Taht et l'Oued Mellah.

II.1.1 Bassin versant de l'Oued Mina :

Oued Mina est la limite Est de la ville de Ben Daoud qui la sépare à la ville de Rélizane. Du point de vue surface c'est le deuxième bassin important après celui de l'oued El Abd dans cette région. Il se trouve à environ quelque 300 km à l'Ouest d'Alger. Deux barrages ont été installés sur l'oued Mina. L'un a l'amont de l'oued (Barrage Bekhadda) et l'autre à l'aval de l'Oued (Sidi Mohamed Benaouda). Le barrage Bakhadda draine des surfaces qui présentent des potentialités hydriques très importantes. Il constitue, cependant, un frein au ruissellement vers l'aval. Le bassin intermédiaire entre les deux barrages, reçoit d'importantes ressources ce qui explique l'existence du barrage de Sidi Mohamed Benaouda à l'aval. La présence des deux barrages en cascade sur le même oued démontre la richesse des ressources hydriques dans cette région.

Oued Mina est disposé d'oued Hamou et Oued Maguen, ces deux derniers présente un risque d'inondation sur la ville de Ben Daoud.

II.2 Situation géographique :

Le bassin versant de l'Oued Mina s'étend sur 6131 km² dans la partie occidentale de l'Atlas Tellien. Il est situé entre 0°10' et 1°10' de longitude Est, et entre 34°40' et 35°40' de latitude Nord. Il s'allonge sur 90 km sur les monts de Frenda au Sud et ceux de la Mina au Nord et sur 50 km de l'Ouest à l'Est entre les monts des Beni-Chougrane et le massif de l'Ouarsenis.

II.3 La géomorphologie

II.3.1 Relief et morphologie :

Cette région a des caractéristiques naturelles favorables à une érosion accentuée: un couvert végétal très faible, des reliefs dont la nature lithologique est favorable à la dégradation (formations marneuses à la surface) et un climat de type méditerranéen avec des pluies plus au moins torrentielles, irrégulières, engendrant en des temps de concentrations courts des crues fortes, rapides et chargées dont les conséquences ont des répercussions directes à l'aval par le risque d'inondation de la ville de Relizane et Bendaoud et des plaines et aussi par l'envasement du barrage de Sidi M'hamed BenAouda et en amont par des pertes de sols et des ravinements intenses.

Ce relief présente un dénivelé allant du Sud vers le Nord, il est délimité entre deux côtes max et min. Les côtes de l'agglomération chef sont résumées dans (Tableau n°II.1)

Tableau n° II.1 : la topographie de la commune

Agglomérations	Côte max	Côte min
Chef-lieu (ACL)	+ 111m	+ 71 m

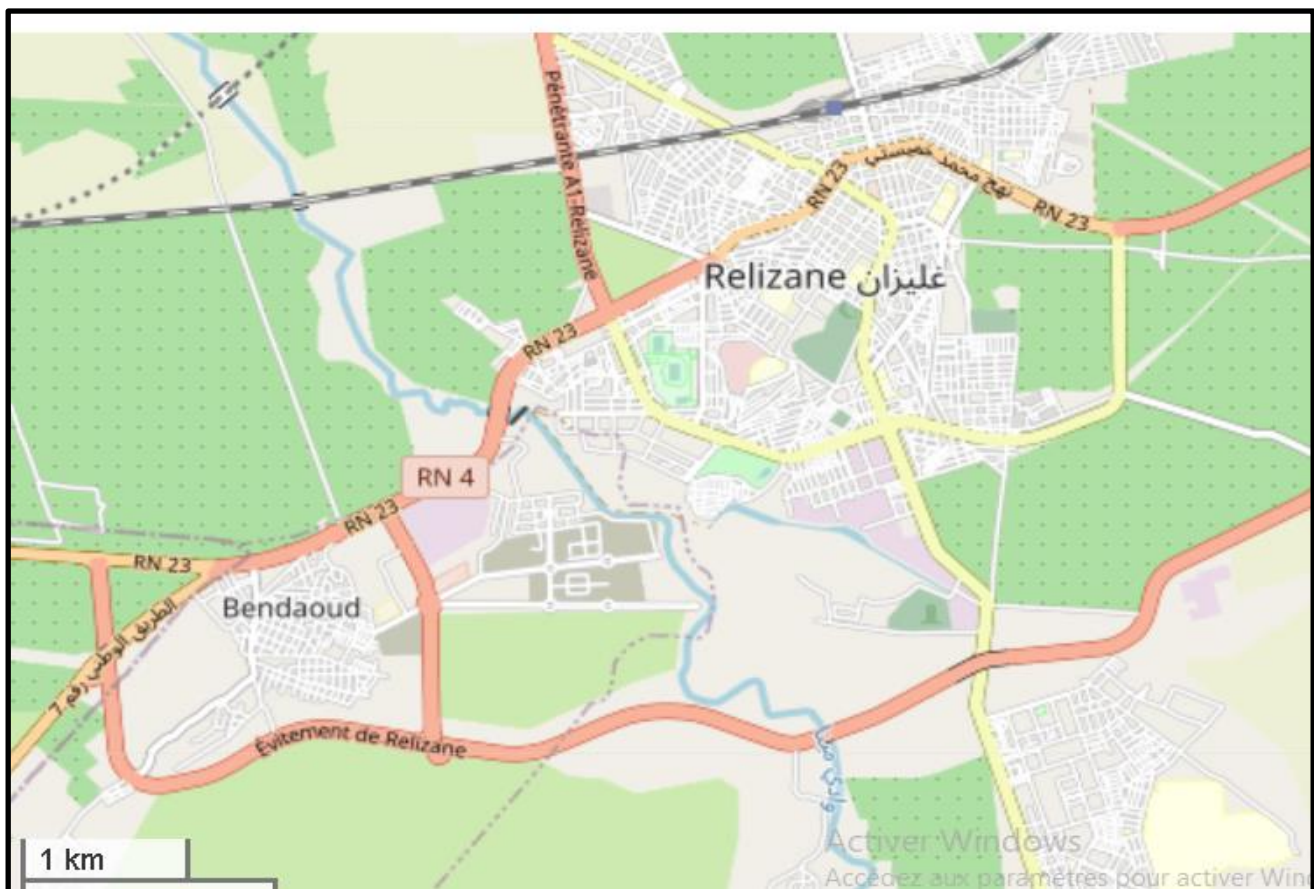


Figure II.1 : carte de situation de la ville de BEN DAOUD Ech : 1/50000

II.3.2 Les écoulements :

Les écoulements au niveau du bassin versant de l'Oued Mina ne sont importants que durant la saison pluvieuse. Car, à l'exception des grands affluents comme Mina, tous les cours d'eau tarissent en été.

II.3.3 Délimitation de la zone d'étude :

Nous limitons notre zone d'étude aux parties identifiées sur l'image qui représentent une source primaire de risque d'inondation.



Figure II.2 : Photo satellitaire de la ville de BEN DAOUD Ech : 1/50000

II.4 Géologie

II.4.1 Géologie de la zone d'étude :

Le bassin versant d'Oued Mina est caractérisé du point de vue géologique par la prépondérance du Jurassique

Les couches inférieures du jurassique supérieur constituent les marnes et l'occasion de gisement alternant avec des bancs de roches carbonique à laquelle se joignent les marnes tertiaires qui contiennent localement des bancs de calcaire et de grès-calcaire.

II.4.2 La Lithologie :

La lithologie est une forme simplifiée de la géologie, elle nous informe sur la nature de la roche de surface et elle permet ainsi de nous donner des indications sur leurs résistances à l'érosion.

Dans notre étude, le sous bassin versant est dominé par quatre principales formations :

- Les formations marneuses qui s'étendent sur tout le Nord de la zone, et qui sont très sensibles à l'érosion hydrique d'où la nature de cette roche imperméable ; gonflant au contact de l'eau.
- Les formations argileuses qui occupent la plupart du centre du sous bassin versant et qui représente une très grande sensibilité à l'érosion hydrique
- Les formations de calcaire et dolomie dur dans l'extrémité sud du sous bassin versant et une croûte calcaire et calcaire friable discontinue dans le centre qui sont moyennement sensibles à l'érosion hydrique
- Les alluvions et sables constituent les formations moyennement sensibles à l'érosion

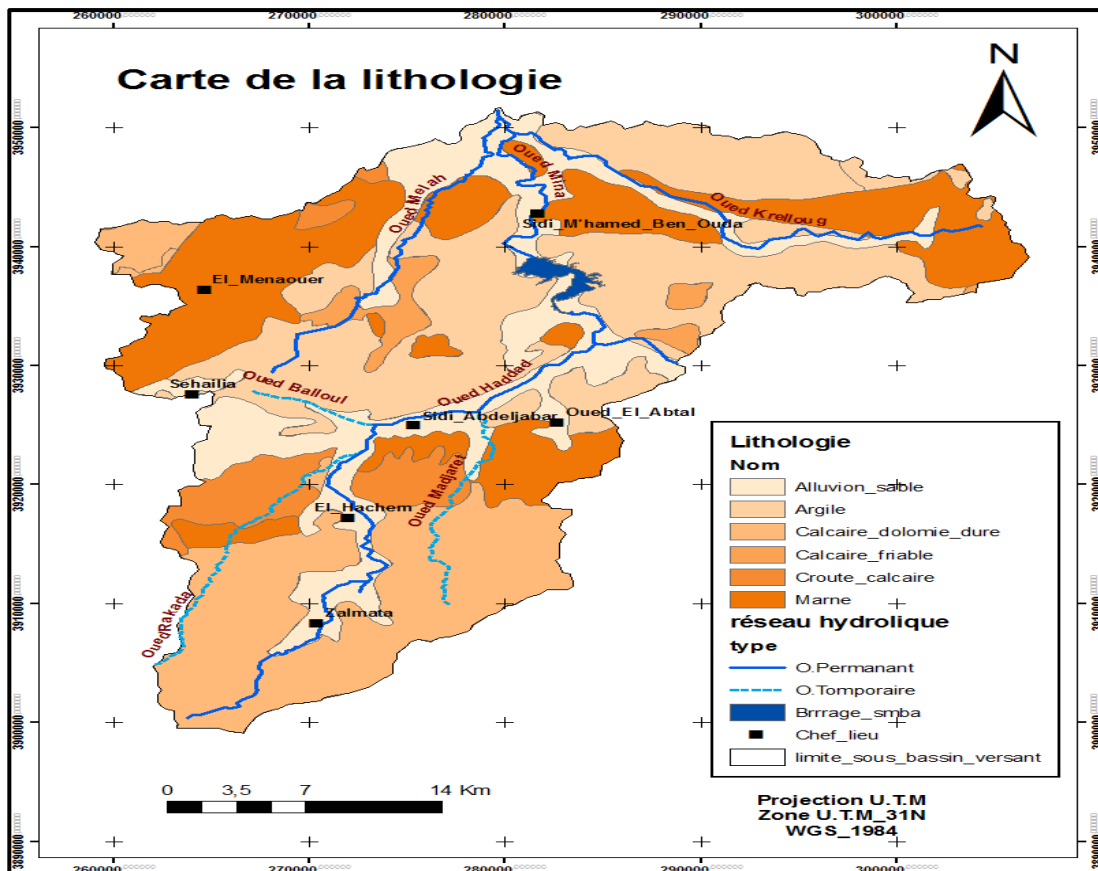


Figure II.3 : Carte de la lithologie du bassin versant Mina (ENSA 2014)

II.5 La situation climatologique

II.5.1 Le climat :

Le climat dans cette région est semi-aride. Cette zone appartenant à la vallée de mina se caractérise par des altitudes basses et des influences maritimes presque nulles à cause des barrières orographiques du nord.

Les précipitations au niveau du groupement sont irrégulières dont la majorité tombent en hiver et se répartissent en 65 j/an au moyenne dans la région. Le climat de bassin versant est de l'Atlas tellien présentera donc tous les degrés intermédiaires entre un climat de montagne pluvieux, froid à amplitude thermique relativement faible avec chutes de neige et un climat de plaines plus sec relativement chaud et à forts écarts thermiques.

II.5.2 Pluviométrie

II.5.2.1 Station de mesure :

La station de mesure de référence la plus proche à notre zone d'étude, est celle de Relizane 013505 et possède des mesures récentes jusqu'à 2019 et dispose des relevés les plus longs et plus complets. Les précipitations dans la région sont dues à des perturbations généralement de Nord et Nord-Ouest. Les averses pluvieuses dépendent de l'altitude, de la latitude et de l'exposition.

Les caractéristiques sont mentionnées sur le tableau suivant :

Tableau n°II.2 : Caractéristiques de la Station pluviométrique

S/BASSINS	STATIONS	CODE	ALTITUDE	X LAMB	Y LAMB
O MINA	RELIZANE DEMRH	013505	75	304.25	275.3

II.5.2.2 Étude de précipitation :

Les conditions climatiques plus que d'autres facteurs qui régissent l'écoulement, jouent un rôle déterminant dans le régime d'un cours d'eau parmi elles, les précipitations sont des facteurs très importants pour l'élaboration d'un bilan hydrologique

Dans son étude sur le climat de l'Algérie ; " P. Seltzer " a montré que la répartition des pluies obéit aux trois lois suivantes :

- La hauteur de pluie augmente avec l'altitude, mais elle est plus élevée sur les versants exposés aux vents humides que sur les autres.
- Elle augmente de l'Ouest à l'Est : la cause doit être dans le régime des vents et la forme même de la Méditerranée.
- Elle diminue au fur et à mesure qu'on s'éloigne du littoral.

L'étude récente de Chaumont et Paquin a montré que les isohyètes se resserrent autour des massifs alors que dans la plaine, elles se relâchent.

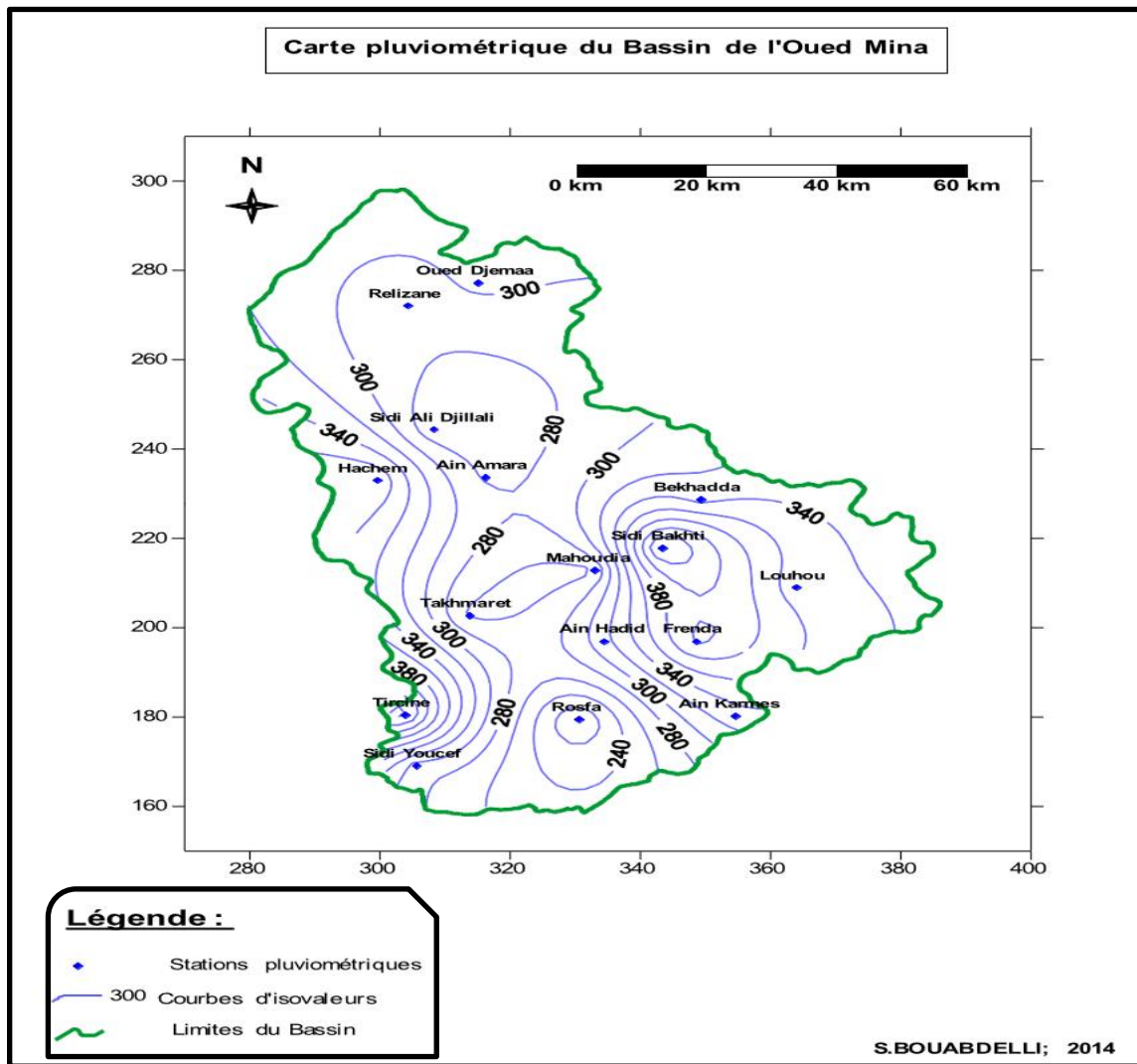


Figure II.4 : Carte pluviométrique du Bassin de l'Oued Mina

❖ Le tableau et la figure suivants montrent les variations des précipitations mensuelles Station de Relizane (1987-2019) : Le module pluviométrique moyen est de 425 mm

Tableau n°II.3 : Répartition mensuelle des précipitations de la station de Relizane (1987-2019).

Mois	Sept	oct	nov	dec	janv	Fev	Mars	Avril	Mai	Juin	juil	Aout	Annuel
1987-2019	26,51	33,01	58,93	42,15	52,49	45,05	47,16	45,41	31,78	16,58	11,77	14,16	425

❖ Les mois les plus pluvieux sont : janvier, novembre

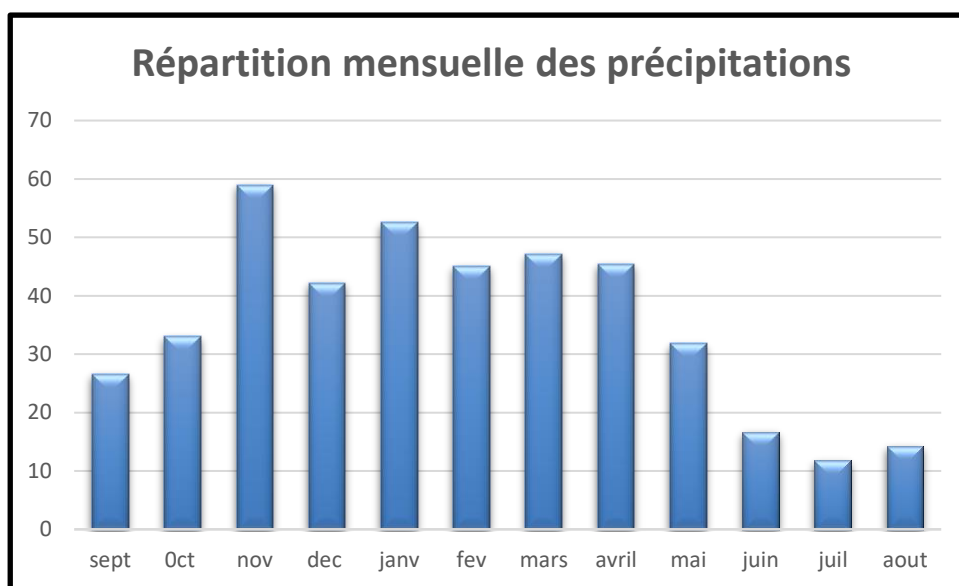


Figure II.5 : évolution de la pluviométrie mensuelle interannuelles de la station de Relizane (1987- 2019)

II.5.3 Étude de température

Les températures constituent un élément fondamental du climat. Elles sont liées à la radiation solaire. La connaissance de leurs variations est importante puisqu'elles conditionnent les phénomènes d'évaporation de la région considérée.

Aussi, elle constitue avec les précipitations un paramètre majeur qui permet de définir le climat d'une région. C'est aussi l'un des termes essentiels dans la définition du déficit d'écoulement.

Pour notre cas, les observations dont nous avons pu disposer sont celles de la station du métamour (pour les autres stations, les données sont soit incomplètes ou inexistantes) avec une période complète allant de 1960 à 2008. Cette étude est basée sur la période allant de 1989 à 2008, soit 19 ans

Tableau n°II.4 : les températures mensuelles des minimas, des maximas, et la moyenne

Mois	S	O	N	D	J	F	M	A	M	JU	JL	AT	Année
Minimum	17,7	13,9	9,3	6,2	5,2	6,4	7,5	9,7	13,2	17,4	20,4	20,9	12.31
Moyenne	24,4	19,7	14,7	11,15	10,2	11,7	13,3	15,6	19,35	24,05	27,7	28.15	18.34
Maximum	31,1	25,5	20,1	16,1	15,3	17,1	19,2	21,5	25,5	30,7	35	35,4	24.37

❖ D'une manière générale le minimum apparaît en Janvier 5.2C° alors que le maximum apparaît en Août 35.4C°.

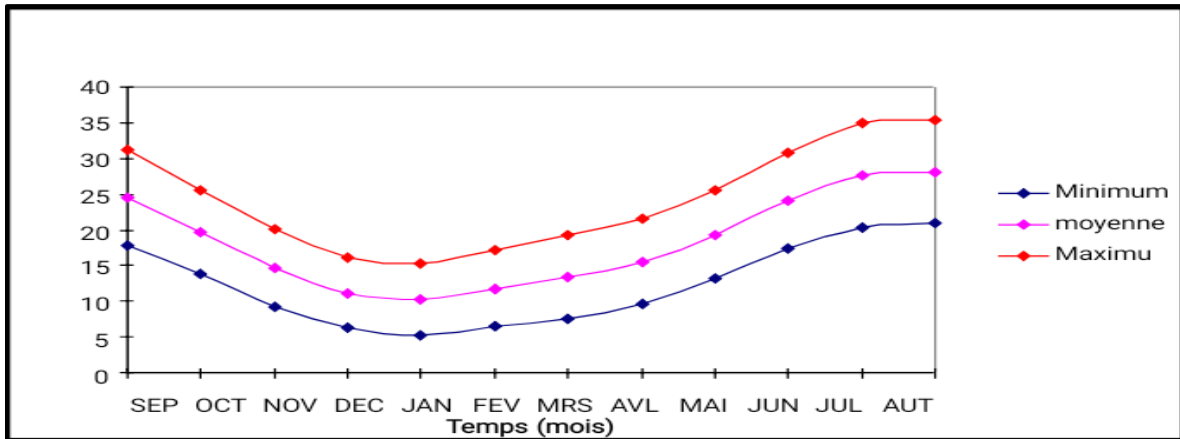


Figure II.6 : Répartition mensuelle des températures de la Station de Métamour (1989-2008)

- ✓ Le tracé des courbes des variations des températures (Figure 0) montre deux pôles extrêmes : un pôle froid correspondant aux mois de Décembre, Janvier et Février et un pôle chaud correspondant aux mois de Juillet, Août et Septembre.
- ✓ Ces courbes des températures mensuelles moyennes montrent une croissance régulière des températures de Janvier à Août, suivie d'une décroissance jusqu'à Décembre.
- ✓ Le minimum et le maximum absolus se situent respectivement aux mois de Janvier 5.2°C° et Août 35.4°C°.
- ✓ La température moyenne annuelle est de : 18.34 C°.

II.5.3.1 Régime climatique :

Le climat de bassin versant est de l'Atlas tellien présentera donc tous les degrés intermédiaires entre un climat de montagne pluvieux, froid à amplitude thermique relativement faible avec chutes de neige et un climat de plaines plus sec relativement chaud et à forts écarts thermiques.

Les méthodes pour étudier le climat d'une région sont nombreuses. Dans notre cas, nous avons jugé utile d'envisager la méthode Ouverte :

Lorsque la courbe des températures et celle des précipitations sont superposées, les besoins en eau sont couverts. Lorsque la courbe des températures passe au-dessus de celle des précipitations, on assiste à une période déficitaire et lorsqu'elle passe au-dessous de celle des précipitations, on assiste à une période excédentaire.

Pour la station de la région de Rélizane, la courbe de température passe au-dessus de celle des précipitations entre la fin du mois de Mai et la fin du mois de septembre.

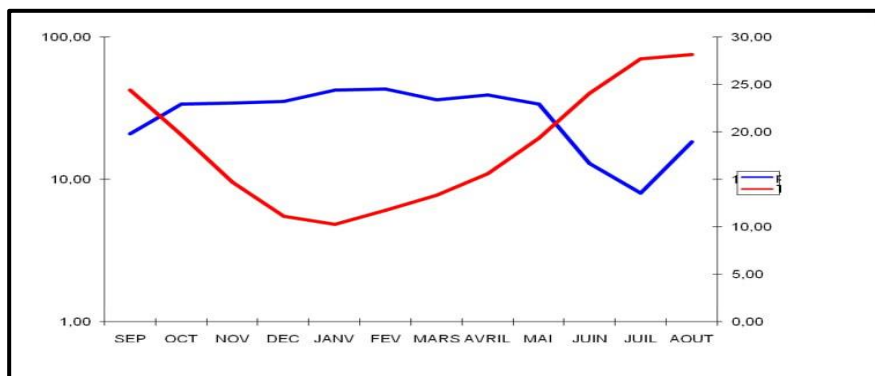


Figure II.7 : Graphe ombrothermique

II.5.4 Le ruissèlement pluvial :

L'imperméabilisation du sol par les aménagements (bâtiments, voiries, parkings, etc.) limite l'infiltration des précipitations et accentue le ruissèlement. Ceci occasionne souvent la saturation et le refoulement du réseau d'assainissement des eaux pluviales. Il en résulte des écoulements plus ou moins importants et souvent rapides dans les rues. Ceci entraîne l'apparition d'inondation en milieu urbain.



Figure II.8 : La stagnation des eaux pluviales dans le quartier de Ziraia



Figure II.9 : La stagnation des eaux pluviales dans le quartier de aissat Idir

II.6 Sismicité de la région d'étude :

En termes de sismicité, l'Algérie, compte tenu de sa localisation dans une zone à convergence de plaque est une région à forte sismicité. Au cours de son histoire, elle a subi un grand nombre de séismes destructeurs.

Le territoire national est divisé en 05 zones de sismicité croissante, définies comme suit :

- Zone 0 : sismicité négligeable ;
- Zone I : sismicité faible ;
- Zone IIa et IIb : sismicité moyenne ;
- Zone III : sismicité élevée.

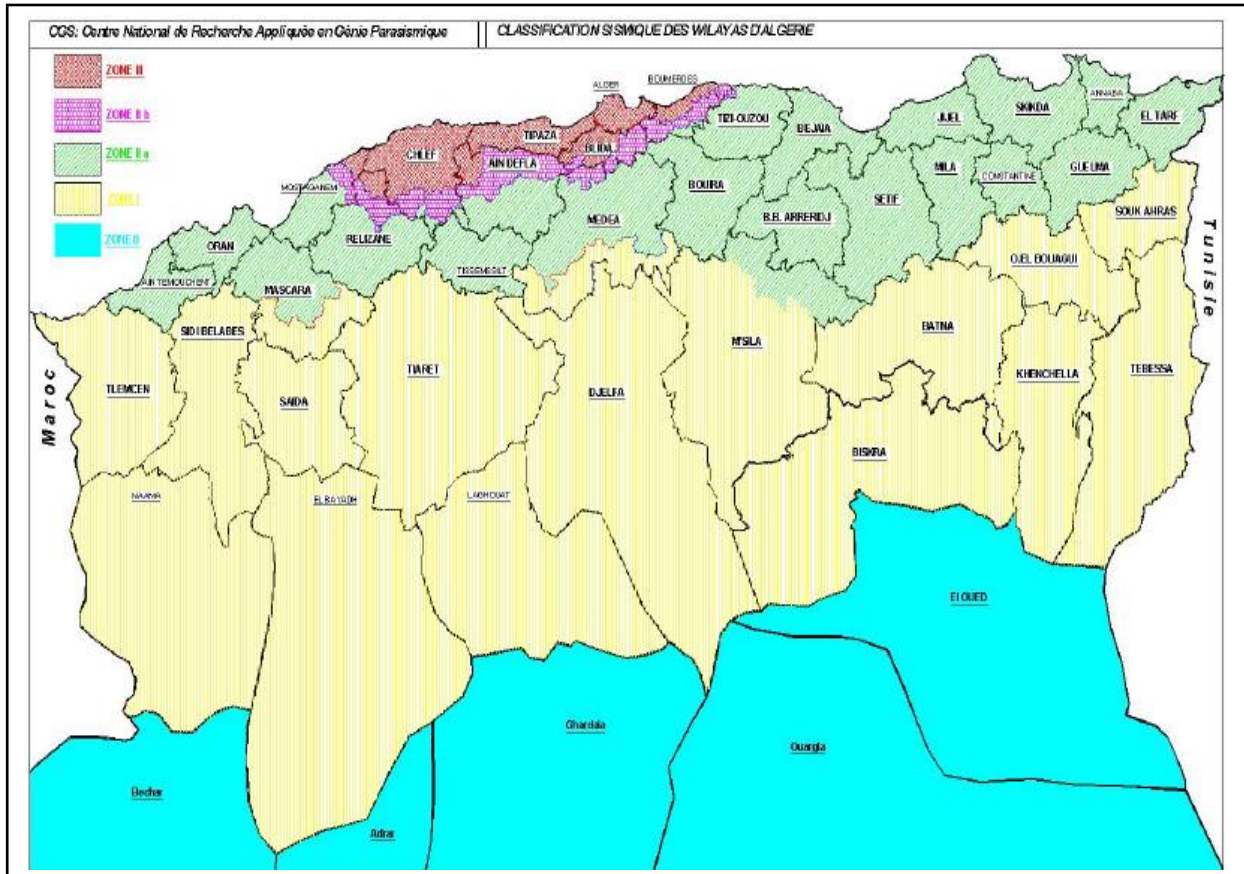


Figure II.10 : Carte micro-zonage des wilayas d'Algérie

- ❖ La figure ci-dessus montre que notre zone d'étude est classée en zone IIa ; une zone à sismicité moyenne et un coefficient d'accélération sismique de 0.15g , et selon le RPA 99 version 2003 où toutes les règles parasismiques doivent être appliquées pour les constructions.

Conclusion

L'Oued Mina prend sa source dans les monts de Frenda et parcourt 135 km avant de se jeter dans l'Oued Chéelif. Deux barrages, Bakhadda et Es-Saada, ont été érigés en amont de Sidi M'Hamed Ben Ouda le long de cet oued. Ce bassin versant est situé dans une zone semi-aride, avec une moyenne annuelle de précipitations de 425 mm, L'analyse du milieu physique, notamment de certains paramètres hydro-morphométriques, révèle leur impact sur l'érosion. La végétation, bien que peu développée, joue un rôle crucial dans la préservation des sols. Une partie du bassin est constituée de sols marneux très érodés et dénudés. Une étude géologique et lithologique dévoile que la majorité du bassin est composée de terrains favorisant le ruissellement et la formation des crues. Enfin, cette zone est classée en tant que « Zone 3 », caractérisée par une activité sismique modérée.

CHAPITRE III

III. Étude Hydrologique

Introduction

L'hydrologie est le domaine scientifique qui se consacre à l'étude de la présence et de la répartition, dans le temps et dans l'espace, des eaux de surface et souterraines de la Terre, ainsi que de leurs caractéristiques chimiques, biologiques et physiques, en interaction avec l'environnement (OMM/UNESCO, 1992). L'évaluation hydrologique joue un rôle crucial dans la planification des infrastructures hydrotechniques. Son objectif ultime est d'estimer les débits maximums pour des périodes de retour spécifiques (10 ans, 20 ans, 50 ans, 100 ans), ce qui implique :

- ❖ Définir les limites des bassins versants qui se déversent dans la région étudiée.
- ❖ Déterminer les diverses caractéristiques des bassins versants ainsi délimités.
- ❖ Localiser les stations pluviométriques à proximité et évaluer la moyenne annuelle des précipitations, ainsi que différentes fréquences (10 ans, 20 ans, 50 ans, 100 ans).
- ❖ Estimer les débits correspondant aux périodes de retour de 10 ans, 20 ans, 50 ans et 100 ans en se basant sur des formules empiriques.

III.1 Caractéristiques principales du bassin versant

Bassin versant :

Le bassin versant constitue l'élément fondamental pour l'évaluation du cycle hydrologique. Il se définit comme la région drainée par un cours d'eau principal et ses affluents. Habituellement, un cours d'eau naît dans une zone de relief et collecte les eaux de surface de son bassin. Ces écoulements convergent vers la partie la plus basse du cours d'eau, appelée l'exutoire.

Chaque bassin versant est séparé des autres par une ligne de partage des eaux. Cette limite est déterminée sur la carte topographique. En commençant par l'exutoire, en trace à main levée des segments perpendiculairement aux courbes de niveau en passant par les crêtes, aboutissant automatiquement à l'exutoire (Touaibia, 2015).

III.1.1 Caractéristiques géographiques :

Les Coordonnées UTM (Zone 31) de l'exutoire sont les suivants :

Longitude X = 274.65 km

Latitude Y = 396.21 km

L'altitude Z = 52 m

III.1.2 Caractéristiques morphologiques :

Les caractéristiques morphologiques d'une région ou plus précisément d'un bassin versant, unité fondamentale dans une étude hydrologique, jouent un rôle primordial dans la détermination des différents comportements du régime hydrologique.

En effet, deux bassins voisins avec les mêmes conditions climatiques, géologiques et des caractéristiques morphologiques différentes, réagissent différemment du point de vue régime d'écoulement.

III.1.2.1 Surface :

La surface du bassin versant (en km²) est l'aire où les précipitations sont reçues et qui alimente les cours d'eau, les débits seront donc en partie dépendants de sa superficie. Elle permet de contrôler l'intensité de plusieurs phénomènes hydrologiques (apport ; volume de précipitation ou infiltration).

Le périmètre du bassin versant (en Km) représente tout le contour du bassin versant.

Les paramètres susmentionnés sont déterminés par le logiciel Arc GIS sur le MNT de notre zone d'étude.

III.1.2.2 La longueur du thalweg principal :

Un thalweg désigne la ligne constituée par les points présentant l'altitude la plus basse, que ce soit dans une vallée ou dans le lit d'un cours d'eau.

III.1.3 Caractéristiques géométriques

III.1.3.1 Indice de compacité de Horton (K_H) :

L'indice de compacité de Horton exprime le rapport de la superficie du bassin versant à la longueur du cours d'eau principal. Il se calcule par la relation :

$$K_h = \frac{A}{L^2} \quad (\text{III.1})$$

Avec :

K_h : Indice de compacité de Horton ;

A : Aire totale du bassin de drainage en (km²) ;

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

Pour

K _h < 1	➡	bassin de forme allongée
K _h > 1	➡	bassin de forme ramassée

III.1.3.2 Indice de compacité de Gravelius :

Cet indice caractérise la forme du bassin versant, il est défini comme le rapport entre le périmètre du bassin P et la circonférence du cercle P' du rayon R ayant la même superficie que celle du bassin versant. A (km²). Il est donné par la formule suivante :

$$K_c = \frac{P}{2\sqrt{\pi A}} = 0.28 \frac{P}{\sqrt{A}} \quad (\text{III.2})$$

Avec :

A : Superficie du bassin en (Km²) ;

P : Périmètre du bassin en (Km) ;

K_c: Indice de compacité de Gravelius.

Pour :

K _c < 1.25	➡	Bassin compact
1.25 < K _c < 1.5	➡	Bassin de forme moyenne
K _c > 1.5	➡	Bassin allongé

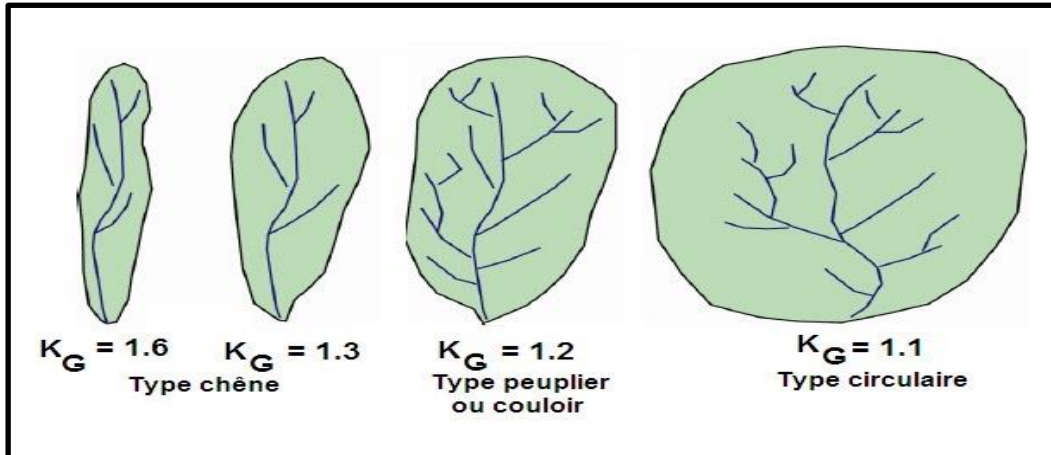


Figure III.1 : Différents types des BV selon le coefficient de Gravelius K_c (Musy et al,2003)

Plus le K_c est grand, plus le bassin versant sera allongé, plus le temps que met une goutte d'eau tombée sur le point le plus éloigné en amont du bassin versant pour arriver à l'exutoire sera important d'où la crue sera moins violente. Donc l'indice de compacité est proportionnellement lié au temps de concentration T_c .

Remarque :

Dans notre cas le bassin versant est caractérisé par un $K_c = 1.7 > 1.5$; Alors il est de forme relativement allongée.

III.1.3.3 Rectangle équivalent :

Le rectangle équivalent ou rectangle de Gravelius, est une en vertu de laquelle on assimile le bassin à un rectangle ayant le même indice de compacité, même superficie, même périmètre et la même hypsométrie que le bassin étudié. Ce dernier permet de comparer les bassins versants entre eux du point de vue de l'écoulement.

$$L_r, l_r = k_c \frac{\sqrt{A}}{1.128} \left\{ 1 \pm \sqrt{1 - \left(\frac{1.128}{k_c}\right)^2} \right\} \tag{III.3}$$

Avec :

L_r : la longueur en (km).

l_r : la largeur en (km).

A : la surface du bassin versant en (km²).

K_c : l'indice de compacité.

III.1.3.4 Coefficient d'allongement :

$$C_a = \frac{L_{cp}^2}{A} \tag{III.4}$$

Avec :

L_{cp} : La longueur du talweg principal en (Km).

S : La surface du bassin versant en (Km²).

Les paramètres hydro-morphométriques du bassin versant de l'Oued Mina sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau n° III.1 : Les paramètres hydro-morphométriques du bassin versant de l'Oued Mina

Désignation		Symbole	Unités	Valeur
Superficie		S	Km ²	364.056
Périmètre		P	Km	115.336
Indice de compacité de Gravelius		K _C	/	1.7
Longueur de thalweg principal		L _P	Km	56.60
Coefficient d'allongement		C _a	/	18.80
Indice de compacité de Horton		K _h	/	0.11
Rectangle équivalent	Longueur	L	Km	50.75
	Largeur	l	Km	7.17

III.1.4 Caractéristique hydrographique

Étude du relief

Le relief a une très grande influence sur la forme de l'hydrogramme de crue, une forte pente provoque un écoulement plus rapide, donc un temps de concentration plus court d'où une montée plus rapide de la crue. L'importance de son étude est caractérisée par la répartition altimétrique du terrain par une courbe appelée ``Courbe hypsométrique``. Le relief est également déterminé à l'aide d'indices ou de caractéristiques similaires.

- La courbe hypsométrique.
- L'altitude moyenne.
- L'indice de pente globale I_g .
- L'indice de pente de roche I_p .
- Densité de drainage D_g .

III.1.4.1 Courbe hypsométrique :

L'hypsométrie se réfère à la répartition relative des différentes altitudes dans une région donnée, tandis que la courbe hypsométrique est une représentation graphique de cette relation entre la zone et l'altitude (Strahler, 1952)

La carte hypsométrique obtenue à partir du Modèle Numérique du Terrain (MNT), montre l'existence des altitudes essentiellement faibles d'environ 50 m au niveau de l'exutoire et au fur et à mesure qu'on s'éloigne, les altitudes deviennent de plus en plus élevées jusqu'à atteindre l'altitude maximale de 703m (Figure III.2).

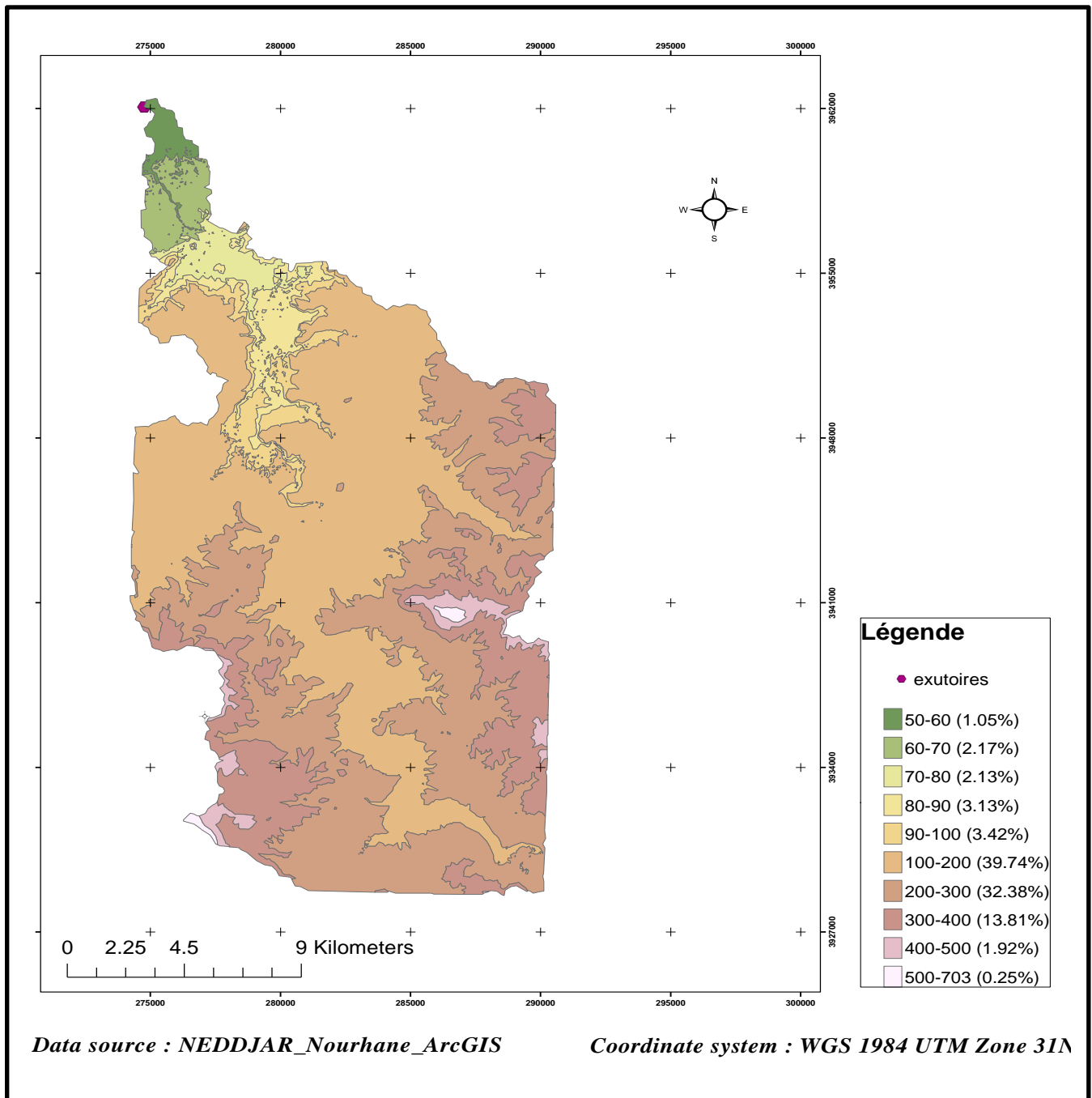


Figure III.2 : Courbe hypsométrique du Bassin versant (source : ArcGIS)

La répartition des surfaces élémentaires et leurs cumule en fonction des altitudes ont été obtenues avec logiciel ArcGIS. Les résultats obtenus sont donnés dans (Tableau III.2)

Tableau n° III.2 : Paramètres Hypsométriques du bassin versant d'Oued Mina

Altitude	Hi (m)	Surface (km ²)	Surface partielle (%)	Surface cumulées (%)
50-60	55	3.808	1.05	100
60-70	65	7.894	2.17	98.95
70-80	75	7.759	2.13	96.78
80-90	85	11.378	3.13	94.65
90-100	95	12.431	3.42	91.53
100-200	150	144.622	39.74	88.11
200-300	250	117.849	32.38	48.37
300-400	350	50.252	13.81	15.98
400-500	450	6.993	1.92	2.17
500-708	604	0.916	0.25	0.25

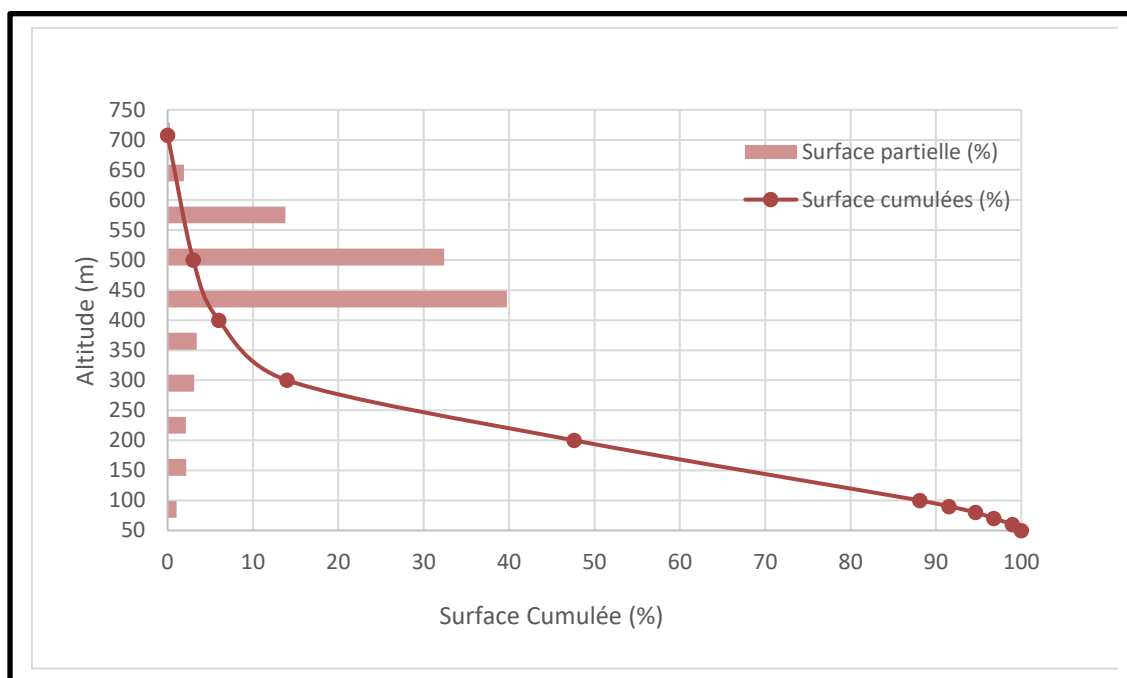


Figure III.3 : Répartition des surfaces et courbe hypsométrique du bassin de l'Oued Mina

III.1.4.2 Détermination des altitudes :

Les principales caractéristiques altimétriques correspondent à :

❖ **L'altitude maximale et minimale ($H_{max} - H_{min}$) :**

L'altitude maximale représente le point le plus élevé du bassin tandis que l'altitude minimale représente le point le plus bas, généralement à l'exutoire. Ces altitudes sont tirées directement de la carte topographique

❖ **L'altitude médiane $H_{5\%}$**

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

❖ **L'altitude médiane $H_{50\%}$**

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

❖ **L'altitude médiane $H_{95\%}$**

C'est la projection du point qui correspond à 95% de la surface cumulée sur la courbe hypsométrique.

❖ **L'altitude moyenne H_{moy}**

Elle est calculée par la formule suivante :

$$H_{moy} = \frac{\sum S_i \times H_i}{S} \quad \text{Telle que :} \quad H_i = \frac{H_{n-1} + H_n}{2}$$

Avec :

H_i : Altitude moyenne entre deux courbes de niveau consécutives en (m).

S_i : Surface partielle comprise entre deux courbes de niveau consécutives en (km²).

S : Surface totale du bassin versant en (km²).

Tableau n° III.3 : Caractéristiques altimétriques du bassin versant

Altitudes	$H_{min}(m)$	$H_{max}(m)$	$H_{moy}(m)$	$H_{50\%}(m)$	$H_{95\%}(m)$	$H_{5\%}(m)$
BV Mina	50	708	208.47	190	70	400

III.1.4.3 Les indices de pente :

Les indices de pente ont un impact direct sur le débit de pointe lors d'une averse. Leur objectif est de caractériser les pentes d'un bassin versant afin de faciliter les comparaisons et les classifications.

La topographie générale de la région est représentée sur la carte des pentes. La majeure partie de cette carte est caractérisée par des pentes abruptes. À proximité de l'exutoire, les pentes deviennent très douces, créant un relief plat. (Voir Figure III.4)

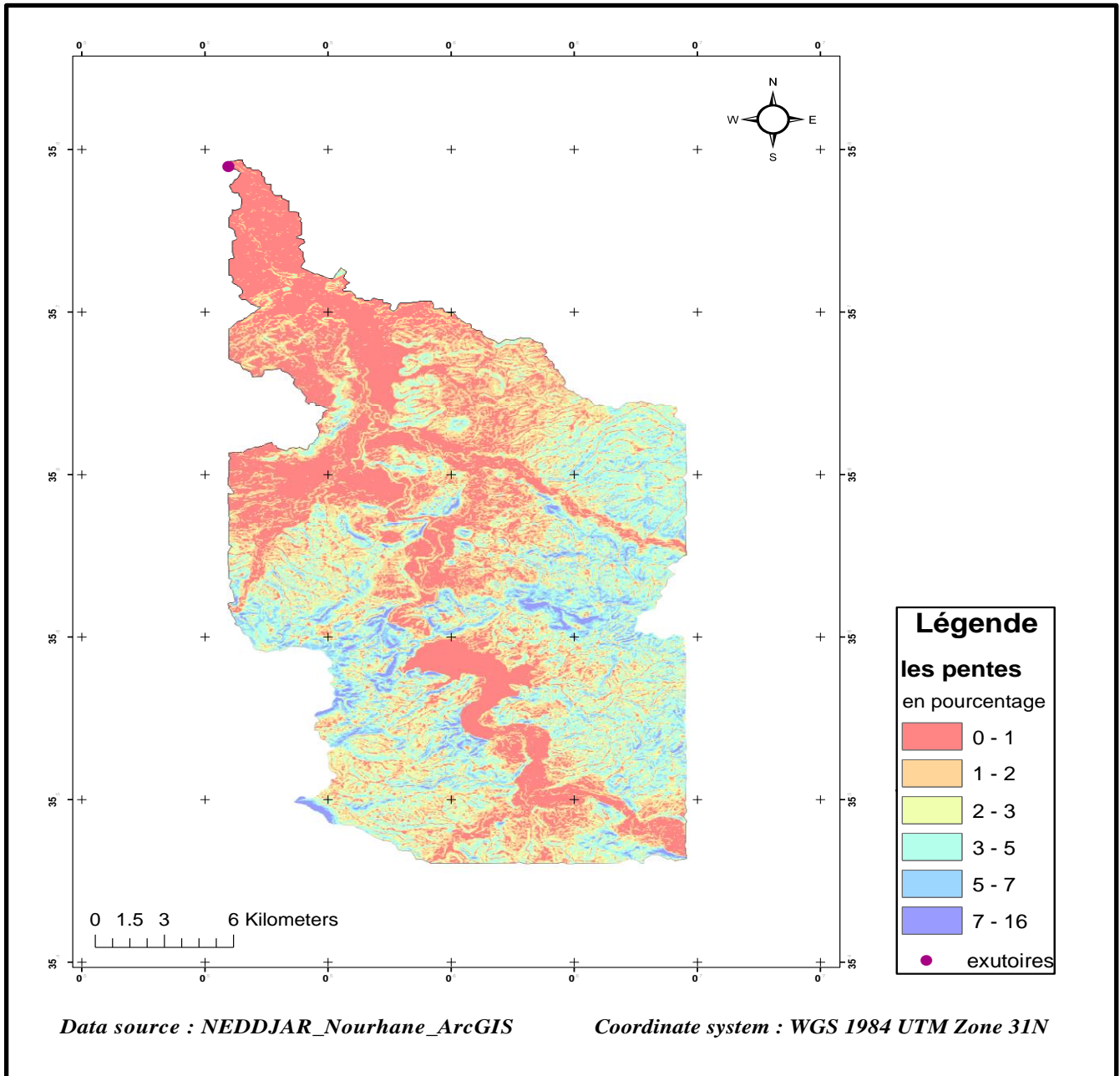


Figure III.4 : Carte des pentes du bassin versant (Source : ArcGIS)

De même, la carte des courbes de niveau exprime la topographie de la région en utilisant un système de courbes de niveau équidistantes, cette dernière est représentée par (Figure III.5) suivante :

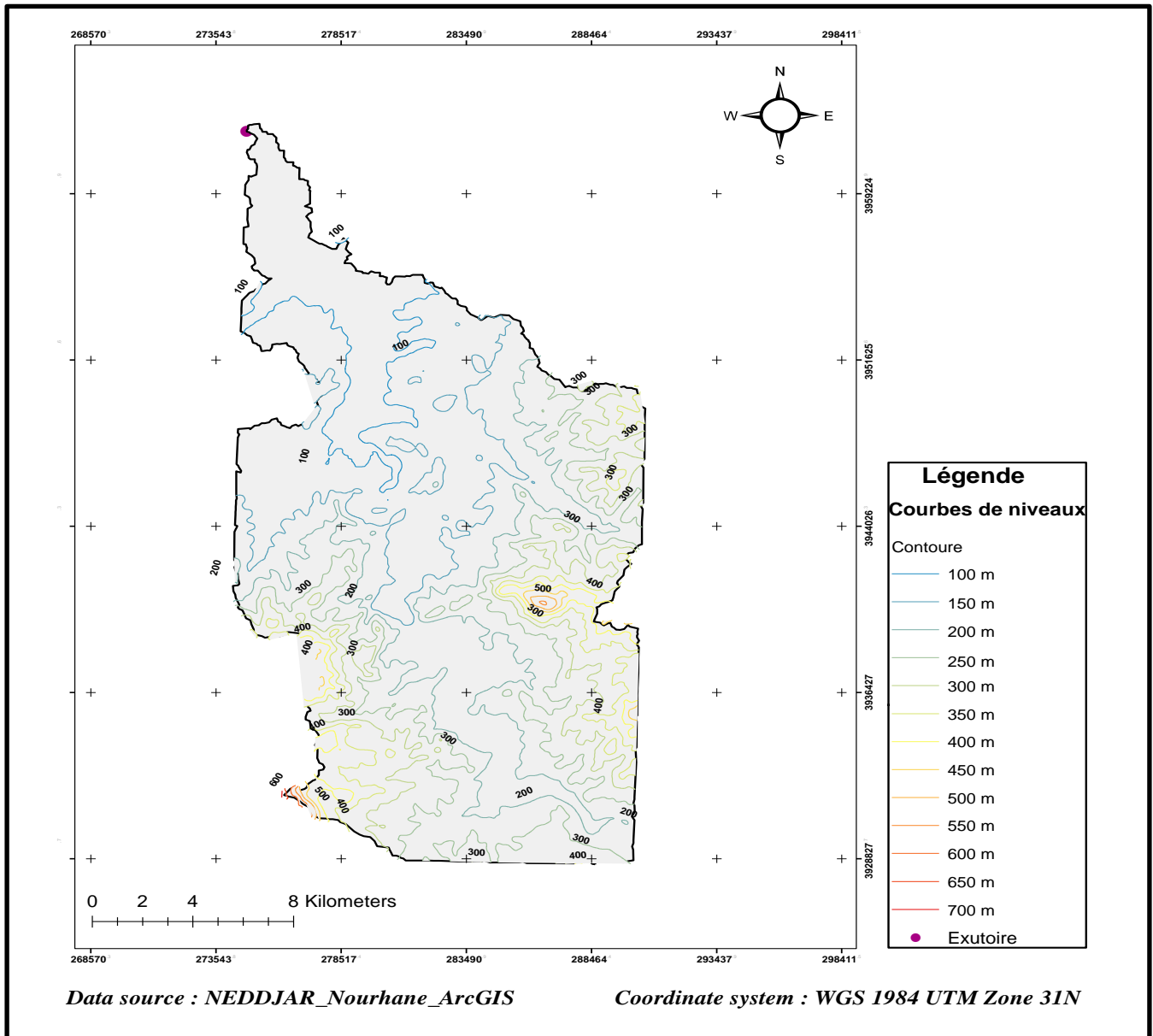


Figure III.5 : Carte des courbes de niveaux du bassin versant (Source : ArcGIS)

❖ **La pente du bassin versant :**

Elle est définie par la formule suivante :

$$I_{BV} = \frac{H_{\max} - H_{\min}}{L_{cp}} \quad \text{III.5)}$$

Avec :

L_{cp} : Longueur du cours d'eau principale en (km).

H_{\max} : Altitude maximale en (m).

H_{\min} : Altitude minimale en (m).

❖ **La pente moyenne du bassin versant :**

La pente moyenne est une caractéristique importante qui renseigne sur la topographie du bassin. Elle est considérée comme une variable indépendante. Elle donne une bonne indication sur le temps de parcours du ruissellement direct (donc sur le temps de concentration T_c) et influe directement sur le débit de pointe lors d'une averse (TOUAIBIA.B.2004). Elle est exprimée par l'équation suivante :

$$I_m = \frac{\Delta H(0.5L_1 + L_2 + \dots + 0.5L_n)}{A} \quad \text{III.6)}$$

Avec :

ΔH : Dénivelés entre deux courbes de niveaux successives en (m).

L_1, L_2, \dots, L_n : Les longueurs des courbes de niveaux en (Km).

A : Superficie du bassin versant en (Km^2).

Tableau n° III.4 : Pente moyenne du bassin versant d'Oued Mina

Courbe	Longueur (Km)	ΔH	Surface (Km^2)	I_m (m/km)
100	43.68	50	364.056	79.30
150	80.70			
200	110.64			
250	137.57			
300	109.19			
350	67.99			
400	30.49			
450	10.19			
500	4.40			
550	2.44			
600	1.31			
650	0.55			
700	0.29			

❖ **Indice de pente de Roche (I_p)**

L'indice de pente IP de M. Roche sert à déterminer la pente moyenne du bassin versant à partir des données réelles.

I_p est donné par la formule :

$$I_p = \frac{1}{\sqrt{L_{eq}}} \sum_{i=1}^k S_i \cdot H_i \tag{III.7}$$

Avec :

I_p : Indice de pente de Roche en (%).

L_{eq} : Longueur du rectangle équivalent en (m) ;

S_i : Surface partielle (%) comprise entre 2 courbes de niveau consécutives H_i et H_{i+1}.

H_i et H_{i+1} : la distance entre les courbes de niveau appelée aussi dénivelée.

❖ **Indice de pente moyenne d'un cours d'eau :**

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

Le calcul des pentes moyennes et partielles de cours d'eau s'effectue à partir du profil longitudinal du cours d'eau principal et ses affluents. La méthode la plus fréquemment utilisée pour calculer la pente longitudinale du cours d'eau consiste à diviser la différence d'altitude entre les points extrêmes du profil par la longueur totale du cours d'eau (Touaibia, 2015).

$$I_{pm} = \frac{H_{max} - H_{min}}{L_{eq}} \tag{III.8}$$

Avec :

H_{max} : Altitude maximale en (m).

H_{min} : Altitude minimale en (m).

L_{eq} : Longueur du rectangle équivalent en (km).

Les résultats du calcul sont montrés dans le tableau suivant :

Tableau n° III.5 : Indice de pente moyenne du bassin versant d'Oued Mina

H _{max}	H _{min}	H _{max} - H _{min}	L _{eq} (Km)	I _{pm} (m/Km)
708	50	658	50.75	12.96

❖ **Indice de pente globale (I_g) :**

L'indice de Roche étant cependant trop long à évaluer pour des études rapides, on a proposé un indice encore plus simple ; c'est l'indice de pente globale. Ce dernier représente la pente moyenne de 90% de la superficie du bassin, il est obtenu à partir de la courbe hypsométrique, on prend la dénivelée (D) entre les altitudes H_{5%} – H_{95%}.

$$I_g = \frac{D}{L} = \frac{H_{5\%} - H_{95\%}}{L_{\text{éq}}} \tag{III.9}$$

Avec :

H_{5%} – H_{95%} : Altitude de fréquence correspondante au 5% et 95% de la surface total en (m).

L_{éq} : Longueur du rectangle équivalent en (km).

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

La classification des reliefs est faite selon le tableau ci-dessous ;

Tableau n° III.6 : Classification ORSTOM du relief à partir de l'indice de pente global I_g

	Relief	Valeur I_g
1	Relief très faible	I _g < 0.002
2	Relief faible	0.002 < I _g < 0.005
3	Relief assez faible	0.005 < I _g < 0.01
4	Relief modéré	0.01 < I _g < 0.02
5	Relief assez fort	0.02 < I _g < 0.05
6	Relief fort	0.05 < I _g < 0.1
7	Relief très fort	I _g > 0.1

Les résultats du calcul sont montrés dans le tableau suivant ;

Tableau n° III.7 : Indice de pente global du bassin versant d'Oued Mina

H5%	H95%	H5%_H95%	Léq (Km)	I_g (m/km)	Classification
400	70	330	50.75	0.065	Relief fort

- Cela implique que le relief du bassin versant, est un relief fort (0.05 < I_g < 0.1) selon O.R.S.T.O.M (Office de la Recherche Scientifique et Technique Outre - Mer).
- Cet indice de pente globale sert aussi à classer le relief d'un bassin, mais pour permettre une comparaison plus efficace et plus poussée du bassin, du point de vue relief. Il convient de calculer la dénivelée spécifique.

III.1.4.4 La Dénivelée spécifique D_s :

Puisque l'indice de pente globale décroît pour un même bassin lorsque la surface augmente. La dénivelée spécifique D_s ne présente pas cet inconvénient (Bénina, 2004).

La dénivelée spécifique est définie par la formule suivante :

$$D_s = I_g * \sqrt{A} \quad (\text{III.10})$$

Avec :

D_s : Dénivelée spécifique en (m) ;

I_g : Indice de pente globale en (m/km) ;

A : Superficie du bassin versant en (Km²).

La dénivelée spécifique « D_s » permet d'utiliser la classification de l'O.R.S.T.O.M. (Tableau n° III.8) qui permet de définir les différents types de relief des bassins versants quelque soient leurs superficies. La dénivelée spécifique est définie comme suit :

Tableau n° III.8 : Classification des reliefs d'après l'O.R.S.T.O.M.1963

Classe	Intervalle	Type de relief
R1	$D_s < 10\text{m}$	Relief très faible.
R2	$10 < D_s < 25\text{m}$	Relief faible
R3	$25 < D_s < 50\text{m}$	Relief assez faible
R4	$50 < D_s < 100\text{m}$	Relief modéré
R5	$100 < D_s < 250\text{m}$	Relief assez fort
R6	$250 < D_s < 500\text{m}$	Relief fort
R7	$D_s > 500\text{m}$	Relief très fort

On résume les résultats de calcul des indices de pente dans le tableau (Tableau n° III.9)

Tableau n° III.9 : Résultats de calculs des pentes et la dénivelée spécifique du bassin versant de l'Oued Mina

Paramètres	Symboles	Unités	Valeurs
Pente du bassin versant	I_{BV}	m/Km	11.63
Pente moyenne du bassin versant	I_m	m/Km	79.30
Indice de pente de Roche	I_p	%	2.84
Indice de pente Moyenne	I_{pm}	m/Km	12.96
Indice de pente globale	I_g	m/Km	6.50
Dénivelée spécifique	D_s	m	124.02
Relief	Assez fort		

III.1.5 Étude du réseau hydrographique

III.1.5.1 Caractéristiques du réseau hydrographique :

Le cours d'eau principal d'un fleuve est alimenté par des affluents les plus importants qui sont eux même alimenté par des affluents de second ordre ainsi de suite jusqu'aux ruisselets et petit cours d'eau de tête du bassin forment le chevelu hydrographique des bassins versants.

L'analyse des réseaux hydrographiques et ses hiérarchisations, joue un rôle important dans la compréhension des mécanismes de ruissellement et de la genèse des crues. On peut classifier les réseaux hydrographiques selon deux facteurs (Belazreg, 2019) :

❖ Hiérarchisation du réseau :

Il existe plusieurs types de classifications des tronçons des cours d'eau :

Classification de STRAHLER (1957) :

Cette classification permet de décrire sans ambiguïté le développement du réseau de drainage d'un bassin de l'amont vers l'aval. Elle se base sur les règles suivantes :

- Tout cours d'eau dépourvu de tributaires est d'ordre 1 ;
- Le cours d'eau formé par la confluence de deux cours d'eau d'ordre différent prend l'ordre du plus élevé des deux ;
- Le cours d'eau formé par la confluence de deux cours d'eau du même ordre est augmenté de 1 ;
- Un bassin versant à l'ordre le plus élevé de ses cours d'eau, soit l'ordre du cours d'eau principal à l'exutoire.

Le réseau hydrographique de notre bassin versant est représenté dans (Figure III.6) :

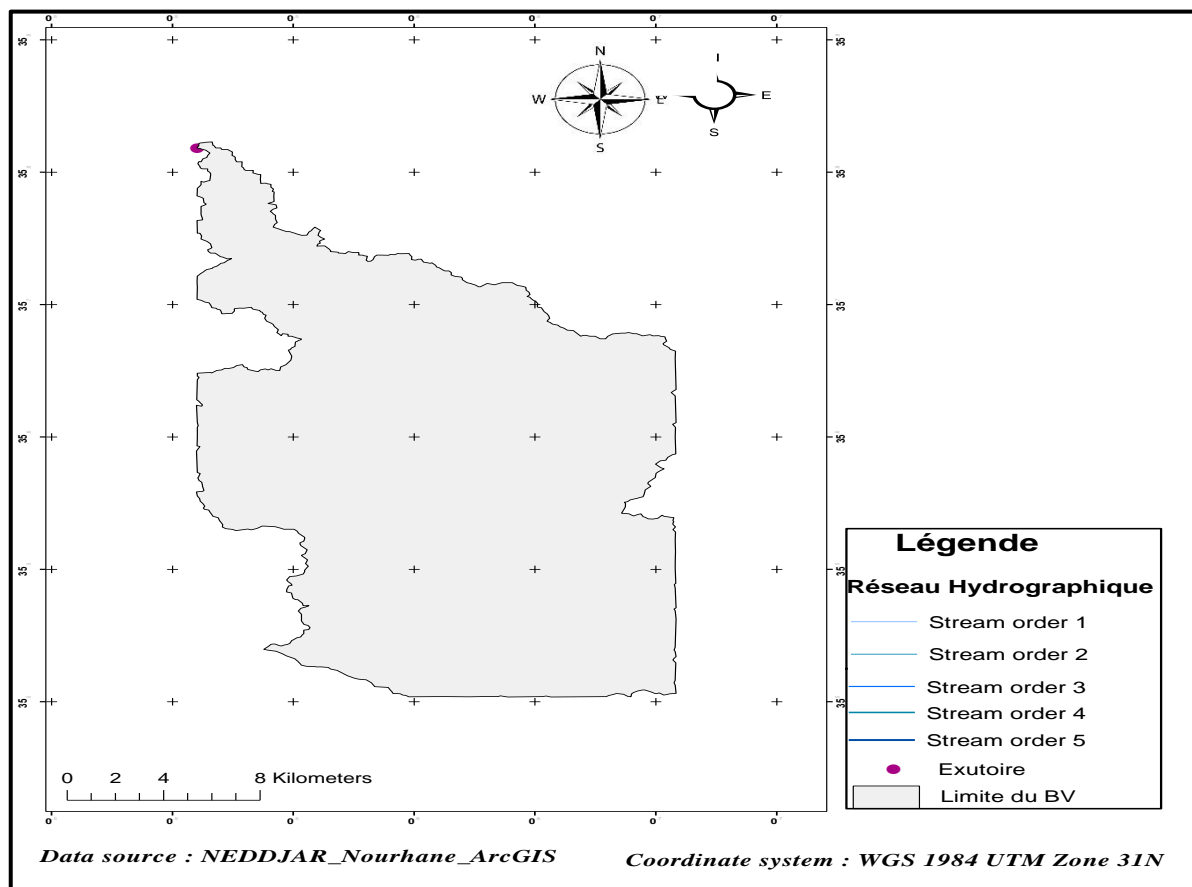


Figure III.6 : Réseau hydrographique du bassin versant d'oued Mina (Source : ArcGIS)

III.1.5.2 Paramètres du réseau hydrographiques

❖ Densité de drainage (Dd) :

La densité de drainage est définie comme le rapport entre la longueur totale de tous les cours d'eau et la superficie du bassin versant. Elle reflète la dynamique du bassin, une valeur élevée de cette dernière renseignerait sur un réseau hydrographique relativement dense et ayant une réponse rapide à un quelconque événement pluvieux. Elle est exprimée en Km/Km² et donnée par la formule suivante :

$$D_d = \frac{\sum_{i=1}^n L_i}{A} \quad (\text{III.11})$$

Avec :

Dd : Densité de drainage en (Km/Km²)

$\sum L_i$: la somme des longueurs de tous les cours d'eau considérés pour le bassin versant

n : L'ordre le plus élevé dans la classification.

A : Superficie du bassin en (Km²).

Les résultats du calcul sont montrés dans le tableau suivant ;

N	A (km ²)	$\sum L_i$ (km)	Dd (km/km ²)
4	182.82	22.85	0.50

III.1.5.3 Profil en long :

Le profil en long d'un cours d'eau nous permet d'estimer sa pente moyenne. Cette pente est nécessaire dans l'estimation du temps de concentration du bassin.

III.1.5.4 La densité hydrographique des thalwegs élémentaires « F₁ » :

La densité hydrographique représente le nombre de canaux d'écoulement par unité de surface.

Elle se définit par la formule suivante :

$$F_1 = \frac{\sum N_1}{A} \quad (\text{III.12})$$

Avec :

F₁ : densité hydrographique.

N₁ : Nombre de cours d'eau d'ordre 1. (N₁=209)

S : Superficie du bassin versant en (Km²).

III.1.5.5 Le coefficient de torrentialité « C_t » :

Le coefficient de torrentialité est le produit de la densité de drainage par la fréquence des thalwegs élémentaires.

Il est calculé à l'aide de l'équation suivante :

$$C_t = dD_d \times F \quad (\text{III.13})$$

Avec :

D_d : Densité de drainage en (km/km²).

F : Densité hydrographique en (km).

III.1.5.6 Temps de concentration du bassin versant T_c :

Le temps de concentration représente la durée entre le début d'une précipitation et l'atteinte du débit maximal à la sortie du bassin versant. Il indique le laps de temps requis pour que l'eau s'écoule depuis le point le plus éloigné du bassin versant jusqu'à son exutoire.

L'estimation du temps de concentration est obtenue grâce à des formules empiriques suivantes :

A. Formule de VENTURA :

$$t_c = 0,1272 \times \frac{\sqrt[2]{S}}{\sqrt{I}} \quad (\text{III.14})$$

Avec :

t_c = Temps de concentration en (h).

I : Pente du bassin versant en (m/m).

S : Surface du bassin versant en (Km²).

B. Formule de TURAZZA-POSSINI :

$$t_c = 6,48 \times \frac{\sqrt[3]{L \cdot S}}{\sqrt{I}} \quad (\text{III.15})$$

Avec :

t_c = Temps de concentration en (h).

I : Pente du bassin versant en (m/m).

L : Longueur du bassin versant en (km).

S : Surface du bassin versant en (Km²).

C. Formule de GIANDOTTI :

$$t_c = \frac{4\sqrt{S} + 1.5 L_{CP}}{0.8\sqrt{H_{moy} - H_{min}}} \quad (\text{III.16})$$

Avec :

S : surface du bassin versant en (km²).

L_{CP} : Longueur du cours d'eau principale en (km).

t_c : temps de concentration exprimé en heure (h).

H_{moy} : altitude moyenne en (m).

H_{min} : altitude minimale en (m).

D. Formule de KIPRICH :

$$t_c = 0.0195 \times \frac{L^{0.77}}{I^{0.385}} \quad (\text{III.17})$$

Avec :

T_c : Temps de concentration en (min);

L_{cp} : Longueur du cours d'eau principal en (Km);

I_{pm} : Pente moyenne du cours d'eau principal en (m/m).

E. Formule de ESPAGHNOLE :

$$t_c = 18 \times \frac{L^{0.77}}{I^{0.192}} \quad (\text{III.18})$$

Avec :

 T_c : Temps de concentration en (min). L_{cp} : Longueur du cours d'eau principal en (Km). I_{pm} : Pente moyenne du cours d'eau principal en (m/m).**F. Formule de VEN TE CHOW :**

$$t_c = 7,38 \times \left(\frac{L}{\sqrt{I}}\right)^{0.64} \quad (\text{III.19})$$

Avec :

 T_c : Temps de concentration en (min). L_{cp} : Longueur du cours d'eau principal en (Km). I_{pm} : Pente moyenne du cours d'eau principal en (m/m).

Les formules utilisées sont celles recommandées pour le Nord algérien, celle-ci nous donnent des résultats différents ; et la valeur du temps de concentration retenue est la valeur minimale des valeurs proches. On a éliminé les valeurs extrêmes très grandes ou très petites pour ne laisser que les valeurs centrales.

(Tableau n° III.10) récapitule les résultats de calculs du temps de concentration obtenue par les différentes formules :

Tableau n° III.10 : Résultats du temps de concentration en heure pour le bassin versant

Formules utilisées	Temps de concentration en heures
Formule de VENTURA	21
Formule de KIRPICH	Non applicable
Formule de GIANDOTTI	16
Formule de VEN TE CHOW	6.50
Formule ESPAGNOLE	15.49
Formule de TURAZZA-POSSINI	26

Donc : on prend la valeur qui est estimée par la Formule de VEN TE CHOW pour notre bassin qui s'exprime la valeur minimale du temps de concentration calculés ; $T_c=6.50$ h

III.1.5.7 Vitesse de ruissellement :

On entend par ruissellement, l'écoulement par gravité à la surface du sol, suivant la pente du terrain et dans le micro-réseau hydrographique, des eaux météorologiques qui ont échappé à l'infiltration, à l'évaporation et au stockage superficiel. C'est, tout simplement, le rapport entre la longueur parcourue par le temps de concentration. Elle est exprimée en (Km/h) et donnée par la formule suivante :

$$V_r = \frac{L_{cp}}{T_c} \quad (\text{III.20})$$

Avec :

V_r : Vitesse de ruissellement en (Km/h).

L_{cp} : Longueur du thalweg principal en (Km).

T_c : Temps de concentration en (h).

Les résultats de calcul des paramètres hydrographiques sont résumés dans (Tableau n° III.11) suivant :

Tableau n° III.11 : Paramètres hydrographiques du bassin versant

Paramètre	Symbole	Unites	Valeur
Densité de drainage	D_d	Km/Km ²	0.50
Densité hydrographique	F	Km ⁻²	0.57
Coefficient de torrentialité	C_t	/	0.29
Temps de concentration	T_c	Heure	6.50
Vitesse de ruissellement	V_r	Km/h	8.70

Ci-dessous (Tableau n° III.12) qui résume les caractéristiques géomorphologiques du bassin versant d'Oued Mina.

Tableau n° III.12 : Caractéristiques géomorphologiques du bassin versant d'Oued Mina

Désignation		Symbole	Unités	Valeur
Superficie		S	Km ²	364.056
Périmètre		P	Km	115.336
Longueur du thalweg principal		L _p	Km	56.60
Indice de compacité de Horton		K _h	/	0.11
Indice de compacité de Gravelius		K _C	/	1,7
Rectangle équivalent	Longueur	L	Km	50.75
	Largeur	l	Km	7.17
Coefficient d'allongement		C _a	/	8.80
Altitudes	Maximal	H _{max}	M	708
	Moyenne	H _{moy}	M	208.476
	Minimal	H _{min}	M	50
	Médiane	H5%	M	400
		H50%	M	190
		H95%	M	70
Pente du bassin versant		I _{BV}	m/Km	11.63
Pente moyenne du bassin versant		I _m	m/Km	79.30
Indice de pente moyenne du cours d'eau		I _{pm}	m/Km	12.96
Indice de pente de Roche		I _p	%	2.84
Indice de pente globale		I _g	m/Km	6.50
Dénivelée spécifique		D _s	M	124.02
Somme des longueurs des cours d'eau		∑L _i	Km	182.82
Nombre des talwegs d'ordre 1		∑N ₁	/	209
Densité de drainage		D _d	Km/Km ²	0.5
Densité hydrographique		F	Km ⁻²	0.57
Coefficient de torrentialité		C _t	/	0.29
Temps de concentration		T _c	Heure	6.50
Vitesse de ruissellement		V _r	Km/h	8.70

III.2 Analyse statistique des Pluies maximales journalières

III.2.1 Pluviométrie :

La première étape de l'étude d'aménagement consiste à analyser les précipitations maximales journalières, afin d'obtenir les données nécessaires pour déterminer les pluies extrêmes pour différentes périodes de retour. Pour cela, il est essentiel de disposer d'une série pluviométrique incluant les précipitations maximales enregistrées quotidiennement sur la période la plus étendue possible. Nous avons utilisé les données de la station pluviométrique de « RELIZANE DEMRH » (013505) de notre bassin sur une période de 32 ans.

Tableau n° III.13 : Coordonnées de la station pluviométrique de RELIZANE DEMRH

Stations	Code	Coordonnées			Années
		X(Km)	Y(Km)	Z(m)	
RELIZANE DEMRH	013505	275.3	304.25	75	1987-2019

III.2.1.1 Estimation de la pluie max journalière :

Dans l'objectif de déterminer des intensités de pluie, duré et de période de retour définie, nous avons établie à partir de la série des précipitations maximales journalières enregistré à la station pluviométrique (013505) un ajustement a une loi théorique en suivant les étapes suivantes :

- Calcul des paramètres statistiques de la série.
- Ajustement à une loi statistique (choix de la loi adéquate).
- Calcul des quantiles pour différentes périodes de retour.
- Calcul des pluies et intensités de courte durée.

Tableau n° III.14 : Série des débits maximales annuels prise de la station 013505 (ANRH Alger)

Année	Pjmax	Année	Pjmax	Année	Pjmax
1987	28.8	1998	30.3	2009	25.9
1988	33.2	1999	27.3	2010	32.5
1989	28.8	2000	40.4	2011	64
1990	21.9	2001	61.6	2012	41.1
1991	28.0	2002	22.7	2013	35.5
1992	25.8	2003	34.8	2014	22.6
1993	23.0	2004	27.5	2015	31.6
1994	23.7	2005	29.3	2016	46.3
1995	30.0	2006	34.8	2017	48.2
1996	28.3	2007	25.9	2018	40.2
1997	18.6	2008	33.8	2019	39.4

❖ Calcul des paramètres statistiques de la série :

Les caractéristiques empiriques de la série des données ont été obtenues par le logiciel HYFRAN et sont représentées dans (Tableau n° III.15) ci-dessous

Tableau n° III.15 : Caractéristique de la série pluviométrique

Nombre des données	34
Minimum	18.6
Maximum	64.0
Moyenne	32.9
Ecart type	10.4
Médiane	30.0
Coeff de variation [Cv]	0.317
Coeff d'asymétrie [Cs]	1.51
Coeff d'aplatissement [Ck]	4.68

III.2.1.2 Ajustement de la série des pluies annuelles et maximales journalières :

Comme il existe plusieurs méthodes d'ajustement des séries pluviométriques, l'efficacité d'une méthode d'estimation dépend de :

- La loi de probabilité.
- La taille de l'échantillon.
- Certaines caractéristiques de l'échantillon.

Toutefois, de nombreuses études comparatives, empiriques et théoriques, ont été menées afin de déterminer dans quelles circonstances une méthode d'estimation est la plus efficace pour une loi donnée.

Les lois d'ajustement choisies sont :

- La loi de Gumbel (droite de HENRY).
- La loi de log-normale (droite de GALTON).

A. Ajustement des pluies maximales à la loi de Gumbel :

L’ajustement de la série à la loi de Gumbel a été établi par le logiciel Hyfran, les résultats obtenus sont résumés dans (Tableau n° III.16) suivant :

Tableau n° III.16 : Résultat de l’ajustement à la loi de Gumbel.de la série pluviométrique

T(ans)	Pjmax			
	Probabilité de fréquence (q)	Gumbel	Écart-type	Intervalle de confiance
1000.0	0.9990	84.3	10.5	63.8 - 105
100.0	0.9900	65.6	7.12	51.6 - 79.5
50.0	0.9800	59.9	6.11	47.9 - 71.9
20.0	0.9500	52.3	4.78	43.0 - 61.7
10.0	0.9000	46.5	3.79	39.1 - 53.9
5.0	0.8000	40.4	2.80	34.9 - 45.9

Les observations représentées sur du papier normal sont illustrées dans (Figure III.7) ci-dessous :

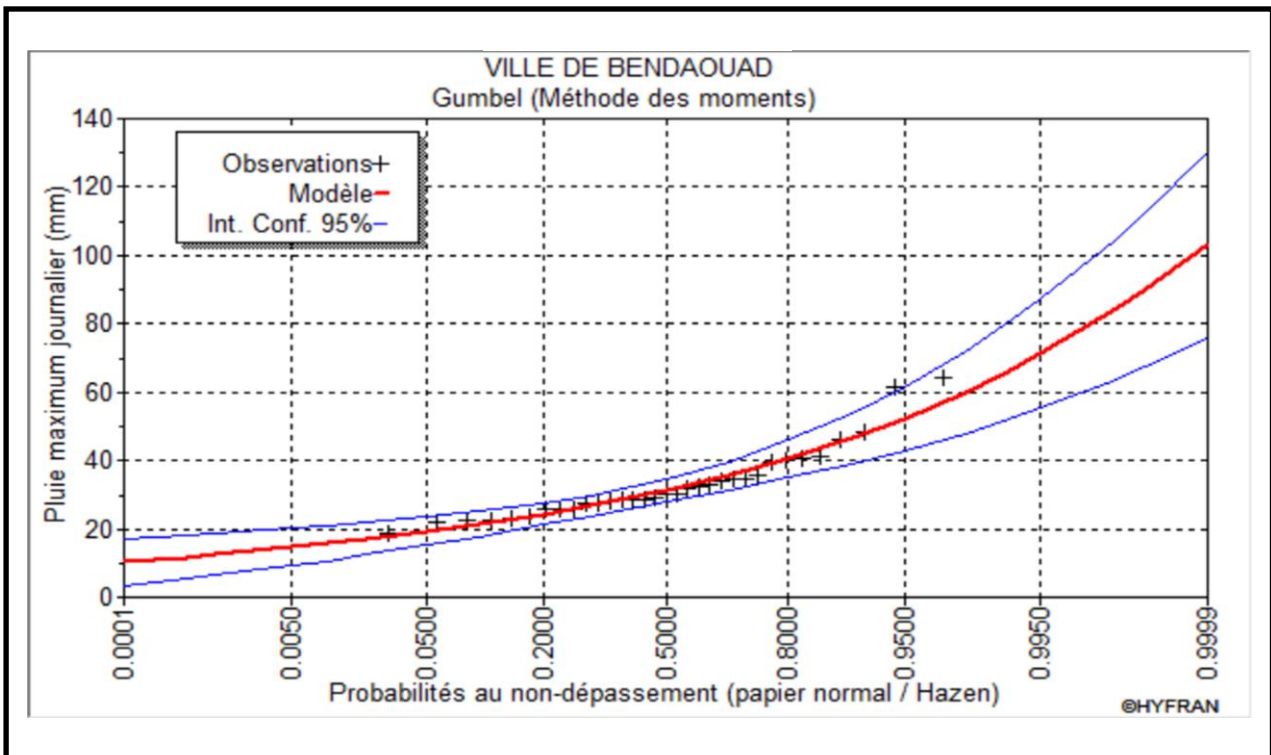


Figure III.7 : Graphe d’ajustement de la série des pluies maximales journalière à la loi de Gumbel (Source : Hyfran)

Les résultats de la comparaison des caractéristiques de la loi de Gumbel et de l'échantillon sont montrés dans (Tableau n° III.17) suivant :

Tableau n° III.17 : Comparaison des caractéristiques de la loi de Gumbel et de l'échantillon
(Source : HYFRAN)

Paramètre	Caractéristiques de la loi	Caractéristiques de l'échantillon
Minimum	Aucun	18.6
Maximum	Aucun	64.0
Moyen	32.9	32.9
Écart type	10.4	10.4
Médiane	31.2	30.0
Coefficient de variation C_v	0.317	0.317
Coefficient d'asymétrie C_s	1.14	1.51
Coefficient d'aplatissement C_k	2.40	4.68

B. Ajustement de la série par la loi log normale « loi de Galton » :

L'ajustement de la série à la loi de Log-Normal a été également établi par le logiciel Hyfran, les résultats obtenus sont résumés dans (Tableau n° III.18) suivant ;

Tableau n° III.18 : Résultat de l'ajustement à la loi de Log-normale de la série pluviométrique

T(ans)	Probabilité de fréquence (q)	P _{jmax}		
		Gumbel	Écart-type	Intervalle de confiance
1000.0	0.9990	75.9	9.13	58.0 - 93.8
100.0	0.9900	61.1	5.88	49.6 - 72.6
50.0	0.9800	56.6	4.98	46.8 - 66.3
20.0	0.9500	50.4	3.85	42.8 - 57.9
10.0	0.9000	45.4	3.05	39.4 - 51.4
5.0	0.8000	40.1	2.31	35.5 - 44.6

Les observations représentées sur du papier normal sont illustrées dans (Figure III.8) ci-dessous :

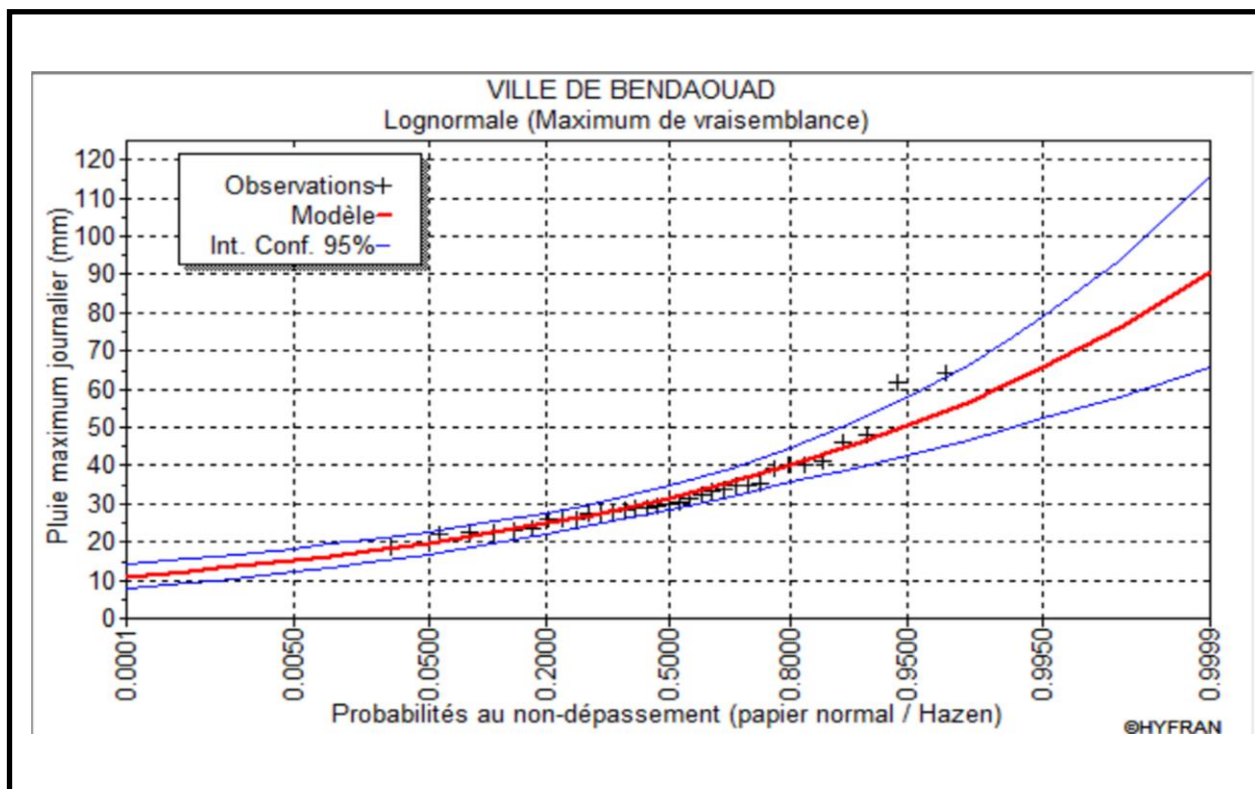


Figure III.8 : Graphe d’ajustement de la série des pluies maximales journalières à la loi log-normale (Source : Hyfran)

Les résultats de la comparaison des caractéristiques de la loi de Log Normal et de l’échantillon, sont montrés dans (Tableau n° III.19) suivant :

Tableau n° III.19 : Comparaison des caractéristiques de la loi log normale et de l’échantillon. (Source HYFRAN)

Paramètre	Caractéristiques de la loi	Caractéristiques de l’échantillon
Minimum	0.00	18.6
Maximum	Aucun	64.0
Moyen	32.9	32.9
Écart type	9.52	10.4
Médiane	31.6	30.0
Coefficient de variation Cv	0.290	0.317
Coefficient d’asymétrie Cs	0.894	1.51
Coefficient d’aplatissement C _k	4.45	4.68

C. Choix de la loi d'ajustement :

Il existe toujours des écarts entre les fréquences expérimentales des valeurs observées et les fréquences des mêmes valeurs calculées à partir d'une fonction de répartition quelconque. L'ajustement graphique est la première étape mais reste insuffisante pour le choix définitif de la loi théorique. Le test statistique d'adéquation consiste à comparer l'adéquation de plusieurs lois afin d'adopter le moins mauvais ajustement (Touaibia, 2015).

Le test le plus utilisé c'est le test de χ^2 .

❖ Interprétation graphique :

(Figure III.7) et (Figure III.8) montrent les graphiques des résultats obtenus. Ils représentent les probabilités empiriques et théoriques des distributions Gumbel et Log Normale à l'aide du logiciel Hyfran-Plus.

D'un point de vue visuel, il est difficile de déterminer l'ajustement le plus approprié ; c'est pourquoi nous recourons à une analyse statistique.

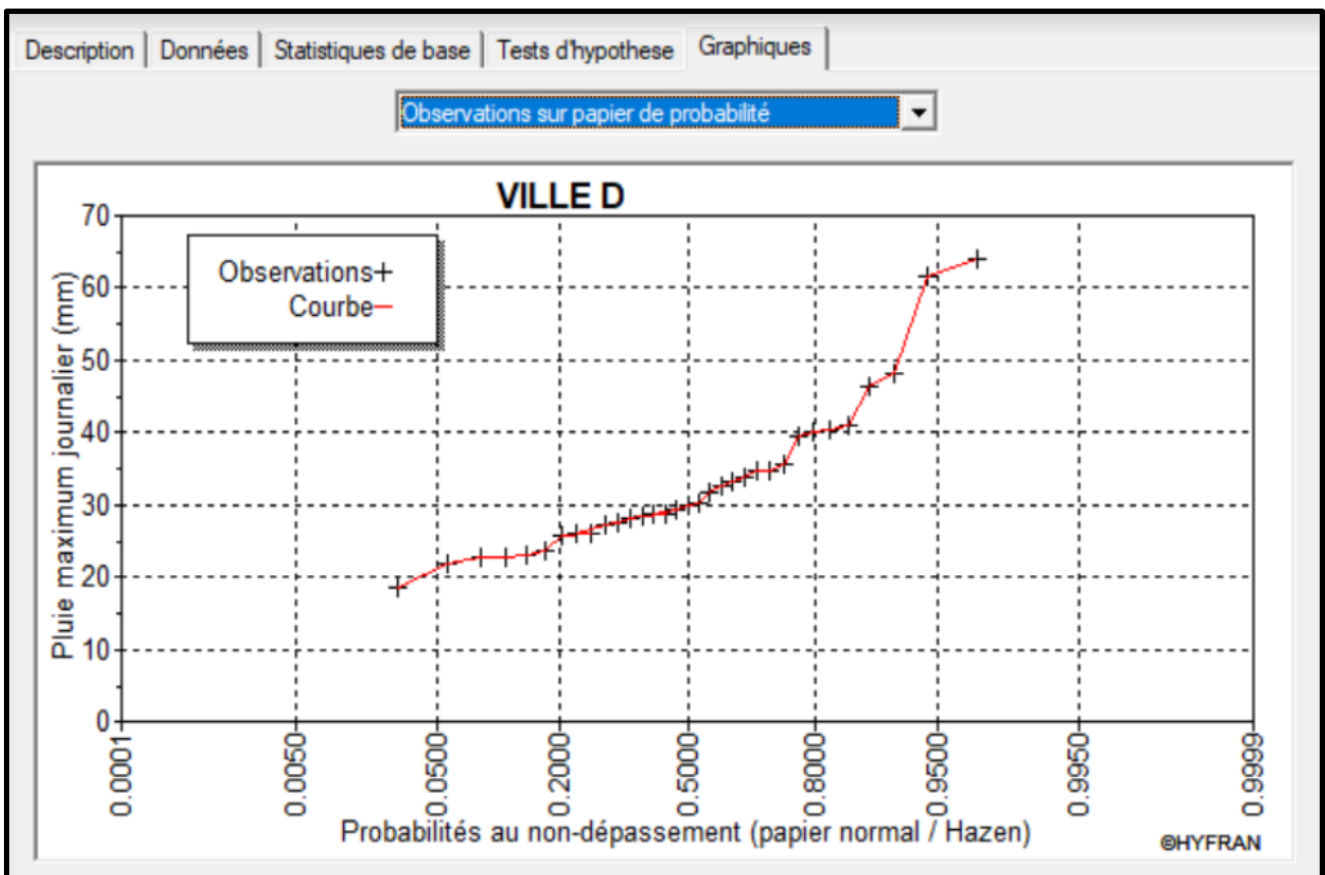


Figure III.9 : Graphe comparatif des résultats d'ajustement par la méthode de Gumbel et Log normale (Source : Hyfran)

❖ Le test D'adéquation de khi carré (χ^2) :

Le but d'un test d'adéquation (d'ajustement) est de vérifier que le modèle choisi est cohérent avec les données, plus exactement nous allons construire une procédure de test afin de vérifier si l'hypothèse que les observations sont issues d'une loi donnée est valide. Le test le plus usuel est celui du khi carré (χ^2) (Touaibia, 2015).

On compare $\chi^2_{\text{calculé}}$ avec la valeur tabulée (théorique), $\chi^2_{\text{tabulé}}$ fonction du nombre de degré de liberté et du seuil de signification α et γ représentée dans l'annexe (N° 01).

Si : $\chi^2_{\text{calculé}} > \chi^2_{\text{tabulé}} \implies \mu$: on rejette l'hypothèse nulle.

Si : $\chi^2_{\text{calculé}} \leq \chi^2_{\text{tabulé}} \implies \mu$: la loi d'ajustement sera retenue.

Les résultats obtenus par le test de khi carré ont été faits par logiciel Hyfran-plus et sont représentés dans (Tableau n° III.20) :

Tableau n° III.20 : Résultats de test d'adéquation χ^2 des lois d'ajustement

Lois de distribution	Degré de liberté	Nombre de classe	$\chi^2_{\text{Calculé}}$	$\chi^2_{\text{théorique}}$
Gumbel	5	8	3.61	11.07
Log -normale	5	8	1.67	11.07

➤ Résultat observé :

✓ Selon les résultats obtenus du test khi carré et d'ajustement, on trouve que

$$\chi^2_{\text{calculé}} < \chi^2_{\text{tabulé}}$$

✓ Les deux lois semblent s'ajuster, nous choisissons celle qui offre le maximum des Pj max, donc la loi de Gumbel

III.3 Étude des crues

L'évaluation des crues a toujours été un souci majeur dans le dimensionnement des ouvrages hydrauliques. L'étude des crues a comme but la détermination des hydrogrammes de crue afin de déterminer les débits maximums probable. (Musy & Higy, 1998)

La construction des hydrogrammes de crues passe d'abord par l'estimation des débits maximum fréquentiels.

III.3.1 Calcul des débits maximums fréquentiels :

En raison du manque de données sur les débits maximums, nous avons opté pour le calcul des débits maximums à l'aide des formules empiriques.

Dans notre région d'étude, nous rencontrons trois cours d'eau le long de la ville : les oueds Hamou, Maguen et Mina. Nous débutons par calculer les débits des oueds Hamou et Maguen à l'aide de formules empiriques, comme suit. En ce qui concerne l'oued Mina, nous devons agréger tous les débits qui se déversent dans ce cours d'eau.

Tableau n° III.25 ci-dessous présente les données requises pour calculer le débit maximum des oueds Hamou et Maguen ;

Tableau n° III.21 : Données relatives à Oued Hamou et Maguen

Bassin versant	Hamou	Meguen
Superficie (Km ²)	7.03	1.43
H _{moy} (m)	102	102
H _{min} (m)	76	77
L _{cp} (m)	7.90	2.81
I _{thalwg ppl} (%)	0.66	1.75

Il existe différentes formules empiriques permettant de calculer les débits maximums fréquentiels ;

III.3.1.1 Formule de ISKOVSKI :

La formule est donnée par :

$$Q_{max} = n * m * p * s \tag{III.21}$$

Avec :

Q_{max} : débit maximum en (m³/s).

n : paramètre dépend de la nature du bassin versant et la perméabilité du sol ; on prend (n=0.042).

m : paramètre dépend de la superficie du bassin versant ; on prend (m=6.5).

p : pluie moyenne interannuelle en (mm).

s : superficie du bassin versant en (km²).

III.3.1.2 Formule de MAC-MATH :

$$Q_{max} = k * p * S^{0.58} * I_{moy}^{0.42} \tag{III.22}$$

Avec :

Q_{max} : débit maximum en (m³/s)

k : coefficient dépendant de la nature du bassin versant ; on prend (k=2).

p : pluie moyenne interannuelle en (mm).

s : superficie du bassin versant en (km²).

I_{moy} : pente moyenne du bassin versant.

III.3.1.3 Formule de FULLER II :

La formule est donnée par :

$$Q_{max} = \frac{4}{3} * \frac{N}{100} * S^{0.8} * (1 + 2.667 * S^{-0.3})(1 + \text{clogT}) \tag{III.23}$$

Avec :

Q_{max} : débit maximum en (m³/s).

s : superficie du bassin versant en (km²).

T : Période de retour en années.

III.3.1.4 Formule de Mallet-Gautier :

La formule est donnée par :

$$Q_{max} = 2K \times \log(1 + 20\bar{P}) \frac{S}{\sqrt{L}} \sqrt{1 + 4\log T - \log S} \tag{III.24}$$

Avec :

Q_{max} : débit maximum en (m³/s).

T : Période de retour en années.

P : Pluie moyenne annuelle en (m).

K : Paramètres constants dépendants de la taille du bassin versant ; on prend (K=2 ; donnée par l'ANRH).

L : Longueur du Thalweg principale en (km).

Les résultats de calcul des formules empiriques sont synthétisés dans (Tableau n° III.26) ci-dessous ;

Tableau n° III.22 : Résultat des débits maximum de crues de Oueds Maguen et Hamou par les différentes formules

Formules	Bassin versant		
	Hamou	Maguen	
ISKOVSKI	(m ³ /s)	825.72	167.30
MAC-MATH	(m ³ /s)	2201.00	1313.29
FULLER II	(m ³ /s)	32	4531.04
Mallet-Gautier	(m ³ /s)	112.30	39.74

Résultat observé :

Afin d'assurer la sécurité de notre ouvrage, nous avons employé des calculs basés sur des formules empiriques dépendant de paramètres spécifiques.

Par conséquent, nous allons privilégier les résultats obtenus par la formule de Mallet-Gautier.

Le débit de notre projet est tributaire du débit de l'Oued Mina. Ce dernier agrège les débits des oueds précédents, les débits d'assainissement des deux villes ainsi que le débit laminé du barrage Sidi M'Hamed Ben Aouda

On note :

Le débit laminer du barrage SMBA	$Q_{\text{laminer Barrage}} = 4400 \text{ m}^3/\text{s}$
Le débit d'assainissement d'oued Hamou	$Q_{\text{assainissement}} = 18.89 \text{ m}^3/\text{s}$
Le débit d'assainissement d'oued Maguen	$Q_{\text{assainissement}} = 7.99 \text{ m}^3/\text{s}$.
Débit d'oued Hamou	$Q_{\text{hamou}} = 112.3 \text{ m}^3/\text{s}$.
Débit d'oued Maguen	$Q_{\text{Maguen}} = 39.17 \text{ m}^3/\text{s}$.

En conséquence, nous obtenons notre débit de projet, noté : $Q = 4606 \text{ m}^3/\text{s}$.

III.3.2 Hydrogramme de crues

C'est une courbe représentant l'évolution des débits en fonction du temps pendant la crue, il permet d'estimer quelques caractéristiques relatives à la crue telle que, la forme, le volume, temps de montée et temps de base, pour le tracé de l'hydrogramme, on utilise la méthode de SOKOLOVSKY (Touaibia, 2015).

Cette méthode qui consiste à tracer la courbe à partir de deux équations paraboliques l'une pour la montée de la crue et l'autre pour la décrue ;

❖ Branche de crue (montée) :

$$Q(t) = Q_{\max} \left[\frac{t}{T_m} \right]_{\max}^n \tag{III.25}$$

❖ Branche de décrue (descente) :

$$Q(t) = Q_{\max} \left[\frac{T_d - t}{T_d} \right]_{\max}^m \tag{III.26}$$

Avec :

Q_t : Débit à l'instant t en (m^3/s).

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

$T_m = T_c$ (pour les petits bassins versants).

T_m : temps de montée de la crue en (h).

T_d : temps de la décrue en (h).

T_b : Temps de base en (h).

m, n : puissance des paraboles ; on prend ($n = 2, m = 3$).

Pour les crues d'averses, c'est à dire les crues engendrées par la pluie, cette méthode prend :

- $T_m = T_c$; Où T_c : le temps de concentration du bassin versant en (h).
- $T_d = \delta \cdot T_m$; Où δ : coefficient de forme de l'hydrogramme de crue.

Tableau n° III.23 : Coefficient de forme de l'hydrogramme de crue 'δ'

Description du cours d'eau	Valeur de δ
Petits cours d'eau et vallons dans des bassins versants dénudés et faiblement perméables.	2,0 – 2,5
Petits cours d'eau et vallons dans des bassins versants brisés ou perméables, moyens cours d'eau avec terrasses de lit majeur normales.	3,0 – 4,0
Grands et moyens cours d'eau avec des terrasses de débordements étendues.	4,0 – 7,0

On prend : $\delta = 2$

Les valeurs du temps de base, montée et décrue sont synthétisés dans le tableau suivant ;

Tableau III.24 : Résultat du temps de base, montée et décrue du bassin versant pour une période de retour de 100 ans

Q_{\max} (m^3/s)	Période de retour	T_m (h)	T_d (h)	T_b (h)
4606	100	6.5	13	19.5

Les valeurs du débit centennales en fonction du temps pour les différentes station prises sont montrées dans les tableaux ci-dessous ;

Tableau n° III.25 : Valeurs du débit centennales en fonction du temps pour la zone d'étude

Période de retour	100 ans
Qmax (m³/s)	4606
Temps (h)	
0	0
0.5	27.25
1	109.01
1.5	245.29
2	436.07
2.5	681.36
3	981.16
3.5	1335.47
4	1744.28
4.5	2207.61
5	2725.44
5.5	3297.79
6	3924.64
6.5	4606
7	4094.71
7.5	3622.74
8	3188.51
8.5	2790.44
9	2426.96
9.5	2096.5
10	1797.48
10.5	1528.34
11	1287.51
11.5	1073.41
12	884.46
12.5	719.1
13	575.75
13.5	452.84
14	348.8
14.5	262.06
15	191.04
15.5	134.18
16	89.89
16.5	56.61
17	32.76
17.5	16.77
18	7.08
18.5	2.1
19	0.26
19.5	0

L'hydrogramme de crue de notre bassin versant est représenté dans la figure suivante ;

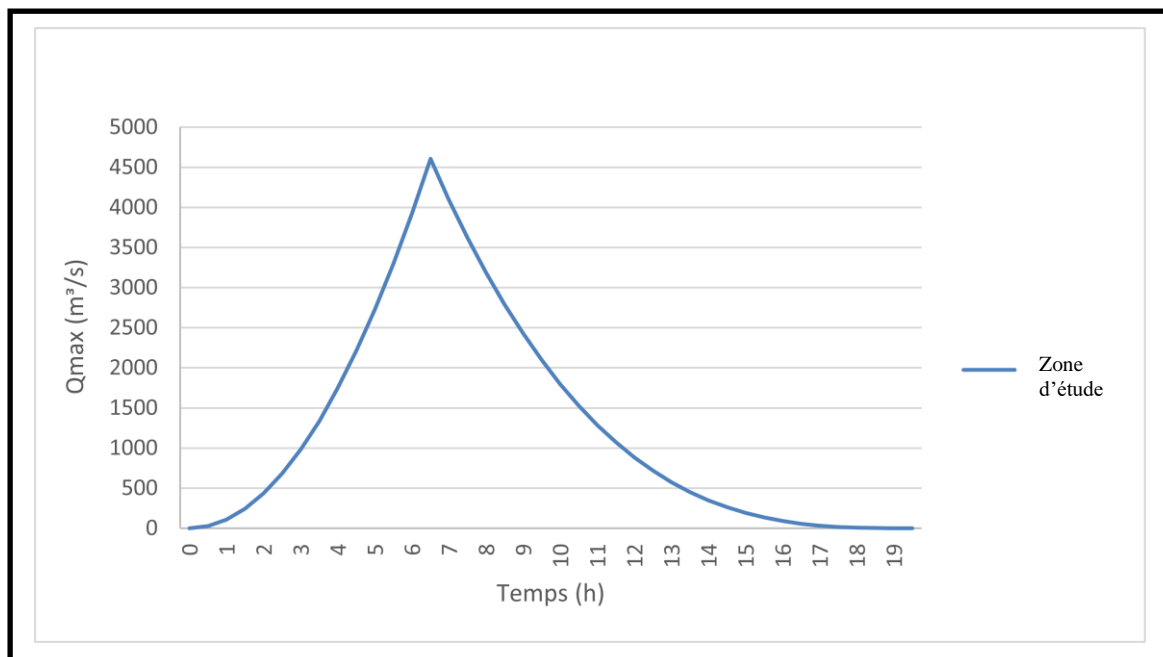


Figure III.10 : Hydrogramme de la crue du projet

Conclusion

L'étude hydrologique constitue une étape cruciale dans la planification d'une étude de protection contre les inondations. Le choix du débit de pointe est essentiel pour prédire les inondations et déterminer les mesures de protection nécessaires, ainsi que leurs coûts. En résumé, ce chapitre démontre que :

- L'analyse hydro-morphologique du bassin versant révèle une forme allongée avec un relief assez fort et un temps de concentration faible, favorisant ainsi les crues.
- Le réseau hydrographique du bassin versant de l'Oued Mina présente une densité et une ramification élevées, ce qui le rend intrinsèquement vulnérable aux forces externes et entraîne un régime hydrologique turbulent.
- Le débit de crue a été déterminé en utilisant la méthode des formules empiriques, combinée à l'agrégation des débits provenant de différentes sources telles que le débit d'assainissement des villes BEN DAOUED et RELIZANE, le débit laminaire du barrage SMBA, ainsi que les débits maximaux des oueds Hamou et Maguen. Cette combinaison aboutit à un débit total estimé à 4606 m³/s pour l'Oued Mina, c'est le débit de projet.

CHAPITRE IV

IV. Diagnostic et modélisation du cours d'eau non aménagé

Introduction

Avant chaque étude d'aménagement, l'étude hydraulique est l'étape la plus importante ce qui veut dire l'étude des écoulements dans les canaux artificiels et naturels à surface libre ou en charge.

La modélisation hydraulique a pour objectif de prédire de manière numérique l'évolution spatio-temporelle des caractéristiques hydrauliques lors d'une crue, telles que les débits, les vitesses et les hauteurs d'eau dans la plaine. Ces données seront utilisées pour élaborer des cartes de profondeur afin de déterminer les zones inondables. Ensuite, nous mettrons en œuvre un programme d'aménagement du cours d'eau répondant à des exigences précises.

IV.1 Généralités

Les modèles hydrauliques utilisés pour l'étude des inondations de plaine sont pour la plupart basés sur la résolution des équations de Barré de Saint-Venant (équations tridimensionnelles de Navier-Stokes intégrées sur la verticale) (Roux, 2004). Elles sont obtenues à partir d'une intégration verticale des équations de Reynolds en utilisant un certain nombre d'hypothèses. On peut citer, parmi elles, les travaux de Hervouet [(Hervouet J.M., 2003), (Hervouet J.M., 2001)], Thual (Thual O., 2003b), Tan (Tan W.Y., 1992), Ryhming (Ryhming I.L., 1985).

IV.1.1 Écoulement a surface libre

Un écoulement à surface libre est un écoulement dont la surface libre est soumise à la pression atmosphérique.

L'hydraulique à surface libre se distingue de l'hydraulique en charge par l'existence d'une surface libre. Dans ce cas, c'est la gravité qui joue un rôle prédominant, contrairement à l'hydraulique en charge où le gradient de pression est le principal moteur de l'écoulement. L'hydraulique fluviale s'intéresse surtout aux écoulements dans les :

- **Cours d'eau** : rivières, fleuves, etc.
- **Systèmes d'évacuation** : réseaux d'assainissement pluvial, ainsi qu'aux différents aménagements retenus d'eau, usines de production d'électricité, ports, etc.

Ces écoulements se caractérisent par une hauteur d'écoulement petite par rapport à la longueur d'écoulement. On parle d'écoulement filaire ou unidimensionnel (x, t) .

IV.1.2 Rappel de quelques notions d'hydraulique

On peut définir les écoulements suivants la variabilité des caractéristiques hydrauliques tels que ;

- **Bief** : le bief est un tronçon homogène en termes de pente et des sections d'écoulements.
- **Type de cours d'eau** : on distingue des cours d'eau en fonction de la pente I , celle-ci varie entre 3 et 6.
- **Section d'écoulement (ou section mouillée) S** : partie de la section du canal limitée par les parois et la surface libre.
- **Périmètre mouillé P** : longueur de la surface d'écoulement en contact avec le lit (fond + berges), c'est à-dire le périmètre de la section d'écoulement moins la largeur au miroir.

- **Largeur au miroir B** : largeur de la section d'écoulement au niveau de la surface libre ; La pression du fluide à cette interface est égale à celle de l'atmosphère.
- **Hauteur d'écoulement** : hauteur moyenne d'eau, par définition ; $h = \frac{S}{B}$
- **Hauteur normale h_n** : c'est la hauteur d'un écoulement permanent uniforme dans un bief. La hauteur normale est fonction du débit Q , de la rugosité K , et de la pente moyenne I .
- **Rayon hydraulique** : c'est la longueur caractéristique ; $R = \frac{S}{P}$
- **Débit Q** : flux d'eau par unité de temps à travers la surface d'écoulement.
- **Vitesse moyenne V** : $V = \frac{Q}{S}$
- **Coefficient de rugosité** : Coefficient traduisant la rugosité des parois (coefficient de Chézy noté C ou de Manning-Strickler noté K).
- **Lit mineur** : lit occupé ordinairement par un cours d'eau par opposition au lit majeur qui correspond à l'emprise maximale historique d'un cours d'eau ou à la plaine inondable. On parle aussi de niveau des plus hautes eaux (PHE) pour désigner la cote maximale atteinte par la surface libre d'un cours d'eau.
- **Lit majeur** : étendue qu'occupe le cours d'eau lors des crues, incluant les zones inondées. Lit d'étéage ou chenal d'étéage : partie du cours d'eau occupé lors des étéages.
- **La berge ou rive** : est le talus qui sépare le lit mineur du lit majeur.
- **L'étéage** : correspond aux plus basses eaux d'un cours d'eau (généralement durant l'été). Le débit d'étéage est donc le débit minimal d'un cours d'eau. Le débit de plein bord est le débit atteint lorsque la rivière sort de son lit mineur. Durant une crue, on parle de débit de pointe pour désigner le débit maximal atteint.
- **Tirant d'eau** : profondeur maximale d'une section d'écoulement.

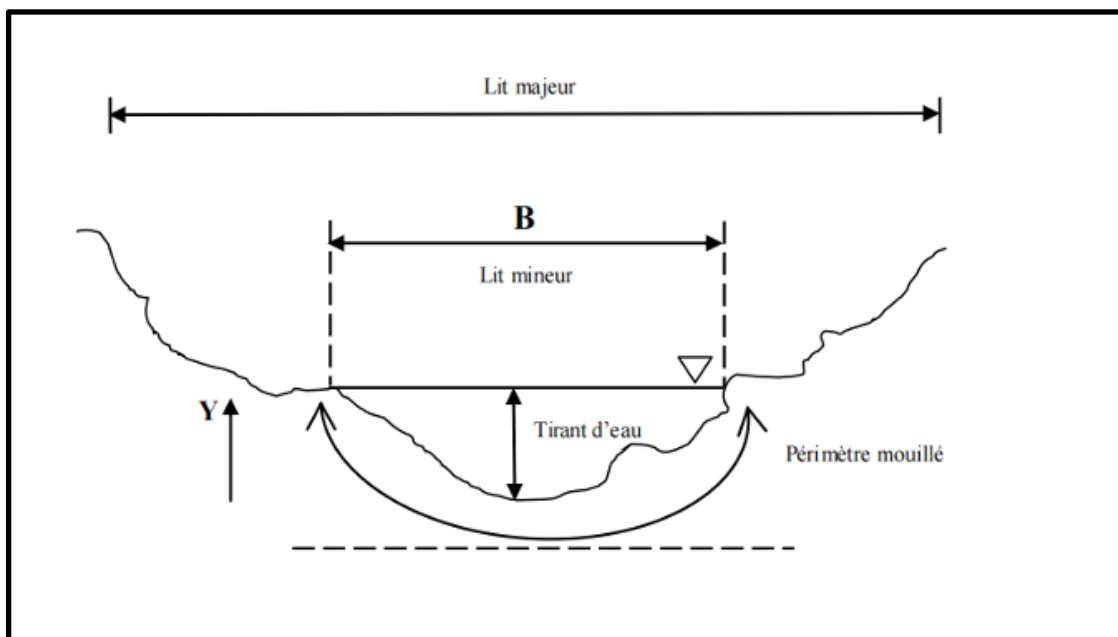


Figure IV.1 : Coupe transversale d'un canal naturel

IV.1.3 Type d'écoulement :

Les différents types d'écoulement rencontrés en hydraulique fluviale se divisent comme suit ;

- Écoulement permanent :
 - ┌ Uniforme
 - └ Non uniforme
 - ┌ Graduel
 - └ Rapide

- Écoulement non permanent :
 - ┌ Uniforme
 - └ Non uniforme
 - ┌ Graduel
 - └ Rapide

❖ Variabilité dans le temps

➤ Écoulement permanent (stationnaire) :

L'écoulement est permanent si les vitesses moyennes et ponctuelles (V et U), la profondeur dh et le débit restent invariables dans le temps en tout point dans l'espace dans toutes les directions.

$$\frac{dv}{dt} = \frac{dQ}{dt} = \frac{dh}{dt} = \frac{du}{dt} = 0$$

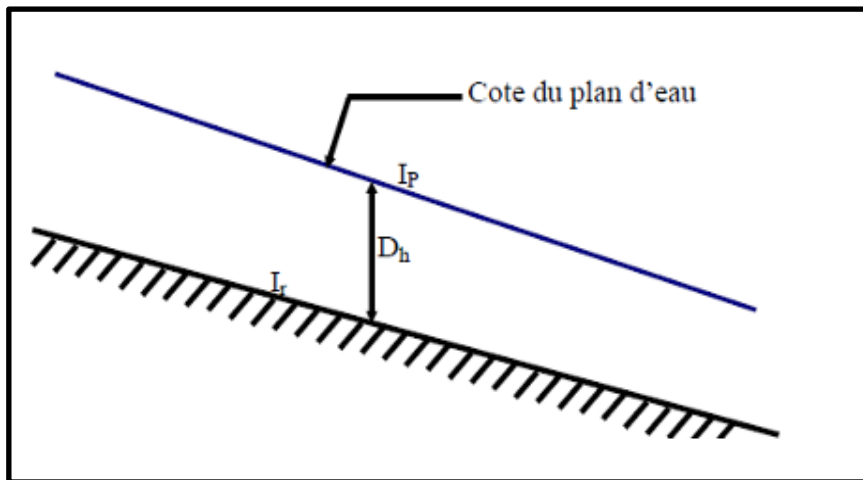


Figure IV.2 : Écoulement permanent

➤ **Écoulement non permanent (non stationnaire) :**

L'écoulement est non permanent si les vitesses moyennes et ponctuelles (V et U), la profondeur dh et le débit varient avec le temps

$$\frac{dv}{dt} \neq \frac{dQ}{dt} \neq \frac{dh}{dt} \neq \frac{du}{dt} \neq 0$$

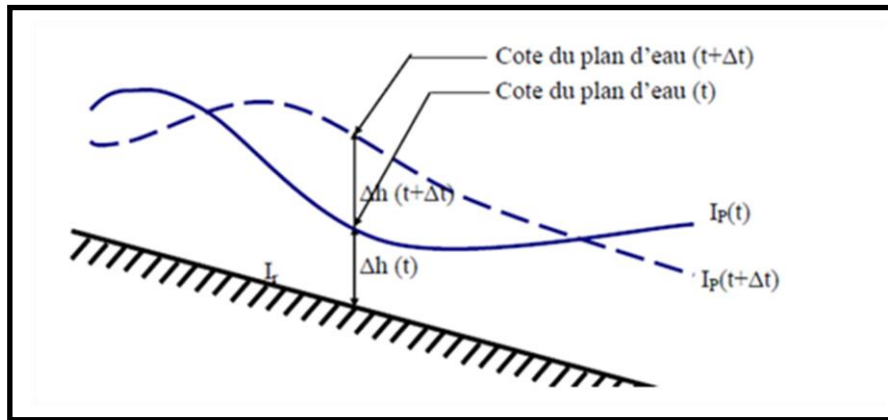


Figure IV.3 : Écoulement non-permanent

❖ **Variabilité dans l'espace**

➤ **Écoulement uniforme :**

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

$$\frac{dv}{dx} = \frac{dQ}{dx} = \frac{dh}{dx} = \frac{du}{dx} = 0$$

➤ **Écoulement non uniforme :**

Un écoulement est non uniforme si les paramètres suivants : vitesse, pente, rugosité, profondeur et section se varient dans l'espace.

$$\frac{dv}{dx} \neq \frac{dQ}{dx} \neq \frac{dh}{dx} \neq \frac{du}{dx} \neq 0$$

➤ **Écoulement non uniforme graduellement varié :**

Régime d'écoulement où la variation de hauteur dans la direction d'écoulement est très faible, typiquement si 'x' désigne une longueur d'écoulement et h une variation de hauteur.

On a : $\frac{\Delta h}{x} \ll 1$

➤ **Écoulement non uniforme rapidement varié :**

Régime d'écoulement où la variation de hauteur dans la direction d'écoulement est très importante, En effet à l'approche d'une singularité ou bien en cas de ressaut hydraulique, l'écoulement peut entrer dans un régime rapidement varié.

Le schéma suivant résume les variabilités des écoulements dans l'espace ;

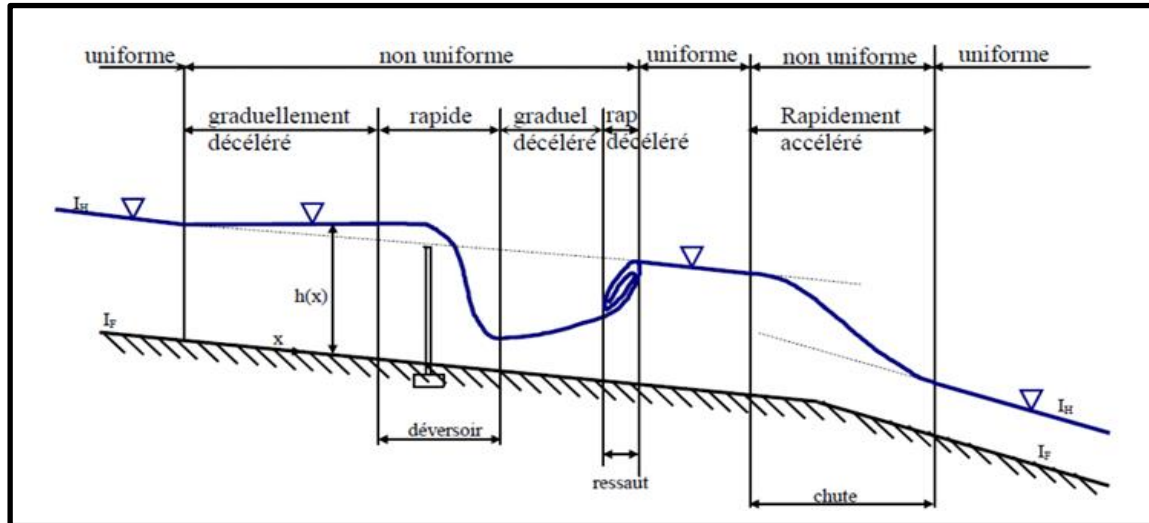


Figure IV.4 : Variabilité des écoulements dans l'espace

IV.1.4 Régime d'écoulement

Un écoulement peut être soumis aux différents types d'écoulement qui sont classées par le nombre de Froude en tenant compte des forces d'inertie, forces de gravité (Lancastre, 1996). Il est défini comme le rapport entre les forces de gravité et les forces d'inertie où :

$$Fr = \frac{v}{\sqrt{gD_h}}$$

Avec :

V : Vitesse moyenne de l'écoulement.

D_h : Profondeur hydraulique.

g : Accélération gravitationnelle.

Le rôle du nombre de Froude est de permettre le classement du régime est comme suit ;

- Si $Fr < 1$; le régime est fluvial (sub-critique).
- Si $Fr = 1$; le régime est critique (supercritique).
- Si $Fr > 1$; le régime est torrentiel.

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.

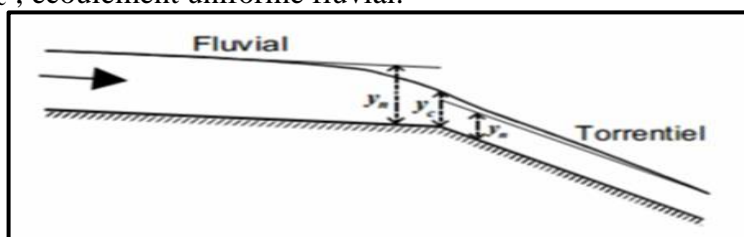


Figure IV.5 : Passage du régime fluvial au régime torrentiel (TOUMI Abdelouaheb, 2016)

Un autre nombre adimensionnel utilisé dans l'étude hydraulique s'ajoute au nombre de Froude pour former trois autres régimes c'est le nombre de Reynolds.

Le nombre de Reynolds est le rapport entre les forces de viscosité et celles d'inertie, il est défini par la relation suivante ;

$$Re = \frac{V \times h}{\nu}$$

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

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

Par conséquent, 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.

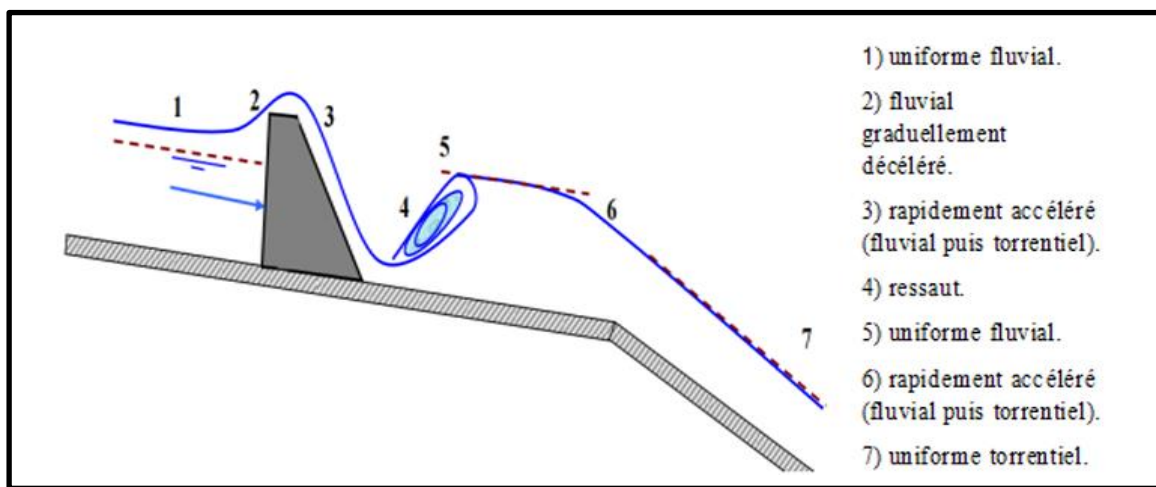


Figure IV.6 : Schéma représentant les différents régimes d'écoulement

IV.1.5 Canaux à ciel ouvert

On appelle canal un système de transport dans lequel un liquide s'écoule et dont la surface libre est soumise à la pression atmosphérique (Graf et Altinakar ,2000).

IV.1.5.1 Types de canaux :

On distingue deux catégories de canaux ;

A. Les canaux naturels :

Les canaux naturels sont les cours d'eau qui existent naturellement sur (ou sous) terre, tels que les ruisselets, torrents, rivières, fleuves et estuaires. Leurs propriétés géométriques et hydrauliques des canaux naturels sont généralement assez irrégulières (Figure IV.7)

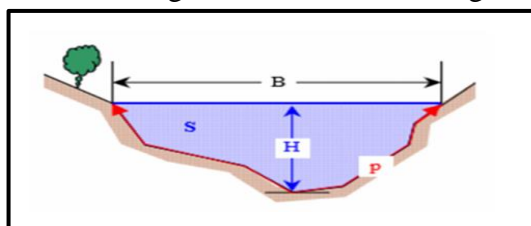


Figure IV.7 : Canal naturel

B. Les canaux artificiels :

Ce sont des cours d'eau réalisés par l'homme tels que : les canaux découverts construits au ras du sol (canaux de navigation, d'adduction et d'évacuation, d'irrigation et de drainage) ou les canaux couverts dans lesquels les liquides ne remplissent pas toute la section (tunnels hydrauliques, aqueducs, drains, égouts). Les propriétés hydrauliques des canaux artificiels sont généralement assez régulières. L'application de la théorie hydraulique donne souvent des résultats satisfaisants. (Degoutte, G., 2006)

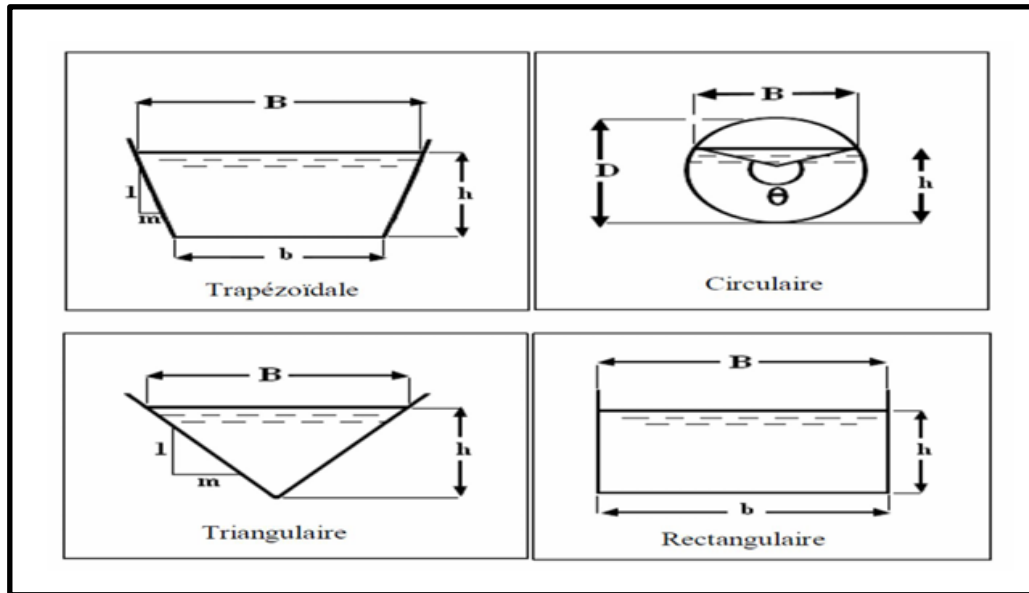


Figure IV.8 : Canaux artificiels (TOUMI Abdelouahab ,2016)

IV.1.5.2 Propriété géométrique des canaux :

- **S_m (Section d'écoulement / section mouillée)** ; Partie de la section du canal limitée par les parois et la surface libre.
- **P_m (Périmètre mouillé)** ; Longueur de la surface d'écoulement en contact avec le lit (fond + berges), c'est-à-dire le périmètre de la section d'écoulement moins la largeur au miroir.
- **B (Largeur au miroir)** ; Largeur de la section d'écoulement au niveau de la surface libre. La pression du fluide à cette interface est égale à celle de l'atmosphère.
- **H (tirant d'eau)** ; c'est la profondeur maximale d'une section d'écoulement.
- **La pente de la surface libre S_w .**
- **La pente du fond S_0 .**

IV.1.6 Dimensionnement des canaux

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

IV.1.6.1 Conditions de l'écoulement uniforme :

- Le débit d'eau reste constant dans chaque section des tronçons proposés.
- Le canal est de forme prismatique.
- La profondeur h du courant reste uniforme le long de sa longueur.
- La pente de chaque section est uniforme.
- La rugosité des parois demeure constante.
- Les résistances locales sont absentes.

IV.1.6.2 Formules de calcul :

La formule de calcul principale pour un écoulement permanent uniforme est la formule de Chézy.

La vitesse moyenne du courant est sous la forme suivant :

$$V = C \cdot \sqrt{R \cdot I}$$

On a :

$$Q = V \times S$$

On obtient :

$$Q = C \cdot S \cdot \sqrt{R \cdot I}$$

Avec :

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

R_h : Rayon hydraulique en (m)

I : Pente de fond du canal (radier).

n : Coefficient de rugosité.

IV.1.6.3 Détermination du coefficient de Chézy :

Il existe une variété de formules pour calculer le coefficient de Chézy. Parmi celles-ci, nous mentionnerons ci-après les plus fréquemment employées ;

A. Formule d'AGROSKINE :

Agroskine donne la formule suivante :

$$C = \frac{1}{n} \cdot R_h^{1/6}$$

Avec :

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

R_h : Rayon hydraulique en (m).

n : Coefficient de rugosité.

B. Formule de MANING-STRICKLER :

Manning donne la formule suivante :

$$C = \frac{1}{n} R^{1/6}$$

Avec :

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

R_h : Rayon hydraulique en (m) .

n : Coefficient de rugosité tel que ; $\frac{1}{n} = K_s$ (coefficient de Strickler).

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

$$V = K_s \cdot R_h^{3/2} \cdot I^{1/2}$$

Avec :

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

R_h : Rayon hydraulique en (m).

I : pente du radier en (km/km).

C. Formule de PAVLOVSKY :

Pavlovsky donne la formule suivante :

$$C = \frac{1}{n} \cdot R_h^{1/y}$$

Avec :

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

n : Coefficient de rugosité.

R_h : Rayon hydraulique en (m).

y : L'exposant qui se détermine en deux méthodes ;

- Par relation complète : $y = 2.5\sqrt{n} - 0.13 - 0.75\sqrt{R_h}(\sqrt{n} - 0.10)$

- Par les égalités simplifiées :

$$\left\{ \begin{array}{l} y = 1.5\sqrt{n} \quad \text{pour : } R_h < 1\text{m.} \\ y = 1.3\sqrt{n} \quad \text{pour : } R_h > 1\text{m.} \end{array} \right.$$

D. Formule de BAZIN :

Bazin donne la formule suivante :

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

Avec :

m : coefficient de rugosité dépendant de la nature du matériau constituant le canal considéré (Toumi, 2016).

IV.2 Diagnostique et modélisation du cours d'eau non Aménagé

IV.2.1 La situation des oueds dans la région d'étude :

Dans notre étude, nous intéressons aux oueds suivants :

Dans la zone méridionale de la ville de Ben Daoud, en bordure droite de l'oued Mina, les oueds HAMOU et MAGUEN sont prédominants. Cette zone est particulièrement sujette aux débordements, mettant en péril les habitations riveraines de la cité Goubat Mouna. Lors des crues, le ruissellement violent entraîne des débris et des sédiments, créant des points d'obstruction et un reflux des eaux. Ces conditions augmentent le risque d'inondation des constructions riveraines, surtout près des passages routiers.

Oued Mina, qui prend sa source dans le massif de l'Ouarsenis près de Tiaret, s'étend sur environ 90 km jusqu'à sa confluence avec l'oued Chellif près de Relizane, traversant ainsi la région entre les barrages de BAKHADA et SIDI M'HAMED BEN AOUDA.

Le cours d'eau d'Oued Mina est une vallée emblématique de l'Ouest algérien, séparant la ville de Ben Daoued à gauche et la ville de Relizane à droite. Les crues potentielles de l'Oued Mina représentent un risque majeur pour les habitants des deux villes riveraines, nécessitant une attention particulière en matière de prévention des inondations et de gestion des risques.



Figure IV.9 : Tracé d'oued Hamou, dénudé absence de la couverture végétale



Figure IV.10 : Oued Hamou canal en terre trapèze Coté caserne de la gendarmerie



Figure IV.11 : Bassin versant d'oued Hamou Côté Ouest, dénudé absence de la couverture végétale



Figure IV.12 : Oued Hamou Traversée d'une route goudronnée, coté champ des oliviers



Figure IV.13 : Traversée d'Oued Maguen

IV.3 Modélisation de l'écoulement

IV.3.1 Choix du type de modèle hydraulique

Le choix d'utilisation du HEC-RAS (VERSION 6.4.1.) réside dans :

- L'utilisation d'une modélisation de l'écoulement permanent et non permanent à surface libre en débordement du canal vers la plaine d'inondation active.
- L'avantage d'avoir accès et le téléchargement gratuitement.
- La possibilité d'intégration d'aménagements hydrauliques (digues, ponts, vannages...).
- L'exploitation des résultats cartographiques (identification des zones à risques).

IV.3.2 Présentation du logiciel HEC-RAS

Développé et distribué gratuitement par l'Hydrologic Engineering Center de L'Us Army Corps of Engineers, HEC-RAS est un logiciel de simulation d'écoulements dans les cours d'eau et les canaux. Le modèle utilisé jusqu'à la version 5.0 était unidimensionnel, ce qui signifie qu'il n'existait pas de modélisation directe des variations hydrauliques dues aux changements de forme de la section transversale, à la présence de coudes ou autres aspects d'un écoulement 2D ou 3D. Depuis la version 5.0, il est possible de réaliser des modélisations 1D ou 2D de la rivière et des plaines d'inondation (Cheloufi & Foual, 2018). Ce logiciel englobe plusieurs aspects hydrologiques et hydrauliques : analyse du ruissellement des précipitations, hydraulique fluviale, analyse des dommages d'inondation, simulation des écoulements permanents et non permanents, le transport de sédiments, analyse de la qualité d'eau et certaines fonctions facilitant la conception d'ouvrages hydrauliques (Cheloufi & Foual, 2018).

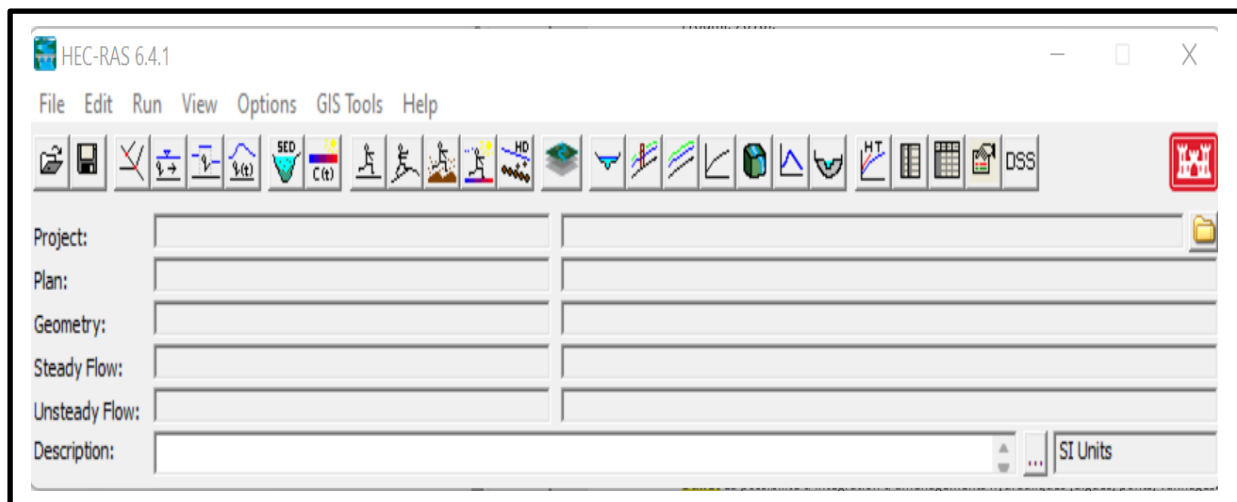


Figure IV.14 : Interface du logiciel HEC-RAS (version 6.4.1)

IV.3.2.1 Objectif du logiciel :

Le principal objectif de ce programme est clair et simple ; il est conçu pour effectuer des calculs hydrauliques unidimensionnels sur tous les réseaux de canaux naturels et artificiels. Il permet de calculer les hauteurs de la surface de l'eau à chaque section d'intérêt, que ce soit pour un écoulement permanent ou pour simuler un écoulement non permanent à l'aide d'hydrogrammes de crues.

HEC-RAS est un logiciel basé sur le modèle 1D de Saint Venant permanent ou non-permanent de calcul de la ligne d'eau en graduellement varié. Il résout « l'équation de l'énergie unidimensionnelle », les pertes étant évaluées par la formule de frottement au fond de Manning Strickler et par des formules de contraction/expansion de l'écoulement. Pour les situations rapidement variées telles que les ressauts hydrauliques, les écoulements à proximité des ponts, et les confluences de rivière, l'équation de l'énergie est remplacée par l'équation de quantité de mouvement (Cheloufi & Foual, 2018).

IV.3.2.2 Fonctionnement de HEC-RAS :

HEC-RAS est capable de modéliser avec une extrême finesse un large éventail de conditions d'écoulement. Le centre de contrôle, pièce maîtresse d'HEC-RAS permet de gérer et de combiner les différents types de données :

- Géométrie.
- Débits et conditions aux limites.
- Conditions de calcul.
- Résultats (Idrici, 2017).

IV.3.3 Application d'HEC-RAS sur l'Oued

IV.3.3.1 Banque de données nécessaires à l'application du modèle HEC-RAS :

Pour appliquer le modèle HEC-RAS il est nécessaire d'avoir une banque de données concernant la zone d'étude :

- Une série de couples distance-altitude pour l'ensemble des sections en travers.
- La distance entre deux sections successives (rives et l'axe du canal).
- Les coefficients de contraction et d'expansion.
- Les données de l'écoulement et les conditions aux limites (Jabbour, 2006).

IV.3.3.2 Les données géométriques :

La modélisation de la rivière consiste à définir la géométrie des oueds étudiés tel que les sections en travers (largeur, profondeur...), et les données d'ouvrages d'art ou hydraulique existants (pont, déversoir ...).

A. Construction du TIN « Terrain Irregular Network » :

En premier temps, à l'aide du logiciel GLOBAL MAPPER (Version 17.1), on a créé un fichier terrain (.tif), à partir du fichier des points topographiques (.dxf), qu'on importera par la suite dans le logiciel HEC-RAS accompagné par un fichier de projection ESRI (extension de fichier .PRJ), qui contient des informations sur un système de coordonnées particulier adéquat à notre zone d'étude, qu'on a téléchargé à partir du site-web "Spatial Reference" vers le logiciel HEC-RAS pour que RAS-MAPPER puisse le simuler.

En effet ce fichier est nécessaire pour accéder aux cartes de base disponibles dans RAS Mapper.

L'importation du TIN en image vers RAS MAPPER est montrée dans (Figure IV.15) et (Figure IV.16) :

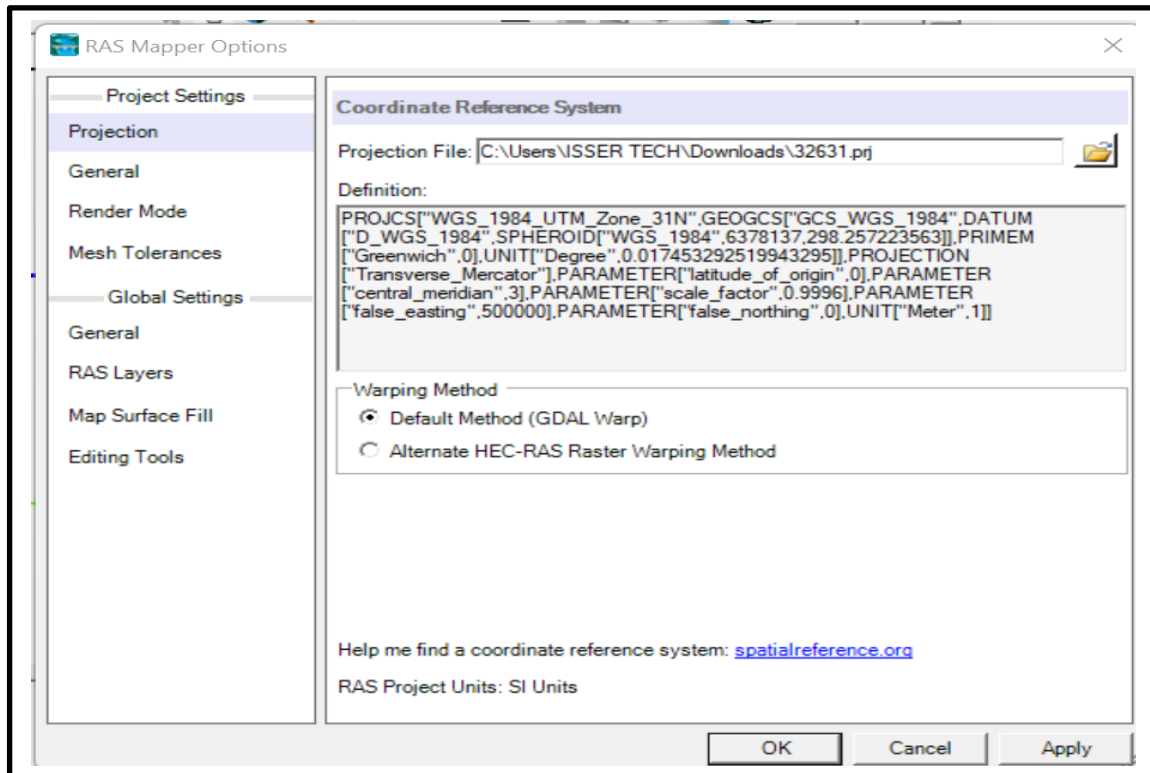


Figure IV.15 : Insertion fichier de projection (Source : HEC-RAS)

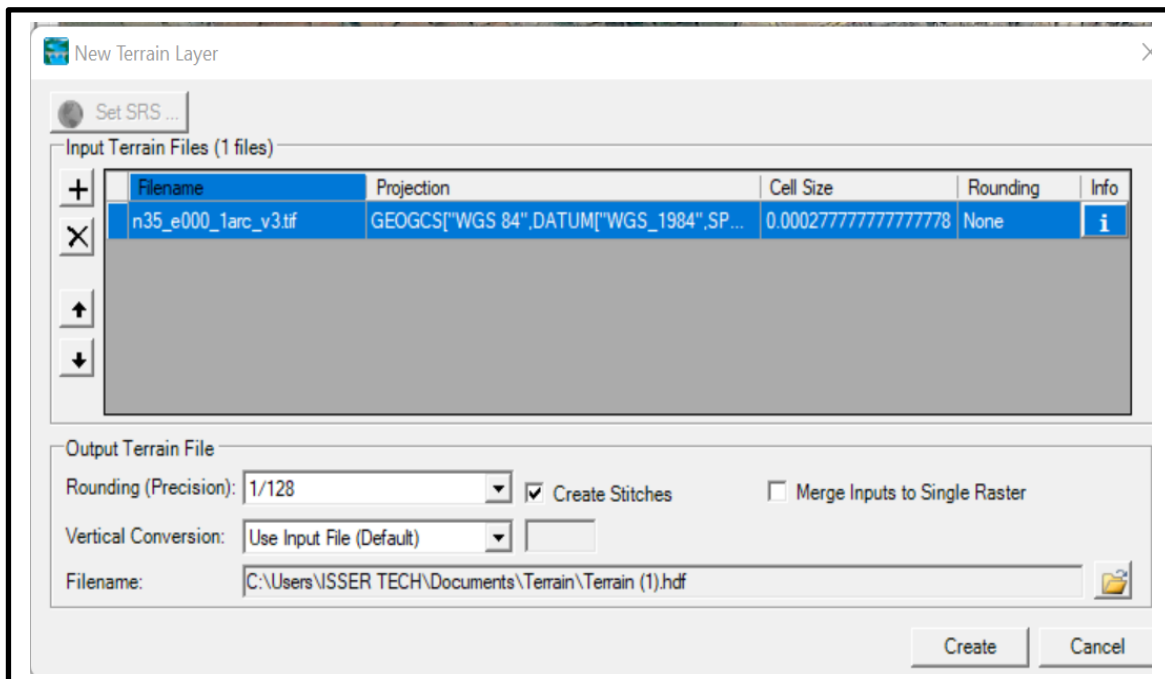


Figure IV.16 : Insertion des données du terrain (Source : HEC-RAS)

Dans RAS-MAPPER on trace l'axe des oueds, le lit mineur, lit majeur et les sections transversales.

Nous générons des profils sans profondeur, ce qui nécessite une rectification de leur géométrie afin d'obtenir des sections présentant une configuration adaptée.

La différence entre les deux géométries est représentée dans la figure suivante :

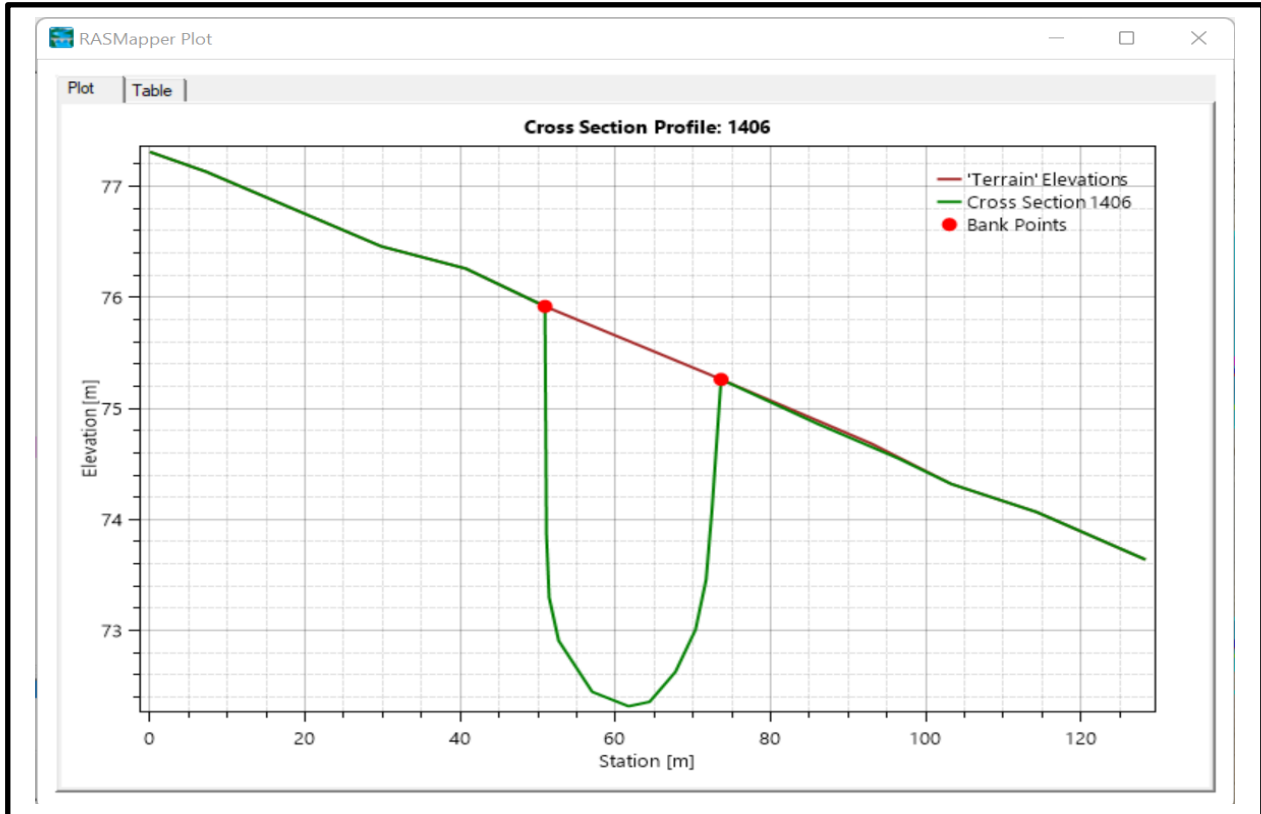


Figure IV.17 : Profil de terrain de la section en travers N° 1406 avant et après correction de la géométrie (Source : HEC-RAS)

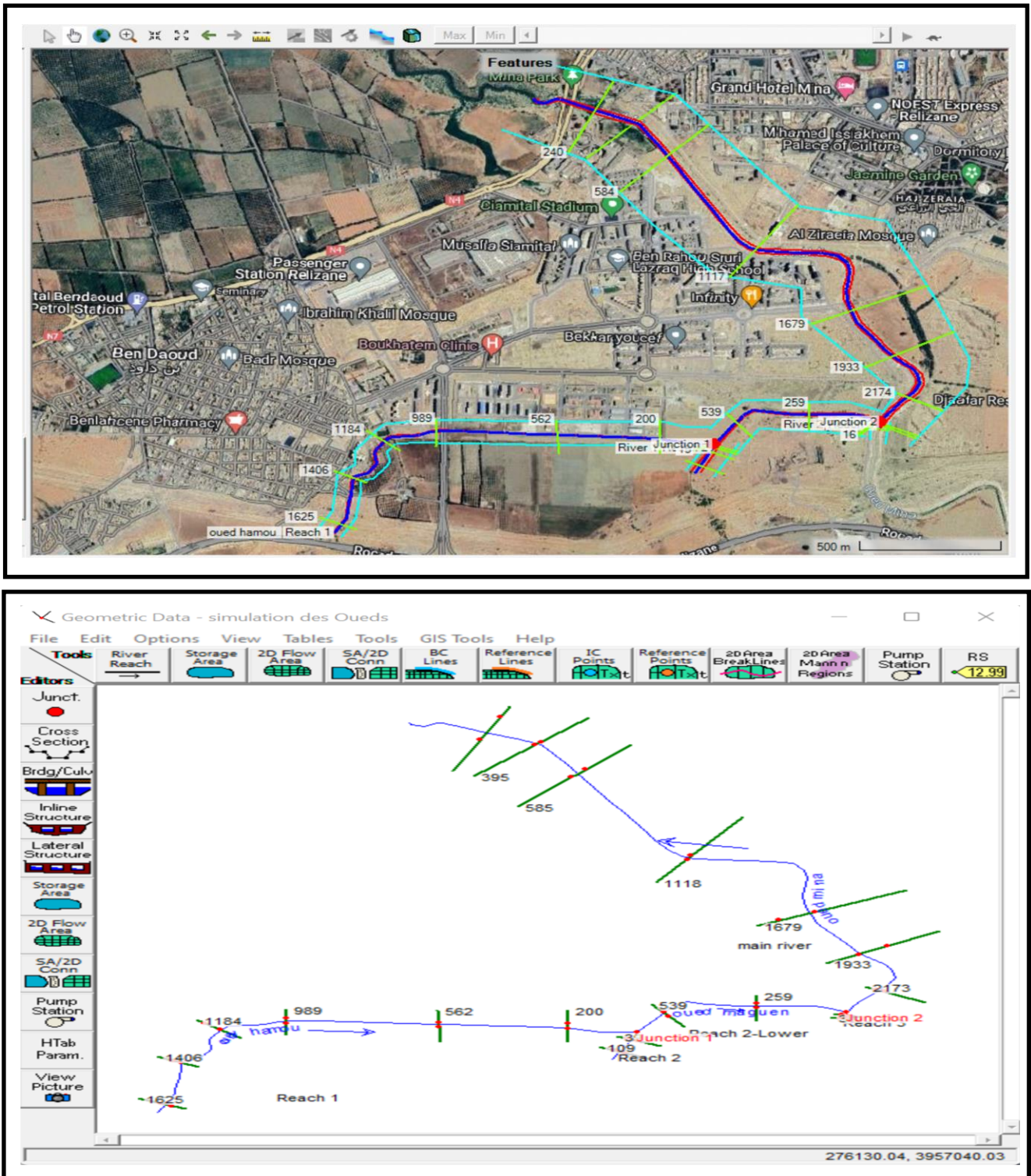


Figure IV.18 : Définition du tracé des oueds Hamou, Maguen et Mina et ces sections en travers (Source : HEC-RAS)

B. Données hydrométriques et conditions aux limites :

Après avoir saisi les données géométriques de chaque section, la prochaine étape de la modélisation hydraulique avec HEC-RAS consiste à définir les débits d'entrée et toutes les conditions aux limites requises pour effectuer le calcul des profils de la surface de l'eau à chaque section système de rivière.

Les conditions aux limites revêtent une importance cruciale dans la modélisation hydraulique. En effet, pour un écoulement permanent, des conditions aux limites amont, aval ou les deux sont nécessaires pour établir l'élévation de la surface de l'eau aux extrémités de chaque tronçon de rivière. À ce stade, HEC-RAS peut débiter le calcul des profils hydrauliques.

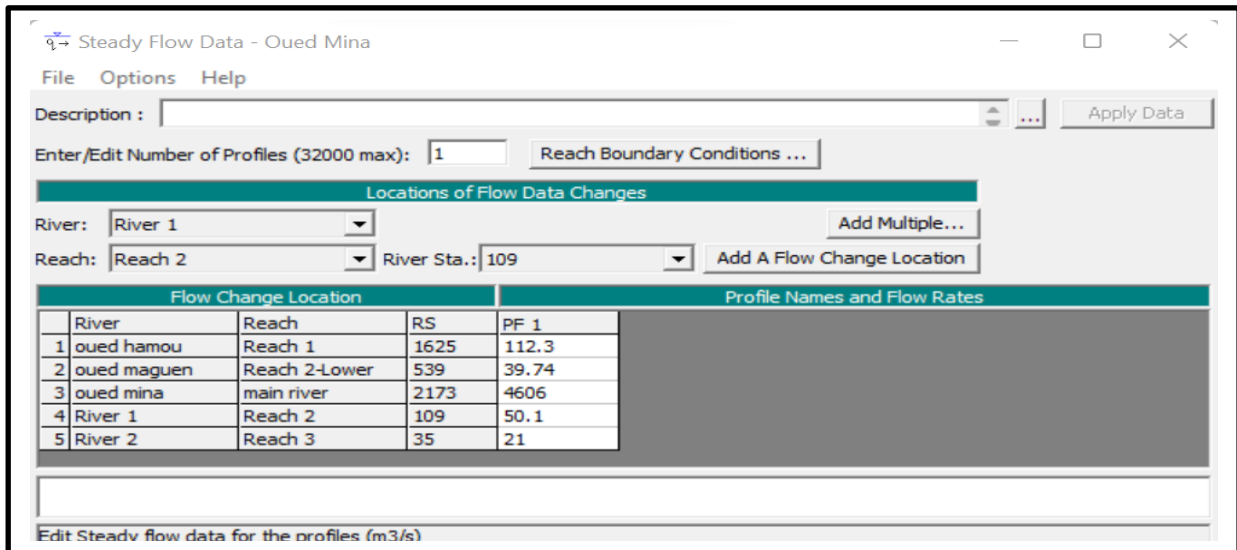


Figure IV.19 : Introduction des données hydrauliques des oueds (Source : HEC-RAS)

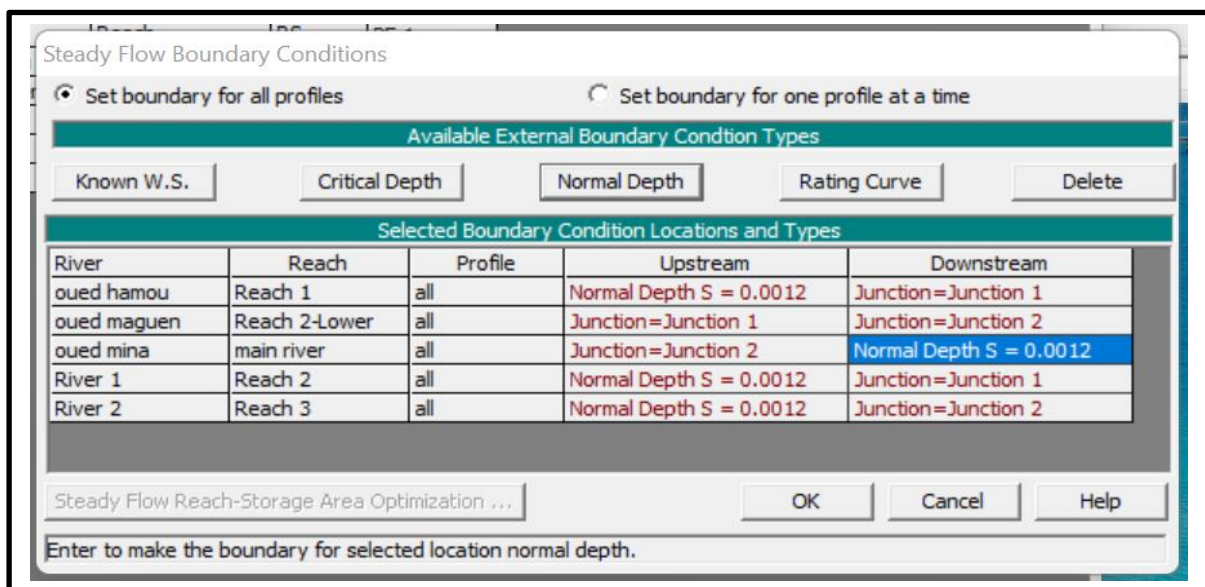


Figure IV.20 : Définition des conditions aux limites (Source : HEC-RAS)

C. Simulation et interprétations des résultats :

Une fois que nous avons entré les données géométriques, hydrométriques et défini les conditions aux limites, il est nécessaire de sélectionner un régime fluvial parmi les options disponibles, à savoir un régime fluvial, torrentiel ou mixte, pour procéder aux calculs.

Dans notre situation, nous optons pour un régime fluvial et procédons au lancement de la simulation.

Le débit centennal calculé dans la partie hydrologique s'élève à 112.3 m3/s pour oued Hamou, 39.74 m3/s pour oued Maguen et la somme de tous les débits entrant dans l'oued Mina s'élève à 4606 m3/s.

❖ **Le choix du coefficient de frottement (coefficient de Manning-Strickler) :**

Le frottement au fond du lit est caractérisé par un coefficient de rugosité n (coefficient de Manning inverse du coefficient de Strickler ; $k = (\frac{1}{n})$).

Suivant la nature du fond du lit on peut définir la valeur du coefficient de Manning en lit mineur et qui est déterminée à partir du tableau en (Annexe N°02).

Tableau n° IV.1 : Coefficients de Manning en lit Mineur appliqué au oueds Hamou, Maguen et Mina

Oueds	État de parois	Description	Valeur
Oued Hamou	Bon	L'eau a l'étiage, pente et sections plus faibles	0.045
Oued Maguen	Bon	L'eau a l'étiage, pente et sections plus faibles	0.045
Oued Mina	Parfait	Idem4, avec pierre	0.045

D. Résultat de la simulation :

L'intégration des données géométriques et hydrauliques dans le logiciel HEC-RAS a permis de réaliser des calculs et de produire plusieurs résultats, notamment des représentations en coupe du tronçon simulé, des niveaux d'eau pour différentes périodes de retour le long des profils, une visualisation tridimensionnelle des niveaux d'eau et une courbe de tarage.

❖ **Vue en trois dimensions du tronçon modélisé :**

HEC-RAS fournit une vue de trois dimensions qui facilite le suivi du comportement des eaux de crue de période de retour. La Figure IV.14 montre que dans la partie amont du tronçon, il n'y a pas un débordement de l'oued à cause de la pente. La concentration des eaux s'est effectuée dans le centre du tronçon dont on observe un énorme débordement ainsi près de l'exutoire où la pente est relativement faible.

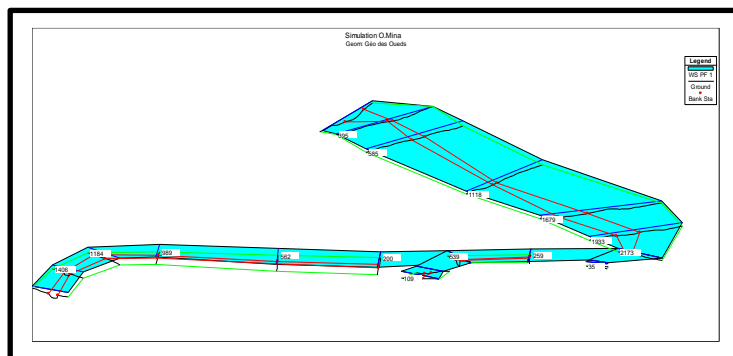


Figure IV.21 : Vue en Plan en 3D des Oueds (Source : HEC-RAS)

❖ **Restitution de la courbe de tarage :**

HEC-RAS a permis de fournir une représentation de la variation de la hauteur d'eau en (m) en fonction de débit en m³/s.

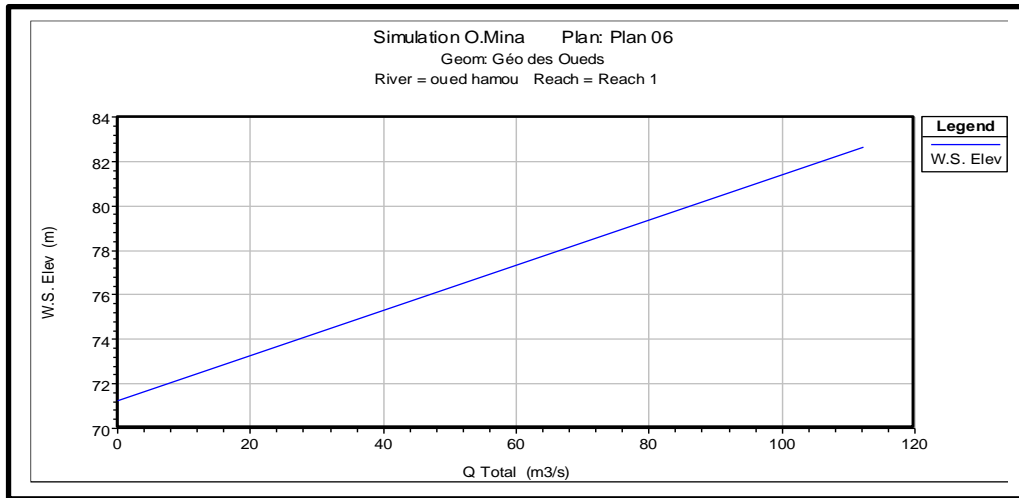


Figure IV.22 : Courbe de tarage du tronçon modélisé d'Oued Hamou (Source : HEC-RAS)

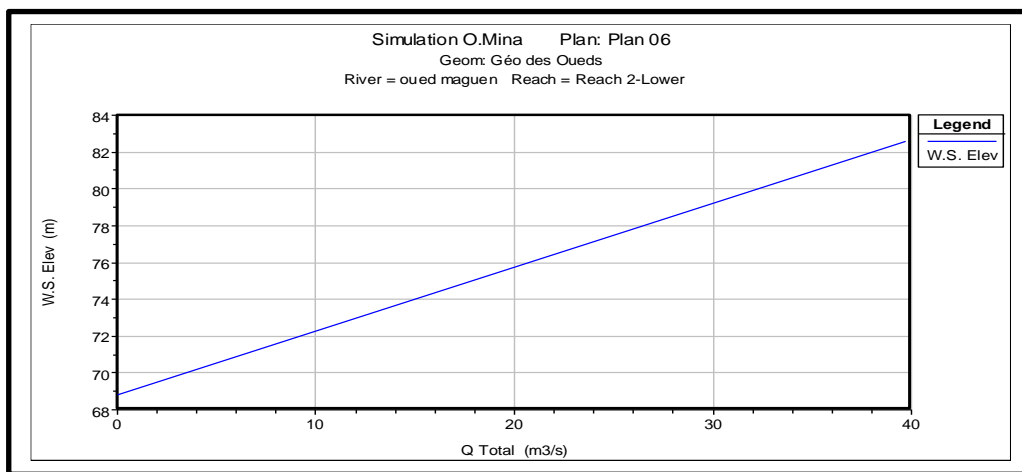


Figure IV.23 : Courbe de tarage du tronçon simulé d'Oued Maguen (Source : HEC-RAS)

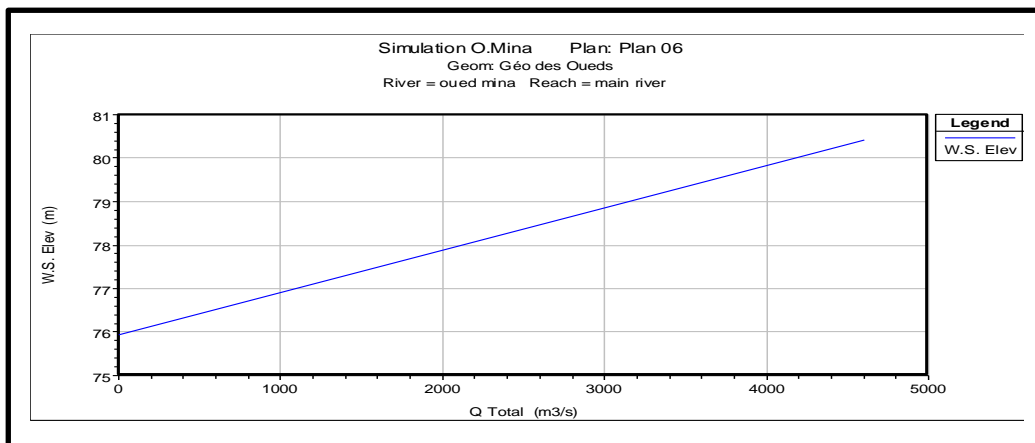


Figure IV.24 : Courbe de tarage du tronçon simulé d'Oued Mina (Source : HEC-RAS)

❖ Les profils en travers :

L'option d'affichage des résultats par profil transversal nous a permis d'obtenir un niveau de détail maximal à chaque point sélectionné le long du tracé du cours d'eau. Nous avons observé que presque toutes les sections sont susceptibles d'être submergées

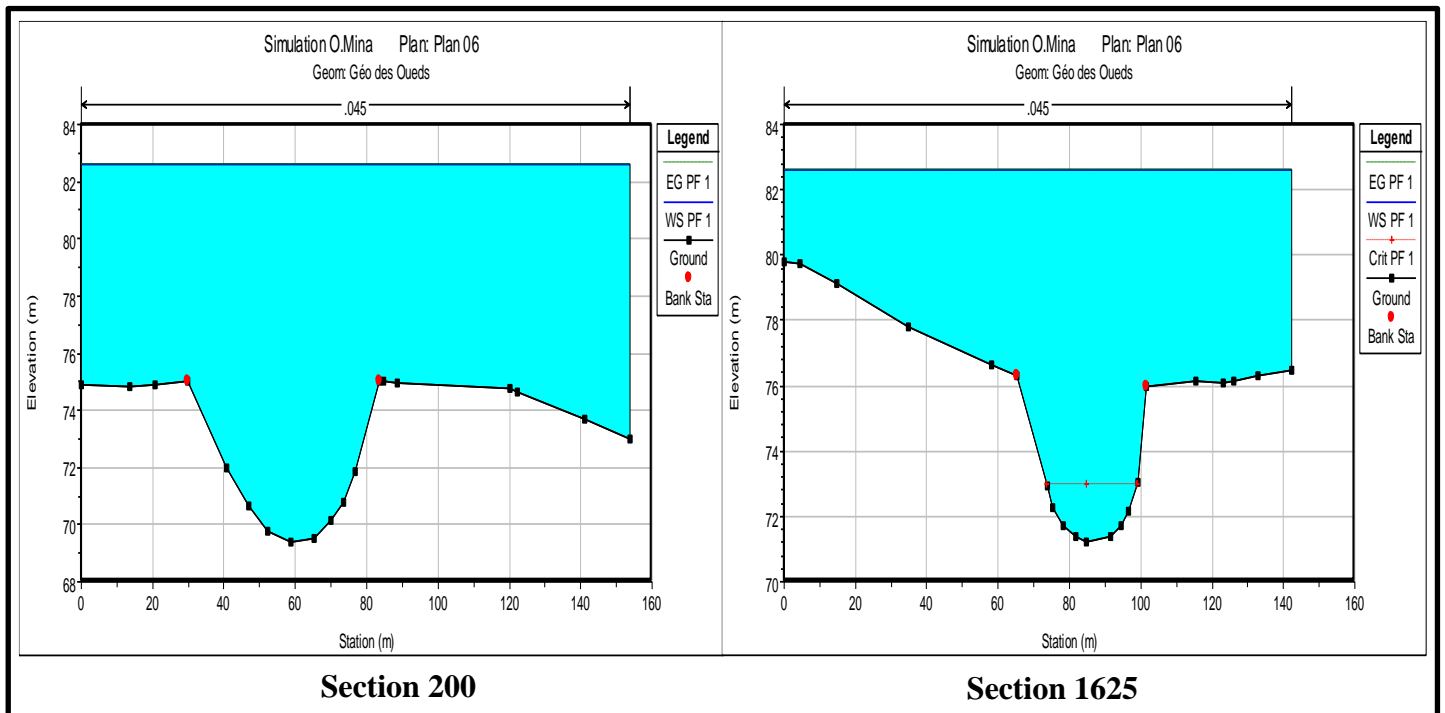


Figure IV.25 : Section en travers avant aménagement d'oued Hamou (Source : HEC-RAS)

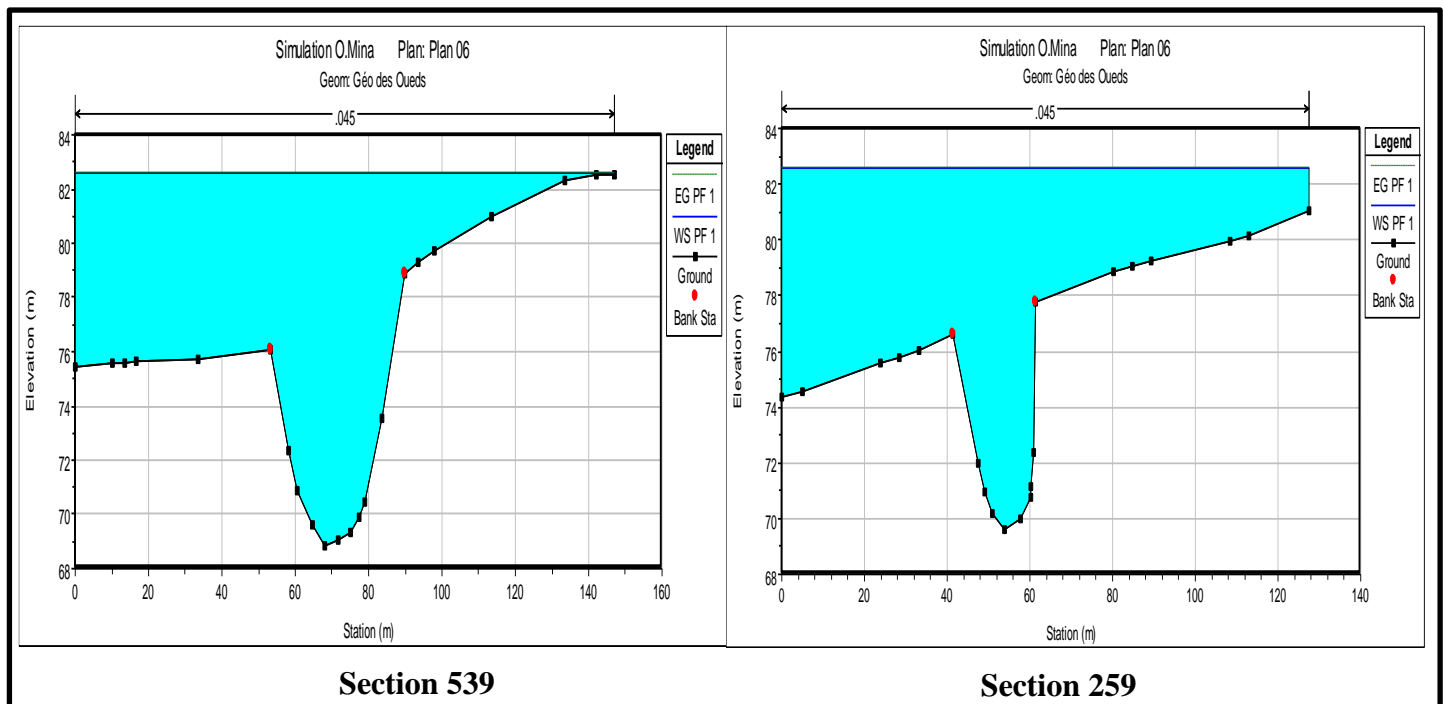


Figure IV.26 : Section en travers avant aménagement d'oued Maguen (Source : HEC-RAS)

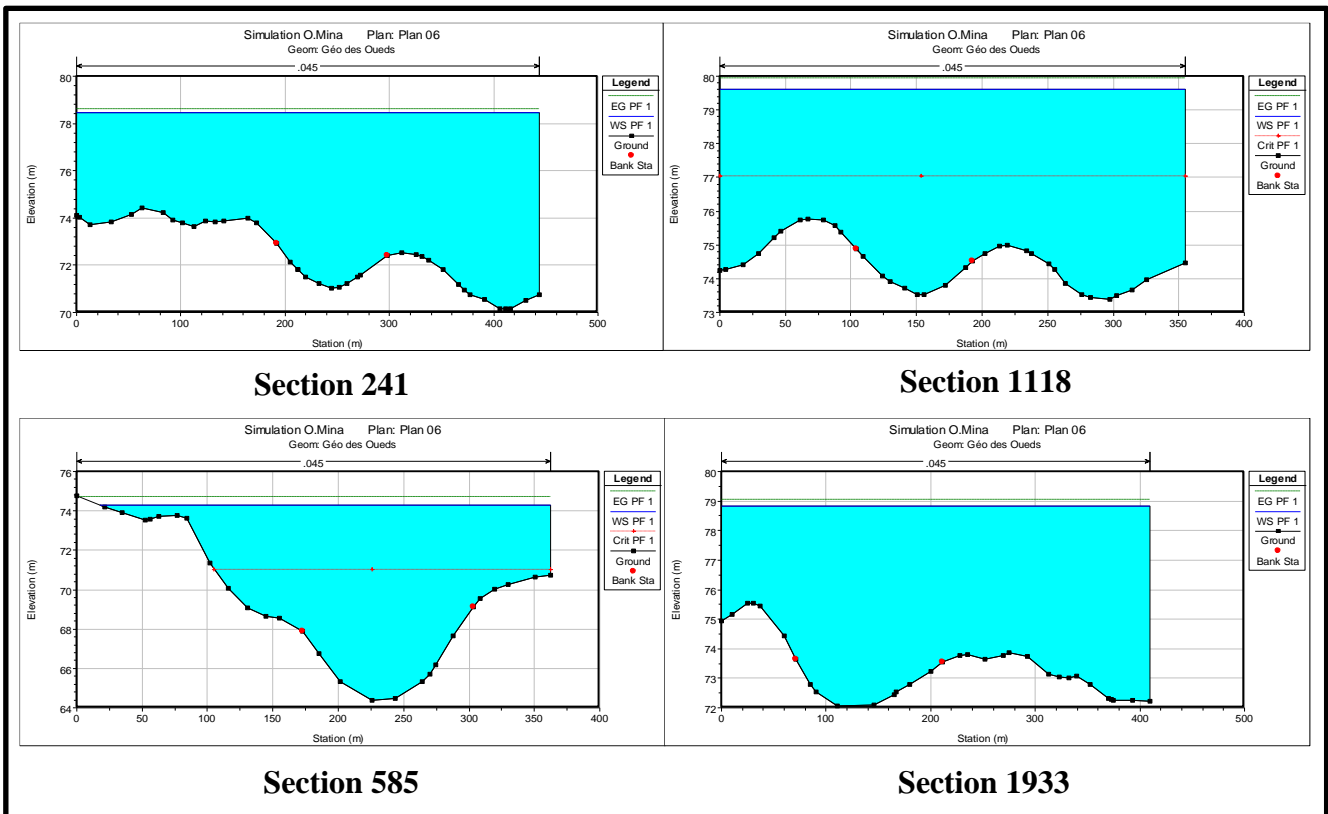


Figure IV.27 : Section en travers avant aménagement d'oued Mina (Source : HEC-RAS)

❖ Variation de la vitesse d'écoulement :

(Figure IV.28) représente la variation de la vitesse totale des trois oueds pour une période de retour 100 ans en fonction de la distance à partir de l'exutoire.

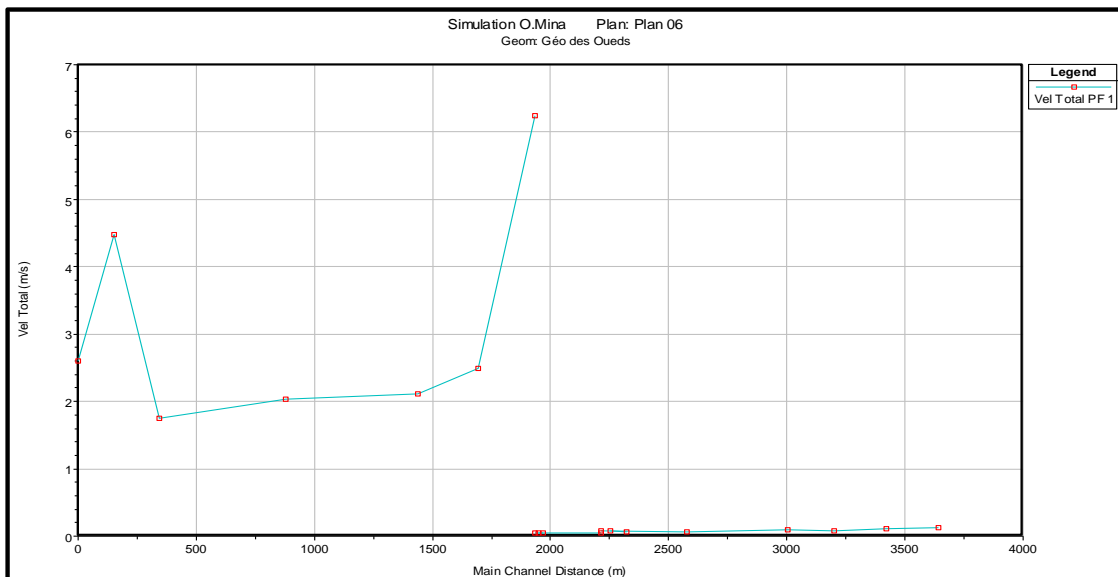


Figure IV.28 : Variation de la vitesse totale d'écoulement en fonction de la distance des Oueds (Source : HEC-RAS)

❖ **Variation de nombre de Froude**

Figure IV.29 représente la variation de la vitesse totale des trois oueds pour une période de retour 100 ans en fonction de la distance à partir de l'exutoire.

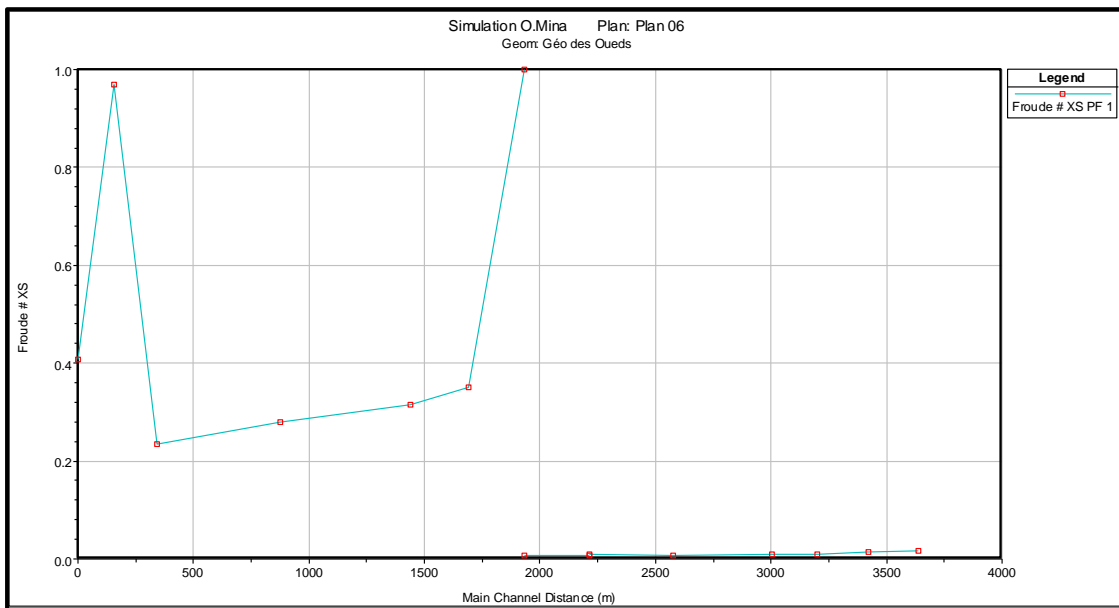


Figure IV.29 : Variation du nombre de Froude en fonction de la distance des oueds (Source : HEC-RAS)

❖ **Paramètres hydrauliques pour l'ensemble des stations :**

Le logiciel offre également la possibilité de générer des tableaux récapitulatifs regroupant tous les paramètres hydrauliques pour un barrage ou tout autre ouvrage, pour une surface de stockage, pour chaque station (profil en travers), ou pour l'ensemble des stations simultanément.

Tableau n° IV.2 : Récapitulatif des résultats de la simulation avant l'aménagement de l'écoulement pour la période de retour T=100ans (Source : Logiciel HEC-RAS)

River	River Sta	Min Ch El	W.S. Elev	Crit W.S.	E.G. Elev	E.G. Slope	Vel Chnl	Flow Area	Top Width	Froude # Chl
		(m)	(m)	(m)	(m)	(m/m)	(m/s)	(m2)	(m)	
Oued mina	2173	75.93	80.42	80.42	82.42	0.013081	6.78	738.18	184.3	1.04
Oued mina	1933	73.53	79.61	77.04	79.94	0.001436	2.66	1846.83	355.3	0.36
Oued mina	1679	72.92	79.37		79.6	0.001105	2.49	2181.71	455.1	0.32
Oued mina	1118	72.07	78.81		79.03	0.000856	2.2	2266.99	409.7	0.28
Oued mina	585	71.03	78.46		78.62	0.000567	1.9	2638.67	443.44	0.23
Oued mina	395	72.56	76.92	76.92	78.03	0.011964	5.88	1030.01	435.2	0.97
Oued mina	241	64.36	74.3	71.03	74.73	0.0012	3.18	1771.22	344.67	0.35
Oued Maguen	539	68.82	82.62		82.62	0	0.06	849.27	146.9	0.01
Oued Maguen	259	69.6	82.62		82.62	0.0001	0.07	730.22	127.5	0.01
Oued hamou	1625	71.24	82.62	72.97	82.62	0.00002	0.15	925.26	142.4	0.02
Oued hamou	1406	72.32	82.62		82.62	0.00002	0.13	972.48	128.3	0.01
Oued hamou	1184	69.42	82.62		82.62	0.0001	0.09	1413.92	153.8	0.01
Oued hamou	989	72.29	82.62		82.62	0.0001	0.1	1222.75	124.4	0.01
Oued hamou	562	72.55	82.62		82.62	0.0001	0.08	1585.97	160.2	0.01
Oued hamou	200	72.11	82.62		82.62	0.0001	0.09	1432.86	155.78	0.01

Min Ch. El : Altitude du radier du canal ;	Top Width : Largeur au miroir
Vel chnl : Vitesse d'écoulement ;	E.G Elev : Altitudes de la ligne d'énergie ;
W.S Elev : Altitude du plan d'eau calculé ;	Froude chl : Nombre de Froude ;
Flow area : Section mouillée ;	E.G slope : Pente de la ligne d'énergie.

Interprétation

Étant donné le niveau d'eau dans toutes les sections transversales de l'oued, nous constatons qu'il est inondé sur toute sa longueur, conformément aux paramètres suivants ;

- ✓ La vitesse d'écoulement varie entre 0.06 m/s et 8.78 m/s.
- ✓ La hauteur d'eau variée entre 4.36 m et 8.5 m.
- ✓ La variation du régime d'écoulement le long de l'Oued est confirmée par les valeurs du nombre de Froude, qui varient entre 0.01 et 1.04

E. La cartographie du risque d'inondation :

Après avoir calculé les profils d'inondation avec HEC-RAS, notre objectif dans cette partie est la délimitation des zones inondables. Pour ce faire, nous avons besoin d'obtenir les hauteurs d'eau dans différentes locations de l'Oued.

La simulation de l'état naturel du cours d'eau dans le cas de la crue centennale qui a été faite par le logiciel HEC-RAS dans le but de déterminer les points de débordement ou en générale la délimitation des zones inondables.

La délimitation des zones inondables le long du cours d'eau se fera avec RAS MAPPER du logiciel HEC- RAS. L'utilisation de RAS MAPPER nous a permis d'obtenir les cartes qui seront représentées par suit :

- L'impact potentiel.
- La probabilité de survenance.
- Le niveau actuel de maîtrise de risques.

L'établissement d'une cartographie des risques peut être motivé par des objectifs de différentes natures aussi importantes les uns que les autres. Ces objectifs sont les suivants :

- Mettre en place un contrôle interne ou un processus de management des risques adéquats.
- Aider le management dans l'élaboration de son plan stratégique et de sa prise de décision.
- Orienter le plan d'audit interne en mettant en lumière les processus au niveau desquels se concentrent les risques majeurs.
- Veiller à la bonne image de l'organisation.

La création de cartes des risques représente un outil puissant pour la gestion interne. Par conséquent, son élaboration nécessite une méthodologie méticuleuse, ce qui permet une détection systématique des risques majeurs

La gestion du risque peut se définir comme étant une conjonction entre l'organisation et les moyens qui permettent de se préparer et de faire face à la survenue d'une crise et facilitent la prise de décision. Cette démarche comprend trois étapes :

La gestion du risque peut être décrite comme la combinaison de l'organisation et des ressources permettant de se préparer et de réagir à une crise, tout en facilitant la prise de décision. Cette approche implique trois étapes :

- **La prévision** : Il s'agit des mesures mises en place en vue d'anticiper un aléa de manière à améliorer sa gestion.
- **La protection- prévention** : un risque peut se définir à la manière d'une espérance probabiliste, en effectuant le produit de sa gravité par sa probabilité.
- L'information à destination de tous les acteurs de la gestion des risques, du particulier au Préfet.

IV.4 La carte de l'aléa inondation

Cette carte identifie les zones où les inondations sont susceptibles de se produire, avec des degrés de fréquence et d'étendue variables, en raison du débordement des cours d'eau. Elle est basée sur la combinaison de deux concepts : la fréquence des inondations et l'étendue de la submersion.

IV.4.1 Cartes des profondeurs :

La submersion causée par une inondation est principalement caractérisée par son étendue et sa profondeur. Sa détermination requiert l'utilisation de modèles hydrauliques ou la reproduction numérique de la topographie des lits mineur et majeur des cours d'eau.

En conséquence, on peut distinguer trois catégories de submersion en fonction de leur profondeur :

- **Submersion faible** : dont la profondeur est inférieure à 0.5 mètre.
- **Submersion moyenne** : dont la profondeur se situe entre 0.5 et 1 mètre.
- **Submersion élevée** : dont la profondeur dépasse 1 mètre.

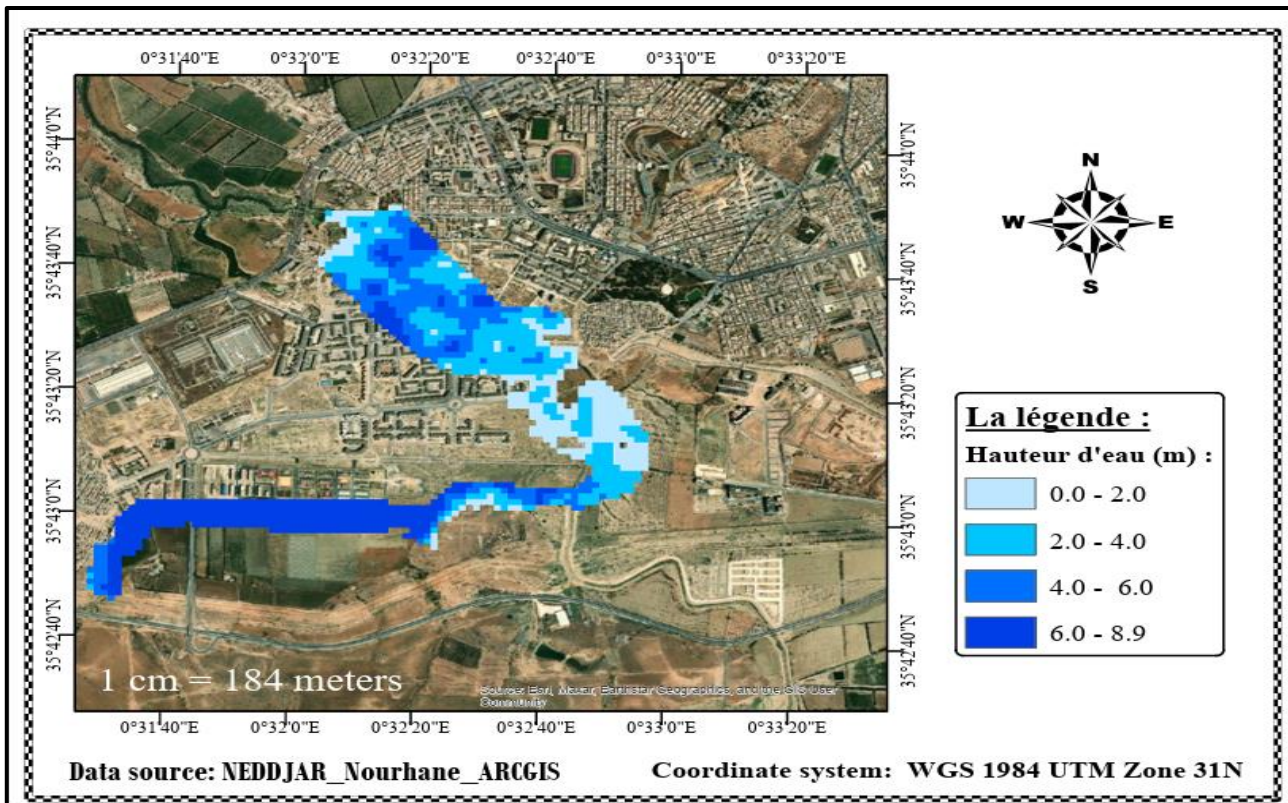


Figure IV.30 : Carte de profondeur d'eau pour la période de retour 100 ans (Source : ArcGIS)

Interprétation :

- ✓ D'après la carte de profondeur d'eau obtenue, on remarque que la hauteur d'eau varie entre 0.0 à 8.9m.
- ✓ Les zones hautement vulnérables à la submersion se localisent majoritairement aux abords de l'Oued Hamou et de façon plus sporadique, le long de l'Oued Mina, s'étendant entre la ville de Ben Daoud et Relizane.
- ✓ La concentration des zones à risque souligne le besoin crucial d'une planification urbaine résiliente et d'adaptation pour minimiser les impacts de la submersion. Cela est essentiel pour assurer la sécurité des communautés et favoriser un développement durable dans la région.

IV.4.2 Carte de vitesse :

Les vitesses d'écoulement de l'eau sont classées en trois classes :

- Vitesse faible : dont la vitesse est inférieure à 0.2 m/s.
- Vitesse modérée : dont la vitesse se situe entre 0.2 m/s et 0.5 m/s.
- Vitesse forte : dont la vitesse dépasse 0.5 m/s.

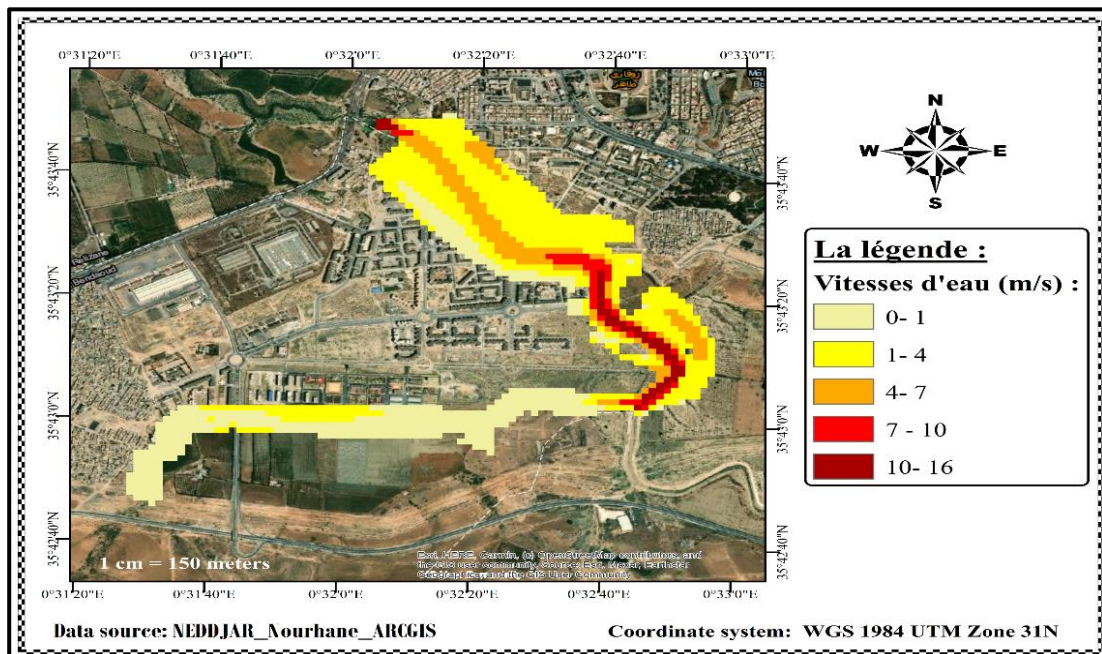


Figure IV.31 : Carte de vitesse d'eau pour la période de retour 100 ans (Source : ArcGIS)

Interprétation :

- ✓ La vitesse de l'eau dans notre cas varie entre 0 et 16 m/s, ce qui rend la carte de vitesse essentielle pour notre région.
- ✓ Les zones à haute vitesse d'écoulement, principalement le long de l'oued Mina, correspondent à la topographie de cette zone, caractérisée par des pentes abruptes des sections étroites du lit du cours d'eau aux extrémités de l'oued Mina. Ces conditions favorisent des vitesses élevées, mettant en évidence la corrélation directe entre la topographie et le régime d'écoulement.
- ✓ Quant aux zones à faible vitesse le long des oueds Hamou et Maguen, elles sont attribuables à la faible pente de ces oueds.

IV.4.3 Classes d'aléa:

Pour évaluer les risques d'inondation, il est possible de combiner deux facteurs : la vitesse d'écoulement et la hauteur de submersion. Ces critères permettent de définir quatre zones de danger, chacune étant représentée par une couleur spécifique, comme indiqué dans (Tableau n° IV.3) ci-dessous :

Tableau n° IV.3 : Critères d'évaluation de l'intensité d'aléa inondation (DDT, 2012)

Vitesse Hauteur	Faible $V < 0.2 \text{ m/s}$	Moyenne $0.2 \text{ m/s} < V < 0.5 \text{ m/s}$	Forte $V > 0.5 \text{ m/s}$
$H < 0.5 \text{ m}$	Faible	Moyen	Fort
$0.5\text{m} < H < 1\text{m}$	Moyen	Moyen	Fort
$1\text{m} < H < 2\text{m}$	Fort	Fort	Fort
$H > 2\text{m}$	Très fort	Très fort	Très fort

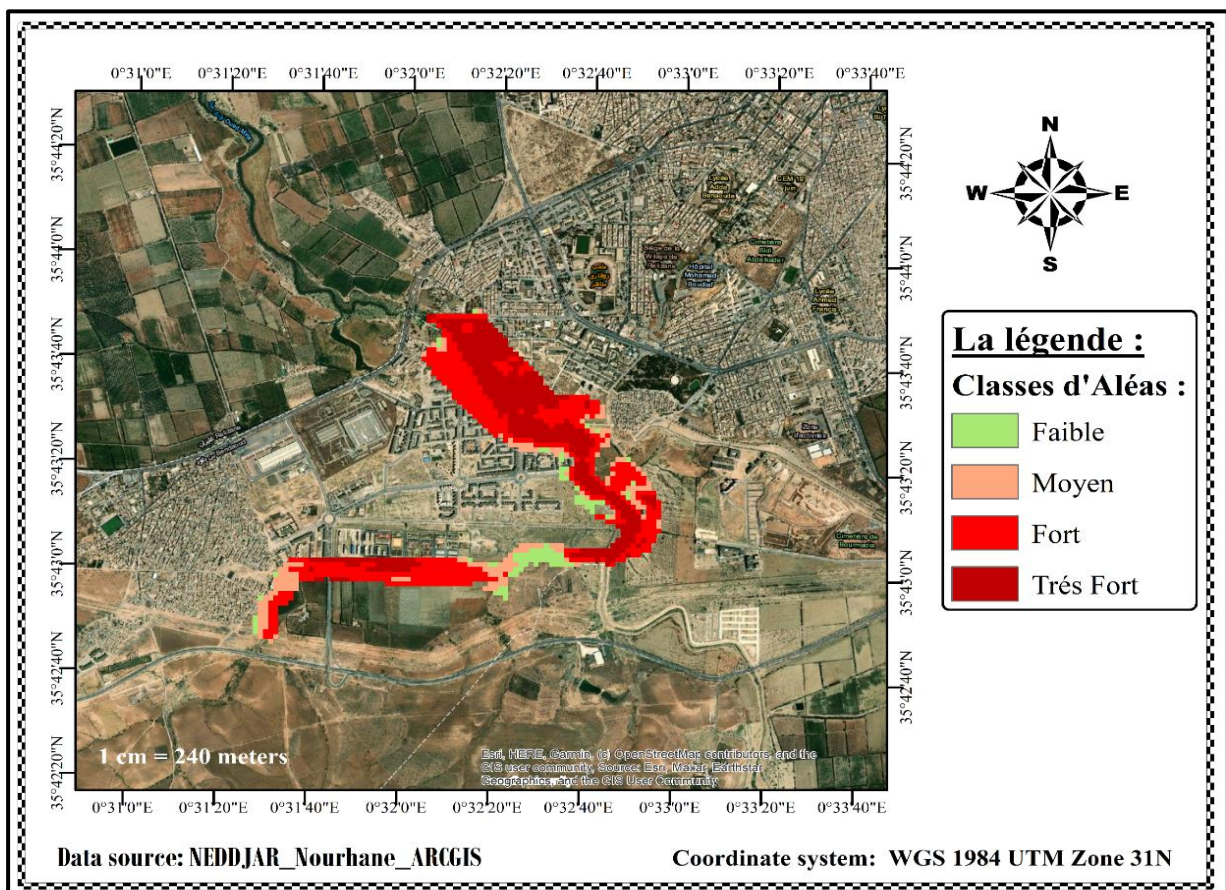


Figure IV.32 : Carte de l'aléa pour la crue de 100 ans (Source : ArcGIS)

Interprétation :

- ✓ Les zones à risque élevé se concentrent principalement le long des cours d'eau, en particulier le long de l'oued Hamou, à la jonction de l'oued Maguen et de l'oued Mina, ainsi qu'aux abords de l'oued Mina. Ces régions à risque élevé sont également liées à des sections du lit du cours d'eau présentant des pentes plus prononcées, augmentant ainsi le danger d'inondations lors de crues importantes.
- ✓ Une corrélation notable entre la carte d'aléas d'inondations et la carte de vitesses d'eau est observée. Les zones à risque élevé coïncident souvent avec les secteurs où les vitesses d'écoulement sont les plus élevées. Cette observation suggère une convergence entre les aléas hydrologiques et les dynamiques d'écoulement, mettant en évidence des zones critiques nécessitant une attention particulière en matière de prévention des inondations

IV.4.4 Cartographie de la vulnérabilité :

L'objectif de la gestion de l'espace dans les zones sujettes aux risques d'inondation est d'intégrer la gestion des risques dans l'aménagement du territoire. Il est donc essentiel de déterminer avec précision la dynamique du risque en fonction de l'évolution urbaine. Cette dynamique varie considérablement selon le type d'occupation du sol.

On a élaboré une cartographie de l'occupation des sols dans le bassin versant de l'oued Agrioune, ce qui nous permettra de créer prochainement une carte de vulnérabilité.

La carte est représentée dans la figure suivante ;

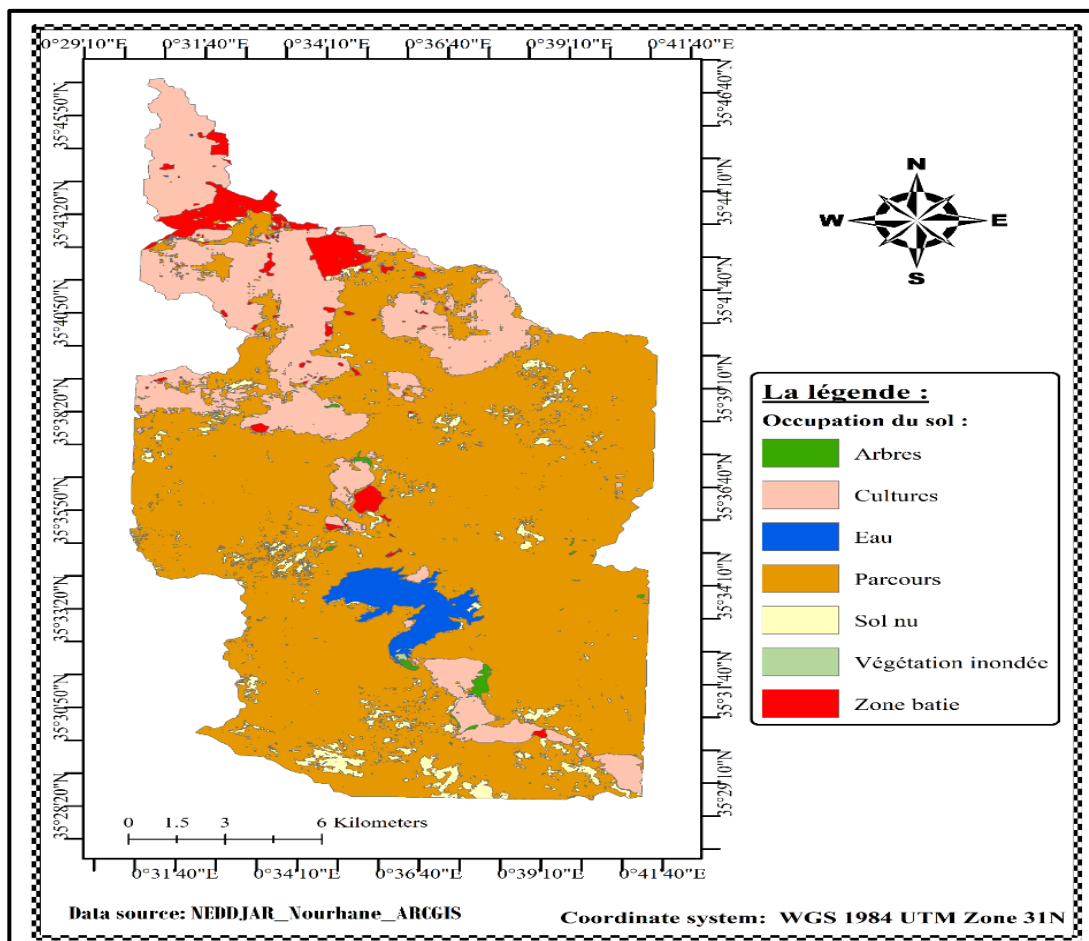


Figure IV.33 : Carte d'occupation du sol de la zone d'étude (Source : ArcGIS)

IV.4.5 Cartographie du risque :

Pour cartographier le risque, il est crucial de croiser la distribution spatiale de la vulnérabilité avec celle de l'aléa. Pour réaliser cette fusion et produire une carte du risque, on utilise une requête dans le système d'information géographique (SIG) qui superpose les deux plans d'information nécessaires. Cela implique la création des niveaux de risque en se basant sur les niveaux de vulnérabilité agricole et urbaine, ainsi que sur ceux de l'aléa.

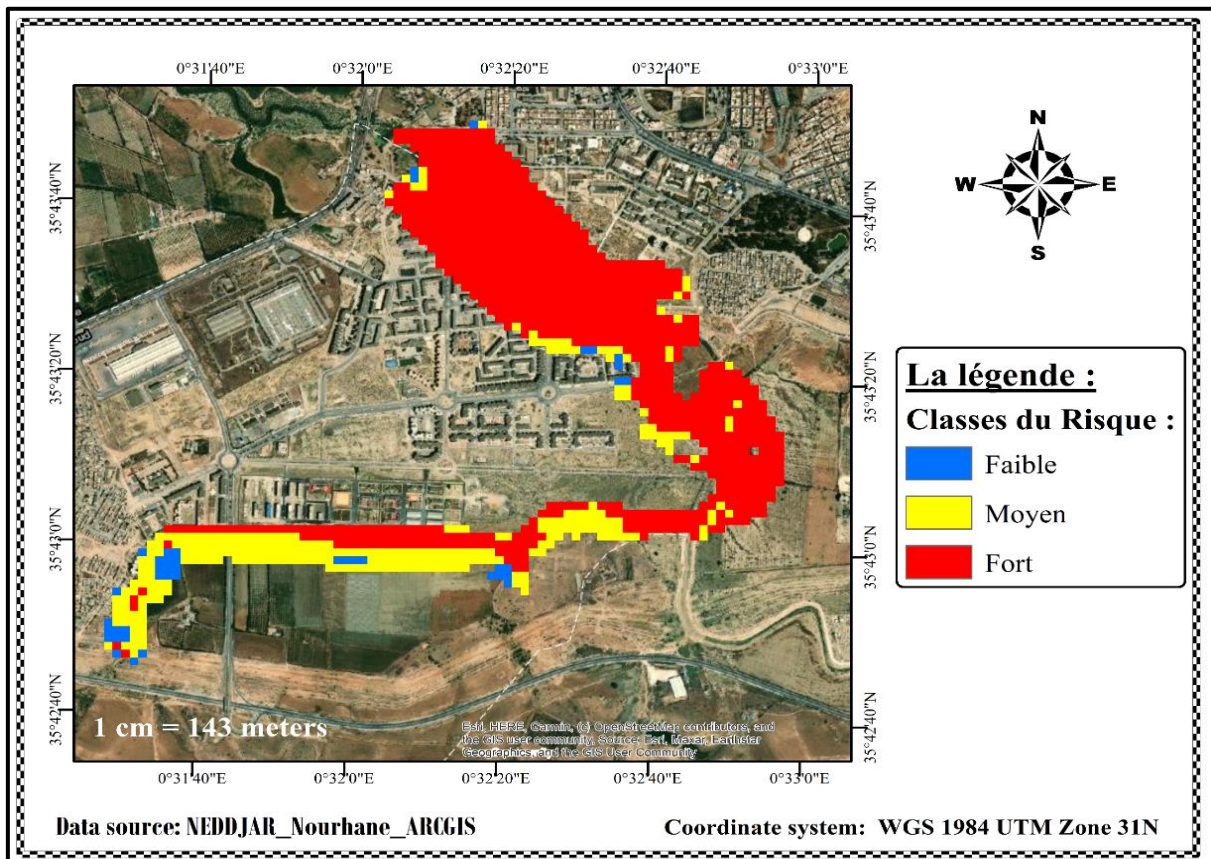


Figure IV.34 : Carte de risque d'inondation de la zone d'étude (Source : ArcGIS)

Interprétation :

La cartographie du risque d'inondation offre une évaluation complète des zones présentant une vulnérabilité élevée dans la région étudiée. Les informations fournies par cette carte sont essentielles pour la gestion des risques et l'aménagement urbain, permettant ainsi une réponse proactive aux défis potentiels associés aux inondations.

Conclusion

Cette étude exhaustive sur la prévention des inondations dans notre zone d'étude a abouti à des conclusions significatives, basées sur des simulations hydrauliques détaillées.

Ces simulations ont pris en compte divers facteurs tels que les cartographies de l'aléa, les sections en travers des affluents, les tirants d'eau, les nombres de Froude et les vitesses. Elles fournissent une base solide pour la planification de mesures de prévention ciblées, en identifiant les zones sensibles et en proposant des solutions innovantes pour renforcer la protection contre les inondations.

Notre méthodologie a également permis une meilleure compréhension du risque d'inondation, facilitant ainsi des choix d'aménagement plus pertinents et une gestion plus efficace des inondations.

En résumé, les zones riveraines sont les plus vulnérables aux risques d'inondation, mettant en évidence la nécessité de mesures préventives adaptées et d'une gestion continue de ces zones à risque.

CHAPITRE **V**

V. Étude hydraulique et génie civil des variantes.

Introduction

L'objectif principal de cette étude est de garantir une protection efficace contre les inondations pour les villes le long de l'Oued Mina. Cette protection nécessite la sélection des meilleures solutions d'aménagement, en se basant sur les options proposées à partir des résultats des chapitres précédents, tout en tenant compte des caractéristiques naturelles de notre zone d'étude.

V.1 Principe d'aménagement

Les différentes options seront choisies pour garantir la protection des villes le long de l'Oued Mina contre les inondations. Cela implique l'évacuation des eaux de crue vers le point le plus bas tout en respectant les exigences d'écoulement et de stabilité des berges, ainsi que les considérations environnementales. Le choix des options est déterminé par plusieurs processus. Les ouvrages de protection peuvent être classés en deux catégories : directes et indirectes.

V.1.1 Les différents types d'aménagements (Nedelec, 1998)

V.1.1.1 Protection directe (Rapprochées) :

La protection directe consiste à intervenir directement sur le site menacé par la mise en œuvre des actions suivantes :

➤ **Curage :**

Cette action permet d'améliorer considérablement les 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 pour faciliter le passage à travers les zones urbaines pour des raisons sanitaires, ainsi que dans les sections actives pour réduire la rugosité et augmenter le débit.

➤ **Recalibrage :**

Cela consiste à élargir et à approfondir les sections des cours d'eau afin d'augmenter leur capacité à évacuer les eaux et à garantir une zone immergée conforme aux critères de protection souhaités.

➤ **Réalisation des canaux :**

Cette approche vise à restaurer le tracé d'origine de l'oued. Elle est nécessaire lorsque le lit de la rivière et sa zone d'écoulement ont été entièrement occupés par des constructions ou des infrastructures routières.

➤ **Protection des berges :**

Cette catégorie englobe toutes les structures conçues pour préserver la solidité des sols face à l'effet de l'eau. Les berges sont particulièrement vulnérables aux courants turbulents produits par les crues, tandis que l'eau infiltrée après le retrait des crues peut provoquer des glissements de terrain. La protection des berges est également cruciale près de certaines infrastructures telles que les ponts.

➤ **Endiguement des oueds :**

Cette phase propose la construction de digues le long des deux rives de la rivière comme moyen de protection contre les inondations. Cette approche offre une solution pratique grâce aux ressources locales en main-d'œuvre et en matériaux. De plus, elle permet une protection sélective en priorisant les zones les plus riches et peuplées contre les crues. Cependant, elle peut entraîner une élévation significative du niveau de l'eau et compliquer le drainage des zones basses.

V.1.1.2 Protection indirecte (Éloignées) :

La protection indirecte par contre, consiste à intervenir plus loin des sites menacés, à l'extérieur du périmètre d'aménagement, en réalisant des ouvrages sur les oueds responsables des inondations :

➤ **Création des canaux périphériques :**

La redirection des eaux vers les oueds permet de les déplacer vers des zones en dehors des zones à protéger. Cette redirection peut impliquer une partie ou la totalité du débit d'un oued vers un autre.

➤ **Réalisation des barrages :**

Des seuils sont aménagés en amont des zones à risque pour stocker et réguler les crues. Il est essentiel d'optimiser le volume et la capacité de régulation du barrage afin de garantir une protection efficace

➤ **Aménagement des bassins versant :**

Des dispositifs sont mis en place pour contrer l'érosion, utilisant des approches biologiques et/ou des seuils en gabions. Ces méthodes visent à ralentir le flux de l'eau et à retenir les sédiments en amont.

V.1.2 Calcul hydraulique des canaux (Graf,2000)

La formule utilisée pour le dimensionnement est celle de Manning Strickler, pour toutes les formes géométriques et pour des sections ouvertes diverses. Elle est donnée par la relation suivante :

$$Q = \frac{1}{n} R^{2/3} S_m I^{1/2} \quad (\text{V.1})$$

Avec :

Q : débit de dimensionnement en (m³/s).

n : rugosité du canal .

S_m : section mouillée en (m²).

I : pente du trancon de cours d'eau (pente du fond) en (m/m).

R_h : rayon hydraulique en (m)

Tel que :

$$R_h = \frac{S_m}{P_m} \quad (\text{V.2})$$

La figure suivante donne les formules des éléments géométrique pour cinq différents types de section de canaux :

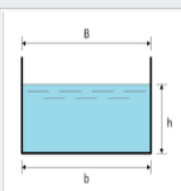
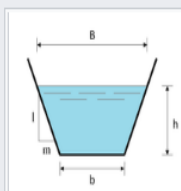
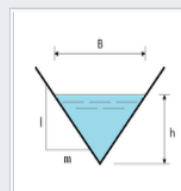
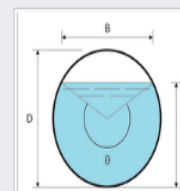
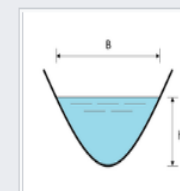
					
	Rectangle	Trapèze	Triangle	Cercle	Parabole
Largeur, B	b	$b + 2 \times mh$	$2 \times mh$	$(\sin \frac{\theta}{2}) \cdot D$ ou $2\sqrt{h \cdot (D - h)}$	$\frac{3 S}{2 h}$
Surface, S	$b \times h$	$(b + mh) \cdot h$	$m \times h^2$	$\frac{1}{8}(\theta - \sin \theta) \cdot D^2$	$\frac{2}{3}Bh$
Périmètre mouillé, P	$b + 2h$	$b + 2 \cdot h \cdot \sqrt{1 + m^2}$	$2h \cdot \sqrt{1 + m^2}$	$\frac{1}{2} \theta \cdot D$	$B + \frac{8 h^2}{3 B}$
Rayon hydraulique, R_h	$\frac{bh}{b + 2h}$	$\frac{(b + mh) \cdot h}{b + 2h \cdot \sqrt{1 + m^2}}$	$\frac{mh}{2 \cdot \sqrt{1 + m^2}}$	$\frac{1}{4} \left[1 - \frac{\sin \theta}{\theta} \right] D$	$\frac{2B^2 h}{3B^2 + 8h^2}$
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 : Éléments géométriques pour des sections ouvertes diverses (Graf, 2000)

V.1.3 Choix des paramètres de dimensionnement

1) La pente du projet :

Le choix de la pente du projet relève d’une grande importance avant de procéder au calcul hydraulique. Pour notre cas, nous avons choisis une pente uniforme pour chaque tronçon.

2) Le coefficient de rugosité :

La rugosité du canal dépendant de la nature du revêtement, les valeurs de la rugosité de certain revêtement à titre d’exemple est donnée dans le tableau suivant :

Tableau n° V.1 : Les valeurs du coefficient de rugosité ‘n’. (Chen et Cotton, 1986)

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, une perte de charge non prévue provoque une élévation de la surface libre et un risque de débordement. C'est pourquoi il faut toujours prévoir une marge de sécurité au-dessus de la ligne d'eau calculée afin de tenir compte de l'accumulation de dépôt solide, de croissance de la végétation, des vagues provoquées par le vent, ...etc. La marge de sécurité oscille, généralement, entre 0,30 m pour les petits canaux, et 0.60 à 1.20 m pour les grands canaux. Il est donc indispensable de tenir compte de toutes les circonstances qui peuvent conduire à modifier ces indications (Lencastre, 2008).

Tableau n° V.2 : Revanches utilisées (Degoutte, 2012)

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 éviter les ruptures du fond et des berges des canaux sur l'action dynamique d'un courant d'eau, la vitesse de celui-ci ne doit pas être supérieure à la vitesse limite maximale. Les valeurs de vitesse moyenne limite d'érosion pour les lits consolidés sont données dans le tableau ci-dessous (Degoutte, 2012).

Tableau n° V.3 : Valeurs de vitesse moyenne limite d'érosion pour les lits consolidés (Degoutte, 2012).

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.2 Étude de la variante

Dans cette étude, les deux différentes variantes proposées pour l'aménagement du cours d'eau sont :

- Un canal trapézoïdal en béton armé pour deux oueds Hamou et Maguen.
- La réalisation d'un barrage déversoir pour réduire le débit et étaler la crue pour oued Mina)

Un calcul hydraulique de chaque variante sera fait en vérifiant l'état d'écoulement par une simulation avec HEC-RAS pour chaque tronçon du cours d'eau.

V.2.1 Première variante : Canal en béton armé

La proposition consiste à construire un canal en béton armé de forme trapézoïdale. Ce qui présente plusieurs avantages. Cette variante offre notamment :

- ❖ Une durée de vie prolongée,
- ❖ Une forme étroite adaptée à l'environnement urbain,
- ❖ De meilleures propriétés hydrauliques,
- ❖ Une construction rapide et assure une protection accrue.

Nous choisissons un coefficient de $m = 1$ pour la pente du talus, ce qui simplifie la réalisation d'un angle de 45° sur le terrain d'un point de vue technique.

Les dimensions de ce canal est effectuée à l'aide du logiciel FLOW-MASTER, à travers lequel nous déterminons les caractéristiques de ce dernier, puis nous effectuons une simulation avec HEC-RAS

▪ Oued Hamou :

Sur cet oued on consiste à projeter un canal trapézoïdal en béton armé.

À partir de RAS MAPPER, on a déterminé la profondeur normale qui est de 5.2m. Ce tronçon s'étend sur un linéaire de 250m.

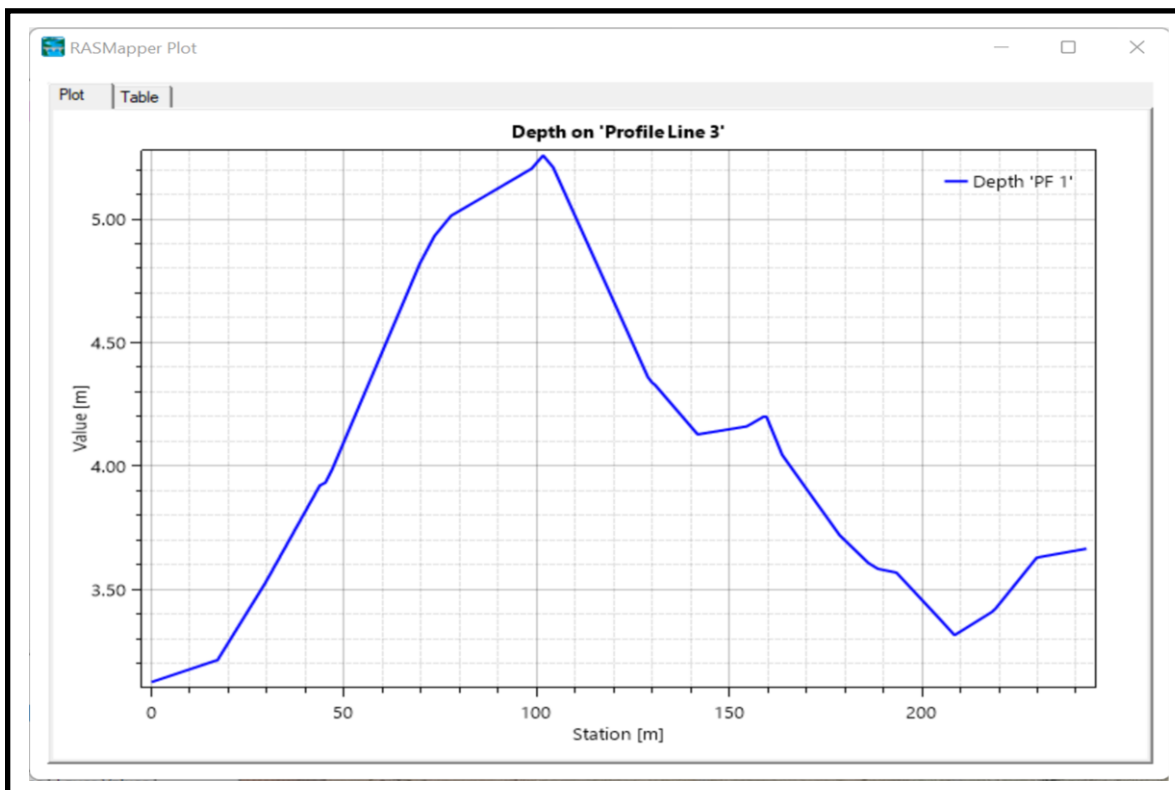


Figure V.2 : la profondeur normale du 1er tronçon Oued Hamou

▪ Oued Maguen :

Sur cet oued on consiste la même projection qui se présente un canal trapézoïdal en béton armé. À partir de RAS MAPPER, on a déterminé la profondeur normale qui est de 4.3m. Ce tronçon s'étend sur un linéaire de 255m.

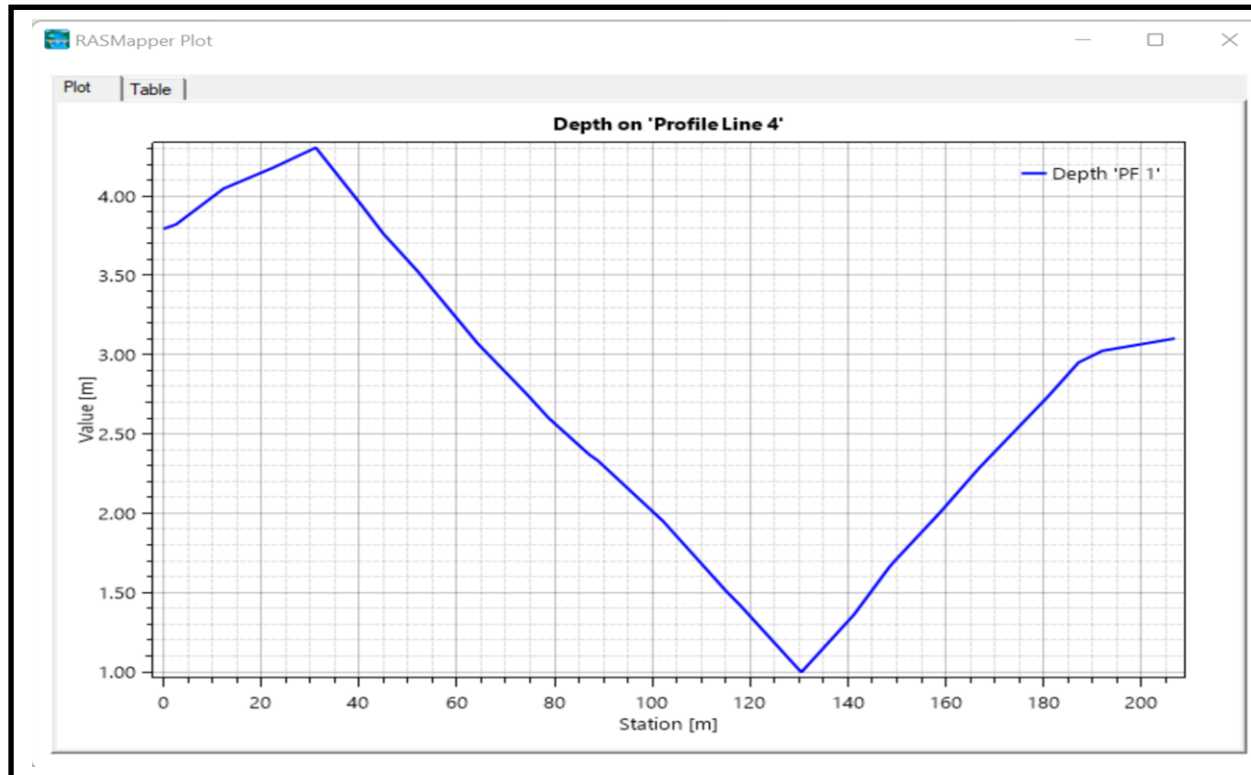


Figure V.3 : la profondeur normale de l'Oued Maguen.

V.2.1.1 Dimensionnement :

- ✓ Les caractéristiques du canal sont déterminées en utilisant le logiciel Flow-Master ;
- ✓ Les résultats du calcul hydraulique du canal trapézoïdal sont présentés ci-dessous :

Tableau n° V.4 : caractéristique du canal projeter sur les des oueds (canal en béton armé)

Tronçon	Section de départ	Section d'arrivé	Longueur (m)	Pente du projet (%)	Fruit de talus	Largeur du fond (m)	Largeur au miroir (m)	Hauteur du canal (m)
Maguen	539	259	665.3	0.0175	1	4	6	1
Hamou	1625	200	1282	0.0066	1	5.4	9.4	2

Les dimensions du canal sont représentées dans (Figure V.4) :

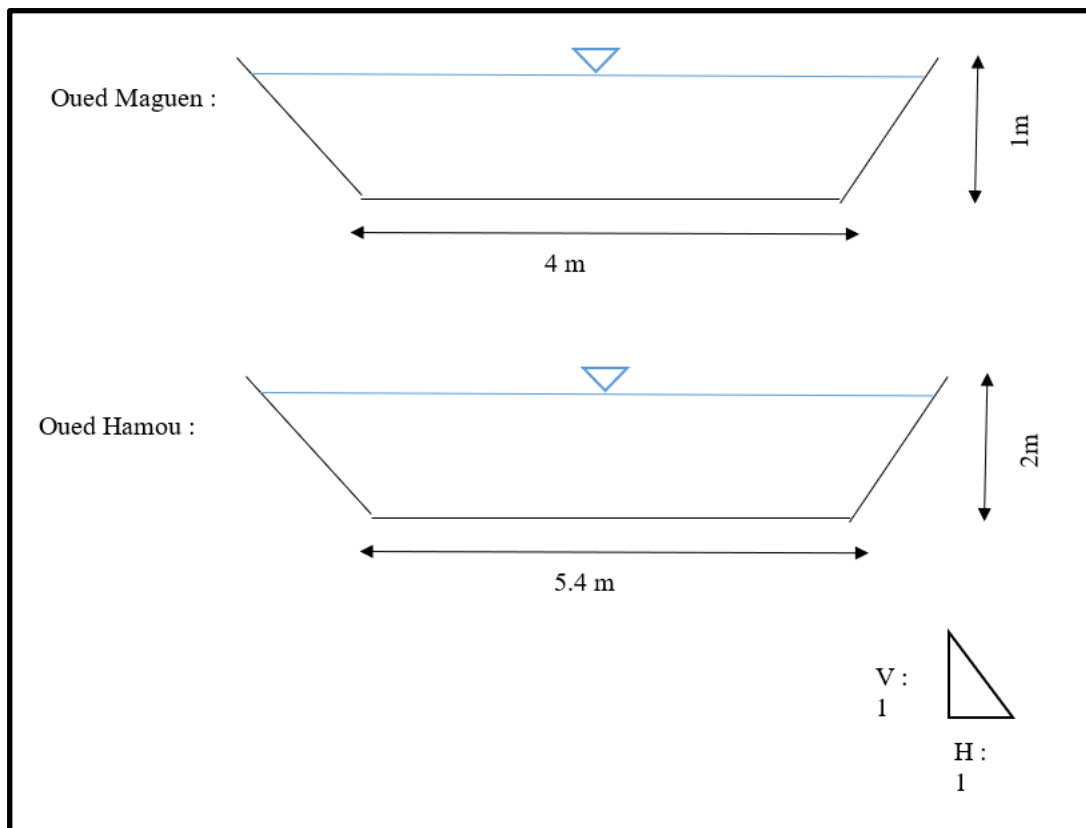


Figure V.4 : Les dimensions du canal trapézoïdale des deux

V.2.1.2 Paramètres d'écoulement :

Les résultats de la simulation sont représentés dans le tableau ci-dessus :

Tableau n° V.5 : Résultat de la simulation d'écoulement d'un canal trapézoïdale en béton armé
(Source : HEC-RAS)

River	River Sta	Min Ch. El	W.S . Elev	Crit W.S.	E.G. Elev	E.G. Slope	Vel Chnl	Flow Area	Top Width	Froude
		(m)	(m)	(m)	(m)	(m/m)	(m/s)	(m ²)	(m)	
Maguen	539	68.82	82.62		82.62	0.00013	2.06	795.32	146.9	1.2
Maguen	259	69.6	82.62		82.62	0.0001	2.97	730.22	127.5	1.1
Hamou	1625	71.24	82.62	72.97	82.62	0.00023	3.15	925.28	142.4	1.25
Hamou	1406	72.32	82.62		82.62	0.000196	2.34	972.5	128.3	1.13
Hamou	1184	75	82.62		82.62	0.000098	2.76	1215.86	153.8	1.09
Hamou	989	72.29	82.62		82.62	0.000134	1.88	1222.75	124.4	1.2
Hamou	562	72.55	82.62		82.62	0.000187	2.08	1585.97	160.2	1.28
Hamou	200	72.11	82.62		82.62	0.000098	1.09	1432.87	155.78	1.06

Min Ch. El : Altitude du radier du canal	Vel Chnl : Vitesse d'écoulement
W.S Elev : Altitude du plan d'eau calculé	Flow Area : Section mouillée
Top Width : Largeur au miroir	E.G Elev : Altitudes de la ligne d'énergie
Froudec: Nombre de Froude	E.G slope : Pente de la ligne d'énergie

Remarque :

- ❖ En se basant sur les résultats du tableau, on peut remarquer que :
 - Selon les valeurs du nombre de Froude, il est notable que le régime d'écoulement est torrentiel lorsque $Fr > 1$.
 - La vitesse d'écoulement ne dépasse pas 3.45 m/s, ce qui élimine tout risque d'érosion du béton.
- ❖ De point de vue technique, le canal en béton armé de forme trapézoïdale offre une protection satisfaisante

V.2.1.3 Les sections en travers :

Les sections en travers des oueds aménagés après la simulation sont représentées dans les figure suivantes :

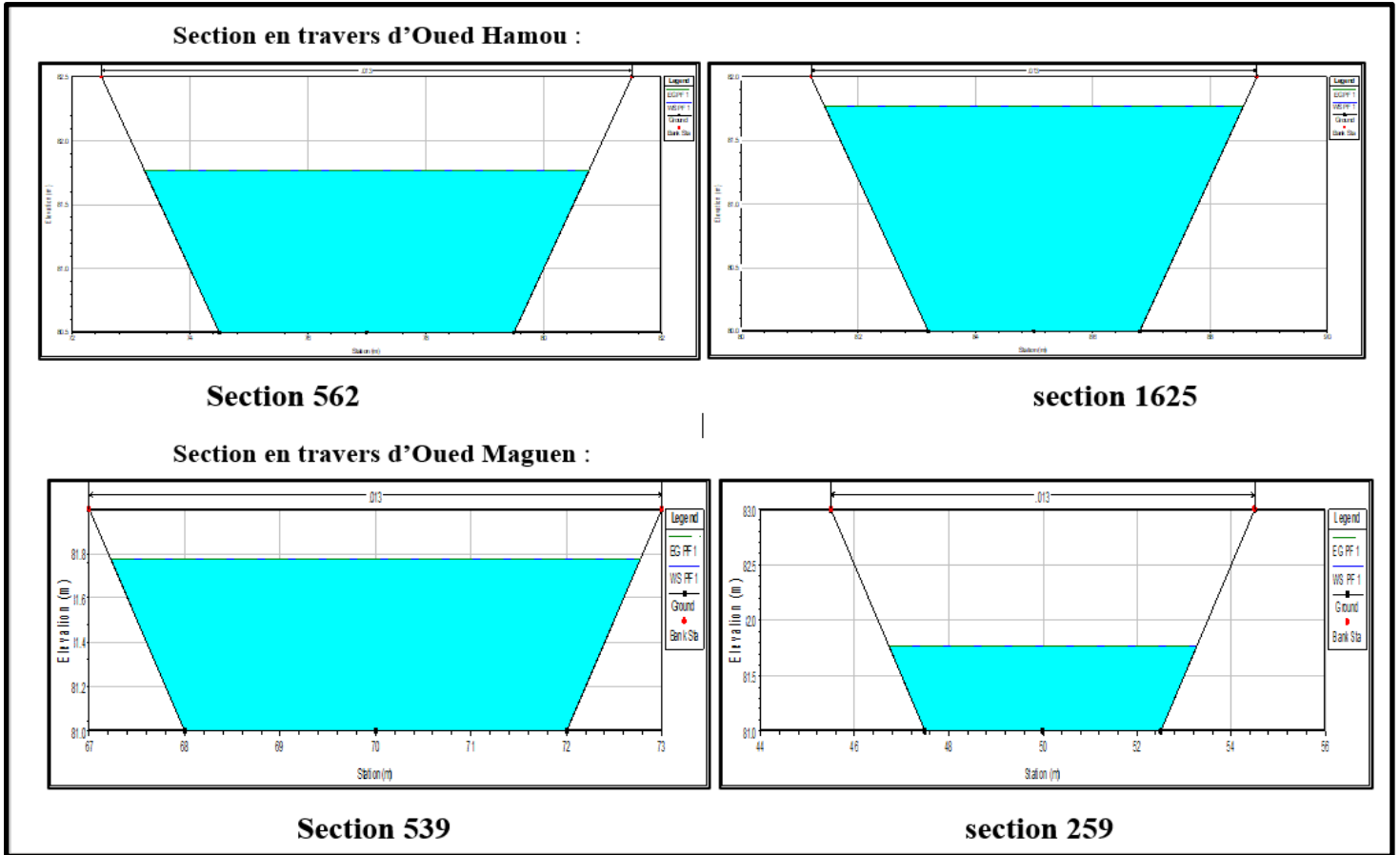


Figure V.5 : Sections en travers d'un canal trapézoïdal en béton armé pour une crue centennale des oueds aménager

- ❖ Lors d'une crue centennale de 4606 m³/s on constate que notre canal trapézoïdal en béton assure une protection adéquate et empêchant le débordement de l'eau.

Estimation du coût de la variante :

Le devis de la variante du canal en béton armé est déterminé à partir des quantités des terrassements, de volumes de remblai et le déblai calculés par HEC-RAS. Une épaisseur de 15 cm pour le béton Armé et pour le béton de propreté on prend une épaisseur de 5 cm.

Tableau n° V.6 : Devis de la variante du canal en béton armé pour Oueds Hamou et Maguen

Désignations des travaux		Unité	Quantité	Prix unitaire (DA)	Montant (DA/mL)
Terrassement	Déblais	m ³	70650	250	17662500
	Remblais	m ³	3 600	700	2520000
Béton de propreté		m ³	1 950 / 1200	8000	15600000
Béton dosé à 350 Kg/m ³		m ³	4 977.3 / 3 981.8 4	32000	15927360 0
Montant total					195056100

V.2.2 Deuxième variante : Barrage déversoir

L'implantation de la variante du barrage déversoir est proposée pour l'Oued Mina. Cette mesure au niveau du bassin versant vise à réduire le débit et à étaler l'hydrogramme de crue

V.2.2.1 Choix du site de l'emplacement du barrage écrêteur de crue :

Le site idéal pour le barrage est choisi en fonction de sa faisabilité, de sa durabilité, de son efficacité opérationnelle et de ses avantages socio-économiques. Il est souvent difficile de trouver un emplacement qui satisfasse pleinement à tous ces critères simultanément.

Pour maximiser l'efficacité des ouvrages de ralentissement dynamique, ils doivent être placés en amont et près des zones vulnérables pour contrôler l'étendue des inondations. À l'aide de HEC-RAS, différentes configurations de barrages déversoirs ont été examinées pour minimiser les inondations à Relizane. Le choix du site vise à réduire la hauteur de la structure tout en augmentant la capacité de stockage, afin de diminuer les zones inondables dans la ville.

V.2.2.2 Modélisation d'un barrage déversoir-logiciel HEC RAS 6.4.1-(1^{ère} méthode) :

En premier temps, comme nous l'avons déjà précisé, on a élaboré une série de barrages déversoirs dans de différents emplacements et avec de différentes hauteurs, tout en simulant avec un écoulement non permanent. Les étapes de la simulation sont les suivant

➤ Création du déversoir (Inline Structure)

Le déversoir retenu est implanté dans la section 240 le long de l'oued Mina, le profil en travers de ce dernier est le suivant :

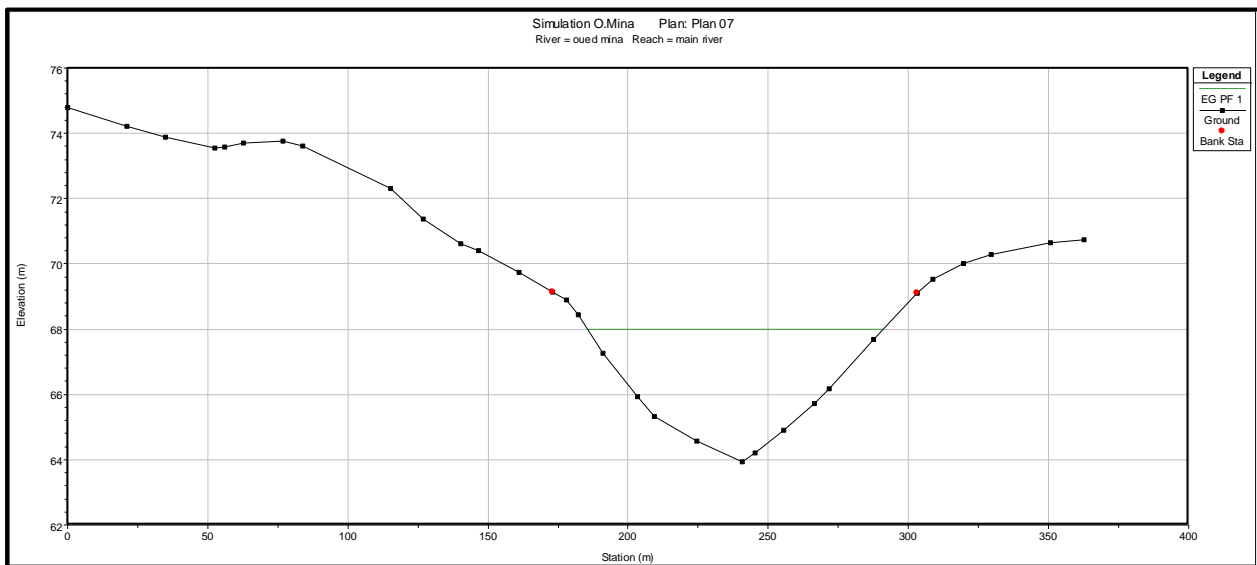


Figure V.6 : Introduction du déversoir (Inline Structure)

➤ **Introduction de l'hydrogramme de crues comme conditions aux limites**

En premier lieu, nous avons introduit l'hydrogramme de crues ($Q=f(t)$), mais nous avons rencontré une instabilité dans le programme, en effet les résultats de la hauteur de la ligne d'eau était illogiques, par exemple au début du tronçon on avait une hauteur de 29m. Pour cela, nous avons travaillé avec le régime permanent tout en variant le débit de 0 à 714 m³/s. puis à l'aide de la courbe de tarage, nous avons déduit la relation entre le débit et la hauteur d'eau. Cette donnée nous a servie pour avoir de meilleurs résultats variation de la hauteur d'eau en fonction du débit (couple Hauteur - Débit) dans un écoulement non permanent (Stage and Flow Hydrograph).

➤ **Résultat de la simulation :**

Afin d'assurer une protection totale de la ville de Relizane, la hauteur optimale du barrage déversoir doit être de $H = 6,05$ mètres. Les résultats de la simulation sont les suivantes :

- ✓ Hauteur de pel ; $H = 6.05m$
- ✓ Largeur du barrage ; $B = 53m$.

A. Côtes Caractéristiques :

❖ **Côte du fond du lit (CFL) :**

Cette côte représente le point le plus bas sur l'axe de barrage situé sur le cours d'eau d'après la courbe topographique cette côte est égale à 389.26m NGA.

❖ **Côte de la base du barrage (CBB) :**

La côte de la base du barrage est égale à la côte du fond diminuée de la profondeur d'excavation pour atteindre la bonne fondation.

Pour notre cas et d'après les données géologiques on prévoit une excavation $H_{ex} = 1.2m$.

Donc :

$$CBB = CFL - H_{ex} \quad \longrightarrow \quad CBB = 388.06m \text{ NGA}$$

❖ **Côte du niveau normal (CNN) :**

$$CNN = CFL + H_{NNR} = 389.26 + 6.05 \quad \longrightarrow \quad CNN = 395.31m \text{ NGA}$$

B. Estimation du volume mort :

Pour notre cas, on a estimé que les apports solides ne seront pas déposés mais nettoyer après la crue et ne reste qu'une faible quantité supposée équivalente à une hauteur de $H_m = 1 m$.

Donc la côte du volume mort est :

$$CVM = CFL + H_m \quad \longrightarrow \quad CVM = 390.26m \text{ NGA}$$

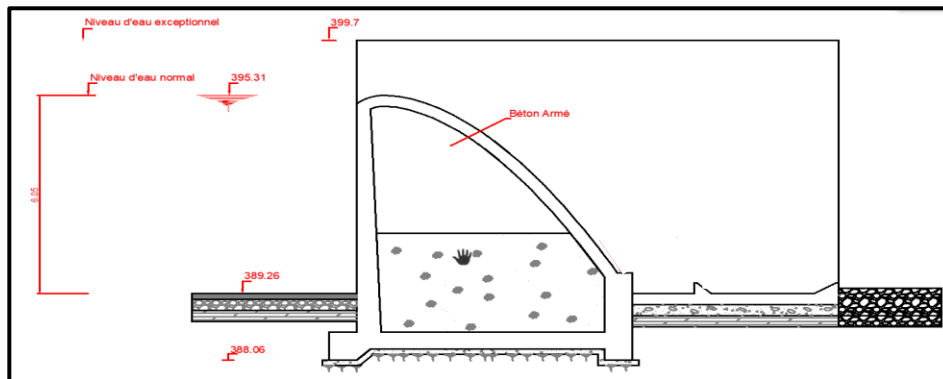


Figure V.7 : Schéma détaillé du barrage déversoir

V.2.2.3 Méthode manuel (2^{ème} Méthode)

Après avoir déterminé l'emplacement, la hauteur et la largeur du barrage déversoir, nous avons calculé manuellement l'hydrogramme de crue sortant ainsi que la charge déversée, en utilisant la technique de laminage des crues.

A. Laminage des crues :

❖ Principe de laminage des crues :

Le débit qui passe dans le barrage déversoir Q_e est inférieur à celui de la pointe de la crue à l'entrée du barrage déversoir Q_c (débit de dimensionnement). L'effet de laminage de crue dépend de la forme de l'hydrogramme d'entrée et de sorti de la crue et de la forme de la partie supérieure de la retenue.

Le Laminage de crue revient à déterminer Q_e max à partir de Q_c max à chaque pas de temps on a l'égalité suivante :

$$\text{Volume stocké} = \text{Volume entrant} - \text{Volume sortant}$$

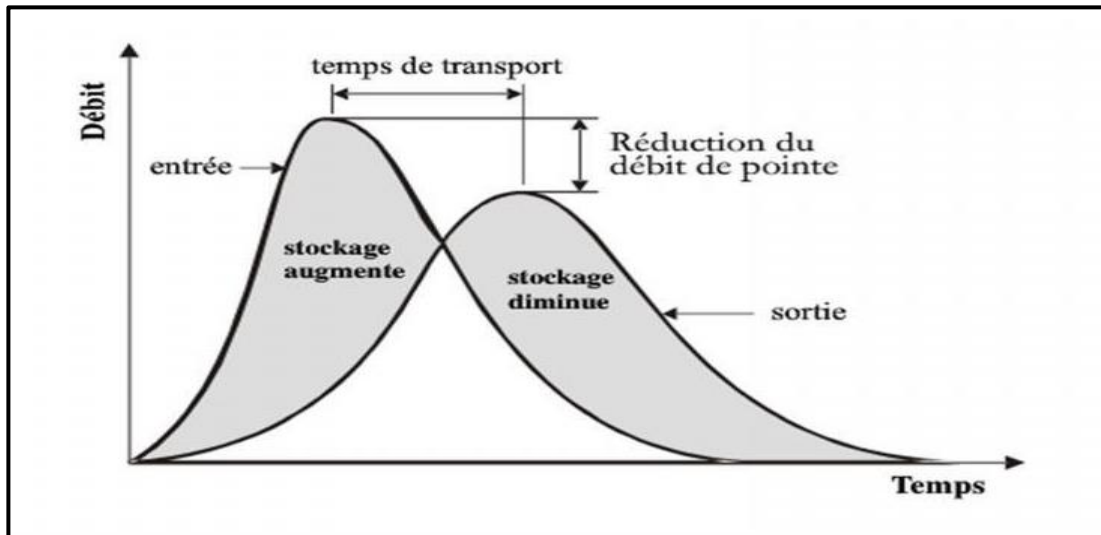


Figure V.8 : Courbe de laminage de crue

L'étude de laminage de crue repose sur le principe de l'équation de continuité pour résoudre le bilan massique des flux entrants et sortants et du volume de stockage. Ces méthodes de routage nécessitent une relation stockage-décharge pour déterminer le flux sortant pour chaque pas de temps. L'équation de continuité est donnée par :

$$Q \cdot dt = q \cdot dt + S \cdot dh \quad (\text{V.3})$$

Avec :

Q : Le débit entrant de la crue.

q : Le débit déversé par l'évacuateur de crue (débit laminé).

S : La surface du plan d'eau de la cuvette.

Le débit cumule à l'instant t est :

$$Q - q = S \frac{dh}{dt} \quad (\text{V.4})$$

Avec :

$\frac{dh}{dt}$: La vitesse de remplissage ou de montée de la retenue.

Il y a différents procédés de calcul disponibles, y compris ceux de Hildenblate, Sorensen, Blakmore, Kotcherine, Patapov, Step by step, Muskingum, et d'autres encore. Nous optons pour la méthode de Muskingum, qui nous permet de déterminer les dimensions de l'évacuateur de crue et de tracer l'hydrogramme de sortie de la crue. Les étapes fondamentales de cette méthode peuvent être résumées comme suit :

B. Méthode de Muskingum :

Parmi les modèles hydrologiques, le plus connu est le modèle de Muskingum, qui est probablement la méthode la plus utilisée (Chow, 1959).

Cette méthode s'inscrit dans les méthodes de calcul des crues, dites à coefficients, elle est proposée par McCarty, en 1938, pour la rivière Muskingum, aux Etats-Unis (rivière de l'Ohio aux États-Unis d'Amérique) (Musy et al, 2009).

Dans le modèle de Muskingum, on a montré que l'intérêt de disposer de méthodes simples et pratique pour l'étude de la propagation qui traite un bief de cours d'eau pour un modèle linéaire, peut différent de celui utilisé pour un réservoir, on introduit en plus de l'équation de continuité, une équation donnant le volume stocké dans le lit de la rivière et l'utilisation des constantes empiriques K et X qui sont déterminées expérimentalement lors des essais successifs sur des observations préalables.

La méthode de Muskingum a été largement soutenue par les apports de Cunge (1969) qui a donné une explication aux constantes K et X.

1) Conception de base et formulation :

Le mouvement de l'eau durant une période de crue dans un tronçon de rivière ou d'égout obéit aux équations de Saint-Venant. Ces équations traduisent la conservation de la masse et de la quantité de mouvement le long d'un tronçon orienté selon la direction principale d'écoulement X. L'équation de la quantité de mouvement se présente comme suit :

$$\frac{\partial Q}{\partial t} + \frac{\partial}{\partial x} \left(\frac{Q^2}{A} \right) + gA \frac{\partial y}{\partial x} = gA (S_0 - S_f) + q \frac{Q}{A} \quad (\text{V.5})$$

L'équation de continuité ou de conservation de la masse est la suivante :

$$\frac{\partial A}{\partial t} + \frac{\partial Q}{\partial x} = q \quad (\text{V.6})$$

En plus des notations habituelles, q désigne dans ces équations le débit latéral par unité de longueur du tronçon de rivière, débit qui entre dans le tronçon ou en sort.

La signification des cinq termes de l'équation (V.5) est la suivante :

- Le terme $\left(\frac{\partial Q}{\partial t} \right)$ représente l'accélération temporelle locale. Plus précisément, il rend compte de la vitesse de la variation du débit durant la crue. À titre d'exemple, si le débit de crue augmente de $(1 \text{ m}^3/\text{s} \text{ à } 2\text{m}^3/\text{s})$ en une heure, ce terme vaut $(2 \text{ m}^3/\text{s} - 1\text{m}^3/\text{s}) / 3600\text{s} = 0,000277\text{m}^3/\text{s}^2$.

L'importance relative de ce terme, qui en l'occurrence est faible, doit être comparée avec celle des autres termes apparaissant dans l'équation.

- Le terme $\left(\frac{\partial}{\partial x} \left(\frac{Q^2}{A} \right) \right)$ représente l'accélération convective qui peut exister quand il y a un changement dans la géométrie (élargissement, rétrécissement).

En absence de changement de section ce terme peut être négligé.

Le terme $\left(\frac{\partial y}{\partial x} \right)$ traduit le bilan des forces de pression dues au changement de la profondeur y avec l'abscisse x.

- Le terme $(S_0 - S_f)$ exprime les forces de gravité (S_0) et les forces de frottement (S_f).
- Le terme $(q \frac{Q}{A})$ exprime l'apport ou la perte de la quantité du mouvement dus à un apport ou une perte d'eau sur le côté latéral.

La résolution des équations 5 et 6 est faisable mais pose parfois des difficultés d'ordre pratique et numérique (Cunge et Wegner 1964). On a ainsi souvent cherché à simplifier ce système selon les applications et les contextes.

D'après plusieurs études (Cunge et al. 1980), les trois premiers termes de l'équation (V.5) peuvent être négligés pour la plupart des crues dans les rivières, si bien que l'équation (V.5) devient l'absence d'apport de débit latéral :

$$S_0 + S_f \tag{V.7}$$

L'équation de continuité 6 et 7 peut être mise sous la forme suivante :

$$I - O = \frac{dS}{dt} \tag{V.8}$$

Où :

I (INPUT ou Inflow) désigne le débit d'entrée Q_E .

O (OUTPUT ou Outflow) désigne le débit de sortie Q_s .

S désigne l'emménagement d'eau dans le tronçon.

L'équation (V.6) exprime tout simplement le principe de conservation de la masse : Le taux de variation de l'emménagement est égal à la différence entre les débits entrant et sortant.

Après intégration entre deux instants assez rapprochés t_1 et t_2 , l'équation 6 s'écrit :

$$\Delta S = S_2 - S_1 = \int_{t_1}^{t_2} I dt - \int_{t_1}^{t_2} O dt \tag{V.9}$$

Pour un petit intervalle de temps : $\Delta t = t_2 - t_1$, on peut écrire

$$\frac{S_2 - S_1}{\Delta t} = \frac{I_1 + I_2}{2} - \frac{O_1 + O_2}{2} \quad \longrightarrow \quad S_2 - S_1 = \left(\frac{I_1 + I_2}{2} - \frac{O_1 + O_2}{2} \right) \Delta t \tag{V.10}$$

La résolution du problème consiste à déterminer O_1 et O_2 , connaissant I_1 et I_2 .

L'équation (V.8) ne peut être utile que si l'on dispose d'une fonction d'emménagement pour déterminer S_1 et S_2 .

2) Principe de la méthode

Pour traduire le bilan d'eau, l'équation (V.3) s'applique encore. Elle peut être réécrite :

$$\left[2 \frac{S_2}{\Delta t} + O_2 \right] = \left[I_1 + I_2 + 2 \frac{S_1}{\Delta t} + O_1 - 2O_1 \right] \tag{V.11}$$

(inconnu) (connu)

Cette équation permet de résoudre partiellement le problème car elle permet de calculer la quantité inconnue $\left[2 \frac{S_2}{\Delta t} + O_2 \right]$ en fonction d'autres quantités toutes connues qui figurent dans le membre de droite. Rappelons que les indices 1 et 2 désignent respectivement le début et la fin d'un intervalle de temps. I_1 et I_2 , qui représentent les débits d'entrée au début et à la fin de l'intervalle, sont connus car l'hydrogramme d'entrée du réservoir est supposé connu à tous les instants. S_1 et O_1 sont connus car ils constituent les conditions initiales qui prévalent avant le début de la crue. Au cours de la crue, et sont connus à cause récursivité des calculs. Le stockage et le débit de sortie au début d'un intervalle sont calculés à la fin de l'intervalle précédent.

La question qui se pose est : comment calculer le débit de sortie O_2 à partir de la quantité connue $\left[2 \frac{S_2}{\Delta t} + O_2 \right]$.

Il est possible de construire pour chaque réservoir sa propre courbe caractéristique. $\frac{2S}{\Delta t} + O = f(O)$; cette courbe est indépendante de l'hydrogramme d'entrée du réservoir. Elle ne dépend que des propriétés géométriques du réservoir et de sa structure d'évacuation.

Comme il sera démontré dans les deux prochains paragraphes, le stockage S et le débit de sortie dépendent de la profondeur h dans le réservoir. On se donne arbitrairement un certain nombre de valeurs de h pour couvrir adéquatement les plages de variation en période de crue et on construit le tableau suivant :

Tableau n° V.7 : Valeurs de h et les plages de variation en période de crue

h_1	S_1	O_1	$2S_1/\Delta t + O_1$
h_2	S_2	O_2	$2S_2/\Delta t + O_2$
h_3	S_3	O_3	$2S_3/\Delta t + O_3$
...
h_n	S_n	O_n	$2S_n/\Delta t + O_n$

Les deux dernières colonnes du tableau permettent de tracer la fonction cherchée :

$$f(O) = \frac{2S}{\Delta t} + O \tag{V.12}$$

3) Calcul du débit de sortie

Il y a plusieurs types d'évacuation de l'eau des réservoirs. Globalement, on peut pratiquement tous les intégrer dans l'une ou l'autre des deux familles suivantes :

- Évacuation à surface libre par un déversoir (figure V.8). Dans ce cas, le débit de sortie se calcule par une relation de la forme :

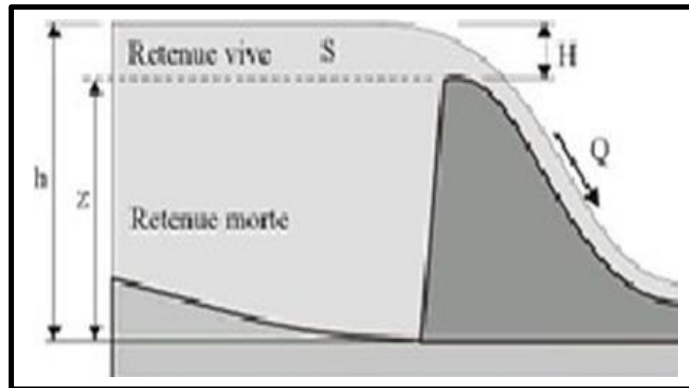


Figure V.9 : Évacuateur à surface libre à entonnement frontal

$$Q = CBH^{3/2} = CB(h-z)^{3/2} \tag{V.13}$$

Avec :

C : c'est une constante qui tient compte de la forme du déversoir.

B : est la largeur de déversoir.

H : est la charge au-dessus de la crête z en avant du déversoir.

h : est la profondeur d'eau en amont du déversoir.

- Évacuation par le fond à travers une vanne ou un orifice le débit se calcule alors par une relation de la forme :

$$Q = mA \sqrt{2gh} \tag{V.14}$$

Avec :

m : est une constante de débit.

A : est la section d'écoulement.

h : est la hauteur d'eau à partir du centre de la section d'écoulement jusqu'à la surface libre.

Pour que l'évacuation se fasse par le fond ou par-dessus du déversoir, la connaissance de h permet de calculer le débit de sortie.

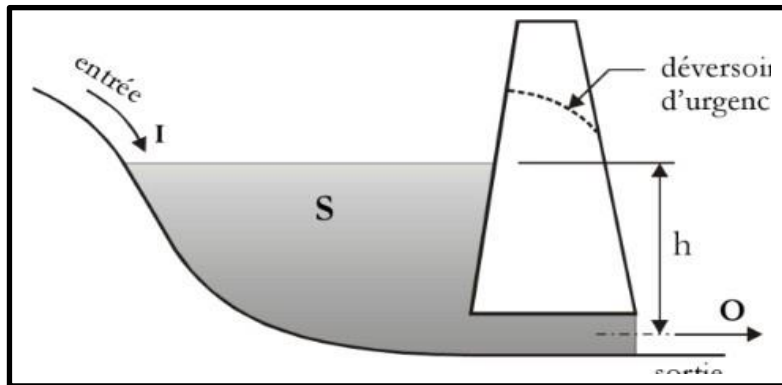


Figure V.10 : Évacuation par le fond

4) Calcul du volume stocké :

Quand la section A du réservoir est constante, le calcul du volume stocké S pour une profondeur h donnée se fait à l'aide de la formule simple suivante :

$$S = Ah \tag{V.15}$$

Ceci est le cas pour certains bassins de rétention artificiels construits en milieu urbain. Pour les réservoirs naturels, les berges ne sont pas verticales. Les courbes d'emmagasinement se présentent alors sous la forme :

$$S_{a0} = a_1h + a_2h^2 + a_3h^3 + \dots + a_nh^n \tag{V.16}$$

Les coefficients $a_0, a_1, a_2, \dots, a_n$ qui sont propres à chaque réservoir, doivent être déterminés à partir des relevés géodésiques sur le fond et les berges.

Que la section soit constante ou variable avec la profondeur, la connaissance de h permet de déterminer le volume stocké.

5) Résumé du procédé de calcul :

- La première étape consiste à tracer la courbe caractéristique :

$$f(O) = \frac{2S}{\Delta t} + O$$

- On fixe la valeur de la largeur b
- On fait varier la valeur de H entre l'intervalle suivant $[H_{\min}, H_{\max}]$, tel que :

Avec :

H_{\min} correspond à t_0 : débit de sorti initial.

H_{\max} correspond au débit entré maximal.

- Déterminer la surface (A) pour chaque valeur de (H) d'après la courbe « surface hauteur ».
- Calcul du volume stocké (S), donné par la formule suivante : $S=A \times H$
- Calcul du débit sortant (O), donné par la formule suivante :

$$Q_s = m \times b \times \sqrt{2g} \times H^{3/2}$$

- Calcul de l'équation : $\frac{2S}{\Delta t} + O$

➤ La deuxième étape consiste à tracer l'hydro-gramme de sortie :

- On calcul la somme $I_1 + I_2$ tel que :

I_1 : correspond au débit entrant à l'instant t_1 .

I_2 : correspond au débit entrant à l'instant t_2 .

- On calcul $2\frac{S_2}{\Delta t} + O_2$ d'après l'équation suivante :

$$I_1 + I_2 + 2\frac{S_1}{\Delta t} + O_1 - 2O_1$$

- On détermine débit sortant (O) par la courbe caractéristique : $f(O) = \frac{2S}{\Delta t} + O$

6) Application de la méthode de Muskingum pour une largeur de déversoir $b=53m$:

Le débit de sortie est calculé par la relation suivante :

$$Q_s = m \times b \times \sqrt{2g} \times H^{3/2}$$

Pour : $b= 53m$ et $m=0.49$; on obtient : $Q= 173.63 H^{3/2}$

➤ **Détermination de la courbe Capacité-Surface-Hauteur :**

Les caractéristiques (hauteur-surface-volume) du déversoir ont été estimées pour différentes altitudes à l'aide du logiciel GLOBAL MAPPER à partir des points topographiques déjà exporté via un fichier TIF. On voit que la côte minimale de 0 m et une côte maximale de 986 m, l'approximation des volumes a été faite selon l'expression suivante :

$$\Delta V_i = \frac{S_i + S_{i+1}}{2} \Delta H$$

Avec :

S_i : Surface du plan d'eau correspondant à la courbe de niveau H_i en m^2 .

S_{i+1} : surface du plan d'eau correspondant à la courbe de niveau H_{i+1} en m^2 .

ΔH : Différence d'altitude entre les deux courbes de niveau successives.

ΔV_i : Volume élémentaire compris entre deux courbes de niveau successives m^3 .

Les courbes de surface et de capacité de la retenue sont données dans les figures (V.10) et (V.11) respectivement.

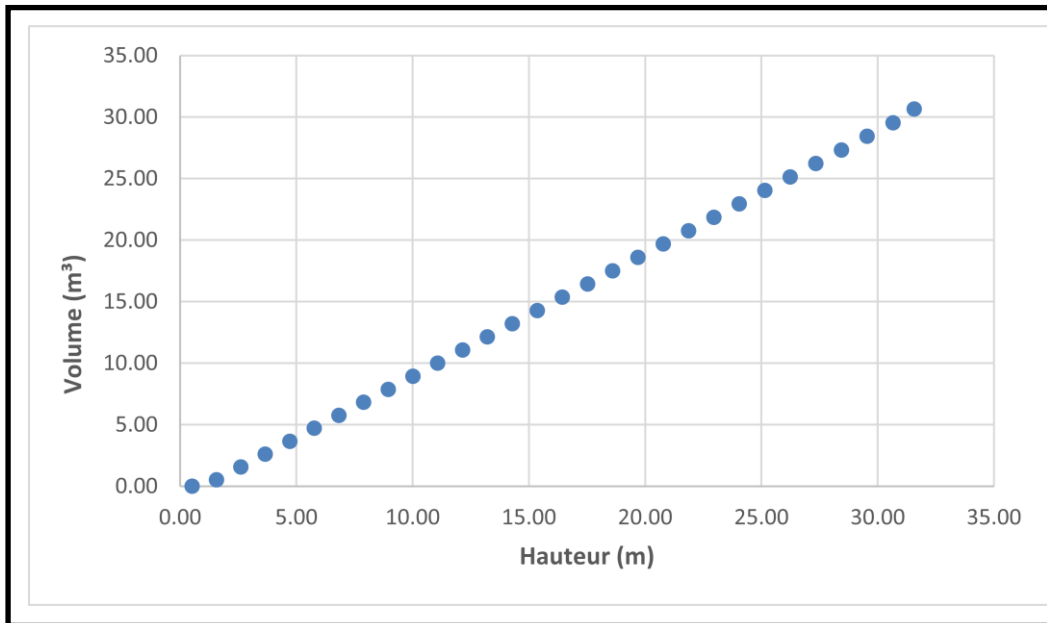


Figure V.11 : Modélisation du courbe capacité

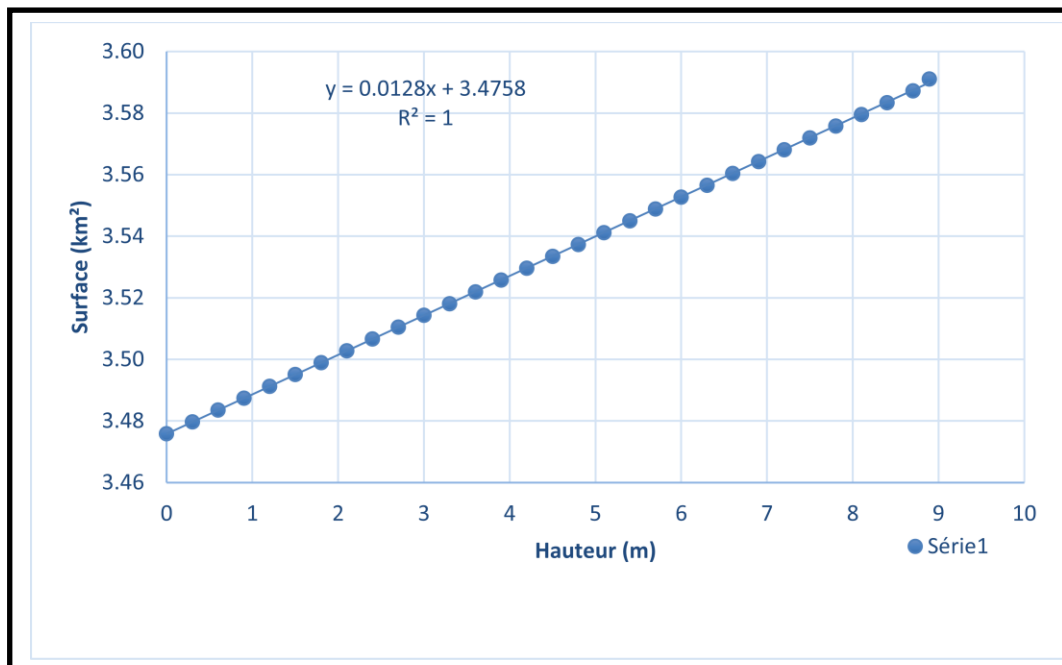


Figure V.12 : Modélisation de la courbe surface hauteur.

➤ **Détermination du débit maximum de sortie**

La première étape consiste à tracer la courbe caractéristique du barrage $f(Q_s) = (2S/\Delta t + Q_s)$,
Initialement ;

- Le débit de sortie ; $Q_s = 0 \text{ m}^3/\text{s}$
- La hauteur ; $H = 0\text{m}$,
- Le volume stocké ; $V_s = 0\text{m}^3$.
- La valeur maximale de débit d'entrée ; $Q_e = 4606 \text{ m}^3/\text{s}$ nous donne la marge à couvrir avec la variable H : $4606 = 173.63 H^{3/2}$; soit $H_{\text{max}} = 8.7 \text{ m}$.

Les résultats obtenus pour des valeurs choisies de H sont donnés dans (Tableau n° V.8).

Tableau n° V.8 : Calcul de la courbe caractéristique du barrage pour $b=53\text{m}$

H(m)	Cote (m)	A(km ²)	S(Hm ³)	Q(m ³ /s)	2S/ΔT+Q
0	395.31	3.48	0.00	0.01	0.01
0.3	395.41	3.48	1.04	28.53	311.44
0.6	395.51	3.48	2.09	80.70	363.91
0.9	395.61	3.49	3.14	148.25	431.78
1.2	395.71	3.49	4.19	228.24	512.09
1.5	395.81	3.50	5.24	318.98	603.13
1.8	395.91	3.50	6.30	419.31	703.78
2.1	396.01	3.50	7.36	528.39	813.17
2.4	396.11	3.51	8.42	645.57	930.66
2.7	396.21	3.51	9.48	770.32	1055.72
3	396.31	3.51	10.54	902.21	1187.92
3.3	396.41	3.52	11.61	1040.87	1326.90
3.6	396.51	3.52	12.68	1185.98	1472.32
3.9	396.61	3.53	13.75	1337.28	1623.93
4.2	396.71	3.53	14.82	1494.51	1781.47
4.5	396.81	3.53	15.90	1657.46	1944.74
4.8	396.91	3.54	16.98	1825.94	2113.53
5.1	397.01	3.54	18.06	1999.77	2287.67
5.4	397.11	3.55	19.14	2178.79	2467.00
5.7	397.21	3.55	20.23	2362.85	2651.38
6	397.31	3.55	21.32	2551.83	2840.67
6.3	397.41	3.56	22.41	2745.59	3034.74
6.6	397.51	3.56	23.50	2944.02	3233.48
6.9	397.61	3.56	24.59	3147.01	3436.79
7.2	397.71	3.57	25.69	3354.47	3644.55
7.5	397.81	3.57	26.79	3566.29	3856.69
7.8	397.91	3.58	27.89	3782.39	4073.10
8.1	398.01	3.58	28.99	4002.69	4293.72
8.4	398.11	3.58	30.10	4227.11	4518.45
8.7	398.21	3.59	31.21	4455.57	4747.22
8.89	398.31	3.59	31.92	4602.33	4894.29

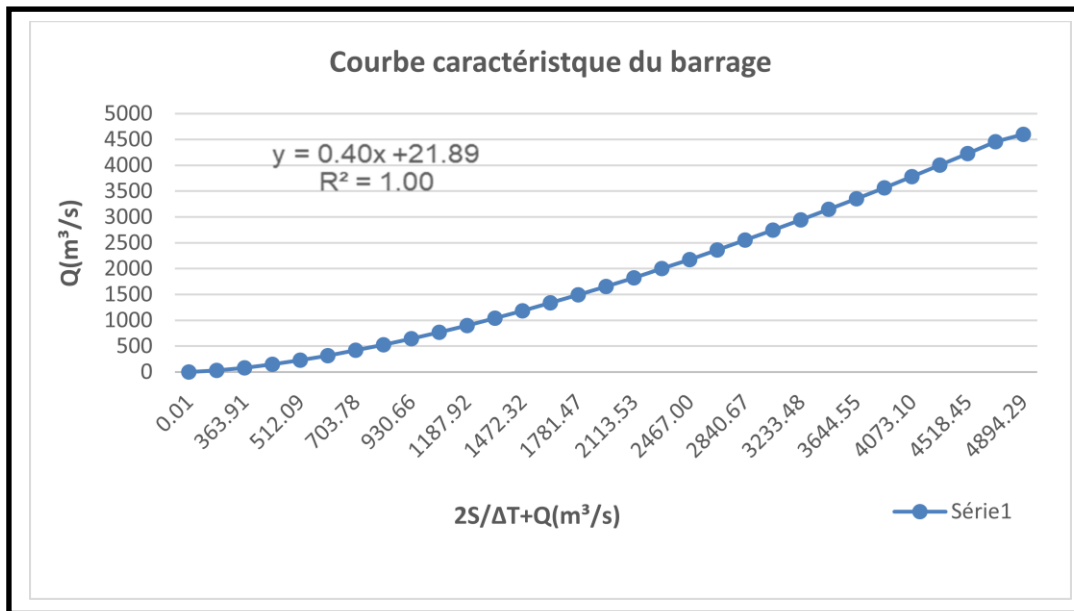


Figure V.13 : Courbe caractéristique du barrage pour $b=53$ m

En utilisons la courbe caractéristique du barrage et l'équation :

$$2\frac{S}{\Delta} + O_2 = I_1 + I_2 + 2\frac{S_1}{\Delta t} + O_1 - 2O_1$$

On détermine l'hydrogramme laminé, tout en tenant compte du volume stocké, qui est estimé à 8.75 millions m^3 .

Tableau n° V.9 : Calcul de l'hydrogramme de sortie pour b=53 m

T(h)	I	I1+I2	2S/ΔT +Q	2S/ΔT +Q-2Q	Qs
0	0				
0.5	150				
1	200				
1.5	250				
2	300				
2.5	350				
3	400				
3.5	450				
4	500				
4.05	600	I1+I2	2S/ΔT +Q	2S/ΔT +Q-2Q	Qs
4.5	800	1400	0	0	0
5	1150	1950	1950.00	390.00	780.00
5.5	2300	3450	3840.00	2046.56	896.72
6	3678.9	5978.9	8025.46	5956.08	1034.69
6.5	4208	7886.9	13842.98	11684.78	1079.10
7	4606	8814	20498.78	18261.92	1118.43
7.5	4349	8955	27216.92	24827.72	1194.60
8	3998.15	8347.15	33174.87	30724.17	1225.35
8.5	3305	7303.15	38027.32	35503.94	1261.69
9	2989.21	6294.21	41798.15	39380.13	1209.01
9.5	2525.6	5514.81	44894.94	42513.86	1190.54
10	2000.32	4525.92	47039.78	47039.78	1138.21
10.5	1606	3606.32	50646.10	48440.70	1102.70
11	1298.9	2904.9	51345.60	49148.28	1098.66
11.5	1159	2457.9	51606.18	49493.94	1056.12
12	1120	2279	51772.94	49724.94	1024.00
12.5	987.5	2107.5	51832.44	51832.44	995.23
13	893.1	1880.6	53713.04	10742.61	950.45
13.5	802	1695.1	12437.71	2487.54	892.06
14	724.2	1526.2	4013.74	802.75	821.00
14.5	709	1433.2	2235.95	447.19	776.66
15	667	1376	1823.19	364.64	729.28
15.5	612.4	1279.4	1644.04	328.81	657.62
16	586	1198.4	1527.21	305.44	610.88
16.5	544.2	1130.2	1435.64	287.13	574.26
17	512.89	1057.09	1344.22	268.84	537.69
17.5	450	962.89	1231.73	246.35	492.69
18	412.06	862.06	1108.41	221.68	443.36
18.5	355.1	767.16	988.84	197.77	395.54
19	310.09	665.19	862.96	172.59	345.18

19.5	223.1	533.19	705.78	141.16	282.31
20	178.91	402.01	543.17	108.63	217.27
20.5	103.06	281.97	390.60	78.12	156.24
21	98	201.06	279.18	55.84	111.67
21.5	88.3	186.3	242.14	48.43	96.85
22	78.05	166.35	214.78	42.96	85.91
22.5	65.8	143.85	186.81	37.36	74.72
23	59.01	124.81	162.17	32.43	64.87
23.5	45	104.01	136.44	27.29	54.58
24	39.9	84.9	112.19	22.44	44.88
24.5	30	69.9	92.34	18.47	36.94
25	23.28	53.28	71.75	14.35	28.70
25.5	19.4	42.68	57.03	11.41	22.81
26	10.98	30.38	41.79	8.36	16.71
26.5	7.56	18.54	26.90	5.38	10.76
27	3.9	11.46	16.84	3.37	6.74
27.5	1.23	5.13	8.50	1.70	3.40
28	0.98	2.21	3.91	0.78	1.56
28.5	0.12	1.1	1.88	0.38	0.75
29	0.05	0.17	0.55	0.11	0.22
29.5	0	0.05	0.16	0.03	0.06
30	0	0	0.03	0.01	0.01
30.5	0	0	0.01	0.00	0.00

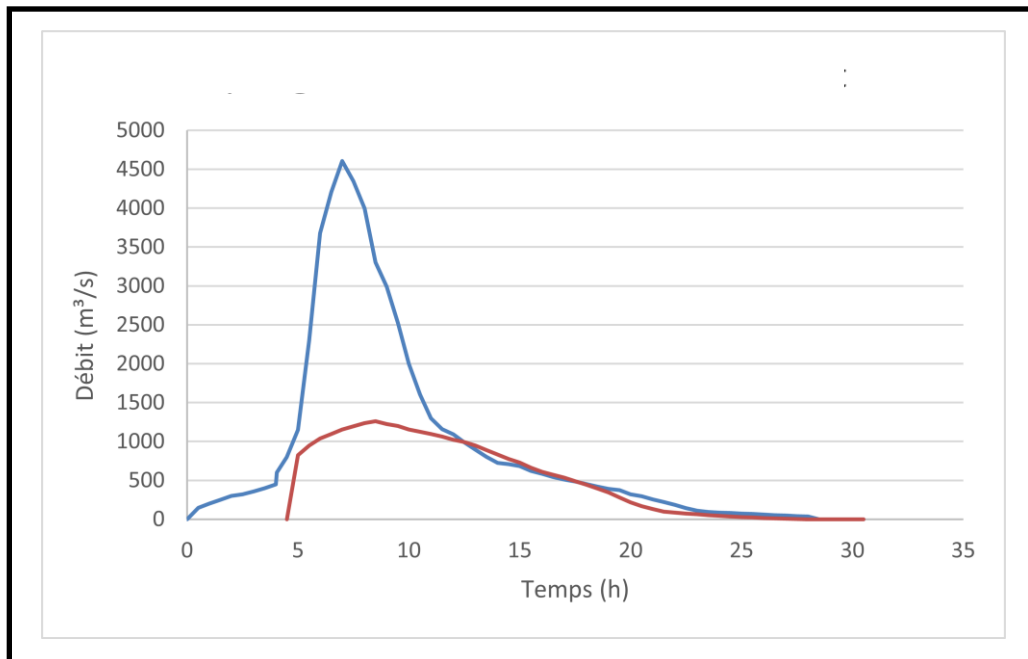


Figure V.14 : Hydrogrammes de crues entrant et sortant

- Donc le débit de sortie est estimé à 1261.69 m³/s et la charge déversante = 4.93m

Une fois le débit de sortie déterminé manuellement, correspondant au débit après la section du déversoir, nous utilisons HEC-RAS pour simuler les débits avec un écoulement permanent. Nous avons introduit un débit de 4606 m³/s avant le déversoir et une valeur de 1261,69 m³/s juste après, afin de vérifier s'il y'a de zones inondables.

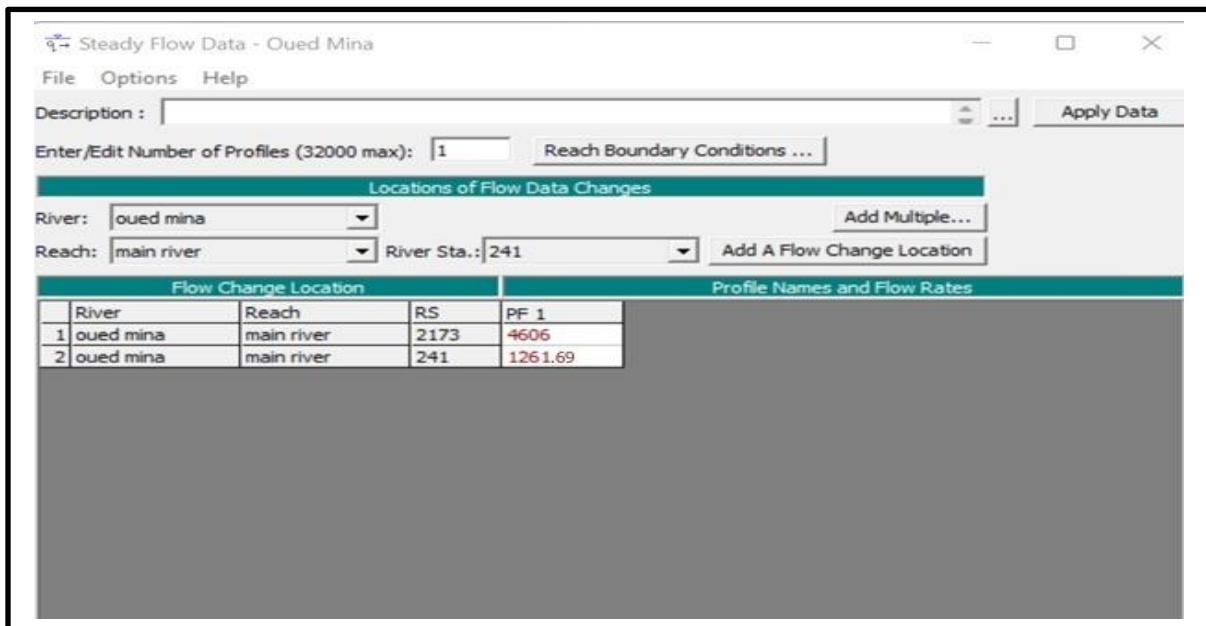


Figure V.15 : Introduction des deux débits de simulation

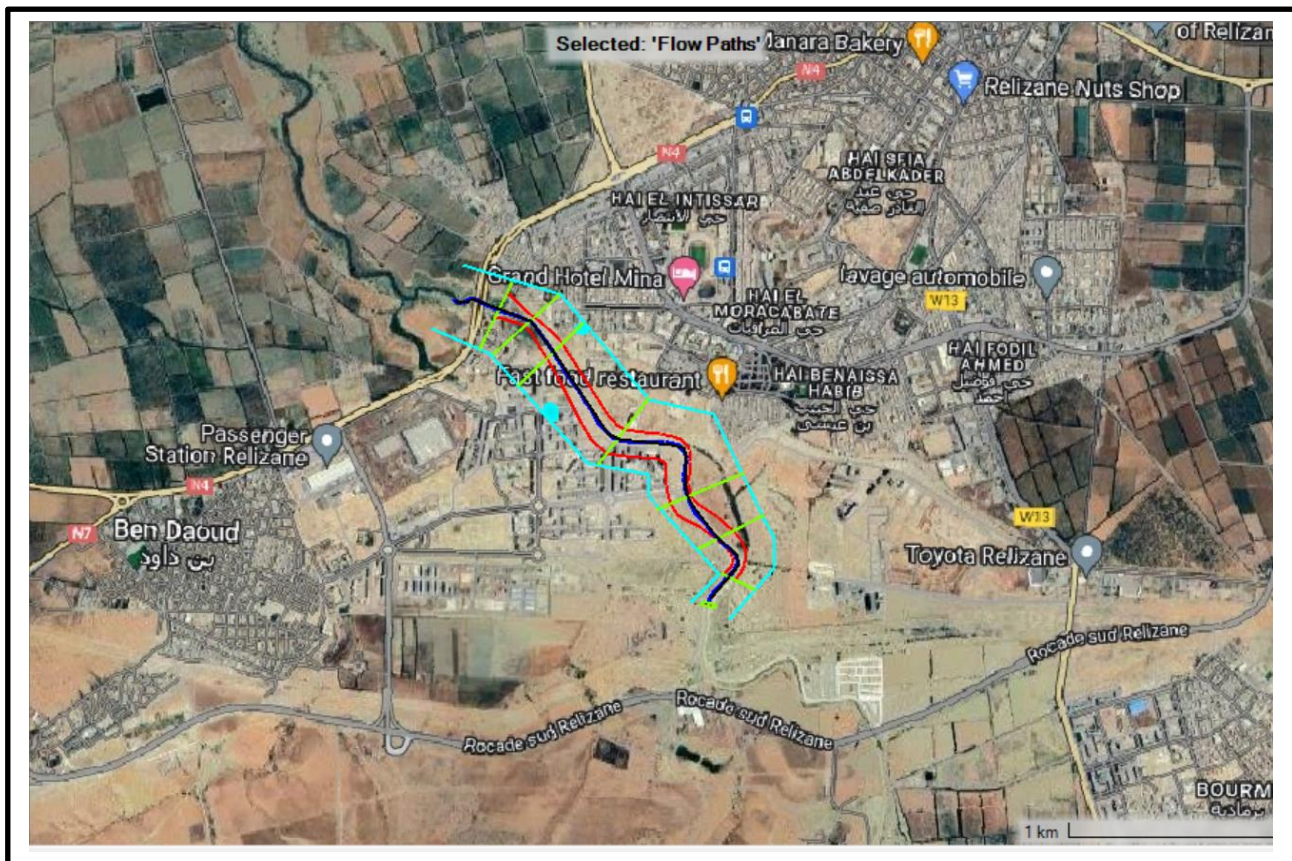


Figure V.16 : Carte des profondeurs après simulation des deux débits (Steady flow)

V.2.2.4 Estimation du coût de la variante

Tableau n° V.10 : Devis de la variante du barrage déversoir en béton armé

Désignation des travaux		Montants (DA)
Déboisement		93500000
Routes d'accès		67600000
Installation de chantier		14310000
Excavation		1470040000
Vidange de fond		156900000
Bassin d'amortissement et risberme		201270000
Equipements hydromécanique et mécanique		354200000
TOTAL 1		2559780600
Ingénierie (10%)		486358314
TOTAL FINAL		3,046,138,914.00 DA

Conclusion

Le dimensionnement d'un projet d'aménagement dépend de l'évaluation des débits d'écoulement obtenus à partir de calculs hydrologiques. Cette analyse vise à déterminer la conception optimale des ouvrages pour protéger les berges des Oueds Hamou, Maguen et Mina.

Notre projet d'aménagement privilégie l'utilisation de :

- Canal en béton armé de forme trapézoïdale pour les oueds Hamou et Maguen.
- Un déversoir pour l'Oued Mina. Cette configuration est choisie en raison de sa capacité à protéger les zones urbaines contre le débit important de notre projet.

Une revanche de 0,9 m est intégrée au tirant d'eau dans les différentes options d'aménagement. Pour garantir la protection des berges contre la submersion

En guise de conclusion, Il est essentiel de sensibiliser les populations aux risques d'inondation pour renforcer leur sécurité et résilience. Des campagnes ciblées sont recommandées pour informer les habitants des zones à risque sur les mesures préventives à prendre. Cette sensibilisation améliore la préparation individuelle et communautaire, favorisant ainsi une réaction efficace en cas d'inondation.

CHAPITRE VI

VI. Études hydraulique et génie civil de la variante retenue

Introduction

Dans ce chapitre, nous examinerons de manière approfondie les variantes recommandées. L'une de ces variantes consiste à implanter un barrage écrêteur de crue juste en amont de la zone à protéger, dans le but de stocker des volumes importants d'eau pendant les crues afin de limiter les débordements en aval de la structure.

Nous débutons notre démarche en calculant les organes de déversoir, conçus pour résister aux forces hydrodynamiques et améliorer l'homogénéisation des vitesses dans le bief aval.

Une fois les calculs hydrauliques effectués, nous passerons à la partie génie civil, où nous allons calculer la stabilité de nos ouvrages, comprenant un déversoir et un canal trapézoïdal en béton armé.

Dans cette phase, on doit examiner leurs stabilités à long terme afin d'éviter sa destruction.

VI.1 Détermination de la vitesse d'approche :

La vitesse d'approche (V_a) doit être calculée par la formule suivante :

$$V_a = \frac{Q_{év}}{S_c} \quad \text{(VI.1)}$$

Tableau n° VI.1 : Calculs détailler de la vitesse d'approche

	Équation	Unités	Valeur
H₀ (charge déversante)	$\left(\frac{Q_{dév}}{m*B*\sqrt{2g}}\right)^{2/3}$	m	4.93
V₀ (vitesse initial)	$\left(\frac{Q}{(P+H_0)*B}\right)$	m/s	2.12
h (lame d'eau)	$H_0 - \frac{V_0^2}{2g}$	m	4.7
H (charge d'eau)	h+ H ₀	m	10.75
B (largeur du déversoir)	/	m	53
S_c (section du canal d'approche)	B*H	m ²	569.75
Q_{éva} (débit maximum à évacuer)	/	m ³ /s	1261.69
V_a (Vitesse d'approche)	$\frac{Q_{év}}{S_c}$	m /s	1.75

$$V_a < V_{admissible} = (1.8 \text{ à } 2.2) \text{ m/s}$$



Pas de risque d'érosion.

Avec :

P : Hauteur de pelle en (m) ; on prend P=6.05m

m : constante égale = 0.49

VI.2 Déversoir

Les caractéristiques de l'écoulement dans un déversoir dépendent de sa géométrie. La forme d'un tel profil dépend de la hauteur, de l'inclinaison de la surface amont de la section de trop-plein et de la hauteur de la section de trop-plein au-dessus du plancher du canal d'entrée (qui influe sur la vitesse d'approche de la crête). Du point de vue hydraulique, on aura intérêt à donner au déversoir-poids un profil de type USBR « United States Bureau of Reclamation ». Le profil de type USBR est caractérisé par une partie amont, qui est représentée soit par une courbe simple et une tangente, soit par une courbe circulaire ; et par une partie en aval définie par l'équation suivante :

$$\frac{Y}{H_0} = \left(-K \left(\frac{X}{H_0} \right)^n \right) \quad \text{(VI.2)}$$

Avec :

X, Y : coordonnées du profil USBR.

K, n : paramètres dépendent de l'inclinaison en amont et de la vitesse d'approche.

H : charge au-dessus du déversoir en (m).

❖ La forme du seuil du déversoir est rectiligne.

La figure suivante montre la construction géométrique approchée et les différents paramètres du profil USBR du déversoir :

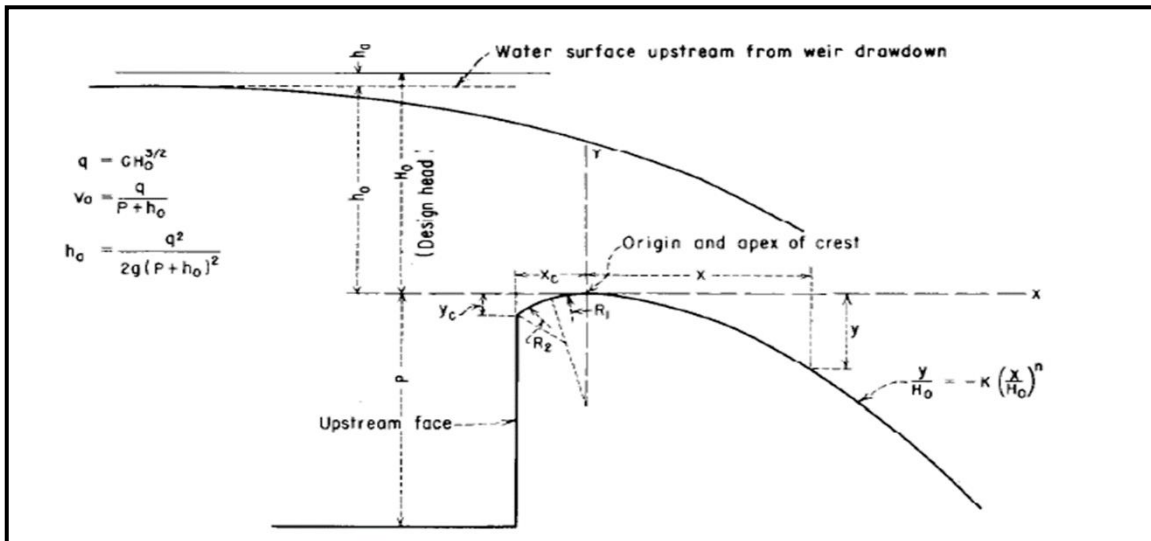


Figure VI.1 : Paramètre du profil du déversoir de type USBR (source : Design of small dams)

VI.2.1 Calcul des paramètres du profil amont d'un déversoir USBR

Les paramètres du profil USBR sont X_c , Y_c , R_1 , R_2 qui sont déterminés à l'aide des abaques qui les correspondent.

On a :

$$q = \frac{Qev}{B} = 23.8 \text{ m}^3/\text{s}/\text{m}$$

Et :

$$h_0 = \frac{q^2}{2g \cdot (P + H_0)^2} = 0.23\text{m} \quad \text{et} : \quad H_0 = 4.93\text{m}$$

D'où ;

$$\frac{h_0}{H_0} = 0.04$$

On extrait les valeurs X_c , Y_c , R_1 , R_2 à partir des abaques suivants :

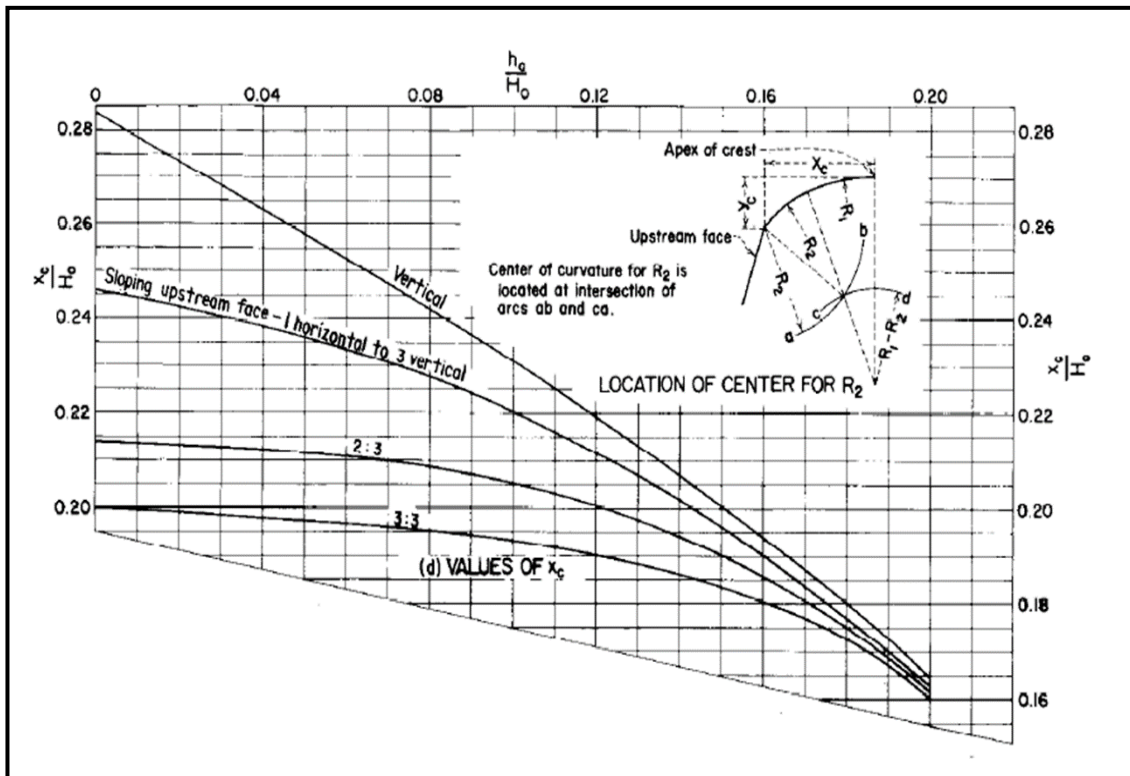


Figure VI.2 : Les valeurs de X_c (Design of small dams)

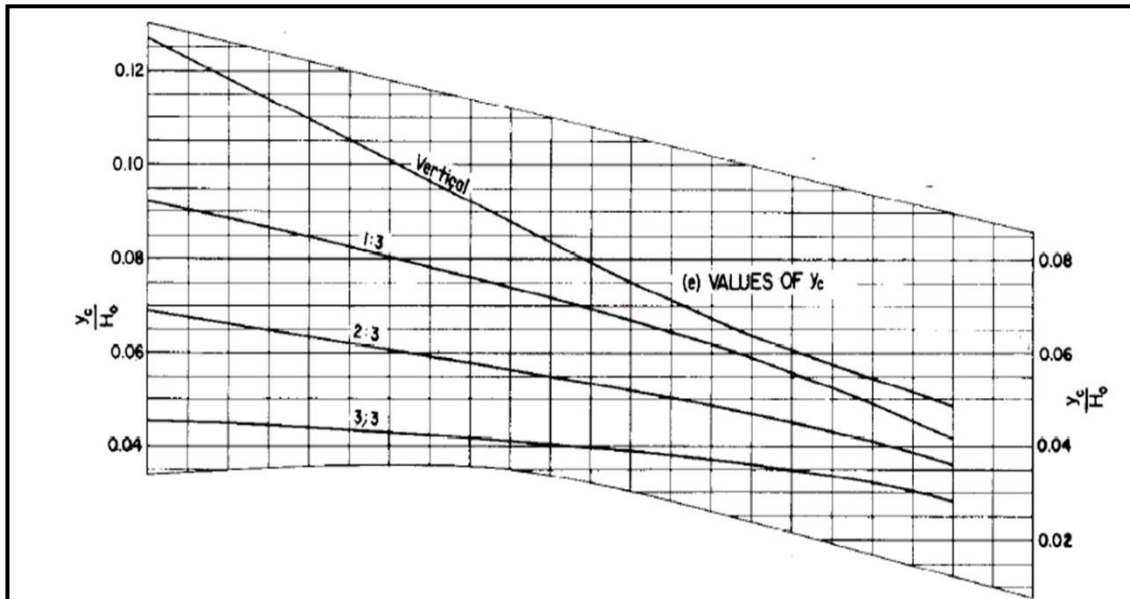


Figure VI.3 : Les valeurs de Y_c (Design of small dams)

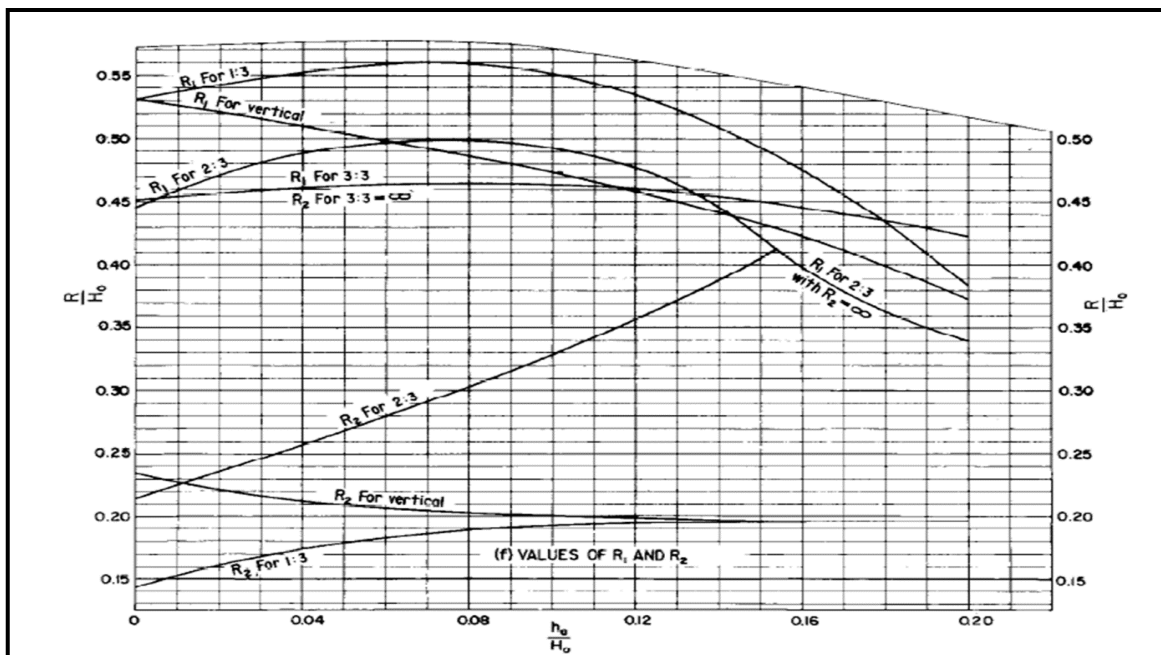


Figure VI.4 : Les valeurs de R_1 et R_2 (source : Design of small dams)

On sélectionne les résultats suivants et on opte :

$X_c = -0.265 H_0 = -1,30 \text{ m}$

$Y_c = -0.11 H_0 = -0.54 \text{ m}$

$R_1 = 0.51 H_0 = 2.51 \text{ m}$

$R_2 = 0.21 H_0 = 1.03 \text{ m}$

VI.2.2 Calcul des paramètres du profil aval d'un déversoir USBR

Les coordonnées du profil aval du déversoir sont déterminées à l'aide de l'expression suivante :

$$\frac{Y}{H_0} = \left(-K \left(\frac{X}{H_0} \right)^n \right)$$

Tel que K et n sont déterminés selon l'abaque suivant :

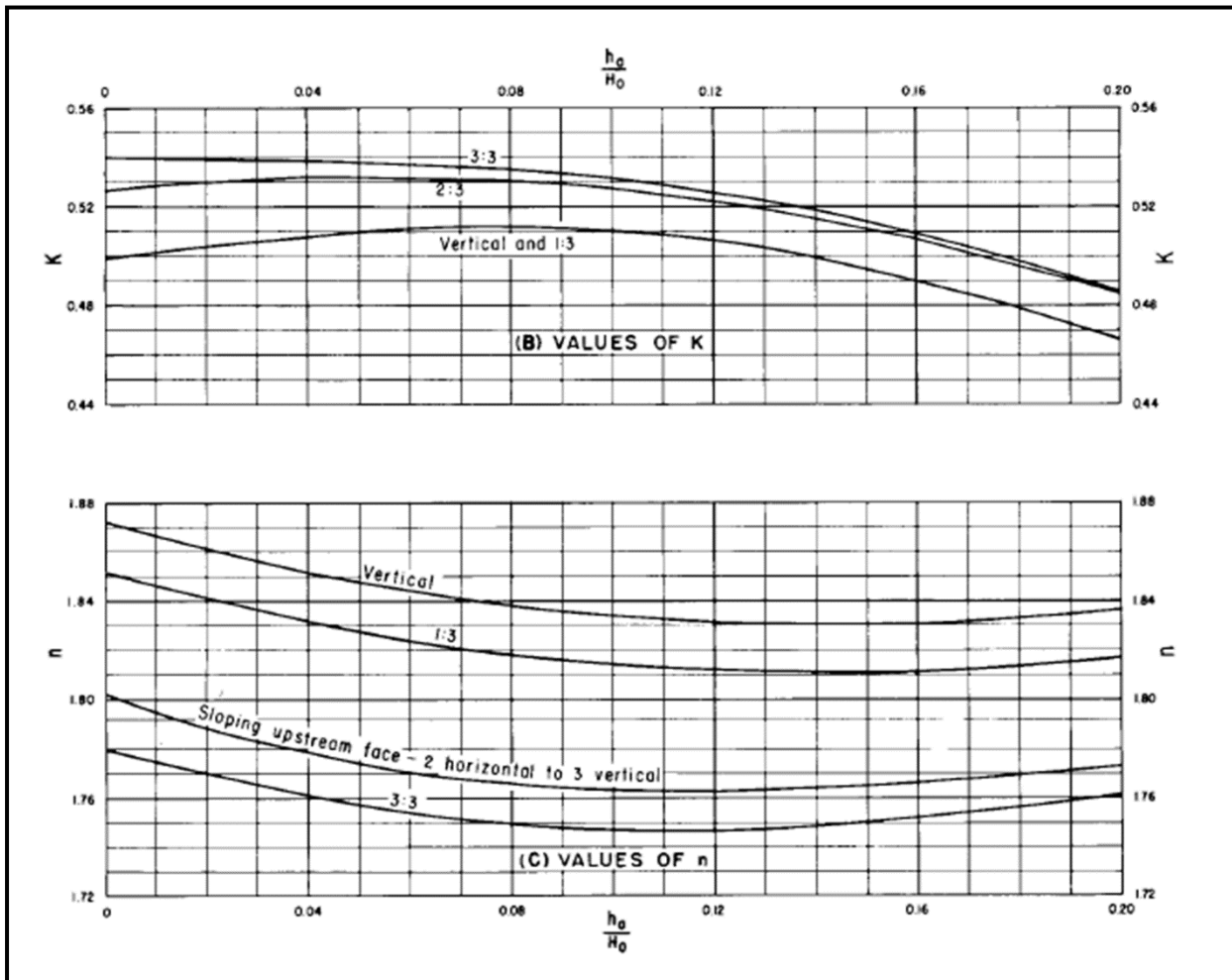


Figure VI.5 : Les valeurs des paramètres K et n (source : Design of small dams)

On opte les valeurs suivantes :

$$K = 0.509$$

$$n = 1.85$$

Ce qui donne l'équation suivante ;

$$\frac{y}{H_0} = \left(-0.509 \left(\frac{X}{H_0} \right)^{1.85} \right)$$

Les coordonnées du profil aval de déversoir pour une charge $H_0 = 4.39\text{m}$ sont données dans le tableau suivant :

Tableau n° VI.2 : Coordonnées du profil aval du déversoir

X(m)	Y(m)	X(m)	Y(m)
0.1	-0.001	0.9	-0.107
0.2	-0.006	1	-0.131
0.3	-0.014	1.1	-0.156
0.4	-0.024	1.2	-0.183
0.5	-0.036	1.3	-0.213
0.6	-0.051	1.4	-0.244
0.7	-0.067	1.5	-0.277
0.8	-0.086	1.6	-0.312

Les détails du profil USBR de notre déversoir sont donnés dans la figure suivante :

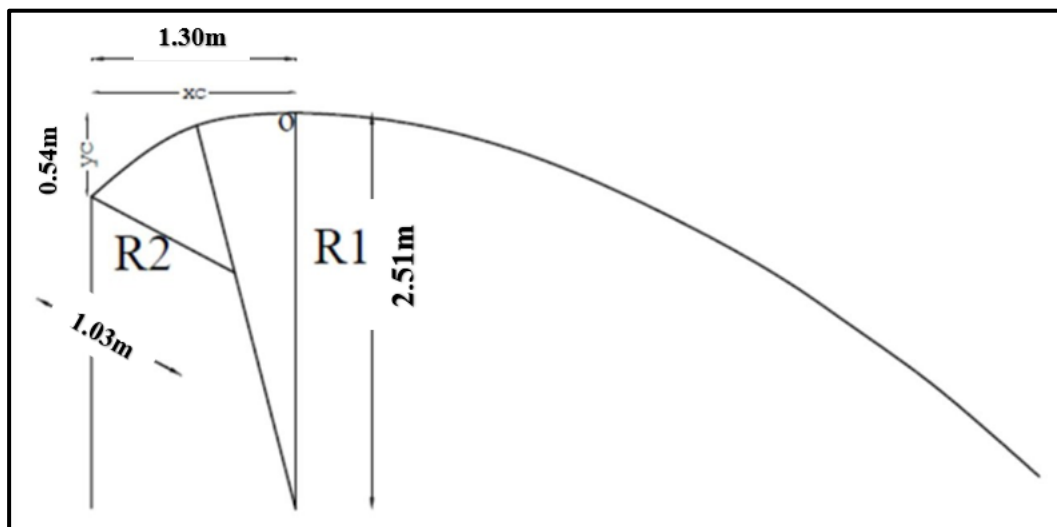


Figure VI.6 : Profil du déversoir USBR (Échelle : 1/50)

➤ Les caractéristiques hydrauliques du déversoir :

- ❖ Longueur déversante : $L_{dev} = 53\text{m}$.
- ❖ Charge sur le déversoir : $H_{dev} = 4.93\text{m}$.
- ❖ Débit laminé : $Q_{dev} = 1261.69\text{m}^3/\text{s}$.
- ❖ Longueur du radier : $L_{rad} = 7.5\text{m}$.

VI.3 Ouvrages annexes

VI.3.1 Tapis étanche amont :

Le principal objectif du tapis amont est d'augmenter la distance parcourue par les eaux qui heurtent la base de la structure. Il est composé de trois couches :

- Couche de tapis étanche d'une épaisseur de 10cm.
- Couche de gabionnage d'une épaisseur de 20cm.
- Couche de remblais bien compactés d'une épaisseur de 20 cm.

VI.3.2 Ouvrage de raccordement du bief aval

VI.3.2.1 Ouvrages dissipateurs d'énergie :

Lorsqu'un déversoir est franchi, les eaux atteignent la base de la structure avec une énergie cinétique significative. Il est crucial de dissiper cette énergie à l'intérieur du liquide plutôt que sur le fond ou les rives du thalweg, ce qui pourrait éventuellement causer un déchaussement de l'ouvrage évacuateur au fil du temps. Dans cette perspective, les ouvrages évacuateurs sont suivis d'une structure appelée ouvrage de dissipation ou de tranquillisation, visant à atteindre cet objectif.

Les différentes méthodes utilisables pour dissiper l'énergie cinétique de l'eau, ont été étudiées de façon approfondie par le U.S. Bureau of Reclamation et les résultats de ces études ont été publiés dans 'Design of Small Dams'.

Les méthodes les plus couramment utilisées pour dissiper l'énergie cinétique de l'eau incluent l'utilisation de bassins à ressaut, qui s'avèrent être un moyen très efficace de réduire la vitesse de sortie à une valeur compatible avec la stabilité des berges en aval. Le principe sous-jacent à la dissipation de l'énergie du flot évacué repose sur un ralentissement brusque de la vitesse de l'écoulement, provoquant ainsi un passage du régime torrentiel au régime fluvial. La forme et le type spécifiques du bassin sont déterminés par l'énergie de l'écoulement torrentiel.

A. Caractéristique du ressaut hydraulique :

Le ressaut hydraulique résulte d'un changement de régime d'écoulement, principalement influencé par le nombre de Froude et le rendement de dissipation d'énergie de l'écoulement.

Les essais menés par le « United States Bureau of Reclamation » (USBR) indiquent une relation directe entre le ressaut et le nombre de Froude.

Tableau n° VI.3 : Choix du type de bassin de dissipation selon l'USBR

Fourchette du nombre de Froude	Type de ressaut hydraulique
$1 \leq F_r \leq 1.7$	Ressaut ondulé
$1.7 \leq F_r \leq 2.5$	Ressaut faible de petites apparitions en surface
$2.5 \leq F_r \leq 4.5$	Ressaut oscillant
$4.5 \leq F_r \leq 9$	Ressaut stable
$F_r \geq 9$	Ressaut fort (écoulement très turbulent)

- ❖ Les hauteurs conjuguées y_1 et y_2 sont déterminées par application du théorème d'Euler, c'est-à-dire que la variation de la quantité de mouvement au début et à la fin du ressaut est égale aux forces extérieures.
- ❖ Dans un canal rectangulaire on peut déterminer la longueur du ressaut qui présente la distance entre la première hauteur conjuguée y_1 et la deuxième hauteur conjuguée y_2 par les deux formules suivantes :

Pavlovski : $L_r = 2.5 (1.9h_2 - h_1)$.

Bakhmeteff : $L_r = 6 (h_2 - h_1)$.

B. Calcul du bassin de dissipation par approximation :

➤ **Méthode d'Agroskin et al. 1954 :**

En se basant sur le principe de l'énergie spécifique de l'écoulement entre le bief amont et aval (on considère le plan de référence 1-1) et à partir de l'équation de Bernoulli établie entre les sections : O-O et C-C (figure VI.7).

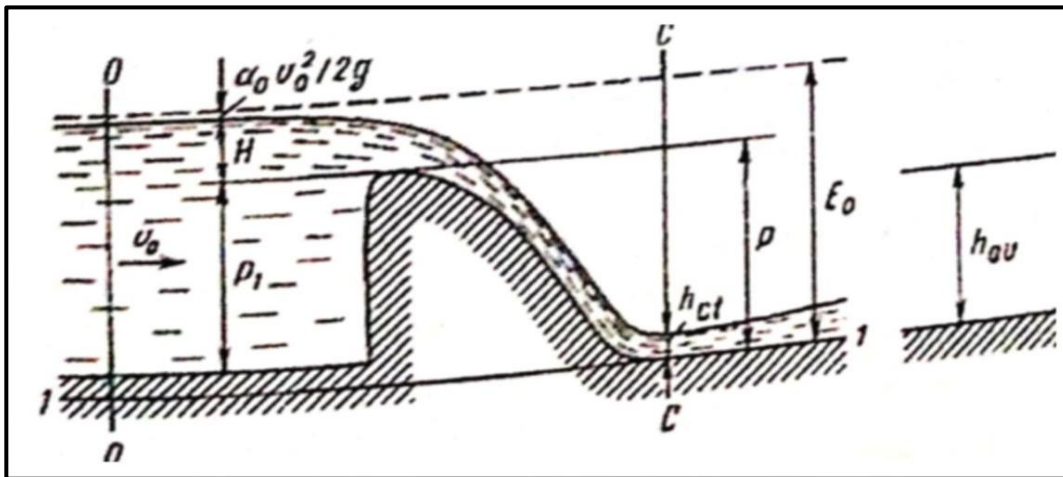


Figure VI.7 : Schéma de calcul des profondeurs contractées (Mihoubi, 2019)

La détermination de la hauteur contractée est donnée par :

$$h_{ct} = \frac{q}{\varphi \sqrt{2g * (E_0 - h_{ct})}} \tag{VI.3}$$

Avec :

q : Débit unitaire ($m^3 / s/m$) ; $q = \frac{Qd}{Ld}$.

φ : Coefficient de répartition de vitesse $0.80 \leq \varphi \leq 1.0$, on prend $\varphi = 0.95$ (cas d'un barrage déversoir).

E_0 : Energie spécifique de l'écoulement en (m).

$$E_0 = P + H + \frac{\alpha V_0^2}{2g} \quad \longrightarrow \quad E_0 = 11.2m$$

On remarque que le calcul de l'équation (VI.3) est fastidieux, puisqu'il s'agit de trouver les solutions d'une équation de troisième degré.

En conséquence, il est plus commode d'utiliser la méthode tabulaire d'AGROSKYNE afin de déterminer les hauteurs conjuguées (contractées) y_1 et y_2 , et pour cela, on calcule la fonction auxiliaire définie par :

$$\Phi(\tau) = \frac{q}{\varphi * (E_0)^{3/2}} \tag{VI.4}$$

On détermine, à partir du tableau (annexe N°), les valeurs τ' et τ'' pour la valeur calculée à partir de la fonction $\Phi(\tau)$ afin de déterminer les valeurs des hauteurs conjuguées.

$$y_1 = \tau' * E_0 \tag{VI.5}$$

$$y_2 = \tau'' * E_0 \tag{VI.6}$$

La deuxième profondeur conjuguée doit être comparée par rapport au tirant d'eau aval h_{av} afin d'établir la nature du ressaut hydraulique.

Donc on a : $\Phi(\tau) = 0.40$

Et par projection de la valeur de la fonction auxiliaire sur la table d'Agroskine (Annexe N°03) on tire :

$$\tau' = 0.095 \quad \longrightarrow \quad y_1 = 1.06\text{m}$$

$$\tau'' = 0.51 \quad \longrightarrow \quad y_2 = 5.02\text{m}$$

Ensuite on compare la deuxième hauteur ' y_2 ' par rapport au tirant d'eau aval ' h_{av} ' afin de contrôler le positionnement du ressaut hydraulique.

Sachant que :

$$h_{av} = 4.3.$$

D'où :

$$y_2 > h_{av} \quad \longrightarrow \quad \text{Ressaut dénoyé (éloigné).}$$

C. Calcul de la hauteur du bassin :

La hauteur du bassin se calcul comme suit :

$$h_{\text{bassin}} = P_{\text{bassin}} + h_{\text{av}} + \Delta Z = 8.5\text{m} \quad \text{(VI.7)}$$

Avec :

P_{bassin} : Profondeur du bassin en (m).

h_{av} : Hauteur d'eau à l'aval en (m).

ΔZ : une grandeur définie par $\Delta Z = \frac{q^2}{2g \cdot \varphi^2 \cdot h_{\text{av}}^2}$

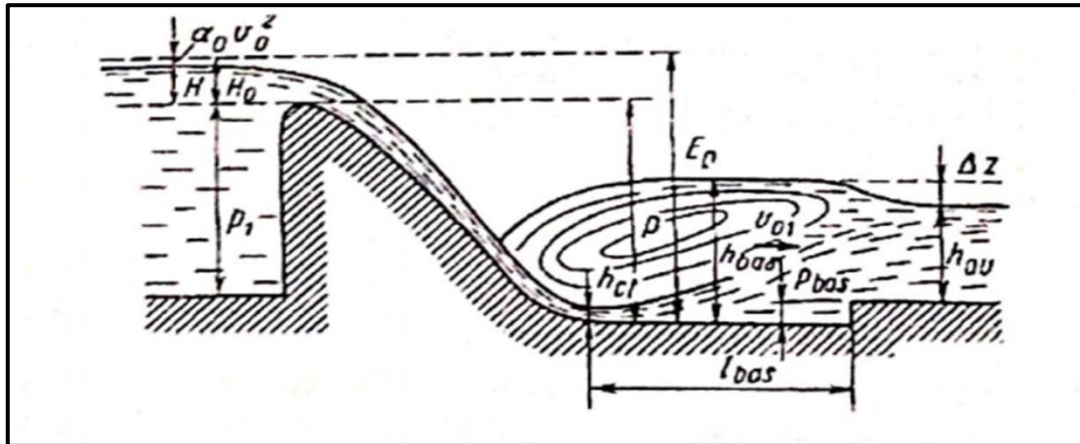


Figure VI.8 : Schéma de calcul du bassin de dissipation (Source : Kéménestski et al., 1984, in Mihoubi, 2019)

D. Calcul de la longueur du bassin

La longueur du bassin est calculée comme suit :

$$L_{\text{bassin}} = 3y_2 = 15.06\text{m} \quad \text{(VI.8)}$$

➤ Détermination du type de bassin de dissipation selon l'USBR :

Le type du bassin de dissipation est en fonction de nombre de Froude Fr et de la vitesse d'écoulement V à l'entrée du bassin. Selon la classification USBR il y a trois types :

Tableau n° VI.4 : Type du bassin USBR selon le nombre de Froude et la Vitesse

Type USBR	Caractéristique
Type I	$2.5 < Fr < 4.5$
Type II	$Fr > 4.5$ et $V < 15$
Type III	$Fr > 4.5$ et $V > 15$

❖ Une fois le type de bassin est déterminé, les dimensions des blocs de chute, blocs-chicanes, seuil denté...etc, seront déterminé par les abaques de l'USBR.

E. Calcul de la vitesse à l'entrée du bassin de dissipation :

La vitesse à l'entrée du bassin de dissipation est calculée par application du principe de conservation d'énergie de Bernoulli entre la section (1) et (2) pour le plan de référence la base du radier général (o - o').

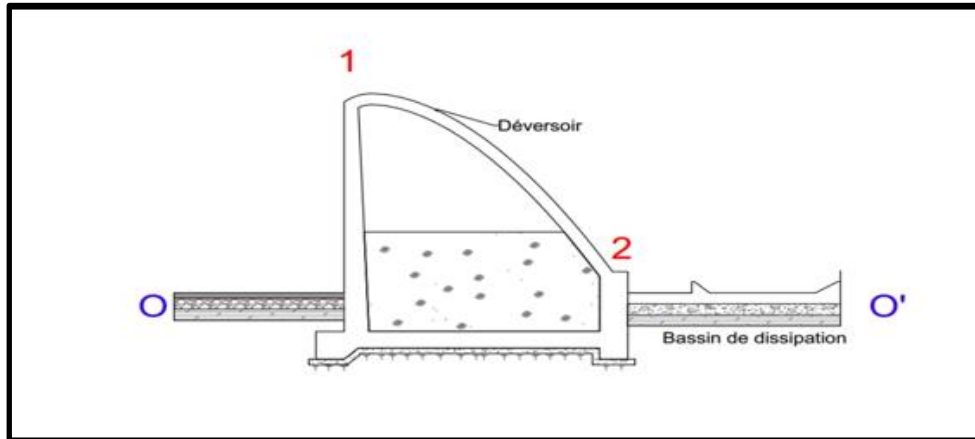


Figure VI.9 : Principe de conservation d'énergie de Bernoulli

Nous aurons :

$$P + H_0 = \frac{V_1^2}{2g} + y_1 \tag{VI.9}$$

Avec :

$$H_0 = H + \frac{v_0^2}{2g} \quad \text{et} \quad V_1 = \frac{q}{y_1}$$

Par substitution dans l'équation précédente :

$$y_1^3 - 10.98 y_1^2 + 11.2 = 0$$

Le polynôme de cette équation a pour racine évidente la première hauteur conjuguée $y_1=1.06$
D'où :

$$V_1 = \frac{q}{y_1} \tag{VI.10}$$

F. Calcul du nombre de Fraude :

$$Fr = \frac{V_1}{\sqrt{gy_1}} \tag{VI.11}$$

Choix de type de ressaut :

$4.5 < Fr = 6.90 < 9 \quad \longrightarrow$ Le ressaut se produit nettement, et il s'agit d'un ressaut stable.

Choix de type de bassin de dissipation :

$Fr = 6.90 > 4.5$
 $V = 22.3 > 15 \text{ m/s}$ } D'après USBR, le bassin de dissipation le plus favorable est un bassin de type III

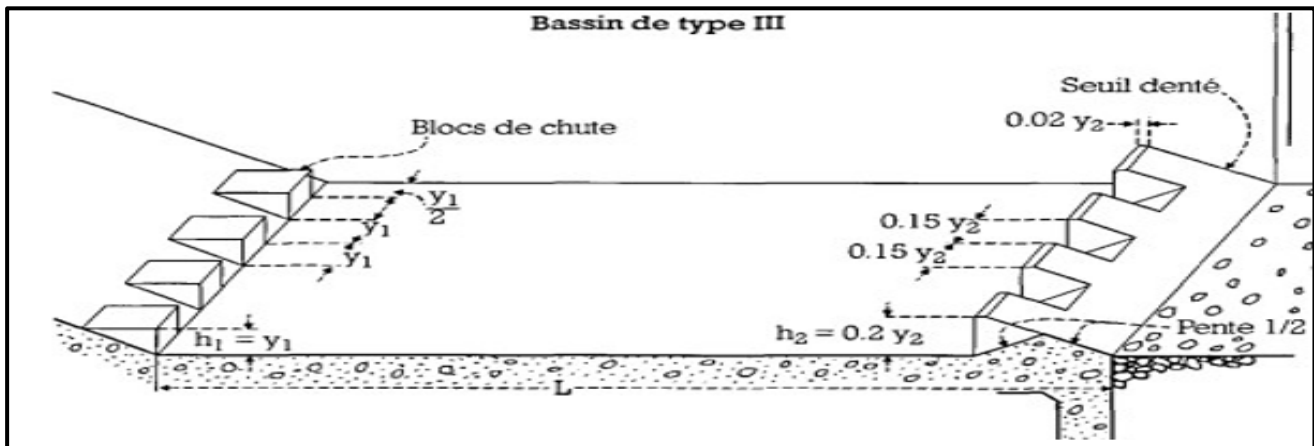


Figure VI.10 : Schema de bassin de dissipation de type III (Hydraulic design of stilling basins and energy dissipators)

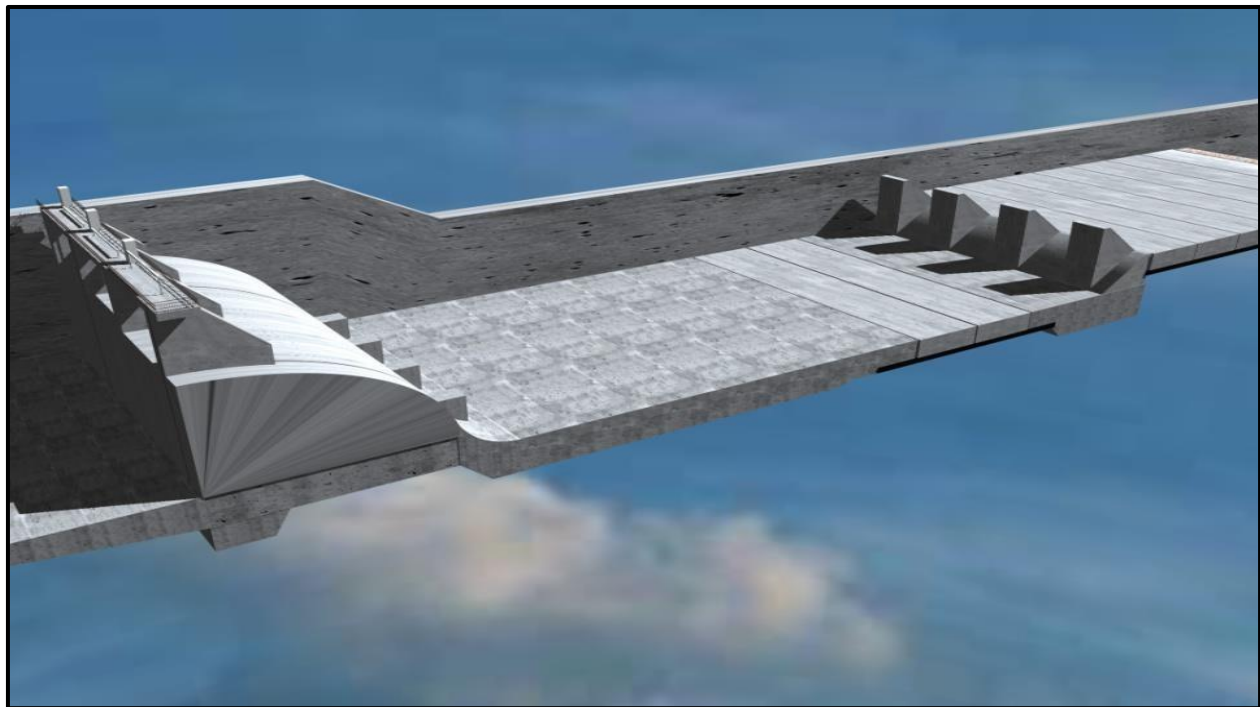


Figure VI.11 : Vue 3D du bassin de dissipation type

G. Dimensionnement du bassin de dissipation :

Ce bassin contient des blocks de chute à l'amont et un seuil denté à l'aval (Figure VI.10). À cause des vitesses d'arrivées importantes de l'écoulement qui dépasse 20 m/s et du potentiel de dommage de cavitation, aucun bloc de chicane n'est assuré au centre du bassin. Cet ouvrage est très efficace.

Le Bassin USBR type III a été conçu pour les raisons suivantes :

- Le nombre de Froude ($Fr > 4,5$).
- La vitesse d'écoulement entrant dans ce bassin ($V_1 > 15$ m/s).
- Le débit unitaire ($20 < q < 50$ m³/s).

Par projection de la valeur du nombre de Froude sur l'abaque suivant on tire :

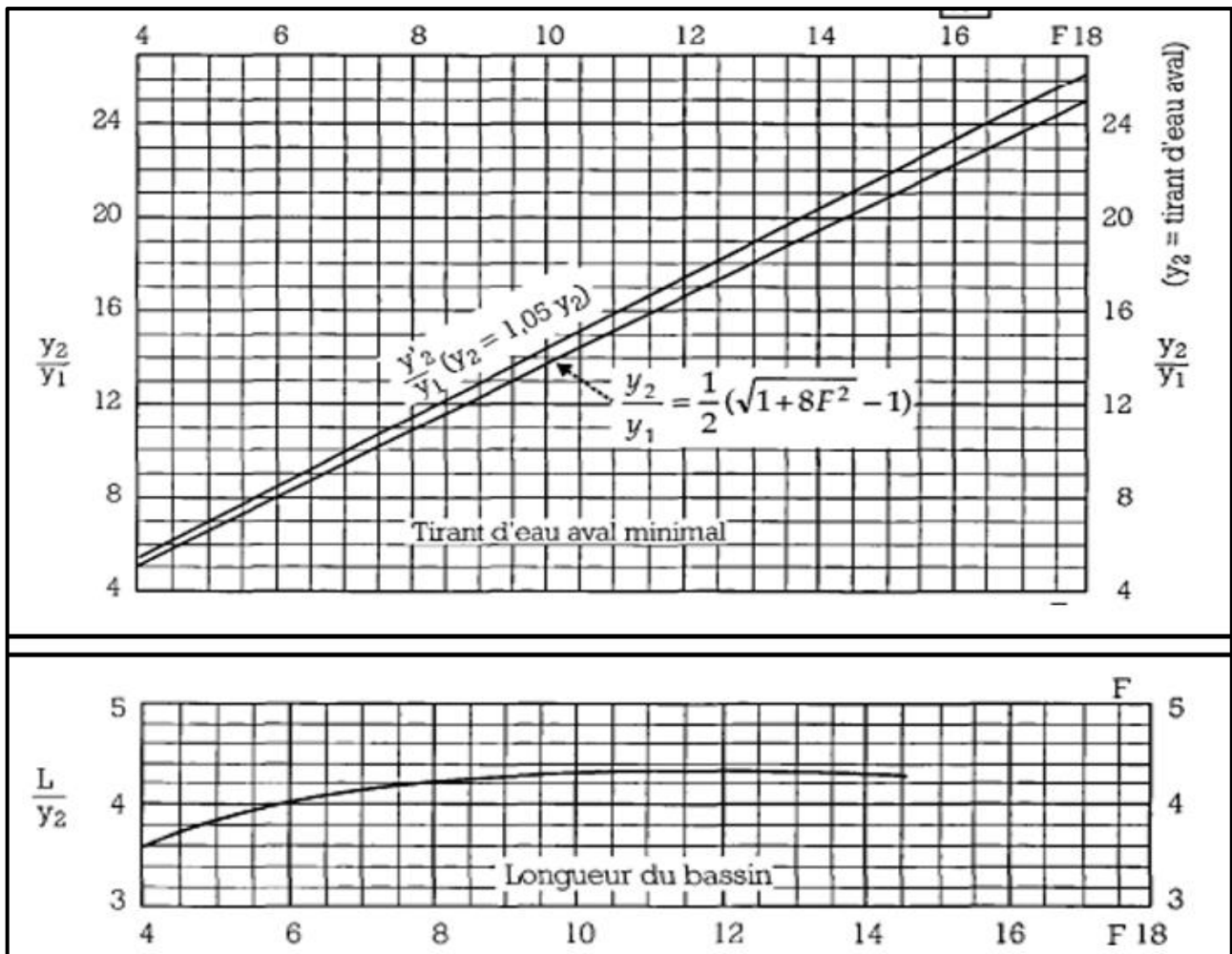


Figure VI.12 : Détermination des caractéristiques du bassin de dissipation type III (Hydraulic design of stilling basins and energy dissipators)

De l'abaque on a :

$$\frac{y_2}{y_1} = \frac{1}{2} (\sqrt{1 + 8F^2} - 1) = 4.73$$

$$\frac{L}{y_2} = 3.8$$

Avec :

y_1 : tirant d'eau avant le ressaut en (m).

y_2 : tirant d'eau après le ressaut en (m).

L : longueur de bassin de dissipation en (m).

D'après ces équations on aura :

$$y_2 = y_1 * 4.73 = 5.02\text{m}$$

$$L = y_2 * 3.8 = 19.07\text{m}$$

H. Dimensionnement des blocs de chute :

$$h_1 = a_1 = e_1 = y_1 = 1.06\text{m}$$

$$S_1 = \frac{y_1}{2} = 0.53\text{m}$$

Nombre de blocs de chute :

$$\frac{b}{2 * y_1} = 25 \text{ blocs}$$

Avec :

h_1 : la hauteur du bloc de chute en (m).

e_1 : épaisseur du blocs de chute en (m).

a_1 : espacement entre deux blocs de chute successive en (m).

S_1 : l'espacement entre le mur bajoyer et le premier bloc de chute en (m).

I. Dimensionnement de seuil denté :

$$h_2 = 0.2y_2 = 1,004 = 1\text{m}$$

$$a_2 = 0.15y_2 = 0.8\text{m}$$

$$e_2 = 0.15y_2 = 0.8\text{m}$$

$$w_2 = 0.02y_2 = 0.1\text{m}$$

Nombre de seuil denté :

$$\frac{b}{2 * e_2} = 33 \text{ blocs}$$

Avec :

h_2 : hauteur du seuil denté en (m).

e_2 : épaisseur du seuil denté en (m).

a_2 : espacement entre deux seuils dentés successive en (m).

w_s : épaisseur de la face supérieure du seuil denté.

Les dimensions du bassin de dissipation USBR type III sont résumées dans (Tableau VI.5).

Tableau VI.5 : Résultats des dimensions du bassin de dissipation USBR type III

Grandeur		Symbole	Formule	Valeur	Unités
Vitesse à l'entrée du bassin		V_1	$\frac{q}{y_1}$	22.3	m/s
Nombre de Froude		F_r	$\frac{V}{\sqrt{gy_1}}$	6.90	/
Tirant d'eau avant le ressaut		y_1	Résolution d'équation	1.06	m
Tirant d'eau après le ressaut		y_2	$\frac{y_1}{2}(\sqrt{1 + 8F_r^2} + 1)$	5.02	m
Longueur de bassin de dissipation		L	$3.8 \times y_2$	19.07	m
Dents défectives (bloc de chute)	Hauteur	h_1	y_1	1.06	m
	Épaisseur	e_1	y_1	1.06	m
	Espacement entre deux Blocs	a_1	y_1	1.06	m
	Espacement entre le mur Bajoyer et le premier bloc	s_1	$\frac{y_1}{2}$	0.53	m
	Nombre de blocs	k	$\frac{b}{2 * y_1}$	25	
Seuil dentée	Hauteur	h_2	$0.2y_2$	1	m
	Épaisseur	e_2	$0.15y_2$	0.8	m
	Espacement entre deux Seuils	a_2	$0.15y_2$	0.8	m
	Épaisseur de la face supérieure du seuil	w_s	$0.02y_2$	0.1	m
	Nombre de dents	k	$\frac{b}{2 * e_2}$	33	

VI.3.2.2 Canal de restitution

Le canal de restitution est la partie du projet qui raccorde le bassin d'amortissement avec l'oued à l'aval. Le canal de fuite est de section trapézoïdale avec un talus 1/1, a pour rôle de conduire l'eau après sa dissipation au cours d'eau naturel.

A. Calcule la hauteur critique :

$$h_{cr} = K * (1 - \frac{\sigma_{cr}}{3} + 0.015 \sigma_{cr}^2) \tag{VI.12}$$

Tel que :

$$K = \sqrt[3]{\frac{Q^2}{g * b^2}} \quad ; \quad \sigma_{cr} = \frac{k * m}{b}$$

Avec :

m : fruit de talus du canal de fuite ; m=1

b : largeur de déversoir en (m).

Q : débit évacuer en (m³/s).

B. Calcule la pente critique :

On a :

$$I_{cr} = \frac{Q^2}{S_{cr}^2 * C_{cr}^2 * R_{cr}}$$

Tel que :

$$S_{cr} = m * h_{cr}^2 + b * h_{cr}$$

$$P_{cr} = b + h_{cr} * \sqrt{1 + m^2}$$

$$R_{cr} = \frac{S_{cr}}{P_{cr}}$$

$$C_{cr} = \frac{1}{n} * R_{cr}^{1/6}$$

Avec :

S : Section mouillée du canal en (m²).

P : périmètre du canal en (m).

R : rayon hydraulique en (m).

C : Coefficient de CHEEZY

n: Coefficient du rugosité du béton ; on prend n= 0.014

C. La profondeur normale :

La profondeur normale du canal est tirée directement des calculs par le logiciel Hec-Ras, on a trouvé : h_n=4,3

D. Calcule la vitesse dans le canal :

$$V = \frac{Q}{S} = \frac{Q}{m * h_n^2 + b * h_n}$$

E. Calcule le nombre de Froude :

$$Fr = \frac{V}{\sqrt{g h_n}}$$

Si :

Fr < 1 **→** Régime fluvial.

Fr > 1 **→** Régime torrentiel.

Les résultats des calculs précédents sont résumés dans le tableau suivant ;

Tableau n° VI.6 : Résultat des dimensions du canal de restitution

Grandeur		Valeur	Unités
Hauteur critique	h _{cr}	3.77	m
	K	3.86	/
	σ	0.07	/
La pente critique	I _{cr}	0.0012	m/m
	S _{cr}	214.02	m ²
	P _{cr}	58.33	m
	R _{cr}	3.67	m
	C _{rc}	88.7	/
h _n		4.3	m
V		5.12	m/s
Fr		0.78	/

✓ De ces calculs on voit que Fr < 1, donc le régime dans ce bassin et devient fluvial

Remarque :

- ✓ Le sol du canal est constitué par des blocs d’alluvions grossiers.
- ✓ La vitesse admissible correspondante à ce type de sol est : $V_{adm} = 1.80 \div 2.20 \text{ m/s}$.
- ✓ Pour réduire la vitesse, on augmente la section d’écoulement ou on crée une perte de charge par des roches de dimensions entre 800 et 1000 mm.

VI.3.2.3. Longueur de la risberme :

Ce dispositif vise à préserver le bief aval en limitant les affouillements, en régulant l’écoulement et en diminuant les vitesses grâce à la configuration donnée à l’écoulement.

La longueur de la risberme d’un canal rectangulaire est déterminée en fonction de la hauteur critique :

$$h_{ris} = 8 \cdot h_c \quad \text{(VI.13)}$$

Tel que :

$$h_c = \sqrt[3]{\frac{q^2}{g}} \quad \text{(VI.14)}$$

❖ La risberme est constituée de dalles de longueur :

$$b_{ris} = \frac{L_{ris}}{(3 \div 4)} \quad \text{(VI.15)}$$

❖ L’épaisseur de la risberme :

➤ Pour des dalles en béton :

$$t_{ris} = \left(\frac{1}{6} \div \frac{1}{7}\right) b_{ris} \quad \text{(VI.16)}$$

➤ Pour des dalles en béton armé :

$$t_{ris} = \left(\frac{1}{8} \div \frac{1}{10}\right) b_{ris} \quad \text{(VI.17)}$$

✓ Pour notre cas on prend l’épaisseur pour une dalle en béton armé.

La risberme prend la forme d’un divergent d’angle compris entre 6 à 10° afin de tranquilliser l’écoulement et de donner une répartition uniforme des vitesses.

Tableau n° VI.7 : Résultats des dimensions de la risberme

Grandeur	Symbole	Valeur	Unité
Hauteur critique	h_c	1.5	m
Longueur de la risberme	h_{ris}	12	m
Longueur des dalles	b_{ris}	4	m
Épaisseur de la risberme	t_{ris}	0.5	m

VI.3.2.3 Fosse d'affouillement:

Fait partie des ouvrages de restitution permettant le raccordement du dispositif aval avec le cours d'eau par une fosse de profondeur (Figure VI.13)

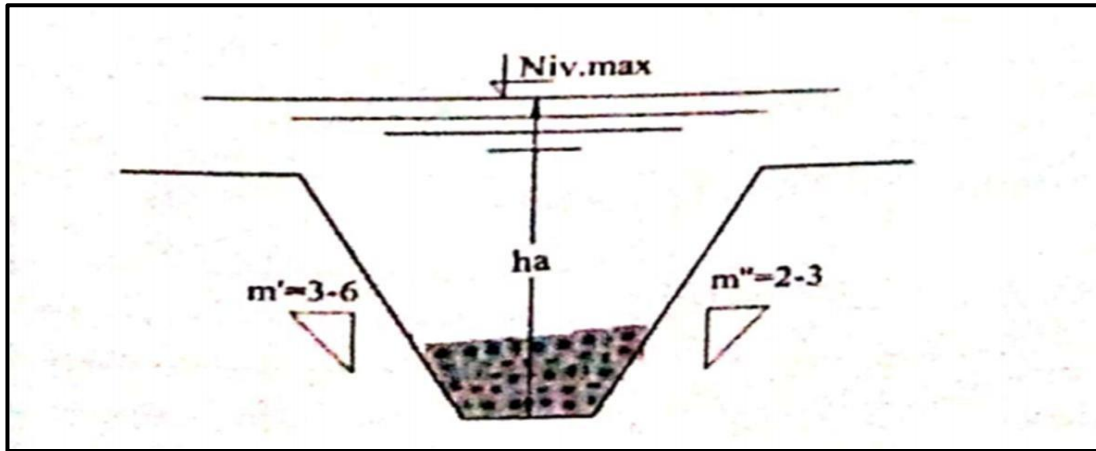


Figure VI.13 : Coupe longitudinale d'une fosse d'affouillement (source : Mihoubi, 2019)

La hauteur d'affouillement est approximativement égale :

$$h_{\text{aff}} = K_{\text{aff}} \left[\frac{q_{\text{ris}}}{V_{\text{adm}}} \right]^{1/1.2} \quad (\text{VI.18})$$

Tel que :

$$q_{\text{ris}} = \frac{Q_{\text{max}}}{b_{\text{ris}}} \quad (\text{VI.19})$$

Avec :

K_{aff} : Coefficient dépend des conditions d'affouillement qui dépend du dispositif aval.

V_{adm} : Vitesse admissible, calculée pour un tirant d'eau aval égal à 1m.

Dans notre cas :

$$h_{\text{aff}} = 18\text{m}$$

VI.4 Vidange de fond

Le vidange du fond est un ouvrage destiné principalement à vider partiellement ou totalement le barrage en durée bien limitée. Son rôle est :

- Contrôler de la montée du plan d'eau lors du premier remplissage.
- Assurer la sécurité en cas de problème sur l'ouvrage.
- Rendre possible la visite du parement amont (visite décennale).
- Nettoyer par des chasses périodiques les vases qui s'accumulent devant les têtes de prises.

Autrement dit, tant que le débit d'arrivée d'eau est inférieur à la capacité d'évacuation en aval, le barrage écrêteur reste vide ou sèche.

Celui-ci est calibré pour permettre le passage du débit maximal que le lit de l'Oued Mina pourra absorber sans débordement en aval. Lors des crues, lorsque le débit des eaux dépasse les capacités d'écoulement de la galerie, le barrage se remplit, puis se vide progressivement lors de la décrue

VI.4.1 Dimensionnement de l'ouvrage de vidange :

L'écoulement étant incompressible et homogène, le débit volumique se conserve entre la section d'entrée de surface S et la section de sortie de la conduite.

Le niveau d'eau H diminue au fur et à mesure de l'écoulement donc est variable avec le temps. Il s'obtient par conservation du débit à l'altitude H et au point de vidange. L'équation du débit est donnée par :

$$Q = \mu B \sqrt{2gH} \quad (\text{VI.20})$$

Tel que :

$$\mu = \frac{1}{\sqrt{1 + \Sigma\zeta + \lambda \frac{L}{D}}} \quad \text{et} \quad \lambda = \frac{0.021}{D^{0.3}}$$

Avec :

μ : Coefficient de debit.

A : surface de la vanne en (m²) ; $A = \frac{\pi D^2}{4}$

H : dénivellation de l'eau en (m) ; $H = Z_i - Z_0$

Z_i : cote initiale dans le réservoir

Z_0 : cote dans l'axe de la vanne

$\Sigma\zeta$: somme de coefficient de perte de charge ; $\Sigma\zeta = 1.75$

λ : coefficient de perte par friction

L : longueur du tuyau en (m) ; $L = 7.5\text{m}$

D : diameter en (mm)

On fixe :

$$a = 1.5\text{m} \quad \longrightarrow \quad \text{on obtient } \mathbf{5} \text{ vannes}$$

Donc :

$$Q = \frac{1}{\sqrt{1 + \Sigma\zeta + \lambda \frac{L}{D}}} * a^2 * \sqrt{2gH} = 0.59 \times 1.5^2 \times \sqrt{2 \times 9.81 \times 6.05} = 14.54 \text{ m}^3/\text{s}$$

Et :

$$Q_T = 5 * 14.54 = 72.2 \text{ m}^3/\text{s}$$

VI.4.2 Grille anti-embâcles (CFBR-AFEID, 2010)

Le dispositif de vidange est un ouvrage qui protège la conduite de vidange de fond contre l'obstruction par les produits de charriage et qui garantit son alimentation

Ce dernier doit être pourvu, à son extrémité amont, d'une grille anti-embâcles. Il est important que cette grille réponde aux critères suivants :

- Elle doit être suffisamment déportée vers l'amont, formant une cage avec un large débord, couvrant une surface d'environ dix fois la section de la galerie plutôt que de simplement s'ajuster à la section de la conduite de prise.
- Des barreaux robustes sont nécessaires pour supporter la poussée engendrée par la différence de charge hydraulique en cas d'accumulation importante d'embâcles.
- L'espace entre les barreaux doit être équivalent au tiers de la section de la conduite, afin d'éviter la rétention inutile des éléments les plus petits susceptibles de colmater la grille et de perturber l'écoulement.
- La partie supérieure de la cage doit avoir une forme de "toit" avec une forte pente pour éviter l'accumulation excessive de poids d'embâcles lors de la décrue.

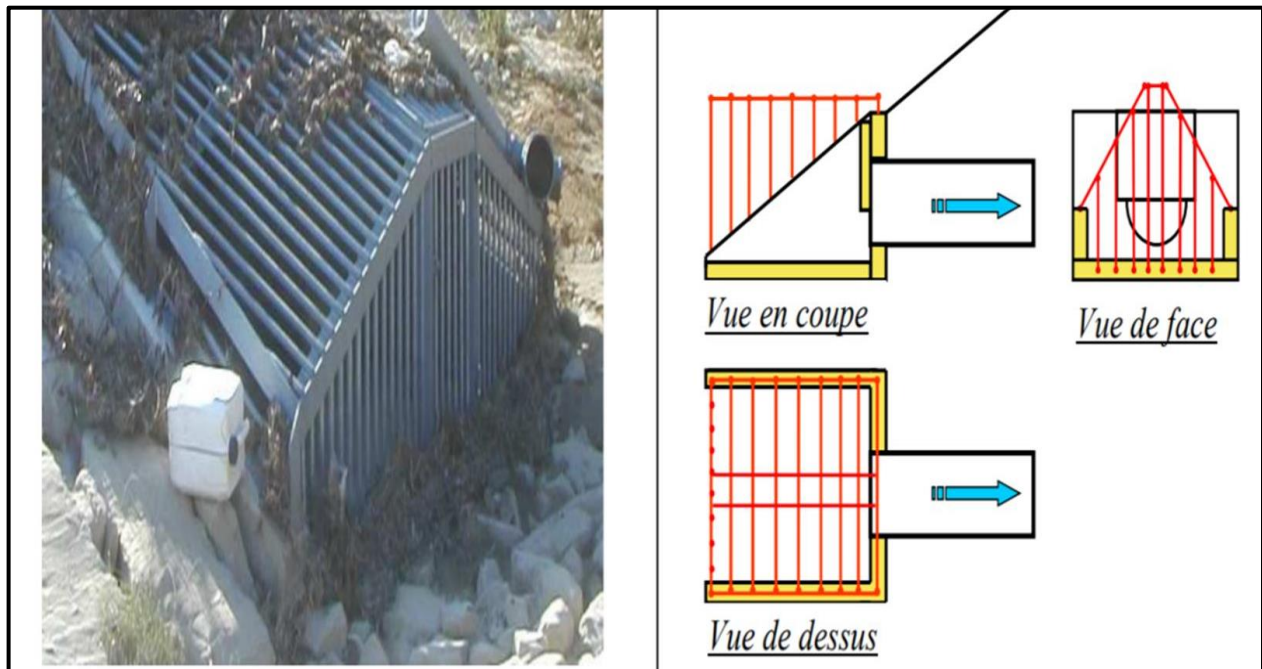


Figure VI.14 : Exemple et schémas de principe d'un dispositif anti-embâcles à l'amont d'une conduite fond

VI.5 Étude de stabilité

Dans cette phase, nous avons abordé au calcul de la stabilité de nos ouvrages précédemment mentionnés. Nous procéderons à l'évaluation de la stabilité du barrage déversoir en béton armé ainsi que celle d'un canal trapézoïdal du même matériau. Cette analyse vise à garantir leur résistance aux différentes charges et sollicitations.

VI.5.1 Stabilité du barrage déversoir :

Le calcul de stabilité du barrage déversoir se fait pour une hauteur déversante maximale $H_d=4.93m$

VI.5.1.1 Pré-dimensionnement de l'ouvrage :

La première étape consiste à pré-dimensionné le radier du déversoir avec la vérification des infiltrations par la méthode de contour linéaire « méthode de Bligh »

A. L'avant radier :

La longueur préalable de l'avant radier est fixé suivant la formule :

$$L_{ar} = (0 \div 2).H_1$$

Les épaisseurs minimales dépendent de la hauteur d'eau H_1 :

Si :	$H_1 < 5m$;	➡	$T_{ar1} = (0.4 \div 0.5) m$
Si :	$5m < H_1 < 10m$;	➡	$T_{ar1} = (0.5 \div 0.6) m$
Si :	$H_1 > 10m$;	➡	$T_{ar1} = 0.75m$

Et aussi :

$$T_{ar2} = 0.75 + 0.05. H_1$$

B. Le radier :

La longueur préalable du radier est fixée suivant la formule :

$$L_r = (3 \div 5) H_1$$

Les épaisseurs minimales dépendent de H_1 :

$$T_{r1} = (0.25 \div 0.30).H_1$$

$$T_{r2} = (0.13 \div 0.15). H_1$$

$$Tr_3 = (S_p + T_{r2})$$

$$Tr_4 = (T_{r1} - 0.5)$$

$$S_p = (0.02 \div 0.05). L,$$

Avec :

$$L = L_{ar} + L_r$$

$$S_1 = (4 \div 7)$$

$$S_2 = T_{r2}$$

$$X_1 = \frac{(Tr_1 - Tr_4)}{\sin 45^\circ}$$

$$X_2 = \frac{(Tr_4 - Tr_2)}{\cos 45^\circ}$$

$$X_3 = \frac{Sp}{\sin 45^\circ}$$

C. Risberme :

La longueur de la risberme est : $L_{risb} = (3 \div 5).H_1$

L'épaisseur de la risberme est : $T_{risb} = (0.1 \div 1.0)m$

Les résultats du pré-dimensionnement sont résumés dans (Tableau n° VI.8).

Tableau n° VI.8 : Résultat du prédimensionnement de l'ouvrage

Grandeur		Symbole	Formule	Valeur	Unité
Hauteur d'eau au bief amont		H_1	$H_{dev}+P$	10.98	m
Avant radier	Longueur	L_{ar}	$(0 \div 2) H_1$	5.49	m
	Épaisseurs	T_{ar1}	$T_{ar1}=0.75$	0.75	m
		T_{ar2}	$0.75+0.05H_1$	1.3	m
Radier	Longueur	L_r	$(3 \div 5) H_1$	33	m
	Épaisseur	T_{r1}	$(0.25 \div 0.30) H_1$	2.85	m
		T_{r2}	$(0.13 \div 0.15) H_1$	1.54	m
		T_{r3}	$Sp \div T_{r2}$	3.46	m
		T_{r4}	$T_{r1}-0.5$	2.35	m
		S_1	$(4 \div 7)$	5	m
		S_2	T_{r2}	1.54	m
		Sp	$(0.02 \div 0.05) L$	1.92	m
Risberme	Longueur	L_{risb}	$(3 \div 5) H_1$	32.9	m
	Épaisseur	T_{risb}	$(0.1 \div 1.0)$	0.5	m

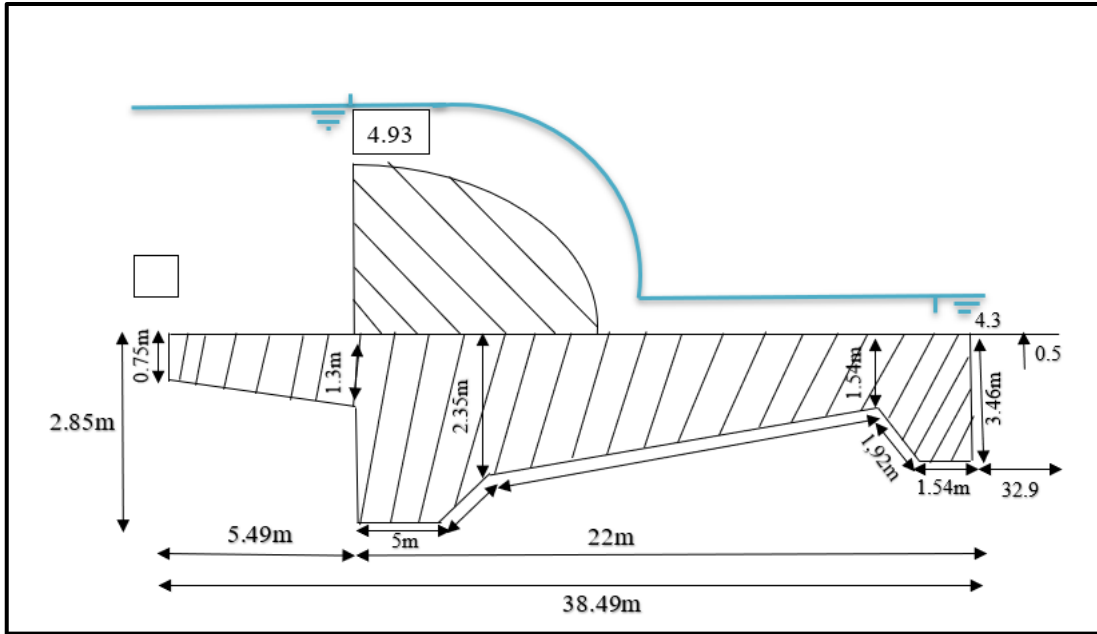


Figure VI.15 : Redimensionnement et les forces agissantes sur le barrage déversoir

VI.5.1.2 Méthode du contour linéaire : (Règle de BLIGH)

Pour le calcul de stabilité on doit tout d’abord déterminer l’épure des sous pressions par la méthode de Bligh.

Cette méthode consiste à déterminer la longueur du chemin d’infiltration admissible. La formule basée sur le chemin du contour d’infiltration est : $L_{rcd} > L_{th}$

Hypothèses de la méthode :

- Sol homogène. On suppose qu’elle est vérifiée.
- La répartition des sous pressions est considérée linéaire.
- La condition à vérifier est que la longueur de contour déployé (L_{rcd}) est supérieure à la longueur de contour théorique de Bligh (L_{th}).

On a :

$$L_{th} = C. \Delta H = C (H_1 - H_2) \tag{VI.21}$$

C : coefficient de proportionnalité de BLIGH (1910), qui dépend de la nature du sol de fondation, dans notre cas on prend $C=3.5$.

Tableau n° VI.9 : Valeur minimale de C

Nature du sol	C	Nature du sol	C	Nature du sol	C
Sols limoneux	8	Galets	3	Sols lœssiques	4-3.5
Sables fins	6	Sols graveleux	3.5	Sables argileux-silt	3.5
Sables moyens	5	Tourbe décomposée	8	Limons argileux	3.5-3
Sables grossiers	4	Tourbe nature	5	Argile	2

Vérification de la condition de Bligh :

Pour :

$$H_2 = 3.9m$$

On trouve :

$$L_{th} = 22.75m$$

Calcul de Lrcd :

$$L_{rcd} = T_{ar1} + L_{ar} + (T_{r1} - T_{ar2}) + S_1 + S_2 + T_{r3} + X_1 + X_2 + X_3 = 24.35m$$

On a :

$$L_{rcd} > L_{th} \quad \longrightarrow \quad \text{alors la condition de Bligh est vérifiée.}$$

Calcul des sous pression et l'épaisseur du radier :

$$\frac{\Delta H}{L} = \frac{h_x}{l_x} \quad \longrightarrow \quad h_x = \frac{\Delta H}{L} \times l_x$$

L'épaisseur : $t_x = \left(\frac{\gamma_w}{\gamma_b - \gamma_w}\right) \cdot h_x \cdot n$

Avec :

t_x : Épaisseur de radier (de Bligh)

γ_w : Poids spécifique de l'eau. ($\gamma_w = 1000 \text{Kgf/m}^3$).

γ_b : Poids spécifique de béton. (2400Kgf/m^3).

n : coefficient de sécurité varie en fonction de la classe de l'ouvrage ($n = 0.85 \div 1.25$)

On prend $n = 1.25$.

Tableau n° VI.10 : Calcul des sous pressions par la méthode de Bligh

Point	Lx	Hx	T _{bligh}	T _{préd}	T _{définitive}
0	0	0	0	0	0
1	0.75	0.218	0.189	0.75	0.5
2	1.68	0.489	0.424	5.49	0.5
3	3.23	0.941	0.816	1.55	1
4	8.23	2.399	2.082	5	3
5	10.42	3.038	2.637	0.70	0.7
6	15.63	4.557	3.955	1.15	1.15
7	18.34	5.347	4.641	2.71	2.5
8	19.88	5.796	5.031	1.54	1.5
9	24.35	7.1	6.16	0	0

➤ **Vérifie le phénomène de Renard :**

Pour éviter le risque de renard il faut vérifie la condition suivante :

$$I_{moy} < I_{admissible} = (1.7 \div 2)$$

Tel que : $I_{moy} = \frac{\Delta H}{Lrca} = 0.29 < I_{adm}$.

Donc y'a pas de risque de renard.

VI.5.1.3 Calcul de débit de fuite :

$$Q = K \times I_{moy} \times T \times B = 0.016 \text{ m}^3/\text{s} \quad (\text{VI.22})$$

Avec :

K : Coefficient de perméabilité en (m³/j), on prend K=6.

I_{moy} : Gradient hydraulique moyen.

T : Profondeur du substratum en (m) ; on prend T=15m

B : Largeur de l'ouvrage en (m)

VI.5.2 Étude de stabilité d'un canal trapézoïdale

Cette étape vise à vérifier la stabilité de notre ouvrage qui représente un canal trapézoïdal dans les deux oueds Hamou et Maguen.

VI.5.2.1 Données géométriques sur les matériaux du canal d'oued Hamou :

b = 5.5m ; H = 2m ; hw = 1.6m ; e₁ = 0.20 ; φ = 30° ; m = 1 .

H' = H - h = 1.8m ;

B miroire = b + 2 * m * H = 9.5m .

γ_b = 2.5 t/m² ; γ_w = 1 t/m² ; γ_t = 1.8 t/m² ; S (Surcharge) = 1 t/m².

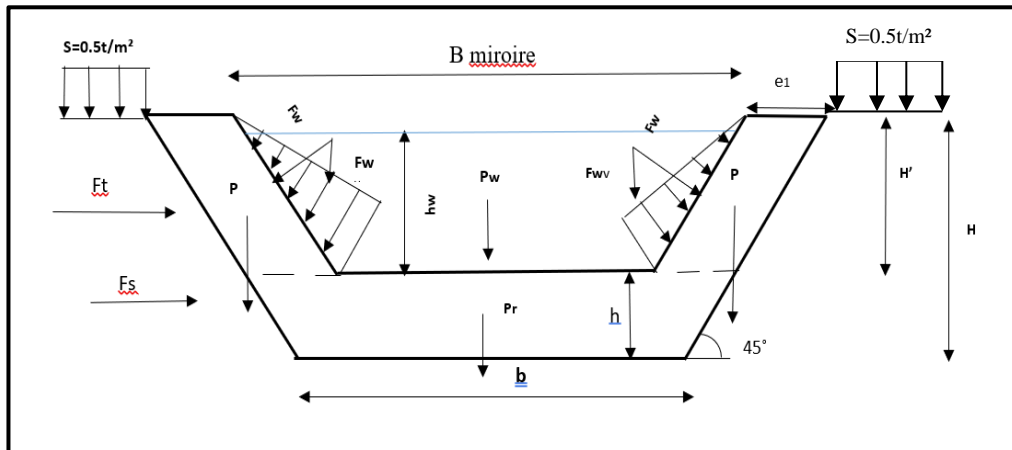


Figure VI.16 : schéma des forces agissant sur la stabilité du canal trapézoïdal d'oued Hamou

A. Calcul des forces représenter sur le schéma :

$$Pr = S_{\text{radier}} * 1.00 * \gamma_b = \left(\frac{b+(b+e)}{2} * h * 1.00 \right) * \gamma_b = 2.8t.$$

$$Pv = S_{\text{voile}} * 1.00 * \gamma_b = (e * H' * 1.00) * \gamma_b = 0.9t.$$

$$Pw = \left(\frac{(b-e)+B_{\text{miroir}}}{2} * hw * 1.00 \right) * \gamma_w = 10.25t$$

$$Fw = \frac{1}{2} \gamma_w * hw^2 * \sin 67.5^\circ = 1.18t.$$

$$Fw_v = S_{\text{triangle}} * 1.00 * \gamma_w = \left(\frac{b' * hw}{2} * 1.00 \right) * \gamma_w = 0.16t$$

$$Ft = \frac{1}{2} A * \gamma_t * H^2 = 1.18t$$

Tel que :

$$A = \tan\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right)^2 = 0.33$$

$$F_H = A * S * H = 0.33t$$

B. Vérification de la stabilité :

Les forces horizontales et les surcharges sont appliquées symétriquement des deux côtés du canal cela élimine tout risque de renversement et de glissement en point de vue statique.

Il faut cependant vérifier la stabilité au poinçonnement, par la loi suivante :

$$\frac{\Sigma F_v}{(100 * b)} = \frac{P_w + P_r + (P_v * 2) + (F_w * 2)}{100 * b} = 0.027 \text{ t/m}^2 = 0.0027 \text{ bar} \quad (\text{VI.23})$$

D'où:

$$0.27 \text{ bar} < \delta_{sol} = 0.8 \text{ bar}$$

Notre ouvrage est stable.

VI.5.2.2 Données géométriques relative aux matériaux du canal d'Oued Maguen :

$b=4m$; $H=1m$; $hw=0.6m$; $e_1 = 0.20$; $\varphi=30^\circ$; $m=1$.

$H'=H-h=0.80m$; $B \text{ miroire} = b+2*m*H = 6m$.

$\gamma_b = 2.5 \text{ t/m}^2$; $\gamma_w = 1 \text{ t/m}^2$; $\gamma_t = 1.8 \text{ t/m}^2$; $S \text{ (Surcharge)} = 1 \text{ t/m}^2$.

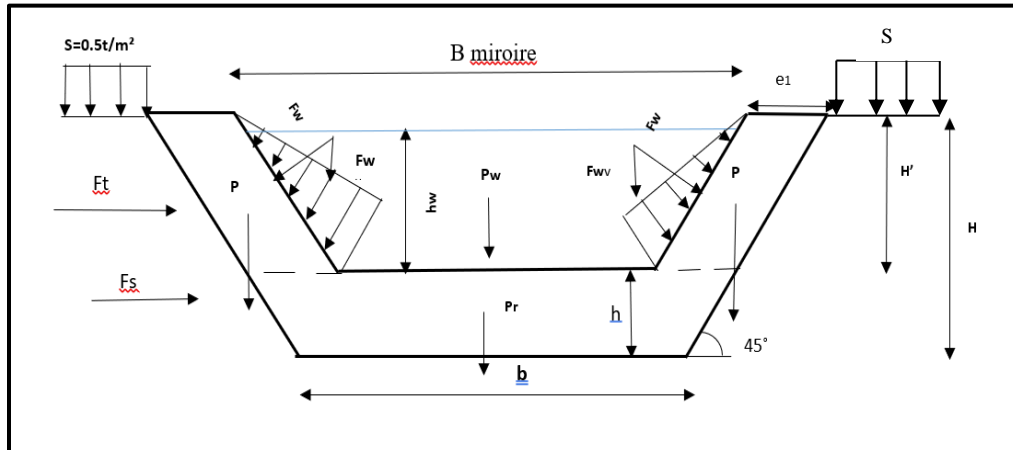


Figure VI.17 : schéma des forces agissant sur la stabilité du canal trapézoïdal d'Oued Maguen

A. Calcul des forces appliquées sur le canal (schéma statique) :

$$Pr = S \text{ trapeze} * 1.00 * \gamma_b = \left(\frac{b+(b+e)}{2} * h * 1.00 \right) * \gamma_b = 2.05t$$

$$Pv = S * 1.00 * \gamma_b = (e * H' * 1.00) * \gamma_b = 0.4t$$

$$Pw = \left(\frac{(b-e)+B \text{ miroire}}{2} * hw * 1.00 \right) * \gamma_w = 2.94t$$

$$Fw = \frac{1}{2} \gamma_w * hw^2 * \sin 67.5^\circ = 0.17t$$

$$Fwv = S_{\text{triangle}} * 1.00 * \gamma_w = \left(\frac{b' * hw}{2} * 1.00 \right) * \gamma_w = 0.06t$$

$$Ft = \frac{1}{2} A * \gamma_t * H^2 = 0.297t$$

Tel que :

$$A = \tan \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right)^2 = 0.33$$

$$Fs = A * S * H = 0.165t$$

B. Vérification de la stabilité

$$\frac{\Sigma Fv}{(100 * b)} = \frac{Pw + Pr + (Pv * 2) + (Fw * 2)}{100 * b} = 0.0147 \text{ t/m}^2 = 0.0015 \text{ bar} \quad \text{(VI.24)}$$

D'où:

$$0.0015 \text{ bar} < \delta sol = 0.8 \text{ bar}$$

Notre ouvrage est stable.

Conclusion

Dans cette étude, nous avons examiné de manière approfondie la variante du barrage déversoir, défini les dimensions et la forme du déversoir, conçu les ouvrages de raccordement au bief aval, et déterminé les caractéristiques de la vidange de fond.

En conclusion, nous avons effectué une vérification de la stabilité du barrage déversoir le long de l'oued Mina, ainsi que celle des oueds aménagés Hamou et Maguen.

Pour le canal trapézoïdal, la stabilité est déjà assurée par ses forces symétriques ; il reste juste à vérifier le poinçonnement.

CHAPITRE VII

VII. Organisation du chantier

Introduction

Les installations de chantier sont des infrastructures temporaires, établies sur des emprises définies, destinées à accueillir les ressources humaines, matérielles et matériaux essentiels à la réalisation d'une construction. L'implantation stratégique de ces installations revêt une importance capitale, visant à atteindre plusieurs objectifs cruciaux pour le succès du projet.

L'installation du chantier vise principalement à :

★ **Ordonner le chantier :**

⊗ Gain de temps : Une disposition méthodique des installations permet d'optimiser les flux de travail, réduisant ainsi les délais d'exécution.

⊗ Éviter les pertes (matériaux) et les doublons (matériels) : Une planification minutieuse prévient les pertes de matériaux et les redondances d'équipements, contribuant à une utilisation plus efficace des ressources.

⊗ Améliorer la sécurité : En optimisant la configuration du chantier, on favorise la sécurité aussi bien pour le personnel que pour le matériel, ce qui se traduit par une diminution des risques d'accidents.

⊗ Améliorer la qualité : Une organisation bien pensée du chantier permet de garantir un niveau de qualité élevé dans l'exécution des travaux.

★ **Positionner les éléments :**

- ✓ Organiser les déplacements des engins et des véhicules ;
- ✓ Bien positionner les livraisons ;

La réalisation de ces constructions peut comporter d'énormes défis. Quelles que soient les difficultés rencontrées, il est impératif de disposer d'une compréhension précise de l'organisation du chantier. Pour atteindre ces objectifs, il est nécessaire de :

- Définir de manière précise les méthodes d'exécution, ainsi que les procédures permettant la mise en œuvre des techniques modernes de construction à haute efficacité.
- Répartir et coordonner les tâches en recrutant une main-d'œuvre spécialisée.
- Organiser de manière adéquate les postes de travail, en stabilisant les processus pour lesquels une mécanisation avancée est adoptée.
- Déterminer avec précision la quantité et la qualité de la main-d'œuvre à employer, car le coût de la main-d'œuvre a un impact significatif sur le prix de revient.

VII.1 Rôles et responsabilités des intervenants sur chantier

VII.1.1 Le maître de l'ouvrage « MOA » :

On appelle maître d'ouvrage, la personne morale ou physique pour laquelle l'ouvrage est construit. Responsable principal de l'ouvrage, il remplit dans ce rôle une fonction d'intérêt général dont il ne peut se démettre. Il lui appartient, après s'être assuré de la faisabilité et de l'opportunité de l'opération envisagée, d'en déterminer la localisation, d'en définir le programme, d'en arrêter l'enveloppe financière prévisionnelle, d'en assurer le financement, de choisir le processus selon lequel l'ouvrage sera réalisé et de conclure, avec le maître d'œuvre et les entrepreneurs qu'il choisit, les contrats ayant pour objet les études et l'exécution des travaux.

A cet effet, le MOA doit s'entourer de l'ensemble des compétences nécessaires à la bonne définition, conception et exécution de son opération de travaux (Benoit & Gülseren, 2021).

Dans le contexte d'un barrage, il est courant que le maître d'ouvrage soit également responsable de l'interprétation de toutes les étapes, depuis le début de la construction jusqu'à la fin de la phase de mise en eau, y compris la gestion du processus de la première mise en eau.

VII.1.2 Le maître d'œuvre « MOE » :

Le maître d'œuvre (MOE) est la personne physique ou morale choisie par le maître d'ouvrage. À cet effet, il va concevoir la construction ou la réhabilitation d'un ouvrage de bâtiment ou d'infrastructure répondant au programme du maître d'ouvrage et s'assurera du respect de cette conception lors de l'exécution de l'ouvrage et de la bonne exécution des travaux conformément aux règles de l'art. La mission de maîtrise d'œuvre est généralement distincte de celle confiée aux titulaires des marchés de travaux (Benoit & Gülseren, 2021).

VII.1.3 L'entrepreneur :

• Une personne physique ou morale, titulaire du contrat de projet a la charge de construire l'ouvrage tel qu'il a été conçu, dessiné et décrit par le MOE. Il doit :

- Réaliser les installations et assurer la garde du chantier ;
- Réaliser successivement tout ou partie des études d'exécution ;
- Réaliser les ouvrages dans le respect des termes de leur contrat et de la réglementation applicable ;
- Demander la réception ;
- Assurer le parfait achèvement de l'ouvrage (Benoit & Gülseren, 2021).

Le lien contractuel entre les intervenants traditionnels d'un chantier peut être illustré par la figure suivante :

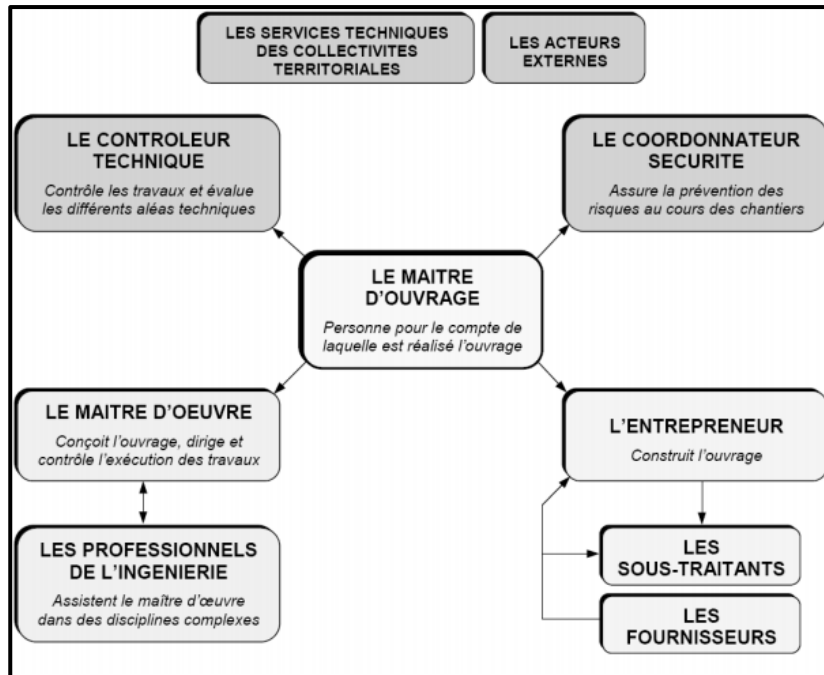


Figure VII.1 : Relation entre les personnes du chantier (Ghomari, 2013)

VII.2 Installations du chantier :

VII.2.1 Installations destinées au personnel :

Il s'agit habituellement des installations qui comprennent les dortoirs, les vestiaires, les réfectoires, les installations sanitaires et les bureaux de chantier.

VII.2.2 Installations destinées au stockage des matériaux :

VII.2.2.1 Agrégats :

Les agrégats utilisés pour la production de béton, tels que le sable et les graviers, doivent être soumis à un contrôle lors de leur réception. Il est nécessaire de vérifier la granulométrie en prélevant des échantillons.

Tableau VII.1 : Pourcentage des impuretés dans les agrégats.

Matières indésirables	% maximum du poids du plus gros granulat
Argile, limon, vases	1%
Charbon, bois	1%
Matériaux tendres	8%

- Les divers types de sable et de graviers seront entreposés en tas mélangés. Étant donné que leurs densités diffèrent, le mélange peut affecter la précision de la pesée. La méthode de stockage sera en forme d'étoile. Avant utilisation, la teneur en eau des agrégats doit être contrôlée, car elle dépend du degré hydrométrique de l'air, qui varie en fonction des précipitations éventuelles.

VII.2.2.2 Le Ciment et les aciers :

Le ciment sera livré en vrac et stocké dans des silos. À sa réception, il est nécessaire d'effectuer un contrôle de la température et diverses analyses de laboratoire (résistance, temps de prise, contenu en agents chimiques, etc.). Il doit être conservé dans des endroits à faible humidité, tels que des baraquements, des hangars, etc.

VII.2.2.3 L'eau de gâchage :

•L'eau destinée au mélange du béton doit répondre aux normes internationales suivantes :

- Matières organiques : $\leq 0,1$ g/l ;
- Matières en suspension : $\leq 0,2$ g/l ;
- Sels dissous : $\leq 1,5$ g/l ;
- Sulfates : $\leq 1,0$ g/l ;
- Acide humique : $\leq 0,05$ g/l ;
- Acide sulfhydrique : $\leq 0,05$ g/l ;
- Chlorures : $\leq 0,1$ g/l.

•Ces éléments indésirables peuvent entraîner des prises incorrectes du ciment, altérer sa qualité, ou même corroder les armatures métalliques.

VII.2.2.4 Le Béton :

▪Le béton est un matériau artificiel largement utilisé de nos jours dans les travaux publics et la construction en général.

▪Le béton utilisé doit avoir une résistance à la compression de 180 bars après 28 jours. Il est composé de sable, de graviers, d'un liant hydraulique (ciment ou autre) et d'eau.

VII.2.2.5 L'énergie électrique :

L'alimentation en énergie électrique sera assurée par un groupe électrogène, ce qui élimine la nécessité de se connecter à un réseau électrique à moyenne tension (SONELGAZ).

VII.2.2.6 L'alimentation en eau potable :

L'approvisionnement en eau potable sera assuré par un réservoir de stockage dont le volume sera réapprovisionné quotidiennement.

VII.2.2.7 L'alimentation en carburant :

L'approvisionnement sera effectué à l'aide de camions citernes, et le stockage se fera dans des réservoirs enterrés équipés de systèmes de pompage.

VII.2.3 Installations destinées à la réparation des engins :

Les réparations majeures ne sont généralement pas effectuées sur le chantier lui-même. Cependant, il est essentiel de disposer d'un atelier bien équipé pour effectuer l'entretien de routine et les réparations d'urgence des divers équipements.

VII.2.4 Installations pour la préfabrication :

Il s'agit généralement de hangars équipés du matériel nécessaire pour fabriquer les composants de l'ouvrage, tels que les poutres, les dalles, les conduites, et les murettes.

VII.3 Les moyens de chantier :

VII.3.1 Les moyens humains :

En ce qui concerne les ressources humaines nécessaires à la réalisation de l'ouvrage, il est essentiel de justifier l'emploi de personnel compétent pour la réalisation des études préliminaires et pour la construction. Il convient de fournir des informations détaillées sur leurs qualifications, titres et compétences.

VII.3.2 Les moyens matériels :

Le matériel utilisé correspond aux équipements couramment employés sur les chantiers de travaux publics. L'utilisation de gros engins mécaniques contribuera de manière significative à la réduction des coûts et des délais des travaux de terrassement.

Tableau n° VII.2 : Engins utilisés.

Tâches	Engins	Actions
Travaux de préparation	Dozers	Enlever les obstacles et les herbes
	Pelles	
	Camions	
	Chargeurs	
Terrassement	Pelles	Donner la forme exacte du canal
	Niveleuse	
	Camions	
	Dozers	
	Chargeurs	
	Dumpers	
Compactage	Compacteurs à pied de mouton	Consolider les berges de l'Oued pour éviter l'affaissement
	Tous types de compacteurs à rouleaux lisses	

VII.4 Devis quantitatif et estimatif du projet :

★Le devis du projet est donné dans le tableau ci-dessous :

Tableau n° VII.3 : Le devis des différents travaux de l'aménagement du projet pour la ville de Ghilizane.

Désignations des travaux		Montant (DA/mL)
Terrassement	Déblais	24567000
	Remblais	2520000
Béton de propreté		15600000
Béton dosé à 350 Kg/m3		159273600
Déboisage		93500000
Routes d'accès		67600000
Installation de chantier		14310000
Excavation		1470040000
Vidange de fond		156900000
Bassin d'amortissement et risberme		201270000
Equipements hydromécanique et mécanique		354200000
Montant total		2559780600
TVA (19%)		486358314
Montant Total +TVA		3,046,138,914.00 DA

•Le montant total du projet s'élève à **3,046,138,914.00 DA**, six milliard quatre cent cinquante-sept million trois cent quatre-vingt-dix mille sept cent quarante-trois dinars algériens.

VII.5 La Planification :

VII.5.1 Définition :

Il s'agit de l'activité visant à identifier, ordonner et planifier les différentes tâches d'un projet, ainsi qu'à déterminer les compétences requises pour les mener à bien. En d'autres termes, il s'agit d'un outil que le responsable de projet utilise pour optimiser son efficacité opérationnelle. Les objectifs du planning comprennent :

- L'organisation des postes de travail.
- L'observation des opérations en temps réel.
- L'analyse des différentes tâches impliquées.
- La mesure du temps nécessaire à leur réalisation (chronométrage).
- La recherche de moyens pour simplifier les méthodes de travail.

VII.5.2 Étapes de la planification :

• La planification est un processus qui guide la réalisation des travaux, et elle englobe les étapes suivantes :

- **Collecte d'informations** : Cette étape implique la synthèse et l'analyse des informations obtenues par des études comparatives, ce qui permet une utilisation efficace du plan de réalisation de notre projet.
- **Décomposition du projet** : Le projet est décomposé en tâches distinctes, à chacune desquelles on attribue un responsable, des besoins en équipement, et une durée de réalisation basée sur le rythme de travail de chaque engin ou équipe.
- **Relations entre les tâches** : Lors de la réalisation du projet, deux types de relations entre les tâches sont essentielles. La première est basée sur une logique séquentielle, où une tâche doit être accomplie avant que la suivante puisse commencer. La deuxième repose sur des préférences, où certaines tâches peuvent être effectuées en parallèle ou dans un ordre spécifique.
- **Choix de la méthode de calcul** : Le choix de la méthode de calcul dépend principalement du type d'ouvrage à construire. Dans les cas où les opérations se succèdent, comme dans notre situation, la méthode du CPM (Critical Path Method) est généralement préférée.

VII.5.3 Plannings des travaux :

• Il existe trois types de plan de travail :

1. **Plan de travail au plus tôt** : Dans ce cas, toutes les opérations commencent à leur date la plus précoce possible. Les entreprises optent pour ce type de planning lorsque leurs ressources sont abondantes et qu'elles travaillent sur plusieurs chantiers simultanément.
2. **Plan de travail au plus tard** : Toutes les opérations commencent à leur date la plus tardive. Les tâches ne sont pas retardées, ce qui en fait une option privilégiée par les entreprises lorsque leurs ressources sont limitées, ce qui le rend plus économique.
3. **Plan de travail intermédiaire** : Dans ce type de planning, les opérations débutent à une date intermédiaire, entre la date au plus tôt et la date au plus tard. Les entreprises choisissent ce type de plan lorsque leurs ressources sont suffisamment abondantes et qu'elles travaillent sur un seul chantier, ce qui permet d'optimiser l'utilisation de leurs moyens.

VII.5.4 Techniques de la planification :

• Il y a deux principales méthodes de planification :

◊ **Méthodes basées sur le réseau** : Ces méthodes de planification, telles que le CPM (Critical Path Method) et le PERT (Program Evaluation and Review Technique), utilisent des réseaux de tâches et d'événements pour modéliser et gérer les projets. Elles se concentrent sur la détermination des séquences critiques de tâches qui affectent la durée totale du projet.

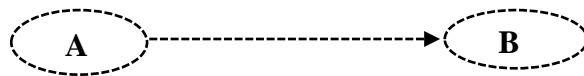
◇ **Méthodes basées sur le graphique :** Ces méthodes, comme le diagramme de Gantt, utilisent des graphiques pour représenter visuellement les tâches et leur chronologie. Les diagrammes de Gantt sont plus adaptés pour suivre la progression du projet au fil du temps, mais ils offrent moins d'informations sur les interdépendances entre les tâches que les méthodes basées sur le réseau.

VII.5.4.1 Méthodes basées sur le réseau :

•Le réseau est une représentation graphique d'un projet qui permet de visualiser les relations entre les différentes opérations, qu'elles soient successives, simultanées ou convergentes, ainsi que les durées de réalisation. On distingue principalement deux types de réseaux :

1) Réseau à nœuds :

Dans un réseau à nœuds, chaque nœud représente une opération ou une étape dans le processus, tandis que les flèches (ou arêtes) indiquent la séquence ou le flux d'information entre ces opérations. Les flèches peuvent avoir des directions pour montrer l'ordre dans lequel les opérations sont effectuées. Cela permet de visualiser et de comprendre la manière dont les différentes étapes d'un processus interagissent les unes avec les autres.



•L'opération (B) ne peut démarrer que lorsque l'opération (A) est entièrement terminée.

2) Réseau à flèches :

Dans un réseau à flèches, l'opération est représentée par une flèche, et la succession des opérations est symbolisée par des nœuds.



•L'opération A est antérieure à l'opération B.

•Il est essentiel de souligner que le graphique ne peut être créé sans utiliser le réseau, car le réseau est simplement un outil de calcul qui nous permet d'obtenir des résultats en réponse à des questions spécifiques. Le graphique représente une forme d'interprétation des données issues du réseau et de ses résultats, rendant ces informations plus lisibles et compréhensibles pour nous.

◇ **Construction du réseau :**

•Pour élaborer le réseau, il est nécessaire de réaliser les six étapes fondamentales suivantes :

1. **Établissement d'une liste des tâches :** Cette étape consiste à créer une liste détaillée de toutes les tâches nécessaires pour accomplir le projet. Chaque tâche doit être décrite de

manière spécifique et inclure des informations telles que la durée estimée, les ressources requises, les dépendances et les responsabilités.

2. **Détermination des tâches antérieures** : Une fois la liste des tâches établie, il est essentiel de procéder à l'identification des dépendances entre ces tâches. Certaines d'entre elles doivent être achevées avant que les autres puissent commencer, établissant ainsi un ordre logique pour leur exécution.
3. **Construction des graphes partiels** : Cette étape consiste à créer des graphes partiels, également appelés diagrammes de réseau, pour représenter visuellement les relations entre les tâches. Les deux types de graphes les plus couramment utilisés sont les graphes PERT et les diagrammes de Gantt.
4. **Regroupement des graphes partiels** : Si le projet comporte plusieurs sous-projets ou domaines de travail distincts, vous pouvez regrouper les graphes partiels pour former un plan global du projet. Cela permet de mieux visualiser la structure d'ensemble.
5. **Détermination des tâches de début et de fin de l'ouvrage** : Identifiez les tâches qui marquent le début et la fin du projet. La tâche de début est généralement appelée "tâche de début du projet", tandis que la tâche de fin est la "tâche de fin du projet". Ces tâches sont souvent des jalons importants pour suivre la progression du projet.
6. **Construction du réseau** : À ce stade, on rassemble tous les éléments précédents pour constituer un réseau de projet complet. Ce réseau met en lumière les liaisons entre les tâches, les échéances, les ressources requises et les jalons. Il représente généralement un outil visuel puissant pour la planification, le suivi et la gestion du projet.

VII.5.5 Différentes méthodes basées sur le réseau (Benlaoukli, 2004) :

VII.5.5.1 Méthode C.P.M {Critical Path Method} (Méthode française) :

Cette méthode vise à réduire les délais de réalisation d'un projet en prenant en considération trois phases distinctes :

1. **Première phase** : déterminer l'effectif requis pour accomplir la tâche en question.
2. **Deuxième phase** : analyser de manière systématique le réseau, en détaillant les activités heure par heure et jour par jour, en fonction de l'unité de temps choisie.
3. **Troisième phase** : ajuster le réseau en fonction des contraintes ou des conditions imposées par l'entreprise.

VII.5.5.2 Méthode P.E.R.T (Program Evaluation and Review Technical):

En d'autres termes, la technique d'ordonnancement des tâches et de contrôle des programmes est une méthode qui consiste à organiser un ensemble de tâches sous forme de réseau, où leur séquence et leurs interdépendances contribuent toutes à la réalisation d'un produit fini.

VII.5.5.3 Méthodes basées sur le graphique :

Méthode linéaire (Line of Balance technique) :

Cette méthode est adaptée pour la planification de projets de construction où les tâches sont répétitives, c'est-à-dire que les mêmes activités ou opérations sont réalisées de manière similaire à plusieurs reprises. Elle est particulièrement efficace pour les projets de construction à grande échelle, tels que les chantiers de construction de bâtiments identiques ou de structures linéaires comme les routes et les voies ferrées.

Méthode à barres :

Cette technique implique la création de deux réseaux et d'un diagramme à barres (plan de travail). Elle permet de visualiser les dépendances entre les tâches et de déterminer la séquence dans laquelle elles doivent être exécutées. Cela facilite la gestion du projet en fournissant une vue d'ensemble des activités et de leur chronologie.

⊗ Choix de la méthode de calcul (Benlaoukli, 2004) :

Le choix de la méthode de calcul dépend principalement du type d'ouvrage en cours de construction. Dans le cas où les opérations suivent une séquence spécifique, comme c'est le cas dans notre situation, il est préférable d'opter pour la méthode C.P.M. (Critical Path Method).

VII.5.6 Méthode de calcul de C.P.M. :

VII.5.6.1 Les paramètres de la méthode C.P.M. :

Dans l'exécution de la méthode C.P.M. (Critical Path Method), les paramètres essentiels à prendre en compte sont les suivants :

- **DCP** (Date de début au plus tôt - Early Start) : Il s'agit de la date la plus tôt à laquelle une tâche peut commencer, en tenant compte des dépendances et des contraintes du projet.
- **T_r** (Temps de réalisation) : C'est le temps estimé pour accomplir une tâche spécifique.
- **DFP** (Date de fin au plus tôt - Early Finish) : C'est la date la plus tôt à laquelle une tâche peut être achevée, basée sur les contraintes du projet.
- **DCPP** (Date de début au plus tard - Late Start) : C'est la date la plus tard à laquelle une tâche peut commencer sans affecter le calendrier global du projet.
- **DFPP** (Date de fin au plus tard - Late Finish) : C'est la date la plus tard à laquelle une tâche peut être achevée sans affecter le calendrier global du projet.
- **MT** (Marge Totale) : La marge totale représente la quantité de temps supplémentaire disponible pour une tâche sans affecter le chemin critique du projet. C'est la différence entre la date de début au plus tôt (DCP) et la date de début au plus tard (DCPP), ou entre la date de fin au plus tôt (DFP) et la date de fin au plus tard (DFPP).

$$DFP = DCP + T_r \text{ et } DCPP = DFPP - T_r$$

DCP	TR
DFP	DCPP
DFPP	MT

VII.5.6.2 Chemin critique (C.C) :

▪ Le chemin critique est la séquence d'opérations dont la durée totale du projet (DTR) est déterminée, et ces opérations sont caractérisées par une marge totale nulle (0).

▪ Pour identifier un chemin critique, il faut vérifier deux conditions principales :

1. La marge totale (MT) de chaque opération sur ce chemin doit être égale à zéro ($MT = 0$).
2. La somme des durées de ces opérations doit être égale à la durée totale du projet (DTP).

VII.5.7 Diagramme de Gantt :

▪ Le diagramme de Gantt, largement utilisé en gestion de projet, est l'un des outils les plus efficaces pour fournir une représentation visuelle de l'état d'avancement des différentes activités ou tâches qui composent un projet. Sur le côté gauche du diagramme, vous trouverez une liste de toutes les tâches à accomplir, tandis que l'en-tête du diagramme représente les unités de temps les plus adaptées au projet, telles que les jours, les semaines ou les mois, etc. Chaque tâche est symbolisée par une barre horizontale dont la position et la longueur indiquent la date de début, la durée et la date de fin de la tâche respective. En un coup d'œil, ce diagramme permet donc de visualiser :

- La séquence des tâches et leur dépendance.
- Les dates de début et de fin prévues pour chaque tâche.
- La durée de chaque tâche.
- Les chevauchements ou les lacunes entre les tâches.
- L'état d'avancement actuel du projet, en comparant les dates planifiées aux dates réelles.

▪ En somme, le diagramme de Gantt offre une vue globale et claire de la planification du projet, ce qui facilite la gestion et le suivi de son avancement.

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

•La liste des taches est illustrée ci-dessous :

Tableau n° VII.4: Liste des tâches pour le projet.

Tâche	Symbole
Préparation générale :	
Installation du chantier & Installations et accès	A
Canal en béton :	
Travaux de terrassement sur tronçon 1	B
Compactage sur tronçon 1	C
Travaux de terrassement sur tronçon 2	D
Compactage sur tronçon 2	E
Exécution de lit du béton de propreté de tronçon 1	F
Exécution de lit du béton de propreté tronçon 2	J
Exécution de béton armé pour les canaux de tronçon 1	H
Exécution de béton armé pour les canaux de tronçon 2	I
Barrage déversoir :	
Excavations à ciel ouvert rive droite	G
Excavations à ciel ouvert rive gauche	K
Excavations à ciel ouvert lit d'oued	L
Pré-batardeau	M
Dérivation Provisoire	N
Batardeau amont	O
Batardeau aval	P
Vidange de fond	Q
Construction du corps du barrage déversoir	R
Construction de bassin de dissipation	S
L'équipement hydromécanique	T
Finition et entretien :	
Travaux divers et de finition	U
Déménagement du chantier	V

• Dans le déroulement opérationnel détaillé pour la protection de la ville de Ghilizane par conception d'un canal en béton et réalisation d'un barrage déversoir, le tableau ci-dessous présente l'enchaînement des différentes tâches de mise en œuvre.

Tableau n° VII.5: Succession des tâches pour le projet.

Tâche	Succède	Durée en jours
Installation du chantier & Installations et accès	B, G, K	30
Travaux de terrassement sur tronçon 1	C, D	45
Compactage sur tronçon 1	F	20
Travaux de terrassement sur tronçon 2	E	50
Compactage sur tronçon 2	J	30
Exécution de lit du béton de propreté de tronçon 1	H	15
Exécution de lit du béton de propreté tronçon 2	I	20
Exécution de béton armé pour les canaux de tronçon 1	U	25
Exécution de béton armé pour les canaux de tronçon 2	U	35
Excavations à ciel ouvert rive droite	L	120
Excavations à ciel ouvert rive gauche	L	90
Excavations à ciel ouvert lit d'oued	M	60
Pré-batardeau	N	30
Dérivation Provisoire	O, P	120
Batardeau amont	Q	90
Batardeau aval	Q	60
Vidange de fond	R	30
Construction du corps du barrage déversoir	S	270
Construction de bassin de dissipation	T	120
L'équipement hydromécanique	U	30
Travaux divers et de finition	V	20
Déménagement du chantier	/	10

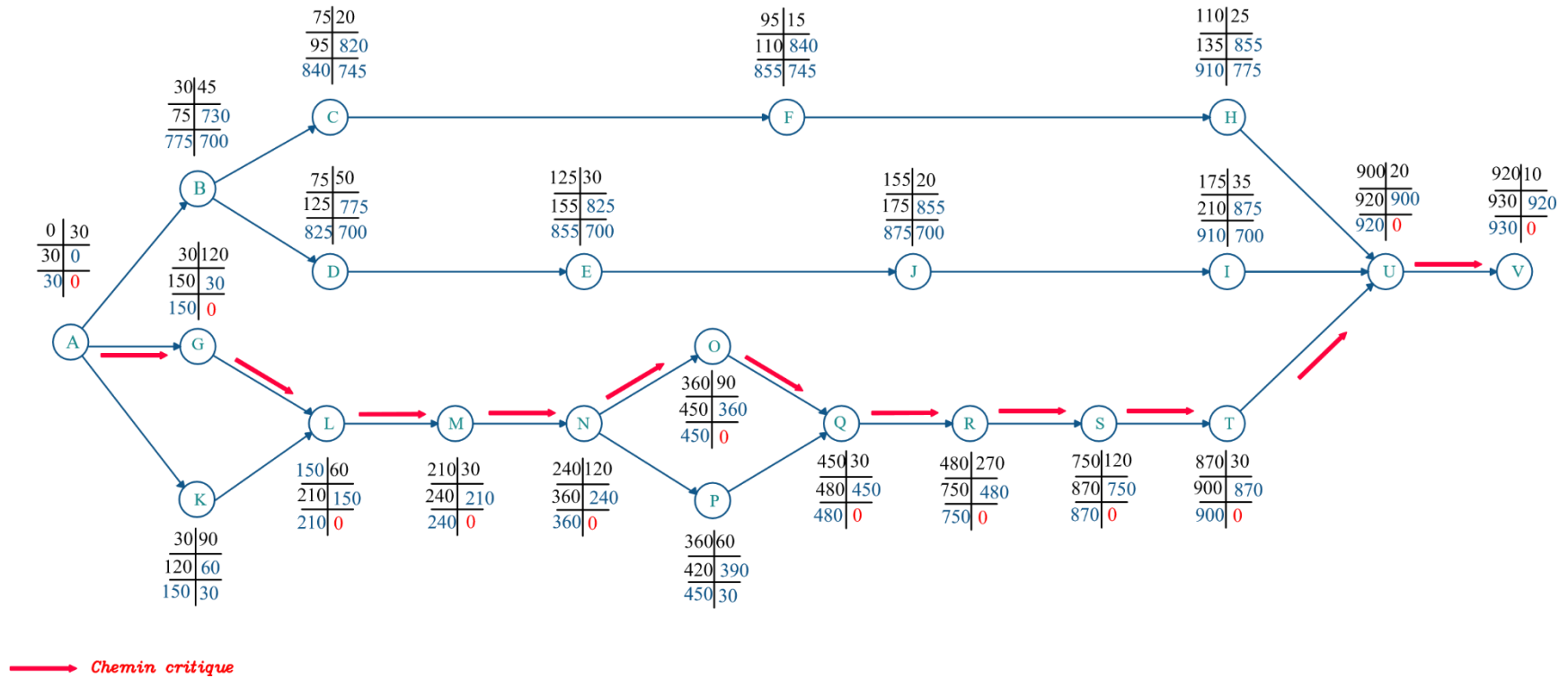


Figure VII.2 : Réseau C.P.M du projet.

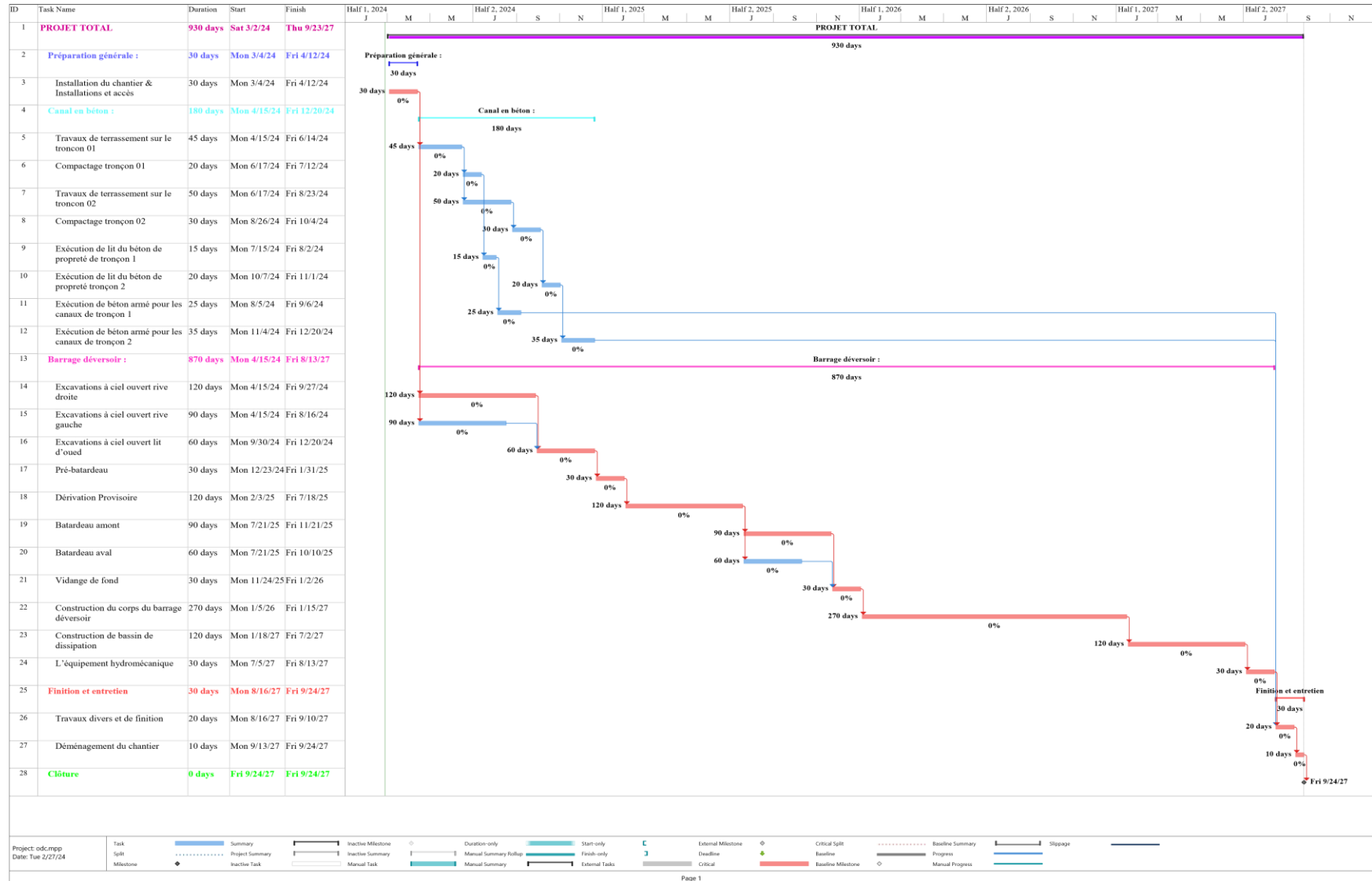


Figure VII.3 : Diagramme de GANTT du projet.

Conclusion

Ce chapitre consacré à l'organisation du chantier souligne de manière évidente que la réussite de l'exécution d'un ensemble de travaux, tout en respectant les délais et les coûts prévus, repose sur une gestion rationnelle du temps et la mobilisation coordonnée de ressources humaines, techniques et matérielles. Le coût global estimé du projet d'aménagement de la ville de Ghilizane, évalué à 3,046,138,914.00 DA, avec un délai de construction de 31 mois, témoigne de l'importance cruciale d'une planification minutieuse pour atteindre l'objectif ultime de livraison dans les délais impartis, sans dépasser les coûts initiaux d'investissement.

Conclusion Générale

Notre étude se concentre sur les inondations et les crues, conséquences des intenses phénomènes orageux affectant la zone de Relizane et Ben Daoued, un risque hydrométéorologique particulièrement grave. La gestion de ces crues constitue un enjeu majeur actuel, nécessitant diverses approches. Cependant, la nature aléatoire des phénomènes météorologiques rend cette tâche complexe. La simulation numérique se révèle ainsi essentielle, offrant une meilleure compréhension des crues et contribuant à une gestion plus rationnelle des risques d'inondations. Elle permet le développement de politiques adéquates, de systèmes d'alerte efficaces et de plans d'intervention adaptés face à ce type de catastrophe.

Cette étude approfondie a fourni des aperçus significatifs sur les risques d'inondation pesant sur la zone de Relizane. Les résultats détaillés des analyses hydrologiques et des modélisations hydrauliques ont mis en lumière les zones vulnérables, les facteurs contributifs, et les dynamiques complexes des inondations dans notre contexte urbain spécifique. Ils révèlent une combinaison complexe de facteurs, allant des caractéristiques géographiques aux changements climatiques, qui contribuent à la vulnérabilité de la région face aux inondations.

Ce travail se focalise sur quatre aspects principaux. D'abord, une description détaillée des caractéristiques géographiques, géologiques, hydrogéologiques et météorologiques de la zone d'étude est effectuée. Cette région est marquée par un climat semi-aride, se traduisant par des conditions chaudes et sèches avec des précipitations sporadiques et peu abondantes. Les pluies sont souvent concentrées sur une courte période, tandis que les périodes de sécheresse sont fréquentes. Les vents jouent également un rôle majeur, favorisant l'évaporation et contribuant à la désertification.

L'étude hydromorphologique de la zone d'étude montre que le bassin versant d'oued Mina est d'une forme allongée, il est caractérisé par un relief très fort et un temps de concentration très faible, ce qui favorise plus les crues. L'analyse du drainage a révélé que le réseau hydrographique de la zone d'étude peut être hiérarchisé en 05 ordres.

La méthode des FORMULE EMPIRIQUE a été employée pour estimer le débit de crue centennale, évalué à $112.3 \text{ m}^3/\text{s}$ pour l'Oued Hamou et $39.74 \text{ m}^3/\text{s}$ pour l'Oued Maguen. Les données pluviométriques de la station de DEMRH ont été utilisées, puis ajustées à la loi de Gumbel. Cela nous a permis de déterminer le débit pour la période de retour de 100 ans, ainsi que d'autres paramètres. Tandis qu'oued Mina estimé à $4606 \text{ m}^3/\text{s}$ par l'agrégation des débits provenant de l'Oued Hamou, de l'Oued Maguen, de leurs débits d'assainissement, ainsi que le débit laminaire du barrage SMBA, rassemble tous les débits qui s'y déversent.

Dans la seconde partie, pour contrer de manière efficace les risques de débordement, l'utilisation de techniques d'ingénierie, notamment la modélisation hydraulique, est essentielle. Cette approche s'impose comme une nécessité incontournable, offrant une description précise du comportement naturel des oueds. L'exploitation de ces résultats nous a permis d'évaluer l'étendue du risque d'inondation, fournissant ainsi les dimensions appropriées pour la conception de l'ouvrage à réaliser.

L'utilisation de l'outil RAS- Mapper du logiciel HEC-RAS nous a permis d'obtenir les niveaux de la ligne d'eau à plusieurs points dans les lits des oueds. Cela nous a permis de déterminer les hauteurs des tirants d'eau correspondantes aux débits de crue prévus et de localiser les zones envahies par les inondations dont nous avons utilisé les données du terrain comme base topographique pour construire la géométrie de notre oued, incluant le profil longitudinal, les

sections en travers et les berges, tout en spécifiant les débits d'entrée et toutes les conditions aux limites nécessaires.

Après la localisation des zones à risque, dans la troisième partie, nous avons opté pour des aménagements pertinents afin de prendre en compte la diversité des enjeux présents le long des cours d'eau. L'objectif était de favoriser un aménagement du territoire mieux adapté au risque d'inondation tout en étudiant la stabilité des variantes adoptées.

Les variantes retenues pour notre aménagement comprennent un canal en béton armé pour oued Hamou et Maguen avec un coût de 195,095,100 DA ainsi qu'un déversoir pour Oued Mina avec un coût de 2,264,320,000DA.

Le manque d'entretien des ouvrages peut compromettre leur efficacité protectrice, soulignant l'importance de sensibiliser les communautés à réagir rapidement aux alertes d'inondation. Un plan de gestion d'urgence devrait être mis en place pour faciliter les évacuations nécessaires et identifier les zones à évacuer ainsi que les abris sûrs hors des zones inondables.

Références bibliographiques

•**Boubchir, A. (2008).** Risques d'inondation et occupation des sols dans le thore (region de Labruguière et de Mazamet)

Disponible sur : <https://docplayer.fr/8918784-Risques-d-inondation-et-occupation-des-sols-dans-le-thore-region-de-labruguiere-et-de-mazamet.html>

Disponible sur : <https://hal.science/hal-00466014/document>

•**Bourdé, A., Ronchi, L., & Amizet, L. (2022).** Catastrophes climatiques : Hier, aujourd'hui et demain. Médecine de Catastrophe - Urgences Collectives, 6(3), 186-187.

Disponible sur : <https://doi.org/10.1016/j.pxur.2022.06.004>

•**Cosandey, C. (1990).** L'origine des crues dans les bassins-versants élémentaires : Du ruissellement sur les versants à l'écoulement de crue. Annales de Géographie, 99(556), 641-659.

Disponible sur : <https://www.jstor.org/stable/23452703>

•**Dauphiné, André, V. (2001).** Risques et catastrophes. Observer-Spatialiser-Comprendre-Gérer. Paris, Armand Colin (Coll. « U Géographe », 288 p. (ISBN 2-200-25042-8). Cahiers de géographie du Québec, 46(127), 106.

Disponible sur : <https://doi.org/10.7202/023025ar>

•**Degoutte Gérard, 2002.** PETITS BARRAGES : recommandations pour la conception, la réalisation et le suivi. Edition Cemagref, 2002. ISBN 2-85362-551-6

Disponible sur : <https://www.barrages-cfbr.eu/IMG/pdf/pb2002-fr.pdf>

•**Deroo, L, P. Royet, C. Poulard. 2016.** Sûreté et efficacité des barrages écrêteurs de crue. Colloque CFBR “ Sûreté des barrages et enjeux ”, Novembre 2016, Chambéry, France. pp.203-221, DOI : 10.24346/fbr_colloque2016_c01

Disponible sur : <https://hal.archives-ouvertes.fr/hal-01467467/document>

•**El Harti, Y., & Ait Ichou, I. (2017).** Étude de protection de la ville de Marrakech contre les inondations [Université Mohammed Premier Ecole Nationale Des Sciences Appliquées D'al Hoceima].

Disponible sur : <https://geniecivilpdf.com/wp-content/uploads/%C3%89tude-de-protection-de-la-ville-de-Marrakech-contre-les-inondations.pdf>

•**Faye, C. (2018).** Périmètre du bassin versant.

Disponible sur :

<https://www.google.com/search?q=p%C3%A9rim%C3%A8tre+du+bassin+versant&oq=p%C3%A9rimetre+du+ba&aqs=chrome.1.69i57j0i22i30l2j0i10i22i30j0i15i22i30j0i22i30l5.5553j0j7&sourceid=chrome&ie=UTF-8>

•**Glatron S. (2003)**. Questions de Géographie, Les Risques Ouvrages collectif coordonné par Vincent Moriniaux, Ouvrage collectif, Editions Temps, Nantes-Francia, 256p.

Disponible sur : <https://side.developpement-durable.gouv.fr/PAE/doc/SYRACUSE/71968/questions-de-geographie-les-risques>

•**Graguid, T. B. (2011)**. Système d'informations et représentations cartographiques pour la gestion des inondations à Cotonou [institut international d'Ingénierie de l'Eau et l'environnement].

Disponible sur : http://documentation.2ie-edu.org/cdi2ie/opac_css/doc_num.php?explnum_id=135

•**Heyman, M. (2023, septembre 14)**. Les images des inondations meurtrières en Libye. Le Point.

Disponible sur : https://www.lepoint.fr/monde/les-images-des-inondations-meurtrieres-en-libye-14-09-2023-2535420_24.php

•**Idrici, A. (2017)**. Modélisation et simulation numérique d'écoulement d'eau à surface libre avec HEC-ras cas d'oued de Saida.

Disponible sur : https://butec.univ-saida.dz/admin/opac_css/doc_num.php?explnum_id=523

•**Kaada, D. E. (2004)**. Correspondant au 29 décembre 2004. J.O.R.A. (Journal Officiel de la République Algérienne démocratique et populaire), Alger.

Disponible sur : <https://www.joradp.dz/FTP/jo-francais/2004/F2004084.PDF>

•**Ketrouci, K. (2014)**. Application de modèles hydrologiques dans l'estimation des crues extrêmes en Algérie.

Disponible sur : <https://docplayer.fr/55738944-Application-de-modeles-hydrologiques-dans-l-estimation-des-crues-extremes-en-algerie.html>

•**Le CRSTRA. (2004, décembre)**. Des journées techniques : risques naturels : inondation, prévision, protection.

Disponible sur : <https://crstra.dz/telechargement/seminaires/les-actes-des-journees-techniques-risque-naturels-inondatio.pdf>

•**Ledoux, B. (2006)**. La gestion du risque inondation.

Disponible sur : https://complements.lavoisier.net/9782743008291_la-gestion-du-risque-inondation_Sommaire.pdf

•**Menad, W. (2019)**. Approche modèle pour une prise en charge globale des risques hydrologiques dans le bassin méditerranéen. Bulletin de la Société Royale des Sciences de Liège, 88, 21.

Disponible sur : <https://doi.org/10.25518/0037-9565.8402>

•**MERCKLE Sébastien, ROYET Paul, DEGOUTTE Gérard, MERIAUX Patrice, 2010**.

Small dams for flood control – specificities with regards to new regulations. Cemagref, Groupement d'Aix-en-Provence Groupe de Recherche « Ouvrages hydrauliques », 9 novembre 2010, Lyon

•**Nedelec, Y., Kao, C., & Chaumont, C. (2004)**. Réduction des transferts de crues dans les bassins versants agricoles fortement drainés : État des connaissances et des recherches.

Disponible sur : <https://hal.science/hal-00471236>

- **OMM/UNESCO. (1992).** International Glossary of Hydrology—UNESCO Digital Library.
Disponible sur : <https://unesdoc.unesco.org/ark:/48223/pf0000221862>
- **Oujbbour, B. (2015).** Annonce de crue et la mise en place d'un système d'alarme dans le bassin de Guelmim—Sécheresse info.
Disponible sur : <http://www.secheresse.info/spip.php?article72096>
- **Roche, M. (1963).** Hydrologie de surface.
Disponible sur : https://www.pseau.org/outils/ouvrages/ird_hydrologie_de_surface_marcel_roche_1963.pdf
- **Roux, H. (2004).** Estimation de paramètres en hydraulique fluviale, à partir de données caractéristiques de l'imagerie aérienne [Phd].
Disponible sur : <https://oatao.univ-toulouse.fr/7360/1/roux.pdf>
- **Smith, G. P., Davey, E. K., & Cox, R. (2014).** Flood Hazard. E Water Research Laboratory, School of Civil and Environmental Engineering, University of New South, 59.
Disponible sur : <https://knowledge.aidr.org.au/media/2334/wrl-flood-hazard-technical-report-september-2014.pdf>
- **Strahler, A. N. (1952).** HYPSONOMETRIC (AREA-ALTITUDE) ANALYSIS OF EROSIONAL TOPOGRAPHY. Geological Society of America Bulletin, 63(11), 1117.
Disponible sur : [https://doi.org/10.1130/0016-7606\(1952\)63\[1117:HAAOET\]2.0.CO;2](https://doi.org/10.1130/0016-7606(1952)63[1117:HAAOET]2.0.CO;2)
- **Thomas, N. (2007).** Signalisation de santé et de sécurité au travail Réglementation (p. 68). INRS, Institut National de Recherche et de Sécurité.
Disponible sur : <https://www.inrs.fr/media.html?refINRS=ED%206293>
- **Touaibia, Bénina. (2015).** Manuel pratique d'hydrologie (2^{ème} Edition).
Disponible sur : https://ia801004.us.archive.org/19/items/manuelpratiqedhydrologie/Manuel_pratique_d_hydrologie.pdf
- **Toumi, A. (2016).** Hydraulique à surface libre (cours & exercices). 197.
Disponible sur : <https://dspace.univ-guelma.dz/jspui/bitstream/123456789/601/1/H.S.L%28Cours%20%26%20Exercices%29-01.pdf>
- **UNISDR, C. (2015).** The human cost of natural disasters 2015 : A global perspective - World ReliefWeb (p. 57). relief web.
Disponible sur : <https://reliefweb.int/report/world/human-cost-natural-disasters-2015-global-perspective>
- **USACE Engineering and Design;** Hydraulic design of Spillway, Engineer Manual EM 1110–2–1603, January 1990.
Disponible sur : <https://www.publications.usace.army.mil/>
- **Vinet, F. (2003).** Crues et inondations dans la France méditerranéenne. Les crues torrentielles des 12 et 13 novembre 1999 (Aude, Tarn, Pyrénées-Orientales et Hérault).
Disponible sur : <https://hal.science/hal-01895590/document>

•**Witheridge, G. (2014).** Rock sizing for bank stabilisation. Catchments & Creeks Pty Ltd, version 2, 11. PO Box 314 Ferny Hills, Qld 4055 Australia.

Disponible sur : <https://www.catchmentsandcreeks.com.au/docs/Rock-Sizing-For-Bank-Stabilisation-V2.pdf>

Références sitographiques :

- <https://www.surfacewater.biz/hazard/>
- <https://www.arcgis.com/apps/instant/media/index.html?appid=fc92d38533d440078f17678ebc20e8e2>
- <https://www.adb.org/sites/default/files/project-documents/45206/45206-001-tacr-en.pdf>

Annexes

Annexe n° 01 : Tableau des Valeurs de χ^2 .

k	γ										
	0.995	0.990	0.975	0.950	0.900	0.500	0.100	0.050	0.025	0.010	0.005
1	0.00	0.00	0.00	0.00	0.02	0.45	2.71	3.84	5.02	6.63	7.88
2	0.01	0.02	0.05	0.10	0.21	1.39	4.61	5.99	7.38	9.21	10.60
3	0.07	0.11	0.22	0.35	0.58	2.37	6.25	7.81	9.35	11.34	12.84
4	0.21	0.30	0.48	0.71	1.06	3.36	7.78	9.94	11.14	13.28	14.86
5	0.41	0.55	0.83	1.15	1.61	4.35	9.24	11.07	12.83	15.09	16.75
6	0.68	0.87	1.24	1.64	2.20	5.35	10.65	12.59	14.45	16.81	18.55
7	0.99	1.24	1.69	2.17	2.83	6.35	12.02	14.07	16.01	18.48	20.28
8	1.34	1.65	2.18	2.73	3.49	7.34	13.36	15.51	17.53	20.09	21.96
9	1.73	2.09	2.70	3.33	4.17	8.34	14.68	16.92	19.02	21.67	23.59
10	2.16	2.56	3.25	3.94	4.87	9.34	15.99	18.31	20.48	23.21	25.19
11	2.60	3.05	3.82	4.57	5.58	10.34	17.28	19.68	21.92	24.72	26.76
12	3.07	3.57	4.40	5.23	6.30	11.34	18.55	21.03	23.34	26.22	28.30
13	3.57	4.11	5.01	5.89	7.04	12.34	19.81	22.36	24.74	27.69	29.82
14	4.07	4.66	5.63	6.57	7.79	13.34	21.06	23.68	26.12	29.14	31.32
15	4.60	5.23	6.27	7.26	8.55	14.34	22.31	25.00	27.49	30.58	32.80
16	5.14	5.81	6.91	7.96	9.31	15.34	23.54	26.30	28.85	32.00	34.27
17	5.70	6.41	7.56	8.67	10.09	16.34	24.77	27.59	30.19	33.41	35.72
18	6.26	7.01	8.23	9.39	10.87	17.34	25.99	28.87	31.53	34.81	37.16
19	6.84	7.63	8.81	10.12	11.65	18.34	27.20	30.14	32.85	36.19	38.58
20	7.43	8.26	9.59	10.85	12.44	19.34	28.41	31.41	34.17	37.57	40.00
21	8.03	8.90	10.28	11.59	13.24	20.34	29.62	32.67	35.48	38.93	41.40
22	8.64	9.54	10.98	12.34	14.04	21.34	30.81	33.92	36.78	40.29	42.80
23	9.26	10.20	11.69	13.09	14.85	22.34	32.01	35.17	38.08	41.64	44.18
24	9.89	10.86	12.40	13.85	15.66	23.34	33.20	36.42	39.36	42.98	45.56
25	10.52	11.52	13.12	14.61	16.47	24.34	34.28	37.65	40.65	44.31	46.93
26	11.16	12.20	13.84	15.38	17.29	25.34	35.56	38.89	41.92	45.64	48.29
27	11.81	12.88	14.57	16.15	18.11	26.34	36.74	40.11	43.19	46.96	49.65
28	12.46	13.57	15.31	16.93	18.94	27.34	37.92	41.34	44.46	48.28	50.99
29	13.12	14.26	16.05	17.71	19.77	28.34	39.09	42.56	45.72	49.59	52.34
30	13.79	14.95	16.79	18.49	20.60	29.34	40.26	43.77	46.98	50.89	53.67
40	20.71	22.16	24.43	26.51	29.05	39.34	51.81	55.76	59.34	63.69	66.77
50	27.99	29.71	32.36	34.76	37.69	49.33	63.17	67.50	71.42	76.15	79.49
60	35.53	37.48	40.48	43.19	46.46	59.33	74.40	79.08	83.30	88.38	91.95
70	43.28	45.44	48.76	51.74	55.33	69.33	85.53	90.53	95.02	100.42	104.22
80	51.17	53.54	57.15	60.39	64.28	79.33	96.58	101.88	106.63	112.33	116.32
90	59.20	61.75	65.65	69.13	73.29	89.33	107.57	113.14	118.14	124.12	128.30
100	67.33	70.06	74.22	77.93	82.36	99.33	118.50	124.34	129.56	135.81	140.17

Annexe n° 02 : Valeur de rugosité de Manning

Valeurs du coefficient n de Manning				
Nature des surfaces	Etats des parois			
	Parfait	Bon	Assez bon	Mauvais
A) Canaux artificiels				
Ciment lissé	0,01	0,011	0,012	0,013
Mortier de ciment	0,011	0,012	0,013	0,015
Aqueducs en bois raboté	0,01	0,012	0,013	0,014
Aqueducs en bois non raboté	0,011	0,013	0,014	0,015
Canaux revêtus de béton	0,012	0,014	0,016	0,018
Moëllons bruts	0,017	0,02	0,025	0,03
Pierres sèches	0,025	0,03	0,033	0,035
Moëllons dressés	0,013	0,014	0,015	0,017
Aqueducs métalliques à section demi-circulaire lisse	0,011	0,012	0,013	0,015
Aqueducs métalliques à section demi-circulaire plissée	0,0225	0,025	0,0275	0,030
Canaux en terre droits et uniformes	0,017	0,020	0,0225	0,025
Canaux avec pierres, lisses et uniformes	0,025	0,030	0,033	0,035
Canaux avec pierres, rugueux et irréguliers	0,035	0,040	0,045	-
Canaux en terre à larges méandres	0,0225	0,025	0,0275	0,030
Canaux en terre dragués	0,025	0,0275	0,030	0,033
Canaux à fond en terre, côtés avec pierres	0,028	0,030	0,033	0,035
B) Cours d'eau naturels				
1) Propres, rives en ligne droite	0,025	0,0275	0,030	0,033
2) Idem 1 avec quelques herbes et pierres	0,030	0,033	0,035	0,040
3) Avec méandres, avec quelques étangs et endroits peu profonds, propres	0,035	0,040	0,045	0,050
4) Idem 3, l'eau à l'étiage, pente et sections plus faibles	0,040	0,045	0,050	0,055
5) Idem 3, avec quelques herbes et pierres	0,033	0,035	0,040	0,045
6) Idem 4, avec pierres	0,045	0,050	0,055	0,060
7) Zones à eau coulant lentement avec herbes ou fosses très profondes	0,050	0,060	0,070	0,080
8) Zones avec beaucoup de mauvaises herbes	0,075	0,100	0,125	0,150

Annexe n° 03 : Valeurs de la fonction auxiliaire $\Phi(rct)$ pour le calcul des profondeurs

conjuguées du ressaut hydraulique dans le bief aval des ouvrages de déversement

$\Phi(\tau_{ct})$	τ_{ct}	τ_{ct}''				
		$\varphi = 0,80$	$\varphi = 0,85$	$\varphi = 0,90$	$\varphi = 0,95$	$\varphi = 1,00$
0,0044	0,001	0,0504	0,0532	0,0504	0,0696	0,0027
0,0089	0,002	0,0705	0,0740	0,0794	0,0839	0,0884
0,0133	0,003	0,0861	0,0910	0,0971	0,1026	0,1081
0,0177	0,004	0,0990	0,1053	0,1116	0,1179	0,1242
0,0221	0,005	0,1104	0,1174	0,1245	0,1315	0,1386
0,0205	0,006	0,1206	0,1283	0,1360	0,1438	0,1535
0,0309	0,007	0,1299	0,1383	0,1466	0,1549	0,1633
0,0353	0,008	0,1386	0,1475	0,1564	0,1653	0,1742
0,0397	0,009	0,1467	0,1541	0,1630	0,1750	0,1844
0,0441	0,010	0,1543	0,1642	0,1742	0,1841	0,1941
0,0550	0,0125	0,1716	0,1827	0,1938	0,2049	0,2160
0,0660	0,0150	0,1871	0,1993	0,2114	0,2236	0,2357
0,0768	0,0175	0,2012	0,2143	0,2274	0,2405	0,2536
0,0877	0,0200	0,2142	0,2282	0,2422	0,2562	0,2702
0,0985	0,0225	0,2263	0,2411	0,2559	0,2707	0,2856
0,1094	0,0250	0,2376	0,2532	0,2688	0,2844	0,3000
0,1201	0,0275	0,2483	0,2645	0,2809	0,2973	0,3136
0,1309	0,0300	0,2584	0,2754	0,2924	0,3095	0,3205
0,1523	0,0350	0,2771	0,2954	0,3138	0,3321	0,3505
0,1736	0,0400	0,2942	0,3137	0,3334	0,3529	0,3724
0,1948	0,045	0,3100	0,3306	0,3513	0,3720	0,3927
0,2159	0,050	0,3246	0,3404	0,3681	0,3899	0,4116
0,2369	0,055	0,3383	0,3610	0,3838	0,4065	0,4293
0,2755	0,060	0,3511	0,3748	0,3985	0,4222	0,4459
0,2784	0,065	0,3633	0,3879	0,4124	0,4370	0,4616
0,2991	0,070	0,3747	0,4002	0,4256	0,4510	0,4765
0,3196	0,075	0,3856	0,4118	0,4381	0,4643	0,4906
0,3399	0,080	0,3959	0,4229	0,4500	0,4770	0,5041
0,3602	0,085	0,4057	0,4335	0,4613	0,4891	0,5169
0,3804	0,090	0,4151	0,4436	0,4721	0,5006	0,5291
0,4004	0,095	0,4240	0,4532	0,4824	0,5116	0,5409
0,4597	0,110	0,4480	0,4708	0,5109	0,5420	0,5732
0,4987	0,120	0,4634	0,4957	0,5280	0,5603	0,5927
0,5752	0,140	0,4896	0,5240	0,5585	0,5930	0,6275
0,6496	0,160	0,5120	0,5484	0,5847	0,6211	0,6576
0,6861	0,170	0,5220	0,5592	0,5955	0,6337	0,6710
0,7575	0,190	0,5398	0,5786	0,6175	0,6504	0,6953
0,8266	0,210	0,5551	0,5954	0,6366	0,6760	0,7164
0,8941	0,230	0,5681	0,6096	0,6512	0,6928	0,7345
0,9269	0,240	0,5735	0,6159	0,6581	0,7003	0,7446
0,9908	0,260	0,5838	0,6270	0,6702	0,7135	0,7569