



MEMOIRE DE FIN D'ETUDES

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

Option : CONCEPTION DES OUVRAGES HYDROTECHNIQUES

THEME :

**AMENAGEMENT HYDRAULIQUE DE L'OEUD BENI
AZZAPOUR LA PROTECTION DE LA VILLE DE BLIDA ET
DIAR EL BAHRI CONTRE LES INONDATIONS (W. BLIDA)**

Présenté par :

Saighi Ahemd Firas

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 septembre 2024

Dédicace

Je dédie ce travail à ma famille

Dont le soutien inébranlable a été ma plus grande force.

À mes **chers parents**, merci pour votre amour et vos sacrifices inestimables. Un remerciement particulier à mon **père** pour sa guidance précieuse et à ma **mère** pour son soutien constant.

À mes frères **Wassim** et **Walid**, votre encouragement a été précieux tout au long de ce parcours.

À mes amis chers : **Ouassim, Chouaib, Ilyes, Yazid, Sonia**, ainsi qu'à **Moussa, Isaad, Miloud, Sifou**, et **Akram**. Votre amitié et votre soutien m'ont apporté une grande inspiration et réconfort.

À tous ceux qui ont contribué à ce projet, je vous remercie sincèrement.

Remerciement

Je commence par exprimer ma profonde gratitude envers **Dieu** Tout-Puissant, qui m'a donné la force et la détermination nécessaires pour mener à bien ce travail.

Je tiens à remercier chaleureusement **Madame HADJSADOK Nabila**, mon encadrant, pour son soutien précieux, ses conseils avisés et son aide précieuse tout au long de ce projet.

Je souhaite également exprimer ma reconnaissance sincère à ma **famille**, pour leur soutien inconditionnel et leur encouragement constant. Un merci spécial à mes parents, dont l'appui indéfectible et la création d'un environnement propice à mon développement ont été essentiels pour atteindre ce stade.

Enfin, je n'oublie pas de remercier les ingénieurs et professionnels qui ont contribué à ce projet, notamment **M. Megdouri Mhamid**, ingénieur d'État en hydraulique à l'AGIRE, pour son aide et ses conseils experts

Je remercie également mes **amis**, qui sont devenus ma seconde famille pendant ces années d'études. Votre amitié, votre soutien et vos moments partagés ont été précieux et motivants.

À toutes ces personnes, je vous adresse mes plus sincères remerciements et ma profonde reconnaissance.

ملخص

الهدف الرئيسي من هذا المشروع هو تحديد الأبعاد اللازمة لنظام هيدروليكي لحماية المنطقة السفلية لوادي بني عزة من الفيضانات المئوية التي تؤثر على مدينتي البليدة وديار البحري. تهدف هذه الدراسة إلى ضمان سلامة الممتلكات والسكان. تم اتباع عدة خطوات أساسية في هذا المشروع. في البداية، تم تقديم المنطقة المعنية. بعد ذلك، أجريت دراسة هيدرولوجية لتحليل لتحديد HEC-RAS التساقطات وتحديد معدلات التدفق. أخيرًا، تم إجراء دراسة هيدروليكية مفصلة باستخدام برنامج المناطق المعرضة للفيضانات وتقييم المخاطر. تم اقتراح عدة خيارات للتطوير، وفي النهاية تم اختيار إحدى البدائل لدراسة مفصلة. تم التوصل إلى أن الحل الأمثل هو استخدام مزيج من الخرسانة والغايون كحل مختلط لتطوير النظام الهيدروليكي

الكلمات المفتاحية: HEC-RAS نظام هيدروليكي، حماية من الفيضانات، فيضانات مئوية،

Résumé

L'objectif principal de ce projet est de déterminer les dimensions nécessaires pour un système hydraulique visant à protéger la région aval de l'oued Beni Azza contre les crues centennales, qui affectent les villes de Blida et Diar El Bahri. Cette étude vise à garantir la sécurité des biens et des habitants. Plusieurs étapes essentielles ont été suivies au cours de ce projet. Tout d'abord, nous avons introduit la zone concernée. Ensuite, une étude hydrologique a été réalisée pour analyser les précipitations et quantifier les débits. Enfin, une étude hydraulique détaillée a été menée en utilisant le logiciel HEC-RAS pour définir les zones inondables et évaluer les risques d'inondation. Plusieurs options d'aménagement ont été proposées, et une variante a finalement été sélectionnée pour une étude approfondie. Le résultat optimal a indiqué l'utilisation d'une combinaison de béton et de gabion comme solution mixte pour développer le système hydraulique.

Mots-clés : Système hydraulique, protection, crue centennale, HEC-RAS

Abstract

The primary goal of this project is to establish the required dimensions for a hydraulic system aimed at protecting the downstream region of the Beni Azza River from centennial floods, which pose a risk to the cities of Blida and Diar El Bahri. This study seeks to safeguard both property and residents. The project follows a series of essential steps. Initially, the study area was introduced. Next, a hydrological analysis was conducted to evaluate precipitation patterns and estimate flow rates. A detailed hydraulic study was then performed using HEC-RAS software to identify flood-prone areas and assess flood risks. Several development options were proposed, with one variant ultimately selected for further detailed analysis. The optimal solution was found to be a mixed approach combining concrete and gabion for the development of the hydraulic system.

Keywords : Hydraulic system, flood protection, centennial floods, HEC-RAS

Sommaire :

I. Chapitre I : Généralité sur les inondations	1
I.1 Introduction	2
I.2 Généralité sur les inondations :	2
I.2.1 Définition :	2
I.3 La crue	2
I.3.1 Éléments descriptifs d'une crue	2
I.4 Aléa, enjeux et vulnérabilité	3
I.4.1 Aléa	3
I.4.2 Enjeux	4
I.4.3 Vulnérabilité	4
I.4.4 Risque	4
I.4.5 Le risque d'inondation	4
I.4.6 Gestion des risques :	6
I.5 Les inondations	6
I.5.1 Principaux paramètres nécessaires pour évaluer la catastrophe	6
I.5.2 Mécanisme des inondations	7
I.5.3 Paramètres fondamentaux du cours d'eau	7
I.6 Types d'inondation	9
I.6.1 Inondations de plaine :	10
I.6.2 Inondations par remontées des nappes phréatiques	10
I.6.3 Inondation par crues torrentielles	11
I.6.4 Inondations par ruissellement	11
I.6.5 Inondations par rupture d'ouvrage ou d'embâcle	12
I.6.6 Inondations marines	12
I.7 Les causes et origines des inondations	13

I.8	Conséquences engendrées par les inondations.....	13
I.9	Les inondations en Algérie.....	14
I.9.1	Historique des inondations catastrophiques en Algérie.....	14
I.9.2	I.11. L’historique des inondations dans la zone d’étude	18
I.10	Conclusion.....	19
II.	CHAPITRE II : Présentation de la zone d’étude.....	20
II.1	Introduction	21
II.2	Situation Géographique	21
II.3	Conditions climatiques de la zone d’étude	23
II.3.1	Climat :	23
II.3.2	Précipitation :.....	23
II.3.3	Température :.....	25
II.3.4	Evaporation :.....	26
II.3.5	Humidité relative :	26
II.3.6	Vitesses du vent :	27
II.4	Situation actuelle d’oued Beni Azza :	28
II.5	Description des zones urbaines autour du cour d’eau	29
II.5.1	Les Ouvrages existants :	29
II.6	Conclusion :.....	32
III.	CHAPITRE III : ETUDE HYDROLOGIQUE	22
III.1	Introduction	34
III.2	Bassin versant	34
III.3	Etude géomorphologique.....	36
III.3.1	Caractéristiques morphologiques	36
III.3.2	Caractéristiques géométriques.....	38
III.4	Etude du relief.....	40
III.4.1	Courbe hypsométrique.....	40

III.4.2	Altitudes caractéristiques :	42
III.4.3	Indices de pente :	43
III.5	Etude du réseau hydrographique	47
III.5.1	Caractéristiques du réseau hydrographique	47
III.6	Analyse des Données Pluviométriques :	54
III.6.1	Méthodes de Mesure des Précipitations :	55
III.6.2	Présentation de la station pluviométrique :	55
III.1.1	Ajustement des séries pluviométriques :	57
III.6.3	Choix de la loi d'ajustement	63
III.6.4	Pluie De Courte Durée :	64
III.6.5	Calcul Du Débit De Crue :	66
III.7	La Modélisations Hydrologique A L'aide Du Logiciel « Hec-Hms »	74
III.7.1	La Modélisation Hydrologique :	74
III.7.2	Présentation du modèle HEC-HMS :	74
III.7.3	Les Résultats De La Simulation :	75
III.7.4	Interprétation des résultats des débits de crue :	79
III.8	Hydrogramme de crue	80
III.9	Conclusion :	83
IV.	Chapitre IV : Etude Hydraulique	84
IV.1	Introduction :	85
IV.2	Notions hydrauliques :	85
IV.2.1	Paramètres hydrauliques :	85
IV.2.2	Paramètres géométriques :	86
IV.3	Les canaux :	87
IV.3.1	Type de canaux	87
IV.4	Ecoulement dans les canaux :	92
IV.4.1	Types d'écoulement :	93

IV.4.2	Régime d'écoulement :	94
IV.5	Modélisation d'écoulement :	96
IV.5.1	Etapes de la simulation :	96
IV.5.2	Résultats de la simulation :	100
IV.5.3	Interprétation.....	104
IV.6	Etude des aménagements :	104
IV.6.1	Hypothèses de calcul	104
IV.6.2	Techniques d'Aménagement :	105
IV.6.3	Principe de conception de l'aménagement d'oued Beni Azza :	108
IV.7	. Étude des Variantes	114
IV.7.1	Variante 1 : Conception d'un Canal en Gabions en Escalier avec un Fond en Matelas Reno :	114
IV.7.2	Variante No 02 : Canal trapézoïdale en Béton Armé :	120
IV.7.3	Variante No 03 : Canal Trapézoïdal en Enrochement	126
IV.8	Choix de la variante d'aménagement :	132
IV.9	Conclusion :	133

V. Chapitre V : Etude détaillée de la variante d'aménagement adopté86

V.1	Introduction :	136
V.2	Détails de la Variante Adoptée	136
V.3	Étude génie-civile :	137
V.3.1	Action et sollicitation :	137
V.3.2	Actions :	137
V.3.3	Étude génie-civile pour le canal en béton.....	138
V.3.4	Caractéristiques des matériaux :	138
V.3.5	Le ferrailage du canal :	142
V.3.6	Les Ouvrages De Traversées :	143

V.3.7	Étude génie-civile pour le canal en Gabion :.....	145
V.4	Résultat finale de la cour d'eau sur (Hec- Ras).....	151
V.4.1	Vu 3D de l'oued Beni Azza :.....	151
V.4.2	Résultats de la simulation d'écoulement d'un canal finale Beni Azza...	151
V.5	Conclusion :.....	152

Chapitre VII : Organisation de chantier153

V.6	Introduction :	154
V.7	Travaux de réparations et installation de chantier :.....	154
V.7.1	Travaux de réparations :	154
V.7.2	Installation de Chantier :.....	155
V.8	Moyens des travaux de chantier :	155
V.8.1	Ressources Humaines :	155
V.8.2	Intervenants du Chantier :.....	155
V.9	Devis Quantitatif Estimatif (DQE) :	156
V.10	Planification de Projet	157
V.10.1	Définition et Objectifs :	157
V.10.2	Chemin Critique et Diagramme de Gantt :	158
V.11	Conclusion :.....	161

Liste des tableaux :

Tableau II-1 : Caractéristiques de la station pluviométrique.....	24
Tableau II-2 : Répartition mensuelle des précipitations annuelle (1993-2023)	24
Tableau II-3 Températures mensuelles minimales, maximales et moyennes (1975-2007)	25
Tableau II-4 : Répartition intra-annuelle de l'évaporation.....	26
Tableau II-5 : Distribution mensuelle de l'humidité de l'air relative en %.....	27
Tableau II-6 : Vitesses mensuelles moyennes du vent (m/s).....	27
Tableau III-1 : Paramètres géomorphologiques du bassin versant d'oued Beni Azza. ..	40
Tableau III-2 : Paramètres Hypsométriques du bassin versant d'oued Beni Azza.....	40
Tableau III-3 : Caractéristiques d'altimétries du bassin versant d'oued Beni Azza.....	43
Tableau III-4 : Pente moyenne du bassin versant d'oued Beni Azza	44
Tableau III-5 : détermination de la pente Roche Ip.....	45
Tableau III-6 : valeur de Ig selon les types du relief	46
Tableau III-7 : Classification des reliefs d'après l'O.R.S.T.O.M.....	46
Tableau III-8 : Résultats de calculs des pentes et la dénivelée spécifique du bassin versant d'oued Beni Azza.....	46
Tableau III-9 : présentation des paramètres.....	48
Tableau III-10 : Distance partielle et distance cumulée	49
Tableau III-11 : Résultats de calculs de temps de concentration.....	53
Tableau III-12 : Paramètres hydrographiques d'oued Beni Azza	53
Tableau III-13 : Caractéristiques géomorphologiques du bassin versant d'oued Beni Azza.....	54
Tableau III-14 : Présentation des stations pluviométriques utilisées dans l'étude.....	56
Tableau III-15 : La série des pluies journalières maximales.	56
Tableau III-16 : les paramètres statistiques de la série	56
Tableau III-17 : Modèles fréquentielle.	57
Tableau III-18 : résultats de l'ajustement par la loi de GUMBEL	59
Tableau III-19 : résultats de l'ajustement par la loi de GALTON.....	61
Tableau III-20 : résultats de l'ajustement par la loi de GEV	62
Tableau III-21 : Résultats du test de χ^2	64
Tableau III-22 : Pluies et intensités de courtes durées pour des différentes périodes de retour	65

I_{tc} : Intensité moyenne maximale pendant une durée égale au temps de concentration en mm/h calculé dans le Tableau No : III-23;	67
Tableau III-24 : Valeurs du coefficient de ruissellement C.....	68
Tableau III-25 : Valeurs du paramètre P0	70
Tableau III-26 : Valeurs des coefficients A, B et n.	70
Tableau III-27 : Débits de crue du BV oued Beni Azza par les formules empiriques (m ³ /s)	70
Tableau III-28 : Classification des sols selon NRCS.....	72
Tableau III-29 : CN selon le Type d'occupation de sol.....	73
Tableau III-30 : résultats d'occupation de sols.....	74
Tableau III-31 : Résultats de simulation pour la période de retour 100ans.....	75
Tableau III-32 : Résultats de simulation pour la période de retour 50ans.....	76
Tableau III-33 : Résultats de simulation pour la période de retour 20ans.....	77
Tableau III-34 : Résultats de simulation pour la période de retour 10ans.....	77
Tableau III-35 : Résultats de simulation pour la période de retour 5ans.....	78
Tableau III-36 : Résultats des débits de la simulation pour les différents périodes de retour en m ³ /s.....	79
Tableau III-37 : Interprétation des résultats.....	79
Tableau III-38 : Valeur du coefficient de forme de l'hydrogramme de crue δ	80
Tableau III-39 : Paramètres de calcul de l'hydrogramme de crue.....	81
Tableau III-40 : les valeurs de débits de crues en fonction de temps	81
Tableau IV-1 : Valeurs du coefficient de rugosité 'n'(Chen et Cotton, 1986).	86
Tableau IV-2 : Principaux paramètres hydraulique d'oued Beni Azza	103
Tableau IV-3 : Différents types des canaux avec leurs caractéristiques géométriques.	107
Tableau IV-4 : description des tranchons d'oued Beni Azza	112
Tableau IV-5 : Revanches utilisées (Degoutte, 2012).	113
Tableau IV-6 : Valeurs de vitesse moyenne limite d'érosion pour les lits.	114
Tableau IV-7 caractéristiques de gabion	115
Tableau IV-8 : les différentes tailles des roches pour le Matelas Reno et le Gabion ...	115
Tableau IV-9 : Les résultats de calcul des nombres de caisses pour le canal en gabion tronçon 01	117
Tableau IV-10 : Les résultats de calcul des nombres de caisses pour le canal en gabion tronçon 02.....	117

Tableau IV-11 : Les résultats de calcul des nombres de caisses pour le canal en gabion tronçon 03.....	117
Tableau IV-12 : Les résultats de calcul des nombres de caisses pour le canal en gabion tronçon 04.....	118
Tableau IV-13 : Résultats de la simulation d'écoulement d'un canal en gabion Beni Azza (Source : HECRAS).	118
Tableau IV-14 : section de géotextile	120
Tableau IV-15 : Devi estimatifs et quantitatifs.....	120
Tableau IV-16 : Caractéristiques et Résultats de calcul de la variante 02.....	122
Tableau IV-17 : Résultat de la simulation d'écoulement d'un canal trapézoïdale en béton armé (Source : HEC-RAS)	123
Tableau IV-18 : Epaisseurs des bétons de la variante 2.	124
Tableau IV-19 : Hauteurs de la variante 2.....	125
Tableau IV-20 : Sections des bétons du canal de la variante 2.	125
Tableau IV-21 : Volumes des bétons de la variante 2.	126
Tableau IV-22 : Devi estimatif quantitatif.....	126
Tableau IV-23 : Caractéristiques et Résultats de calcul de la variante 03.....	127
Tableau IV-24 : Résultat de la simulation d'écoulement d'un canal trapézoïdale en enrochement (Source : HEC-RAS)	128
Tableau IV-25 : Hauteurs de la variante 3.....	130
Tableau IV-26 : Sections d'enrochement du canal de la variante 3.	130
Tableau IV-27 : Volumes d'enrochement de la variante 3.....	131
Tableau IV-28 : Sections du géotextile de la variante3.....	131
Tableau IV-29 : Devi estimatif quantitatif.....	131
Tableau IV-30 : Devi estimatif quantitatif.....	133
Tableau V-1 : Résultats de calcul du nombre des dalots nécessaire.....	145
Tableau V-2 : Résultats de la simulation d'écoulement d'un canal finale Beni Azza (Source : HECRAS).	151
Tableau VI-0-1 : Devis de la variante mixte canal trapézoïdale béton /gabion.....	156
Tableau VI-0-2 : Les tâches spécifiques.....	159

Liste des figures :

Figure I-1 Eléments descriptif d'une crue.	3
Figure I-2 : Combinaisons d'un risque.	4
Figure I-3 : Les risques d'inondation.	5
Figure I-4 : Illustration de l'augmentation du débit de pointe de crue due à l'urbanisation.	5
Figure I-5 : Relations topographiques entre les différents lits d'une rivière.	7
Figure I-6 : Lit mineur d'un cours d'eau	8
Figure I-7 : Lit moyen d'un cours d'eau.	8
Figure I-8: Lit majeur d'un cours d'eau.	9
Figure I-9: Inondation de Plaine.	10
Figure I-10: Inondation par remontées des nappes phréatiques.	10
Figure I-11: Inondation par crues torrentielles.	11
Figure I-12: crue par ruissellement.	12
Figure I-13: Inondations par submersion marine.	13
Figure I-14 : Inondations à Bâb El-Oued Novembre 2001.	15
Figure I-15 : Inondations de Béjaïa (2012).	16
Figure I-16 : Inondation à Ghardaia Octobre 2008.	17
Figure I-17: Inondations de Constantine (2015).	18
Figure II-1 : Présentation de la zone d'étude.	22
Figure II-2 : Plan de situation du tronçon étudié de l'oued Beni Azza	23
Figure II-3 : Répartition mensuelle des précipitations	24
Figure II-4 : Variation de la température mensuelle minimale, maximale et moyenne .	25
Figure II-5: Le premier tronçon aménagé de la partie étudiée de l'oued Ben Azza.	29
Figure II-6 : Le deuxième tronçon non aménagé de la partie étudiée de l'oued Ben Azza	29
Figure II-7: Pont et ouvrage d'élargissement de la chaussée RN1	30
Figure II-8: Ponts chemin de wilaya CW9	30
Figure II-9: Ponts pour véhicule léger et piétons.	31
Figure II-10: Pont de passage vers les zones agricoles.	31
Figure II-11: Pont route Beni Merad-Beni Tamou	32
Figure III-1 : Présentation du bassin versant oued Beni Azza.	35
Figure III-2 : Présentation du bassin versant d'étude	37

Figure III-3 : Différents types des BV selon le coefficient de Gravelius KG	39
Figure III-4 : Carte hypsométrique du bassin versant d'oued Beni Azza.....	41
Figure III-5 : Courbe hypsométrique du bassin versant d'oued Beni Azza	42
Figure III-6 : Réseau hydrographique du bassin versant d'oued Beni Azza	48
Figure III-7 : Profil en long de l'oued principal de Beni Azza.....	49
Figure III-8 : Interface du logiciel HYFRA.....	58
Figure III-9 : Graphique d'ajustement à la loi de Gumbel	60
Figure III-10 : Graphique d'ajustement à la loi de GATLON.....	61
Figure III-11 : Graphique d'ajustement à la loi de Log Normale.....	62
Figure III-12 : Comparaison entre les deux lois d'ajustement	64
Figure III-13 : Pluies de courtes durées pour des différentes périodes de retour	66
Figure III-14 : intensités de courtes durées pour des différentes périodes de retour	66
Figure III-15 : Carte de localisation des bassins hydrographiques de l'Algérie « ANRH »	70
Figure III-16 : Carte d'occupation du sol du bassin versant.....	73
Figure III-17 : Schéma général de la fonction de production et de transfert.....	75
Figure III-18 : hydrogramme de crue de 100ans	76
Figure III-19 : hydrogramme de crue de 50ans	76
Figure III-20 : hydrogramme de crue de 20ans	77
Figure III-21 : hydrogramme de crue de 10ans	78
Figure III-22 : hydrogramme de crue de 5ans	78
Figure III-23 : L'hydrogramme de crue.....	83
Figure IV-1 : Schéma représentative de la pente.....	85
Figure IV-2 : Canal naturel.....	88
Figure IV-3 : Canal artificiel d'une forme rectangulaire.....	88
Figure IV-4 : Canal artificiel d'une forme trapézoïdal.....	89
Figure IV-5 : Canal en enrochement	89
Figure IV-6 : Canal en gabion (Source : Google).....	90
Figure IV-7 : Canal en Béton (photo prise au barrage de Ghrib).	90
Figure IV-8 : Canal en blocs végétalisable (oued El Harrache).	91
Figure IV-9 : Canal en géomembrane	92
Figure IV-10 : Canal mixte en enrochement et béton (M'sila)	92
Figure IV-11 : Passage d'un régime fluvial vers un régime torrentiel.	96
Figure IV-12 : Passage d'un régime torrentiel vers un régime fluvial.	96

Figure IV-13 : Interface d'HEC-RAS.....	97
Figure IV-14 : Importation des données géométriques dans HEC-RAS.....	97
Figure IV-15 : Introduction des valeurs de Manning (terrain naturel).	98
Figure IV-16 : Introduction du débit de projet (crues centennales).....	99
Figure IV-17 : Conditions aux limites.	99
Figure IV-18 : Fin de simulation.	100
Figure IV-19 : vu 3D d'oued Beni Azza avant l'aménagement	101
Figure IV-20 : Résultats de la simulation pour la station 2500.	101
Figure IV-21 : Résultats de la simulation pour la station 2200.	102
Figure IV-22 : Résultats de la simulation pour la station 1000.	102
Figure IV-23 : Zones urbaines autour du tronçon étudié de l'oued Beni Azza (PDAU Blida).....	105
Figure IV-24 : profil en long de la cour d'eau naturel.....	108
Figure IV-25 : Carte d'inondabilité de tronçon 1	109
Figure IV-26 : Carte d'inondabilité de tronçon2	110
Figure IV-27 : Carte d'inondabilité de tronçon3	111
Figure IV-28 : Carte d'inondabilité de tronçon 4	112
Figure IV-29 : Profil en long	113
Figure IV-30 : Coupe en travers d'un canal en gabion.....	116
Figure IV-31 : Profil en travers pour le canal en gabion	119
Figure IV-32 : Coupe en travers d'un canal en béton.....	122
Figure IV-33 : Profil en travers pour le canal en béton armé	123
Figure IV-34 : Schéma du canal rectangulaire en béton.....	125
Figure IV-35 : Profil en travers pour le canal en enrochement	128
Figure IV-36 : : Canal en enrochement	130
Figure IV-37 : Histogramme présente les coûts des variantes	133
Figure V-1 : schéma des forces agissant sur la stabilité du canal trapézoïdal	139
Figure V-2 : La géométrie du canal.	140
Figure V-3 : La géométrie du canal.	141
Figure V-4 : Schéma de coupe longitudinale du voile.	143
Figure V-5 : Interface du programme Géo5	146
Figure V-6 : Caractéristiques géotechniques du sol	147
Figure V-7 : Caractéristiques géotechniques du gabion	147
Figure V-8 : Géométrie du mur en gabion.....	148

Figure V-9 : Géométrie du mur en gabion en 3D	148
Figure V-10 : Les résultats obtenus pour la stabilité	149
Figure V-11 : vérification de la stabilité (renversement glissement et poinçonnement).	150
Figure VI-1 : Réseau C.P.M du projet	160
Figure VI-2 : Diagramme de GANTT du projet.....	160

Liste des planche

- 1- plan de masse BLIDA Oued Beni Azza.
- 2- Plan topo Oued beni azza.
- 3- profil en long de l'aménagement de l'oued Beni Azza
- 4- profil en travers de l'aménagement de l'oued Beni Azza.

Introduction générale :

Les inondations représentent aujourd'hui l'un des phénomènes naturels les plus fréquents, affectant presque toutes les régions du monde. Elles sont également parmi les catastrophes naturelles les plus coûteuses en termes d'impacts humains et matériels. Au cours des trois dernières décennies, la fréquence et la gravité des inondations ont considérablement augmenté dans de nombreux pays méditerranéens, souvent en raison de pluies abondantes et localisées, provoquant des crues soudaines. Cette augmentation des événements extrêmes, en particulier dans le bassin méditerranéen, est largement attribuée au changement climatique, exacerbant les risques d'inondations dans des zones géomorphologiquement vulnérables comme les côtes abruptes.

En Algérie, où le climat est majoritairement semi-aride à aride, les inondations rapides et destructrices sont fréquentes, surtout dans le nord. Par exemple, la ville de Blida subit régulièrement des inondations majeures, perturbant le développement économique et social.

Face à ces défis, des études approfondies et des simulations hydrologiques, telles que l'utilisation des modèles HEC-RAS et Rubarbe, sont nécessaires pour déterminer les crues de projet et planifier des aménagements adéquats. Ces études impliquent la collecte de données officielles et historiques, des analyses hydrologiques et topographiques, ainsi que la modélisation des débits de crues pour évaluer les risques et concevoir des solutions de protection efficaces.

Dans le cadre de mon projet de fin d'étude, on propose de faire une étude sur la protection de la ville de Blida, pour cela une analyse des crues de Oued Beni Azza permet de proposer des aménagements pour prévenir les inondations futures. Cette étude est répartie comme suit : on commence d'abord par une synthèse bibliographique sur l'historique des crues et les inondations en Algérie dans le premier chapitre, ce dernier sera suivi par une présentation de la zone d'étude dans le deuxième chapitre, ensuite une étude hydrologique qui fait l'objet du troisième chapitre ; Le quatrième chapitre est consacré à l'étude et au dimensionnement hydraulique, suivi par le cinquième chapitre qui porte sur une étude détaillée de la variante d'aménagement adoptée. Le sixième chapitre porte sur le management de projet, et on finalise le mémoire par une conclusion générale.



CHAPITRE I:

Généralité sur les inondations



I.1 Introduction

En Algérie, comme dans le reste du monde, les inondations se sont intensifiées ces dernières années, devenant plus fréquentes et plus destructrices. Bien que des technologies avancées, telles que l'observation météorologique et des modèles prédictifs à 5 ou 7 jours, soient disponibles, la prévision des précipitations reste un défi majeur. Il est particulièrement difficile de déterminer avec précision la quantité d'eau qui atteindra le sol et de localiser les zones les plus vulnérables aux inondations. Ce chapitre examine en profondeur les différents aspects liés à ce phénomène.

I.2 Généralité sur les inondations :

Les inondations est un phénomène naturel et saisonnier qui correspond à une augmentation rapide et temporaire du débit d'un cours d'eau qui ne provoque pas de perturbations majeures lorsque son ampleur est modérée. Elle est décrite à partir de trois paramètres : le débit, la hauteur d'eau et la vitesse du courant.

I.2.1 Définition :

Les inondations surviennent lorsque des zones sont temporairement submergées par des eaux douces ou salées, à cause d'un débordement direct ou indirect, d'un ruissellement intense ou de la rupture d'un ouvrage. Ces événements peuvent se produire de manière soudaine ou progressive.

En tant que phénomènes naturels, les inondations peuvent avoir des conséquences dévastatrices sur les communautés et l'environnement. Elles peuvent entraîner d'importants dommages matériels, déplacer des populations entières et perturber les écosystèmes locaux.

I.3 La crue

Une crue, un terme couramment utilisé en hydrologie, désigne une augmentation soudaine ou progressive du débit d'un cours d'eau ou un dépassement de son niveau habituel, qu'il soit permanent ou temporaire. Ce phénomène est généralement provoqué par des précipitations ou d'autres facteurs tels que la fonte des neiges. La hauteur d'eau atteinte peut être caractérisée en fonction de sa fréquence de retour ; par exemple, une crue décennale correspond à un niveau d'eau ou un débit ayant une probabilité de se produire une fois tous les dix ans.

Elle se caractérise par quatre paramètres principaux :

- Le débit.
- La hauteur d'eau.
- La vitesse d'écoulement.
- La durée.

Une crue se caractérise par son hydrogramme, un graphique représentant les variations de débit en fonction du temps. Plus précisément, c'est la partie montante de cet hydrogramme qui est appelée « crue », tandis que la partie descendante est désignée par « décrue ».

I.3.1 Éléments descriptifs d'une crue

Une crue est décrite par quatre éléments 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** : retour de la rivière au niveau antérieur à la crue.
- **Fréquence de retour** : une crue centennale a, chaque année, une chance sur cent (1/100) de se produire.

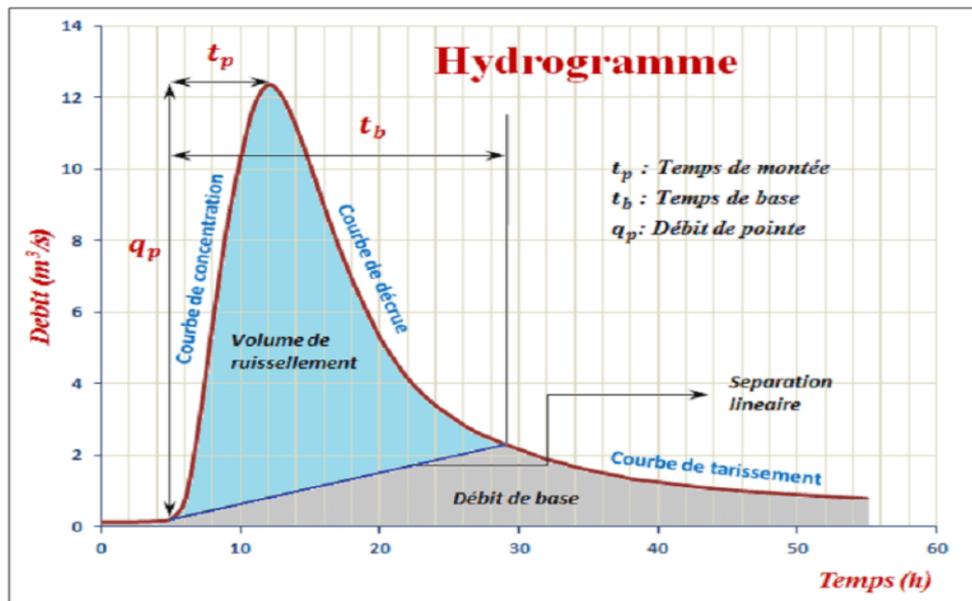


Figure I-1 Eléments descriptif d'une crue.

I.4 Aléa, enjeux et vulnérabilité

I.4.1 Aléa

L'aléa se réfère à un phénomène physique naturel, imprévisible et non contrôlable, dont la fréquence et l'intensité sont aléatoires (comme les pluies, les typhons, les inondations). En ce qui concerne les inondations, l'aléa décrit le phénomène physique à l'origine du sinistre, caractérisé par divers paramètres hydrauliques qui déterminent la capacité destructrice de l'inondation. Il est aussi défini par sa probabilité d'apparition, connue sous le nom de période de retour, l'aléa "caractérise la submersion indépendamment de l'occupation des sols".

Les paramètres tels que la période de retour des crues (fréquentes, moyennes, exceptionnelles et maximales vraisemblables), la hauteur et la durée des crues, la vitesse d'écoulement, et le volume de matière transportée sont essentiels pour qualifier l'aléa. L'exposition désigne la susceptibilité d'une population ou d'une infrastructure à subir des dommages potentiels en lien avec un aléa. Les populations, bâtiments, infrastructures ou activités exposés représentent des enjeux.

I.4.2 Enjeux

Les enjeux incluent l'ensemble des personnes, des biens, des activités, ainsi que les éléments du patrimoine culturel ou environnemental, menacés par un aléa ou susceptibles d'être affectés par des inondations.

I.4.3 Vulnérabilité

La vulnérabilité désigne la sensibilité des populations et des activités situées dans une zone exposée à un aléa. Elle exprime et mesure le niveau des conséquences prévisibles de cet aléa sur les enjeux, tels que les dommages matériels ou l'arrêt d'un service.

I.4.4 Risque

Le risque naturel peut être défini comme la rencontre entre un aléa naturel (phénomène dangereux) et des enjeux humains, économiques ou environnementaux vulnérables. Le risque est donc le produit de l'aléa et des enjeux vulnérables. Plus l'aléa est intense et fréquent, et plus les enjeux sont vulnérables, plus le risque est élevé.

On parle de risque majeur lorsque les dommages potentiels sont importants, en vies humaines et en coûts économiques. La gestion des risques naturels vise à réduire la vulnérabilité des territoires pour limiter les conséquences des aléas.



Figure I-2 : Combinaisons d'un risque.

I.4.5 Le risque d'inondation

L'inondation est l'un des principaux risques naturels, se manifestant par une submersion plus ou moins rapide d'une zone habituellement hors d'eau, qui peut être habitée, avec des hauteurs d'eau et des vitesses d'écoulement variables. Elle survient lors du débordement des eaux pendant une crue, qui correspond à une augmentation du débit d'un cours d'eau, dépassant plusieurs fois son débit moyen et entraînant une élévation du niveau. Le risque d'inondation résulte de l'interaction de deux facteurs : l'aléa, représentant la probabilité d'occurrence et l'intensité de l'inondation, et la vulnérabilité, définie par les conséquences prévisibles de la crue sur les personnes et leurs biens. L'intensité de l'inondation dépend principalement de la hauteur et de la durée de submersion ainsi que de la vitesse du courant à un endroit donné.

Le risque d'inondation peut être défini comme « la conséquence de deux composantes : l'eau qui peut sortir de son lit habituel d'écoulement et l'homme qui s'installe dans l'espace alluvial pour y implanter toutes sortes de constructions, d'équipements et d'activités » (MEDD, 2004a, p.3). L'importance des enjeux est toujours proportionnelle au niveau du risque d'inondation. Dans une

plaine deltaïque, l'augmentation de la vulnérabilité au risque d'inondation peut être due à la multiplication des enjeux situés en zone inondable. Les facteurs aggravants incluent :

- L'urbanisation incontrôlée ;
- La construction d'habitats inadaptés en zone inondable ;
- La destruction des zones humides telles que les mangroves ;
- Les modifications de l'occupation du sol, remplaçant des usages agricoles adaptés (comme les terres cultivées en rizière) par des usages plus vulnérables ;
- La construction de bâtiments et d'infrastructures, entraînant l'artificialisation des sols.

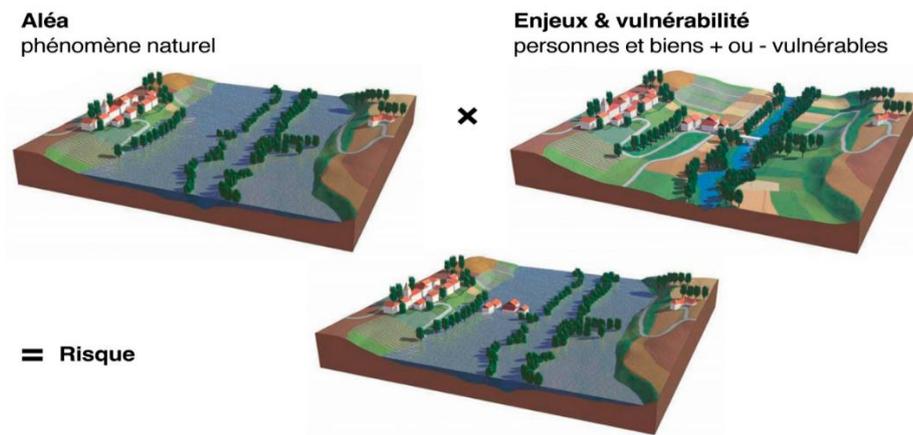


Figure I-3 : Les risques d'inondation.

L'augmentation des surfaces imperméabilisées (macadam, béton, etc.) et la réduction du couvert végétal sont des causes reconnues d'aggravation des inondations. Ces modifications réduisent la capacité d'infiltration des eaux dans le bassin versant, entraînant une augmentation du ruissellement. Cela se traduit par un débit de pointe plus élevé et une réduction du temps de concentration, amplifiant ainsi les probabilités d'endommagement pour les enjeux exposés à l'aléa inondation.

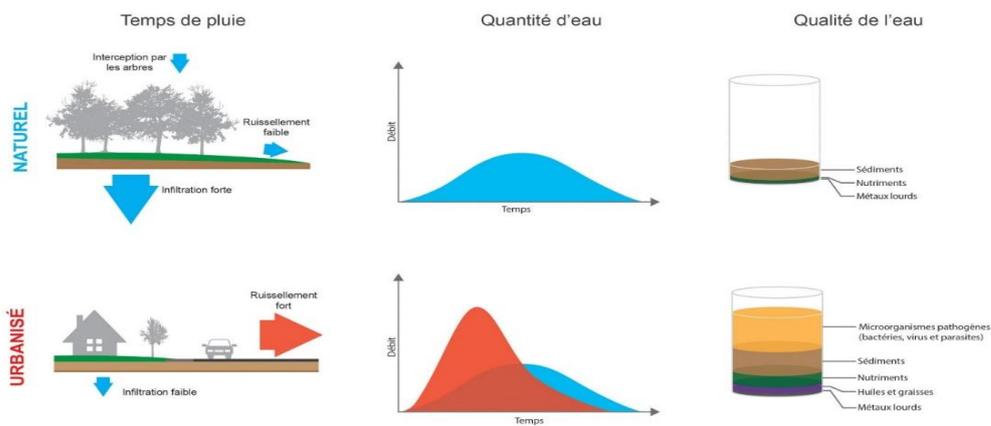


Figure I-4 : Illustration de l'augmentation du débit de pointe de crue due à l'urbanisation.

I.4.6 Gestion des risques :

La gestion des risques est définie par l'Organisation internationale de normalisation, comme l'ensemble des "activités coordonnées visant à diriger et piloter un organisme vis-à-vis du risque" ou "l'application systématique de politiques de gestion, des procédures et des pratiques aux tâches d'analyse, d'évaluation et de contrôle des risques" Elle se divise en deux phases principales :

- **L'analyse des risques**, qui implique la définition de l'aléa, des enjeux et de la vulnérabilité.
- **L'évaluation des risques**, une étape cruciale dans la démarche de prévention, incluant l'identification, l'analyse et le classement des risques, ainsi que la synthèse et la proposition de solutions prenant en compte des facteurs socio-économiques et environnementaux.

Ensuite, vient la phase de réduction et de contrôle des risques, qui comprend la prise de décisions, la mise en place et le suivi des mesures de gestion des risques.

I.5 Les inondations

Une inondation survient lorsque des eaux douces (telles que des fortes pluies ou des débordements de rivières) ou salées (comme une submersion marine ou un tsunami) submergent temporairement une zone généralement sèche. Ce phénomène peut se présenter de manière régulière ou catastrophique, et sa vitesse d'évolution dépend largement des caractéristiques topographiques et météorologiques de la région concernée.

Les inondations résultent de divers facteurs, les crues étant les plus courantes. Elles se distinguent par leur extension spatiale, pouvant affecter de vastes zones géographiques, et par leur caractère cyclique, résultant de l'alternance entre les périodes de hautes et de basses eaux des cours d'eau. Ainsi, la gestion de ce risque suit également un cycle, comprenant trois phases principales : la prévention, la réponse pendant l'événement, et les actions post-inondation.

I.5.1 Principaux paramètres nécessaires pour évaluer la catastrophe

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

L'occurrence d'une crue est conditionnée par de nombreux facteurs autres que les quatre mentionnés précédemment, tels que la répartition spatiale et temporelle des précipitations par rapport au bassin versant, l'évaporation et la consommation d'eau par les plantes, l'absorption d'eau par le sol, l'infiltration dans le sous-sol ou le ruissellement, etc. Les dommages causés par les inondations varient en fonction des facteurs suivants :

- La hauteur de submersion.
- La durée de submersion.
- Les vitesses d'écoulement.
- Le volume de matériaux solide transportés.

- L'érosion des berges.

I.5.2 Mécanisme des inondations

Les facteurs physiques qui influencent les inondations sont :

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

Les facteurs aggravants le risque d'inondation sont :

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

I.5.3 Paramètres fondamentaux du cours d'eau

I.5.3.1 Lits du cours d'eau

Les eaux qu'il transporte influencent le lit d'une rivière, ce qui suggère que ses dimensions sont liées aux régimes hydrologiques.

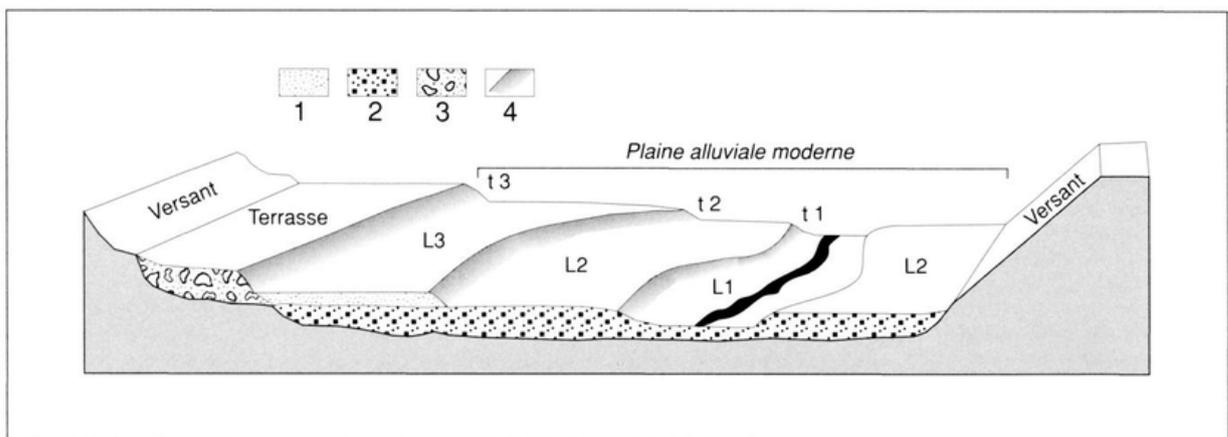


Figure I-5 : Relations topographiques entre les différents lits d'une rivière.

- **1** : limons de crues ;
- **2** : alluvions sablo-graveleuses de plaine alluviale fonctionnelle ;
- **3** : alluvions sablo- graveleuses de terrasse alluviale ;
- **4** : talus.
- **L1** : lit mineur ;
- **L2** : lit moyen ;
- **L3** : lit majeur.

Lit mineur

Il se compose du lit ordinaire du cours d'eau, pour le débit d'étiage ou pour les crues régulières (crues annuelles).



Figure I-6 : Lit mineur d'un cours d'eau

Lit moyen

Il fait référence à l'espace fluvial habituellement occupé par la ripisylve, qui est une végétation naturelle présente sur la rive. Il est possible qu'elle soit une véritable forêt alluviale qui s'étend sur plusieurs dizaines ou centaines de mètres de part et d'autre du lit mineur.

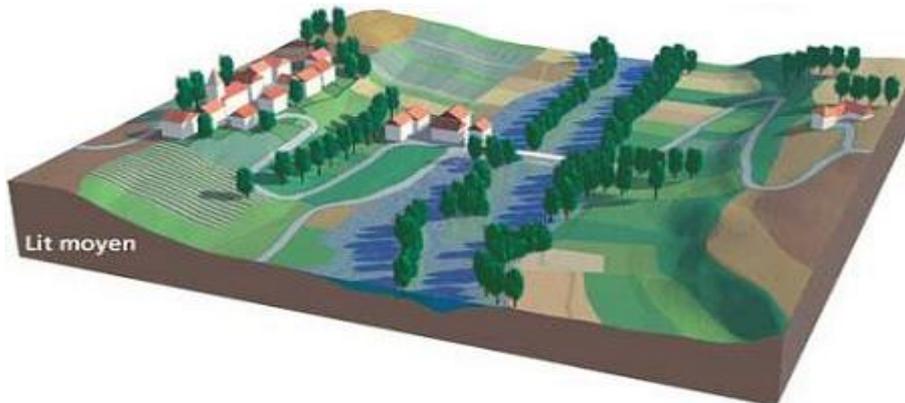


Figure I-7 : Lit moyen d'un cours d'eau

Lit majeur

Inclut les basses zones de part et d'autre du lit mineur sur une distance allant de quelques mètres à plusieurs kilomètres. Elle est limitée par les crues extraordinaires.



Figure I-8: Lit majeur d'un cours d'eau.

Le lit majeur est un élément essentiel de la rivière ; en s'y installant, on s'installe donc dans la rivière elle-même. Il est possible de diviser cet espace (lit majeur) occupé par un cours d'eau lors d'une inondation en deux zones distinctes :

- Une zone d'écoulement, située à proximité du lit mineur.
- Une zone où les eaux sont stockées à une vitesse limitée.

I.5.3.2 Rive, berge

Le talus incliné qui sépare le lit mineur du lit majeur est appelé la berge. Alors que la rive représente la frontière entre les milieux aquatiques et terrestres. Au sommet de la berge, elle commence et forme une partie plate plus ou moins longue qui subit l'influence de l'environnement aquatique.

I.5.3.3 Ripisylve

Il s'agit de l'habitat naturel sur la rive. Il est possible qu'elle soit une véritable forêt alluviale qui s'étend sur plusieurs dizaines ou centaines de mètres de part et d'autre du lit mineur. La Ripisylve peut avoir un impact significatif sur les crues lorsqu'elle joue un rôle important de la chambre principale.

I.5.3.4 Alluvions et substratum

Les alluvions sont les grains fins ou grossiers alternativement déposés ou repris par le courant. Elles recouvrent le substratum qui est une couche formée d'une roche dure ou plus ou moins tendre (schistes, grés, marnes...).

I.6 Types d'inondation

Différents types d'inondation peuvent être identifiés, et cela selon l'événement initial de la catastrophe. Les inondations de plaine peuvent se produire par remontée de nappe, par crues torrentielles, par ruissellement en milieu urbain ou rural, par rupture d'une digue et par inondations causées par la rupture d'une digue marines.

Dans les quatre premiers cas, la principale cause est la pluie et les inondations se produiront à partir des fleuves et des rivières. Ainsi, la classification consiste à différencier les inondations causées par des crues à cinématique lente (inondations de plaine, remontée de nappe) de celles causées par des crues à cinématique rapide (crues torrentielles, ruissellement).

I.6.1 Inondations de plaine :

Les crues de plaine sont le résultat d'une série de pluies océaniques prolongées mais d'intensité modérée, qui se déversent sur des sols où le ruissellement est long à se produire, sur des bassins versants moyens à grands (plus de 500 km²). Le fleuve s'écoule doucement de son cours.

Le lit ordinaire est utilisé pour occuper son lit principal et submerger la plaine pendant une longue période. Les terrains mal drainés sont particulièrement touchés par ces phénomènes. Son rythme lent se prolonge pendant plusieurs semaines. Les dommages que provoque ce type d'inondation sont imputables aux hauteurs et durées de submersion.

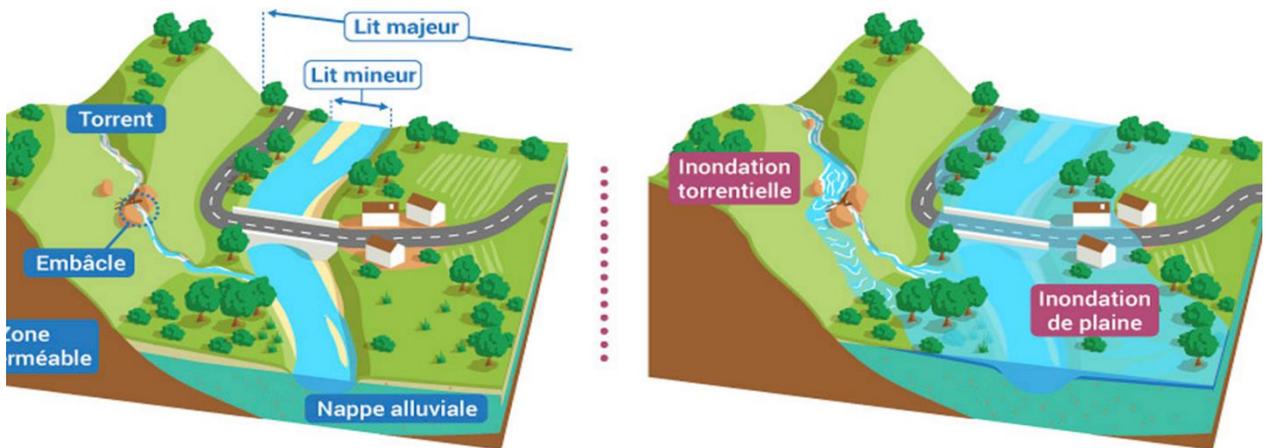


Figure I-9: Inondation de Plaine.

I.6.2 Inondations par remontées des nappes phréatiques

Les inondations par débordement indirect sont des inondations qui se produisent lorsque la nappe phréatique affleure en surface et/ou lorsque l'eau pénètre dans les différents réseaux d'assainissement.

Les perturbations causées par ce genre d'inondation se manifestent par des éboulements sous les bâtiments, l'engorgement des infrastructures souterraines, des glissements de terrain, des perturbations sur les réseaux publics et des pressions sous les bâtiments.

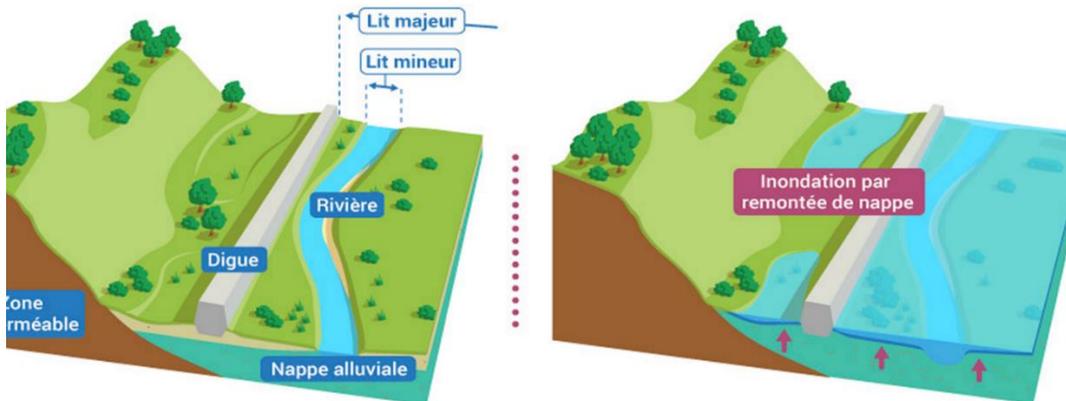


Figure I-10: Inondation par remontées des nappes phréatiques.

I.6.3 Inondation par crues torrentielles

Les crues torrentielles se produisent de manière soudaine et violente suite à des épisodes de pluie intenses et localisés. Le terme "crues torrentielles" est utilisé lorsque la durée requise pour qu'une goutte d'eau atteigne le point "hydrologiquement" le plus éloigné est sous 12 heures (ou 24 heures selon certains écrivains). Cinq critères sont retenus par les experts pour déterminer la crue torrentielle : la vitesse de réponse du cours d'eau, sa pente, le nombre de Froude, le transport solide et les conséquences de ces crues.

La plupart de ces crues affectent les régions de montagne et les cours d'eau du périmètre méditerranéen, avec des vitesses d'écoulement élevées, même dans le lit principal. Les bassins versants susceptibles d'être touchés par ces phénomènes sont ceux qui ont une superficie réduite et une pente importante. Les crues torrentielles se distinguent par un transport solide très puissant et une modification profonde du lit lors de l'événement. Les dégâts causés par ces phénomènes sont principalement dus à la rapidité du courant, amplifiée par les matériaux que peuvent transporter les rivières qui provoquent de telles crues.

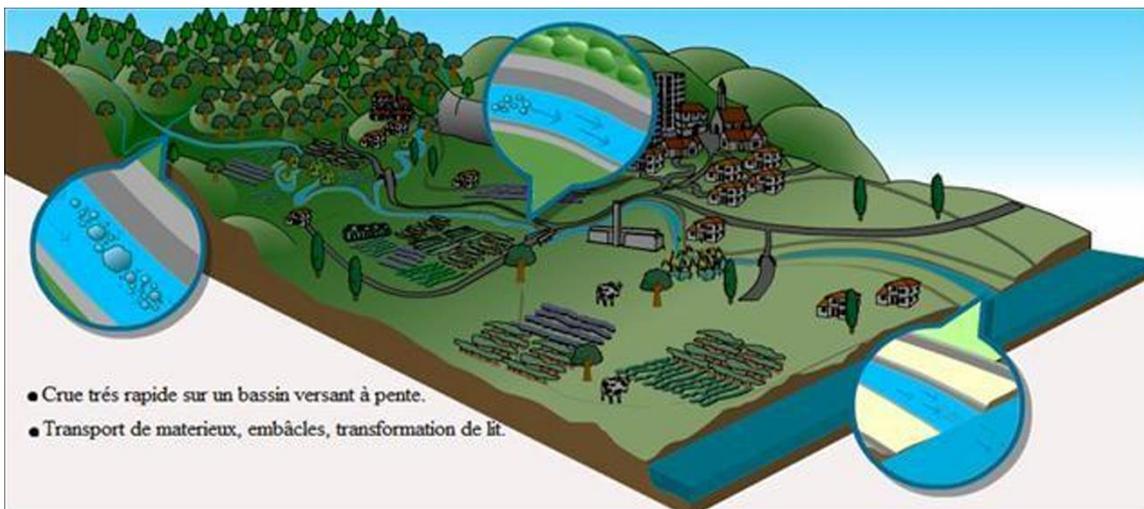


Figure I-11: Inondation par crues torrentielles.

I.6.4 Inondations par ruissellement

Les inondations par ruissellement présentent des caractéristiques physiques distinctes en fonction de leur localisation, qu'elle soit en milieu rural, périurbain ou urbain. Cependant, ces phénomènes se distinguent par leur imprévisibilité et leur courte durée, ce qui les rend peu prévisibles et difficiles à contrôler pendant la crise. Ce sont des phénomènes très régionaux, qui suscitent l'intérêt des petits bassins versants.

Les inondations urbaines sont causées par le ruissellement pluvial lorsque les terrains sont plus imperméables, le tapis végétal plus faible, la pente plus forte et les précipitations plus intenses. Ce phénomène naturel ne peut être empêché. Malheureusement, l'activité humaine contribue parfois à l'aggravation de ce phénomène.



Figure I-12: crue par ruissellement.

I.6.5 Inondations par rupture d'ouvrage ou d'embâcle

L'inondation survient brusquement dans les rivières endiguées, soit par débordement au-dessus de la digue, soit par rupture de la digue. L'impact peut être extrêmement violent et d'autant plus préjudiciable que le site est à proximité de la digue. La présence d'un ouvrage de protection conçu pour un niveau de crue spécifique peut donc augmenter le seuil de risque en cas de rupture ou de dépassement de celui-ci. Des zones généralement hors de l'eau peuvent être brusquement submergées.

Quand la crue atteint un niveau assez élevé, elle remplit puis fait déborder la réserve. Ainsi, l'ouvrage ne réduit plus les débits. Le fleuve remplit alors sa plaine alluviale comme s'il n'y avait pas de structures. Il arrive parfois que les végétaux, arbres et arbustes, arrachés aux berges et entraînés par le courant, se coincent et bloquent les ponts. Cela conduit à une inondation accentuée en amont. La libération de l'embâcle Il est possible d'entraîner une vague qui accroît le risque d'inondation à l'aval.

I.6.6 Inondations marines

Les inondations marines désignent des inondations temporaires causées par la mer dans des conditions météorologiques telles que des dépressions et des vents de mer. Ces conditions se manifestent par l'invasion par des eaux salées extrêmement agressives. Elles apparaissent soit à l'occasion d'une.

Il peut y avoir un raz de marée ou un tsunami (très rare, mais phénomène dévastateur), soit lors d'une tempête (avec des vents et des précipitations intenses) ou en cas de rupture des défenses contre la mer (dans ce cas, les risques se concentrent le long du boulevard de littoral dans les secteurs dépressifs).

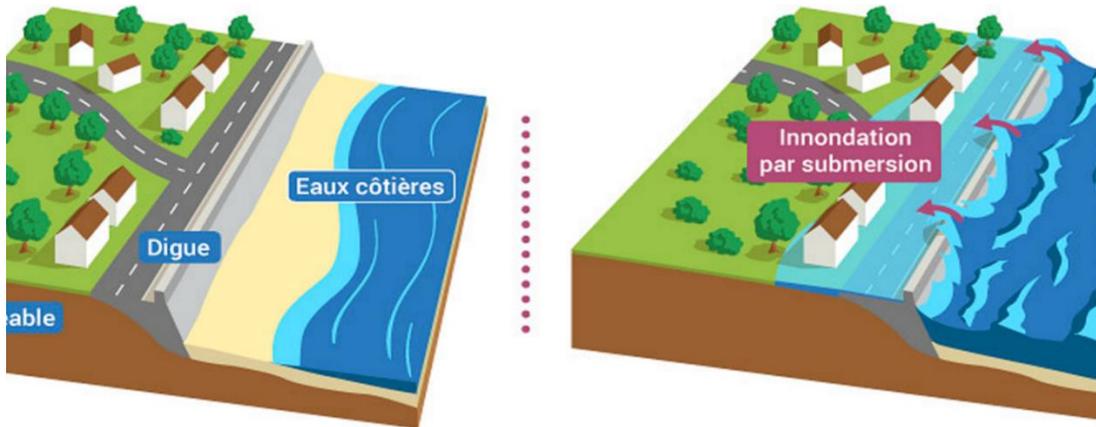


Figure I-13: Inondations par submersion marine.

I.7 Les causes et origines des inondations

Elles sont causées par plusieurs facteurs, parmi lesquels on peut citer :

- **Causes d'origine naturelle** : elles correspondent à des phénomènes météorologiques et climatiques tels que des pluies exceptionnelles, des orages violents, des pluies torrentielles, la fonte des neiges, etc.
- **Causes d'origine humaine directe** : elles consistent en la modification du système fluvial des cours d'eau ou de leurs caractéristiques morphologiques (largeur, longueur, pente, etc.) par la construction d'ouvrages hydrauliques, le drainage, l'irrigation, la dégradation des sols et l'agriculture intensive, qui accélèrent le ruissellement et limitent l'infiltration.
- **Causes d'origine humaine indirecte** : elles sont liées à la pollution et au réchauffement climatique qui ont modifié les conditions climatiques mondiales. L'émission de gaz à effet de serre provoque la fonte des glaciers aux pôles Nord et Sud, entraînant la montée du niveau des océans et des cours d'eau ainsi que la formation de cyclones d'intensité importante.

I.8 Conséquences engendrées par les inondations

Presque tous les pays du monde sont affectés par les inondations, avec des facteurs d'influence très variés. Les conséquences de l'aléa sur la société sont considérables, les dégâts qu'elle cause touchent différents domaines : la santé et la vie, le secteur socio-économique et l'environnement. Ces conséquences peuvent être résumé comme suit :

- **Secteur santé et vie** : Perte de vies humaines, Blessures et traumatismes, Maladies, Stress psychologique ...
- **Secteur socio-économique** : Dommages matériels, Perte de revenus, Agriculture et élevage, Assurances et coûts de reconstruction, Déplacement des populations ...
- **Secteur Environnemental** : érosion des sols, pollution de l'eau, destruction d'habitats, perte de biodiversité, déchets ...

I.9 Les inondations en Algérie

Comme de nombreux autres pays du monde, l'Algérie est confrontée régulièrement à des phénomènes de crues et d'inondation qui se manifestent de manière catastrophique, ce qui constitue une contrainte importante pour les activités et une entrave au développement.

L'économie et la société. Ces catastrophes naturelles menacent régulièrement plusieurs régions du pays, dont les conséquences sont souvent amplifiées par d'autres facteurs qui aggravent les conséquences des crues. Ces incidents dramatiques entraînent fréquemment des pertes humaines et matérielles importantes, mais ils ne sont pas toujours causés par des conditions météorologiques exceptionnelles et se produisent dans de nombreuses régions après des pluies saisonnières ordinaires.

I.9.1 Historique des inondations catastrophiques en Algérie

L'Algérie a connu plusieurs inondations graves au cours de son histoire, provoquant des pertes humaines et des dégâts matériels considérables. Voici un aperçu des inondations les plus dévastatrices dans l'histoire du pays :

I.9.1.1 Inondations d'Alger (1973)

Date : Octobre 1973

Lieu : Alger

Impacts :

- **Victimes :** Plus de 100 morts.
- **Dégâts matériels :** Destruction de nombreux bâtiments et infrastructures publiques.
- **Cause :** Des pluies intenses et des systèmes de drainage inadéquats.
- **Conséquences :** Ces inondations ont entraîné des réformes dans la gestion des eaux pluviales à Alger.

I.9.1.2 Inondations de Chlef (1984)

Date : Novembre 1984

Lieu : Chlef et ses environs

Impacts :

- **Victimes :** Plusieurs dizaines de morts.
- **Dégâts matériels :** Dévastation des infrastructures locales et des terres agricoles.
- **Cause :** Pluies torrentielles entraînant la crue des oueds.
- **Conséquences :** L'événement a montré la vulnérabilité de la région face aux inondations et a poussé à des améliorations dans les infrastructures de gestion des eaux.

I.9.1.3 Inondations de Bab El Oued (2001)

Date : 10 novembre 2001

Lieu : Bab El Oued, Alger

Impacts :

- **Victimes** : Environ 751 morts et des milliers de blessés.
- **Dégâts matériels** : Destruction de nombreux bâtiments, routes et infrastructures.
- **Cause** : De fortes pluies qui ont duré plusieurs heures, combinées à une mauvaise gestion des infrastructures de drainage, ont provoqué des crues soudaines.
- **Conséquences** : Ces inondations ont mis en lumière les lacunes dans les infrastructures urbaines et ont conduit à des réformes dans la gestion des risques de catastrophes.



Figure I-14 : Inondations à Bâb El-Oued Novembre 2001.

I.9.1.4 Inondations de Béjaïa (2012)

Date : Mars 2012

Lieu : Béjaïa et ses environs

Impacts :

- **Victimes** : Plusieurs morts et de nombreux blessés.
- **Dégâts matériels** : Destruction de maisons, de routes et d'infrastructures.
- **Cause** : De fortes pluies ont causé des crues soudaines.
- **Conséquences** : Les inondations ont mis en évidence la nécessité de renforcer les mesures de prévention et de gestion des inondations.



Figure I-15 : Inondations de Béjaïa (2012).

I.9.1.5 Inondations de Ghardaïa (2008)

Date : Octobre 2008

Lieu : Ghardaïa et ses environs, dans la vallée du M'zab

Impacts :

- **Victimes** : Au moins 43 morts et des milliers de personnes déplacées.
- **Dégâts matériels** : Destruction de maisons, de commerces, et de cultures agricoles.
- **Cause** : Des pluies torrentielles ont conduit à la crue des oueds, inondant rapidement les zones habitées.
- **Conséquences** : L'inondation a révélé la vulnérabilité des infrastructures locales face aux événements climatiques extrêmes.



Figure I-16 : Inondation à Ghardaia Octobre 2008.

I.9.1.6 Inondations de Constantine (2015)

Date : Septembre 2015

Lieu : Constantine

Impacts :

- **Victimes :** Plusieurs morts et de nombreux blessés.
- **Dégâts matériels :** Dommages importants aux infrastructures, notamment aux ponts et aux routes.
- **Cause :** De fortes précipitations ont conduit à des inondations soudaines.
- **Conséquences :** Les inondations ont perturbé la vie quotidienne et mis en évidence la nécessité d'améliorer les systèmes de drainage.



Figure I-17: Inondations de Constantine (2015).

I.9.2 I.11. L'historique des inondations dans la zone d'étude

I.9.2.1 Inondations des années 1990 :

- Impact sur les infrastructures : Les inondations ont causé des dommages considérables aux infrastructures publiques, notamment les routes, les réseaux de distribution d'eau et d'électricité.
- Impact sur les habitations : Les maisons situées le long de l'Oued Beni Azza ont été fortement endommagées, entraînant des pertes matérielles importantes pour les résidents.
- Impact social : La qualité de vie des habitants a été grandement affectée, avec des conditions de vie détériorées et des déplacements temporaires de population.

I.9.2.2 Inondations de 2001 :

- Impact sur les quartiers : Plusieurs quartiers de Blida ont été inondés, avec des maisons submergées et des biens personnels endommagés.
- Impact économique : Les pertes matérielles ont été significatives, impactant les moyens de subsistance des résidents touchés.
- Impact sur les transports : Le réseau routier a été gravement perturbé, compliquant les efforts de secours et rendant difficile l'accès aux zones affectées.

I.9.2.3 Inondations de 2018 :

- Impact sur les routes : Les inondations ont submergé plusieurs routes principales, perturbant la circulation et compliquant l'accès des services d'urgence.

- Impact sur les infrastructures : Des dommages importants ont été infligés aux ponts et aux réseaux de drainage, nécessitant des réparations coûteuses.
- Impact sur la population : Les habitants ont subi des pertes matérielles, et les commerçants locaux ont enregistré des pertes économiques significatives.

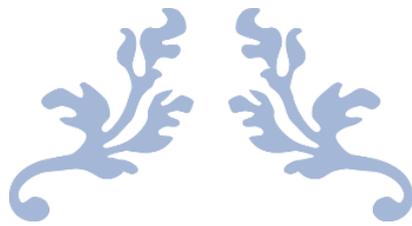
I.9.2.4 Inondations de 2019 :

- Impact sur les transports : Les inondations ont bloqué plusieurs routes, rendant les déplacements difficiles pour les résidents et perturbant les activités quotidiennes.
- Impact sur les infrastructures : Les routes et les bâtiments publics ont été endommagés, entraînant des coûts élevés de réparation et de reconstruction.
- Impact agricole : Des pertes agricoles ont été signalées, affectant les moyens de subsistance des agriculteurs locaux, avec des cultures détruites par les inondations.

I.10 Conclusion

Les crues, représentent un phénomène complexe aux impacts potentiellement dévastateurs pour les régions avoisinantes. Leur manifestation varie spatialement et temporellement en fonction de leur intensité, et elles sont souvent décrites par leur débit de pointe et leur hydrogramme. Ces crues sont le résultat d'une combinaison de plusieurs facteurs.

Premièrement, la quantité, l'intensité et l'étendue spatiale des précipitations jouent un rôle crucial dans la génération des crues. Deuxièmement, les propriétés physiographiques du bassin versant, telles que sa taille, sa forme, ses pentes et son orientation, exercent une influence significative sur l'occurrence et l'ampleur des crues. Enfin, les interventions humaines, ainsi que les changements naturels des caractéristiques du bassin, augmentent la complexité de l'analyse et de la prévision des crues.



CHAPITRE II:
PRÉSENTATION DE LA
ZONE D'ÉTUDE



II.1 Introduction

Avant d'entamer tout projet de protection contre les inondations, il est crucial de réaliser une étude approfondie du site afin de comprendre les caractéristiques physiques de la zone et les facteurs influençant la conception du projet. Cette analyse se divise en quatre catégories principales :

1. Données naturelles du site
2. Données relatives à la zone urbaine
3. Données concernant le développement futur de la zone urbaine
4. Données spécifiques aux cours d'eau

Dans ce chapitre, nous présenterons une vue d'ensemble de la zone d'étude en question, en décrivant les différentes zones qui la composent ainsi que leurs caractéristiques spécifiques.

II.2 Situation Géographique

L'Oued Beni Azza traverse la région de Blida, en passant notamment par le quartier de Beni Azza, qui fait partie de la ville de Blida. Situé dans la plaine fertile et agricole de la Mitidja, l'oued se trouve approximativement à une latitude de 36.4700° N et une longitude de 2.8300° E. La région a une altitude moyenne de 260 mètres au-dessus du niveau de la mer. L'Oued Beni Azza est influencé par les montagnes de l'Atlas tellien, situées à proximité, ce qui impacte son régime hydrologique et crée un microclimat particulier.

Contexte géographique :

- **Nord** : Ville de Blida et ses environs immédiats.
- **Ouest** : Contreforts des montagnes de l'Atlas tellien.
- **Est** : Plaine de la Mitidja, caractérisée par des terres agricoles.
- **Sud** : Zones rurales et agricoles situées au pied des montagnes de l'Atlas tellien.

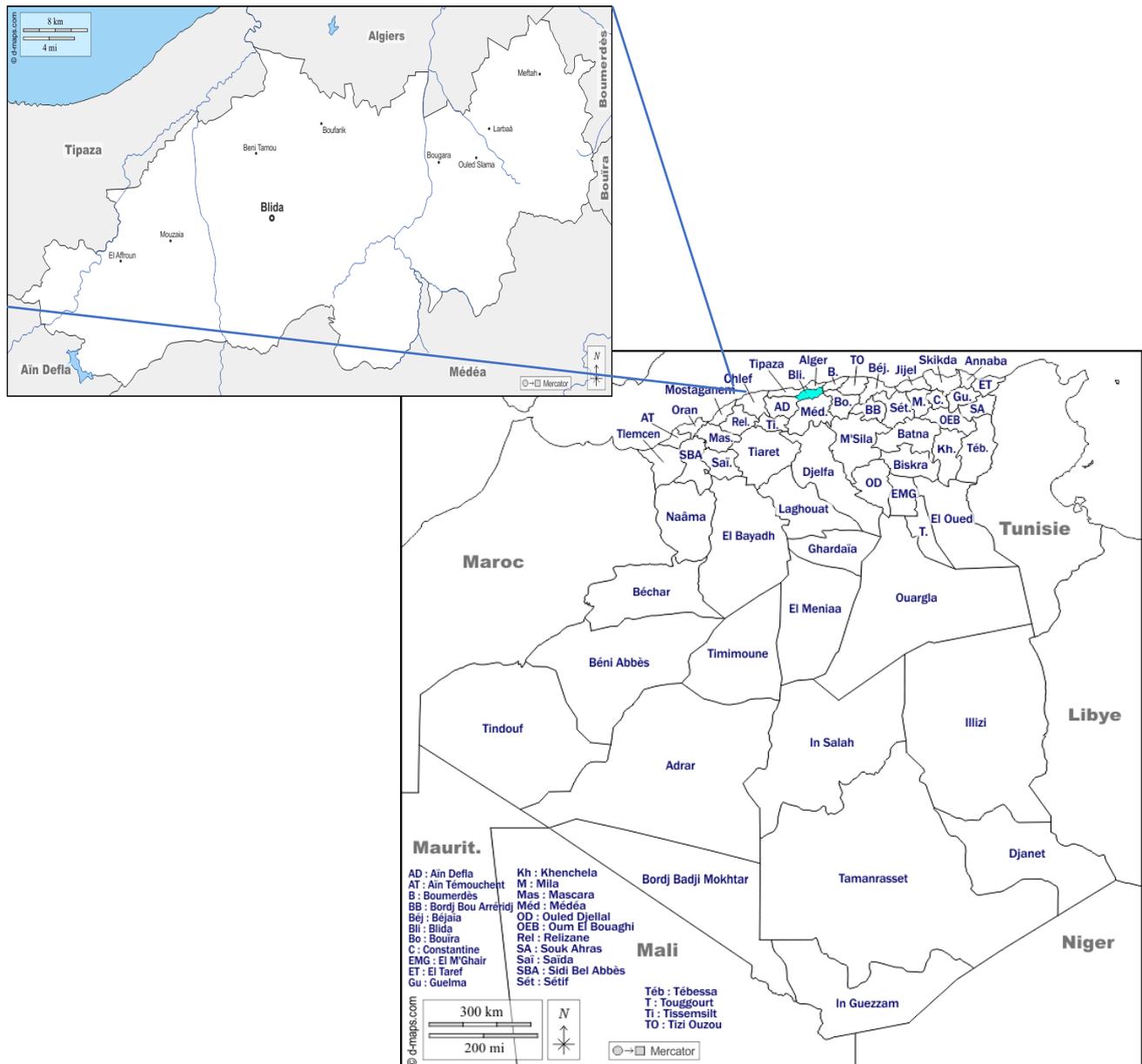


Figure II-1 : Présentation de la zone d'étude

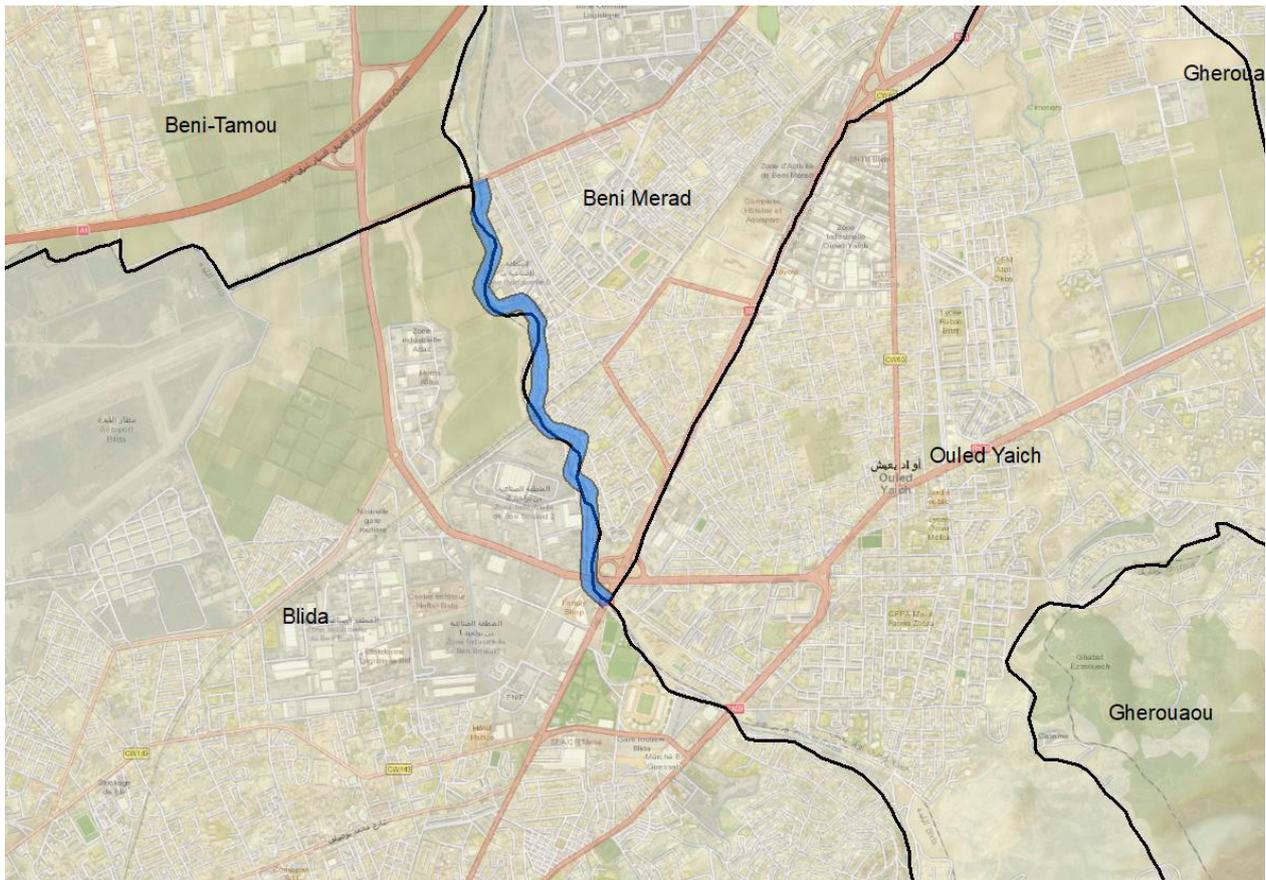


Figure II-2 : Plan de situation du tronçon étudié de l'oued Beni Azza

II.3 Conditions climatiques de la zone d'étude

II.3.1 Climat :

La région de la Mitidja subit deux influences climatiques principales : celle de la mer et celle des montagnes, ce qui crée un climat continental avec des précipitations irrégulières tant sur le plan annuel qu'interannuel. Par contre, l'oued Beni Azza est situé dans une zone à climat méditerranéen, caractérisé par des saisons chaudes et sèches d'avril à septembre, suivies de saisons fraîches et pluvieuses d'octobre à mars.

II.3.2 Précipitation :

Les précipitations correspondent à toutes les formes d'eau qui tombent du ciel, les plus importants étant la pluie, la neige et la grêle. Elle est regroupée en trois classes :

- Précipitation de convection.
- Précipitation orographique.
- Précipitation cyclonique ou de front.

II.3.2.1 Données de base et références

Pour connaître le déroulement des précipitations, on a fait référence à la station pluviométrique la plus proche du bassin versant de l'Oued Beni Azza. Pour notre cas, l'étude sera basée sur les données enregistrées au niveau de la station pluviométrique de Soumaa, qui représente une station auxiliaire se localisant dans les environs immédiats de la région d'étude. De plus, c'est la seule station disponible pour les services de l'ANRH concernant les données des pluies moyennes mensuelles.

Tableau II- 1 : Caractéristiques de la station pluviométrique

Nom station	Code station	Cordonnées			Années D'observations
		X	Y	Z	
SOUMAA	021234	517.45	355.9	177	1993/2023

II.3.2.2 Répartition de la pluie moyenne mensuelle

Le tableau (II-2) reproduit les valeurs des pluies mensuelles, ainsi que leurs répartitions dans l'année :

Tableau II- 2 Répartition mensuelle des précipitations annuelle (1993-2023)

Mois	Sept	Oct	Nov	Dec	Janv	Fev	Mars	Avril	Mai	Juin	Juil	Aout	Total
Moyenne Pj max (mm)	18.6	24.7	33.6	27.9	28.6	24.8	23.7	24.8	25.0	6.1	0.98	6.25	245.50

Source ANRH

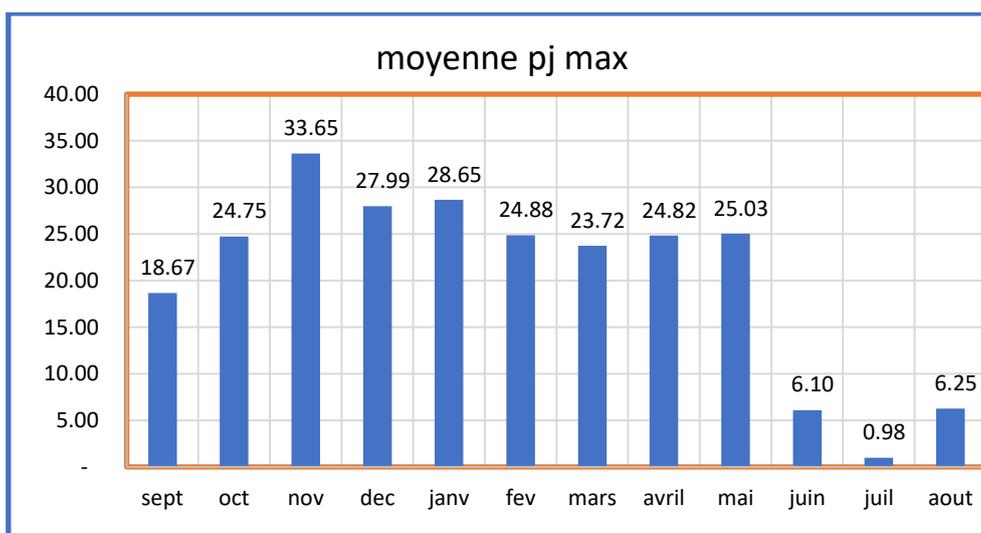


Figure II-3 : Répartition mensuelle des précipitations

La valeur de la pluviométrie moyenne annuelle est de **245,50 mm** au niveau de la station de Soumaa. On remarque d'après le tableau précédent qu'il existe deux périodes distinctes :

1. **La période humide**, qui s'étale du mois de septembre au mois de mai, avec un maximum durant le mois de novembre (**33,65 mm**). C'est la période des fortes pluies.
2. **La période sèche (estivale)**, qui correspond aux mois de juin, juillet et août, avec un minimum de **0,98 mm** pendant le mois de juillet.

II.3.3 Température :

La température :

La température est un facteur météorologique très important dans l'estimation du bilan hydrologique et rentre aussi dans l'évaluation de l'évapotranspiration potentielle et réelle.

Le tableau suivant représente les données de la température relative à la station de SOUMAA.

Tableau II- 3 Températures mensuelles minimales, maximales et moyennes (1975-2007)

Mois	Jan	Fév	Mars	Avr	Mai	Juin	Juil	Aoû	Sept	Oct	Nov	Déc	Année
T max	16.82	17.37	21.3	22.41	26.15	30.08	33.37	33.38	31.27	25.44	21.46	17.47	24,46
T min	7.06	8.02	8.37	10.28	13.25	16.71	19.97	21.22	18.31	15.3	10.53	8.06	13.09
T moy	11.94	12.69	14.84	16.34	19.70	23.12	26.67	27.30	24.79	20.38	16.00	12.76	18.76

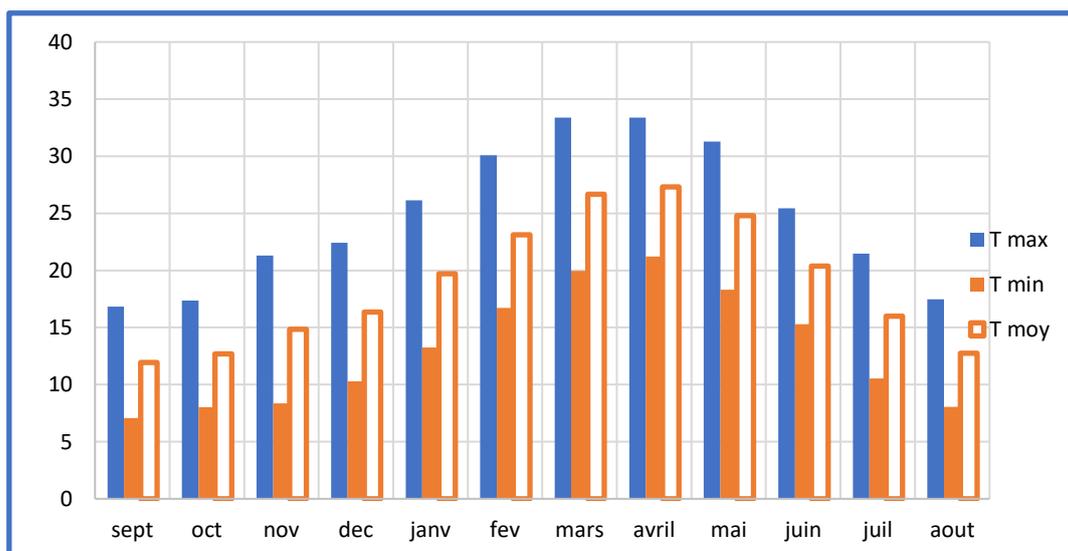


Figure II-4 : Variation de la température mensuelle minimale, maximale et moyenne

Le graphe nous a permis de distinguer deux périodes :

- **La première période :** C'est la période froide qui s'étale du mois de novembre jusqu'au mois d'avril avec des températures moyennes comprises entre 12,76°C et 16,34°C. Le mois le plus froid est le mois de janvier avec une température minimale de 7,06°C.
- **La deuxième période :** C'est la période chaude, de mai à octobre, avec des températures moyennes supérieures à la moyenne annuelle de 18,76°C. Août est le mois le plus chaud de l'année avec une température maximale de 33,38°C.

II.3.4 Evaporation :

L'évaporation représente un paramètre essentiel dans l'analyse de la ressource en eau, dans ce cas une bonne estimation est nécessaire. La distribution moyenne mensuelle de l'évaporation est donnée au

Tableau II- 4 : Répartition intra-annuelle de l'évaporation

Mois	Sep	Oct	Nov	Déc	Janv	Fév	Mar	Avr	Mai	Juin	Juil	Aout	Année
%	11	8	4	4	5	5	5	6	9	12	15	16	100
E (mm)	132	96	48	48	60	60	60	72	108	144	180	192	1200

- L'évaporation est très importante sur la période qui s'étale du mois de mai à septembre, avec des valeurs atteignant leur maximum en août (192 mm), représentant 16% de l'évaporation annuelle.
- Du mois de novembre à février l'évaporation est plus faible, avec des valeurs variantes entre 48 mm et 60 mm par mois, représentant chacune entre 4% et 5% de l'évaporation annuelle.

II.3.5 Humidité relative :

L'humidité relative est donnée par la relation suivante :

$$I = \frac{P}{T+10} \quad (0-1)$$

Avec :

I : humidité

P : précipitation moyenne annuelle en (mm).

T : température moyenne annuelle en (°C).

Tableau II- 5 : Distribution mensuelle de l'humidité de l'air relative en %

Mois	Jan	Fév	Mars	Avr	Mai	Juin	Juil	Août	Sept	Oct	Nov	Déc	Année
Imin (%)	98.7	91.3	87.7	86.7	85.2	76.5	66.7	73.3	80.7	85.7	89.4	91.1	83.7
Imoy (%)	55	54.4	45.7	42.9	41.9	33.3	26.2	29.5	34.7	43.7	53.4	58.6	43.3
Imax (%)	74.7	75.6	68.9	67.2	65.4	55.4	45.7	50.9	58.7	66.5	73.3	77.4	65.1

On remarque d'après le tableau que les valeurs moyennes mensuelles de l'humidité relative sont minimales durant le mois de juillet (**45.7%**) et maximales durant le mois de janvier (**74.7%**).

D'après les trois paramètres climatiques cités précédemment, on peut conclure que :

- **Le climat de la région d'étude est de type méditerranéen.** Il est doux et régulier, sans variations brusques de l'humidité relative.
- **L'influence régulatrice de la mer s'y fait sentir particulièrement,** apportant une humidité relative plus élevée durant l'hiver (moyenne en janvier **74.7%**) et une humidité plus faible pendant l'été (moyenne en août **50.9%**).
- En hiver, les niveaux d'humidité relative sont plus élevés, tandis qu'en été, ils sont plus bas.
- En hiver, les vents d'Ouest sont dominants, tandis qu'en été, les brises d'Est se font beaucoup sentir.

II.3.6 Vitesses du vent :

Tableau II- 6 : Vitesses mensuelles moyennes du vent (m/s)

Mois	Janv	Fév	Mar	Avr	Mai	Juin	Juil	Aout	Sep	Oct	Nov	Déc	Année
V (m/s)	3.1	3.3	3.2	3.2	3.0	3.2	3.1	3.0	2.8	2.8	2.9	3.2	3.1

On remarque d'après le tableau que la vitesse moyenne du vent varie légèrement au cours de l'année, avec une valeur minimale observée en septembre et octobre (2.8 m/s) et une valeur maximale en février (3.3 m/s).

D'après ces valeurs, on peut conclure que :

- La vitesse du vent est relativement stable tout au long de l'année, avec une moyenne annuelle de 3.1 m/s.

- Les mois d'hiver, en particulier février, montrent une légère augmentation de la vitesse du vent (3.3 m/s), ce qui pourrait être associé à des conditions atmosphériques plus dynamiques en cette saison.
- Pendant les mois de printemps et d'été, la vitesse du vent reste autour de 3.0 m/s à 3.2 m/s, indiquant une constance dans les conditions climatiques de la région.

II.4 Situation actuelle d'oued Beni Azza :

La partie de l'oued Beni Azza concernée par cette étude est constituée de deux tronçons, le premier présente un canal en béton armé de section trapézoïdale sur une longueur de 287 m avec une largeur extérieure de 10 m, puis une section rectangulaire sur une longueur de 400 m avec une largeur moyenne de 10 m, le deuxième tronçon d'une longueur 1300 m environ n'est pas aménagé figure 2

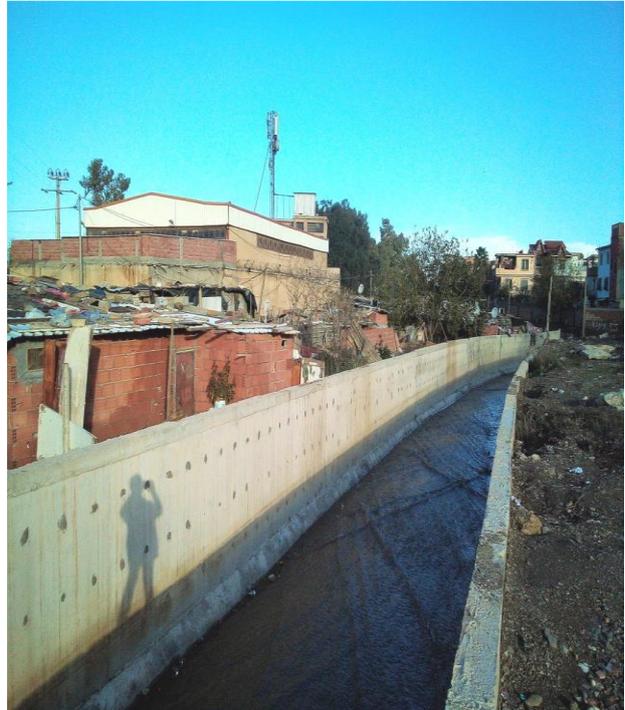
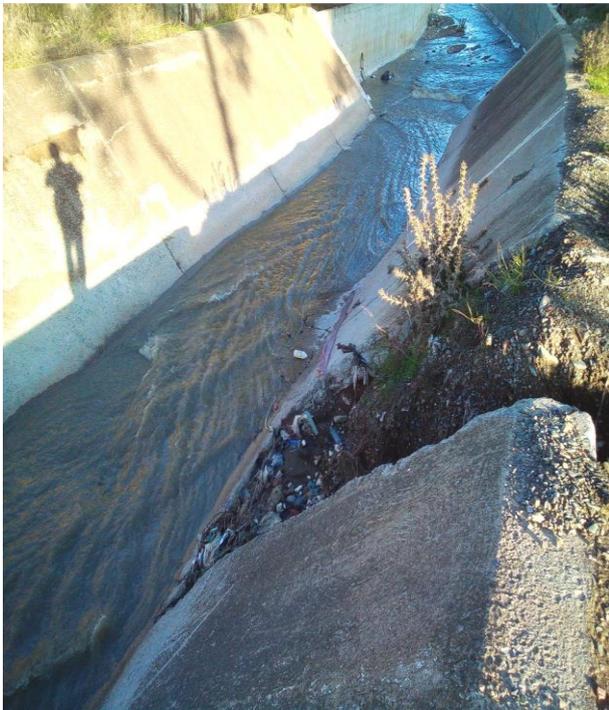




Figure II-5: Le premier tronçon aménagé de la partie étudiée de l'oued Ben Azza



Figure II-6 : Le deuxième tronçon non aménagé de la partie étudiée de l'oued Ben Azza

II.5 Description des zones urbaines autour du cour d'eau

Le tronçon étudié dans le cadre de cette étude couvre une section de 2 kilomètres de l'oued Beni Azza, située précisément le long de la limite administrative entre la commune de Blida et celle de Beni Merad. Ce segment a été sélectionné pour son importance, car il représente un point de rencontre entre les deux communes. L'étude de cette section vise à mieux comprendre les interactions entre ces zones et à évaluer les défis liés à la gestion de l'eau dans cette région.

II.5.1 Les Ouvrages existants :

Les Ponts : Les passages des conduites situés sous le pont sont soigneusement conçus, assurant ainsi une intégration harmonieuse au système hydraulique existant. Grâce à cette conception bien pensée, le débit d'écoulement n'est pas altéré, et le régime hydraulique reste stable, sans aucune perturbation notable. Cette précision dans l'installation des conduites est cruciale pour maintenir l'efficacité et la

sécurité des infrastructures en place, tout en évitant tout impact négatif sur le comportement de l'eau dans cette section de l'oued

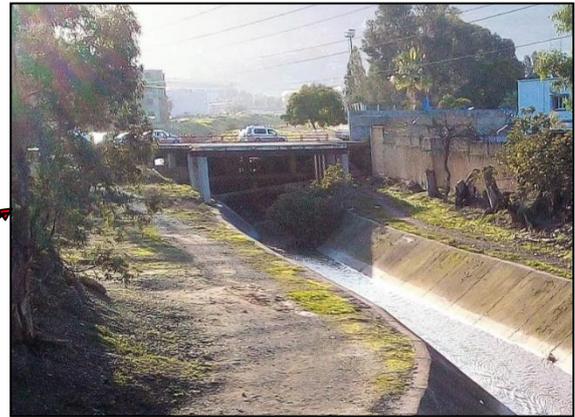
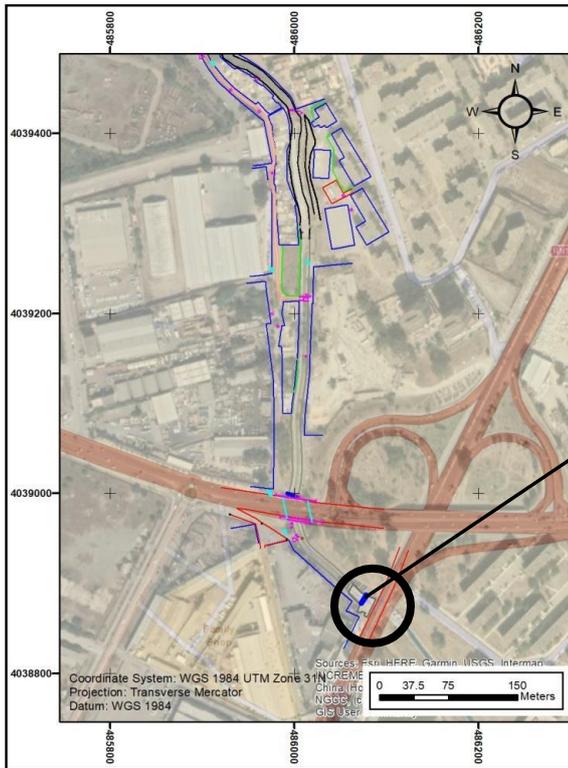


Figure II-7: Pont et ouvrage d'élargissement de la chaussée RN1

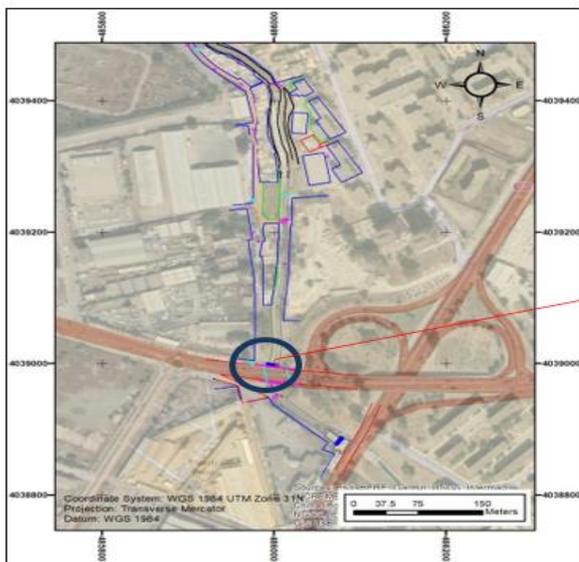


Figure II-8: Ponts chemin de wilaya CW9

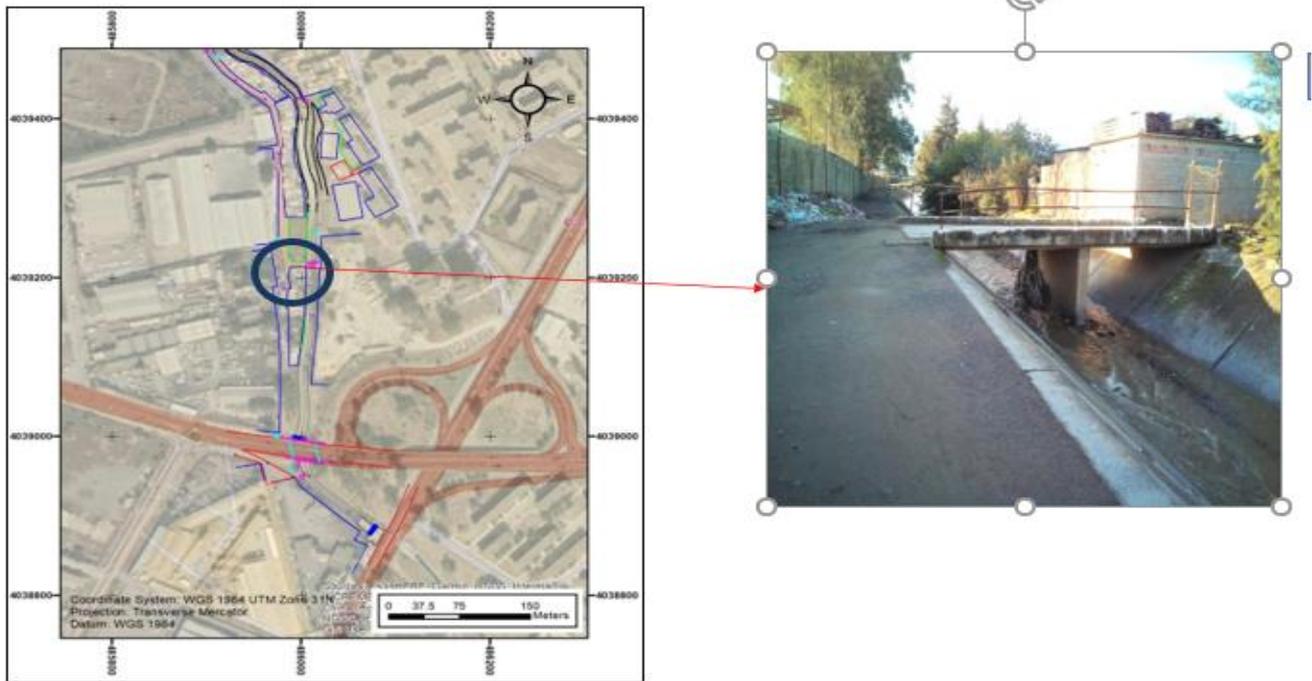


Figure II-9: Ponts pour véhicule léger et piétons

Le voile au milieu du canal, comme la photo le montre, peut réduire la section d'écoulement par son effet de chasse des déchets de différentes natures.

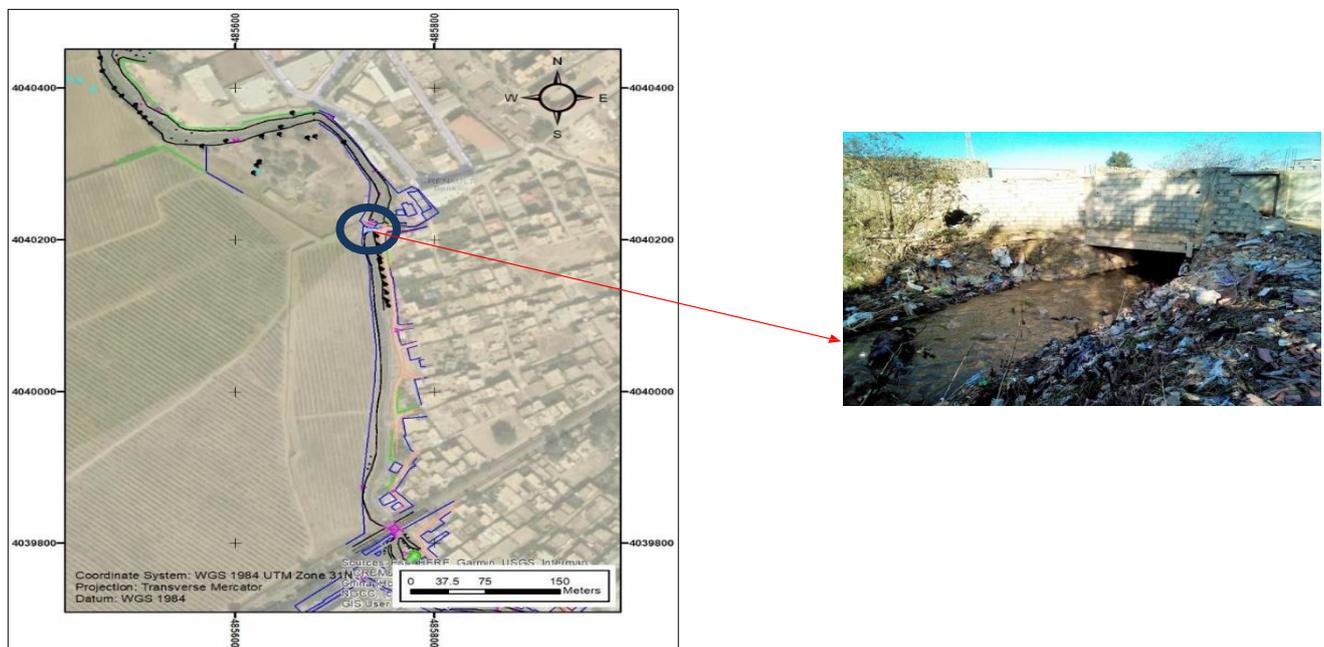


Figure II-10: Pont de passage vers les zones agricoles

Ce pont est réalisé également dans la partie avale non aménagée du tronçon étudié, son état de l'ouvrage est jugé médiocre avec beaucoup de décharges illicites qui déforment l'image et la rugosité du lit et les berges de l'oued.

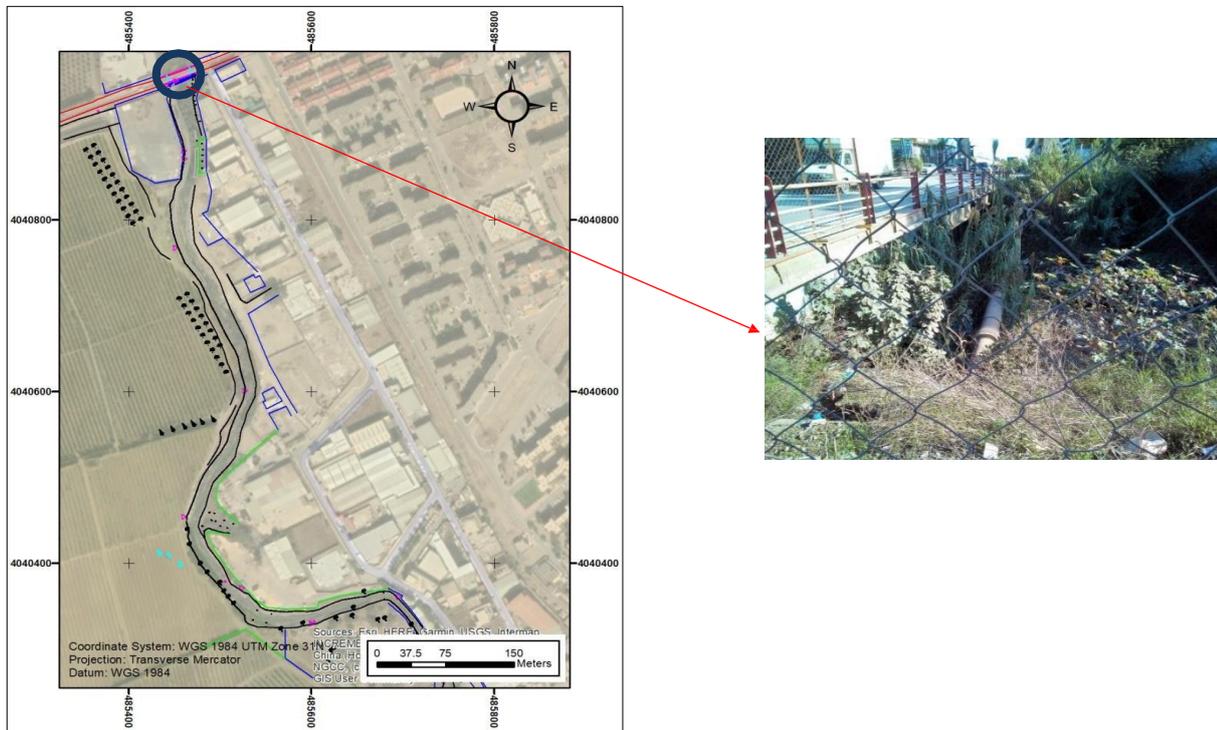
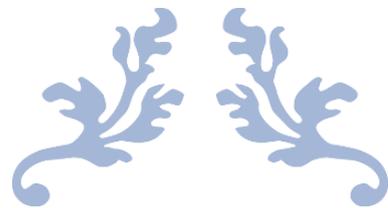


Figure II-11: Pont route Beni Merad-Beni Tamou

La section du canal au-dessous du pont est bien conçue mais elle n'est pas bien dégagée, la végétation dans les rives présente modifie la rugosité des berges et réduit la section de l'écoulement.

II.6 Conclusion :

La présentation et l'analyse de la zone d'étude sous différents aspects nous ont fourni des informations minutieuses mais essentielles pour le développement et la mise en œuvre de la gestion de l'oued Chiffa. D'une part, l'existence de ces informations scientifiques nous aidera à mieux justifier nos interventions et à choisir les méthodes les plus appropriées. Cela sera extrêmement bénéfique pour la poursuite de notre projet.



CHAPITRE III: Etude Hydrologique



III.1 Introduction

L'hydrologie, en tant que discipline des sciences de la Terre, se concentre sur l'étude de la distribution, de la circulation et de la qualité de l'eau à la surface de la planète. Elle englobe l'analyse des précipitations, de l'évaporation, de l'infiltration, ainsi que des flux d'eau dans les rivières, les lacs et les aquifères. Une étude hydrologique, quant à elle, est une analyse systématique des caractéristiques hydriques d'un bassin versant ou d'un système aquifère. Réalisée dans divers contextes, elle vise à appuyer la gestion des ressources en eau, la prévention des risques d'inondation, ou la conception de structures hydrotechniques, offrant ainsi une base scientifique essentielle pour la planification et la gestion des projets liés à l'eau.

III.2 Bassin versant

Le bassin versant est une zone géographique délimitée par des crêtes topographiques, où toute l'eau provenant des précipitations est recueillie et dirigée vers un réseau hydrographique commun, typiquement une rivière ou un cours d'eau principal. Cette eau s'écoule ensuite vers un point de sortie unique, appelé l'exutoire, qui est le point le plus bas du bassin versant.

Caractéristiques du bassin versant :

Pour déterminer les caractéristiques du bassin versant de l'oued Beni Azza, nous avons utilisé le logiciel ArcGIS en combinaison avec la carte satellitaire DEM (Digital Elevation Model). Cette approche nous a permis de délimiter les contours du bassin versant en analysant les données topographiques. Grâce à ArcGIS et au modèle d'élévation numérique, nous avons pu identifier les crêtes et les zones de drainage, facilitant ainsi la compréhension des caractéristiques hydrologiques et géographiques de la région.

Ce travail a été élaboré en utilisant la carte d'état-major de Blida, et voici la figure III.1 présente la délimitation du bassin versant de l'oued Beni Azza. :

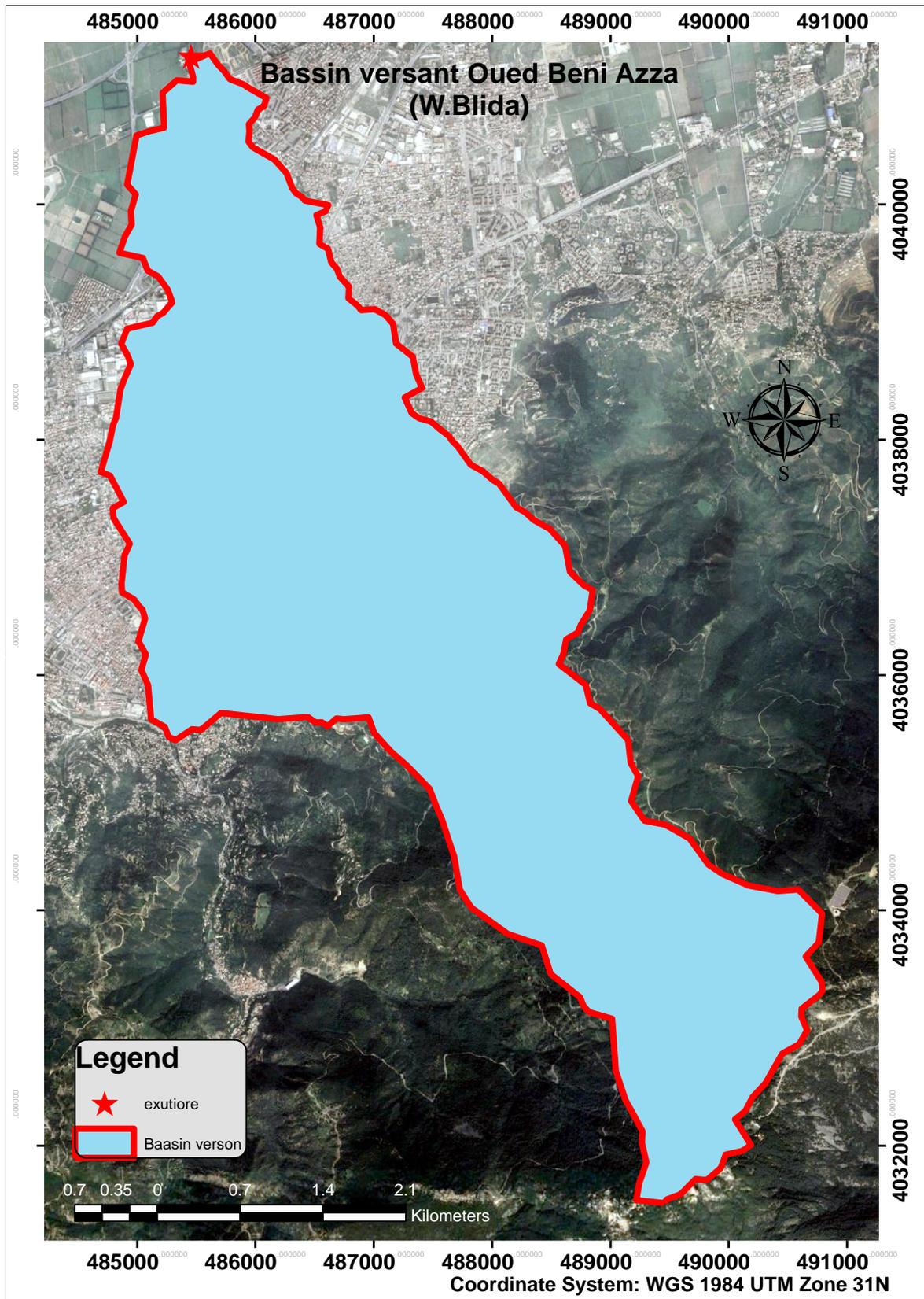


Figure III-1 : Présentation du bassin versant oued Beni Azza

III.3 Etude géomorphologique

III.3.1 Caractéristiques morphologiques

Les caractéristiques morphologiques d'une région, en particulier d'un bassin versant, sont fondamentales dans l'étude hydrologique car elles influencent fortement le comportement du régime hydrologique. Même si deux bassins versants voisins présentent des conditions climatiques et géologiques similaires, leurs différences morphologiques peuvent conduire à des réponses hydrologiques distinctes. La topographie, la forme, la taille, la pente et d'autres aspects géomorphologiques déterminent comment l'eau circule, s'accumule et réagit aux précipitations et aux conditions météorologiques. Il est donc crucial d'intégrer ces caractéristiques dans l'analyse et la modélisation des régimes hydrologiques pour mieux comprendre et gérer les ressources en eau.

➤ La surface

La surface d'un bassin versant représente l'étendue de terrain délimitée par la ligne de crête ou le contour du bassin. Cette surface est généralement mesurée à l'aide d'un planimètre ou par la méthode des petits carrés et est exprimée en kilomètres carrés (Km²).

Pour le bassin versant d'Oued Beni Azza (notre bassin d'étude), la superficie est de **20,81 Km²**

➤ Périmètre

Le périmètre est la longueur de la ligne de contour du bassin, généralement exprimée en Km, sa mesure est faite à l'aide d'un curvimètre.

Le périmètre du bassin versant d'Oued Beni Azza (bassin d'étude) a un périmètre de **28.64 Km**.

➤ Longueur du thalweg (cours d'eau principal)

Le thalweg est une ligne de partage des eaux, aussi il est le lit de du cours d'eau. La longueur du cours d'eau principal est : **$L_{cp} = 10.20 \text{ Km}$** .

La figure III.2 présente le bassin versant de l'étude d'oued Beni Azza et son cours d'eau principal.

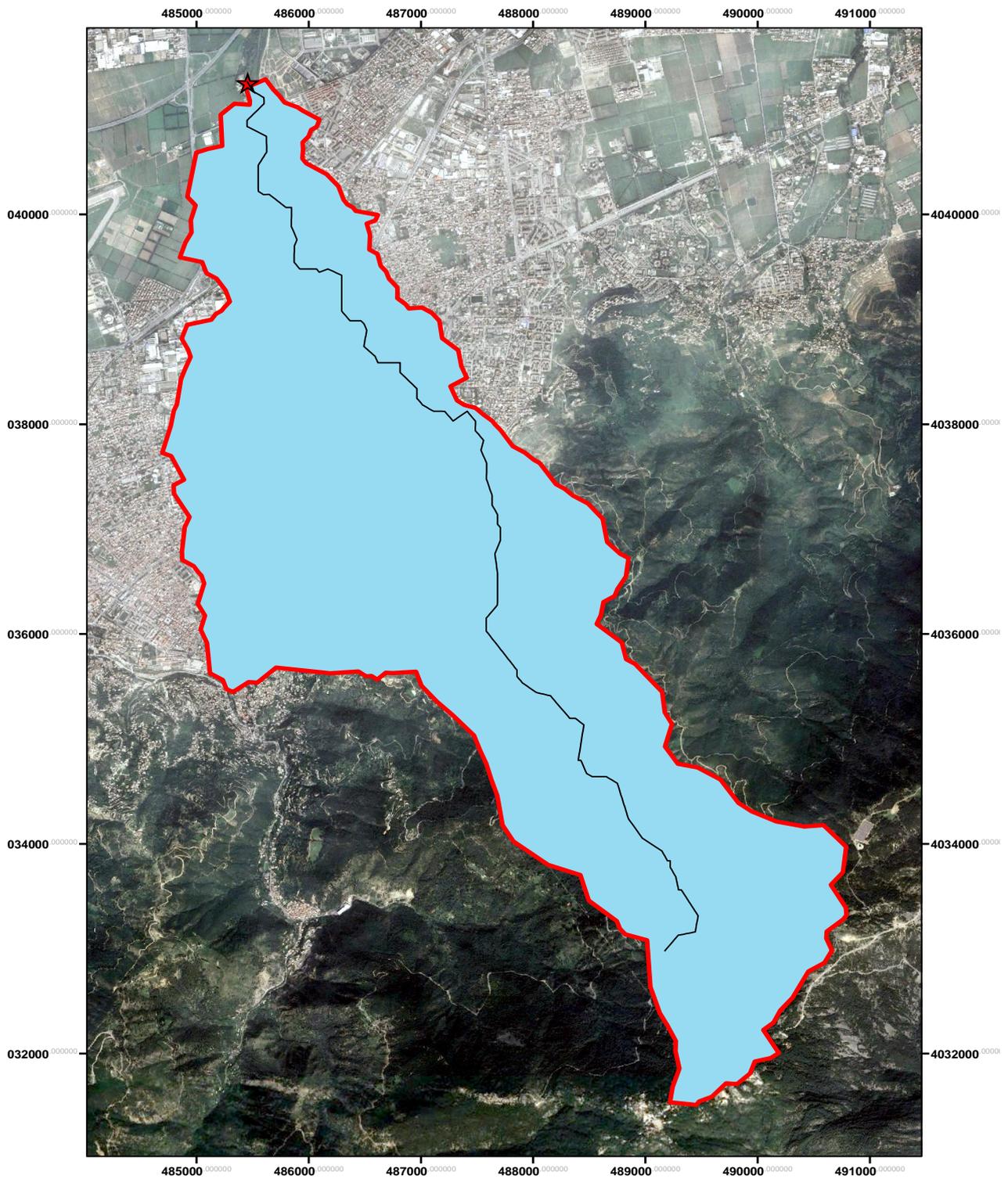


Figure III-2 : Présentation du bassin versant d'étude

III.3.2 Caractéristiques géométriques

➤ Indice de compacité de Horton (K_h)

L'indice de compacité de Horton exprime le rapport de la largeur moyenne 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 (Km²).

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

Pour :

$K_h < 1$: bassin de forme allongée.

$K_h > 1$: bassin de forme ramassée.

➤ Indice de compacité de Gravelius (K_G)

Selon M. GRAVELIUS (Loaborde 2000), la forme du bassin versant influence directement le comportement de l'écoulement superficiel. Cette forme est caractérisée par un paramètre appelé indice de compacité (K_G), également connu sous le nom d'indice de forme. Cet indice correspond au rapport entre le périmètre P (km) du bassin versant et le périmètre d'un cercle ayant la même superficie A (km²). Il est donné par la formule suivante :

$$K_G = \frac{p}{2\sqrt{\pi S}} \quad (\text{III-2})$$

Avec :

A : Superficie du bassin (Km²).

P : Périmètre du bassin (Km).

K_G : Indice de compacité de Gravelius.

Pour :

$K_G = 1$: bassin compacte.

$1 < K_G < 1.3$: bassin moins compacte.

$K_G > 1.3$: bassin allongé.

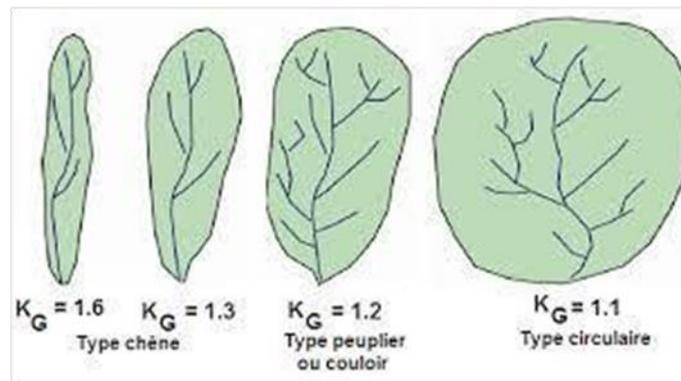


Figure III-3 : Différents types des BV selon le coefficient de Gravélius K_G

Dans notre cas le bassin versant est caractérisé par un $K_G = 1.77 > 1.3$, alors il est de forme relativement allongée.

➤ **Coefficient d'allongement C_a :**

Il est donné par la formule suivante :

$$C_a = \frac{L_{cp}^2}{A} \quad \text{III-3)}$$

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

A : La surface du bassin versant (Km^2).

➤ **Rectangle équivalent**

C'est la transformation du bassin versant en un rectangle de longueur L et de largeur l en gardant la même surface, ceci permet la comparaison entre les bassins versant du point de vue influence de la forme sur l'écoulement. Ainsi que ces deux paramètres rentrent dans des formules par la suite.

$$\text{La longueur est donnée par la formule : } L = K_G \frac{\sqrt{A}}{1.128} \left[1 + \sqrt{1 - \left(\frac{1.128}{K_G} \right)^2} \right] \quad \text{III-4)}$$

$$L = 11.85 \text{ Km}$$

$$\text{La largeur est donnée par la formule : } l = K_G \frac{\sqrt{A}}{1.128} \left[1 - \sqrt{1 - \left(\frac{1.128}{K_G} \right)^2} \right] \quad \text{III-5)}$$

$$l = 1.76 \text{ Km}$$

Avec :

L : la longueur du rectangle (Km).

l : la largeur du rectangle (Km).

A : la surface du bassin versant (Km^2).

KG : l'indice de compacité.

Tableau III-1 : Paramètres géomorphologiques du bassin versant d'oued Beni Azza.

Désignation		Symbole	Unités	Valeur
Superficie		A	Km ²	20.81
Périmètre		P	Km	28.64
Longueur du talweg principal		L _{cp}	Km	10.20
Indice de compacité de Gravélius		KG	/	1.77
Indice de compacité de Horton		K _h	/	0.20
Coefficient d'allongement		C _a	/	4.99
Rectangle équivalent	Longueur	L	Km	12.67
	Largeur	l	Km	1.65

III.4 Etude du relief

Le relief d'une région joue un rôle crucial dans la forme de l'hydrogramme de crue. Une pente prononcée favorise un écoulement plus rapide de l'eau, ce qui diminue le temps de concentration. En conséquence, l'eau de pluie atteint plus rapidement les rivières et les cours d'eau, pouvant entraîner une montée rapide des niveaux d'eau lors d'une crue. L'importance de cette étude est soulignée par la distribution altimétrique du terrain, qui est représentée par une courbe appelée (courbe hypsométrique).

III.4.1 Courbe hypsométrique

La courbe hypsométrique, illustrée par la figure, offre une vue synthétique du relief d'un bassin versant en représentant la distribution des surfaces en fonction des altitudes. Cette courbe est tracée en utilisant les pourcentages de surfaces déterminés à partir du tableau, montrant comment les différentes altitudes sont réparties sur le bassin. En plaçant les altitudes sur l'axe vertical et les pourcentages de surface sur l'axe horizontal, la courbe hypsométrique permet de visualiser la pente moyenne du bassin et d'obtenir une indication précise de la topographie. L'analyse de cette courbe fournit des informations essentielles sur la répartition des altitudes et aide à comparer les caractéristiques topographiques entre différents bassins versants.

Tableau III-2 : Paramètres Hypsométriques du bassin versant d'oued Beni Azza

Altitudes	Hi	Surface Km ²	Surfaces partielles (%)	Surfaces cumulées (Km ²)
141-290	8,44	40,54	8,44	40,54
290-440	2,95	14,19	11,39	54,73

440-590	2,24	10,77	13,63	65,50
590-740	1,87	8,98	15,50	74,48
740-890	1,44	6,93	16,94	81,41
890-1040	1,01	4,85	17,95	86,26
1040-1190	0,72	3,47	18,68	89,74
1190-1340	0,79	3,81	19,47	93,55
1340-1534	1,34	6,45	20,81	100,00

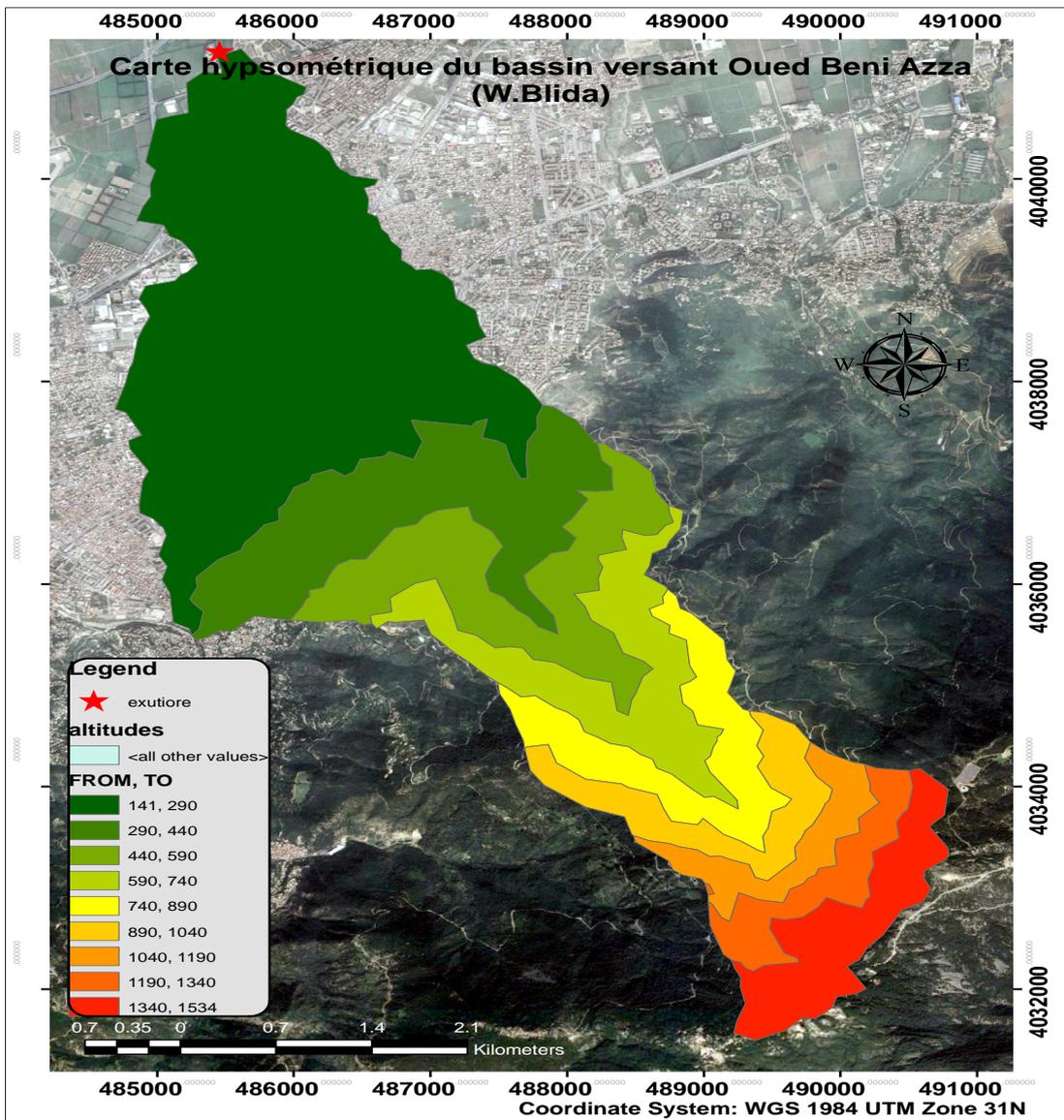


Figure III-4 : Carte hypsométrique du bassin versant d’oued Beni Azza

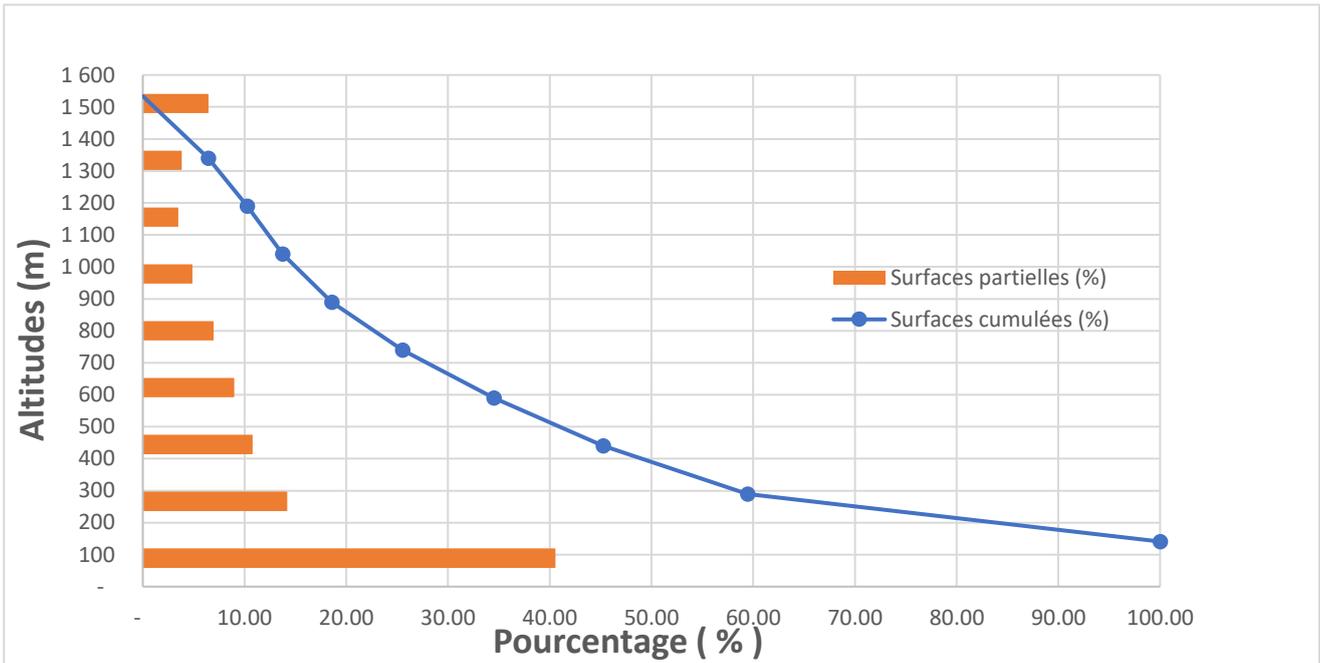


Figure III-5 : Courbe hypsométrique du bassin versant d'oued Beni Azza

III.4.2 Altitudes caractéristiques :

Elles sont obtenues directement à partir de courbe hypsométrique **Figure III.5**

III.4.2.1 Altitude maximale et minimale $H_{max} - H_{min}$:

Les altitudes maximale et minimale d'un bassin versant sont obtenues directement à partir des cartes topographiques. L'altitude maximale indique le point le plus élevé du bassin, tandis que l'altitude minimale correspond au point le plus bas, généralement situé à l'exutoire du bassin.

III.4.2.2 Altitude moyenne H_{moy} :

C'est le rapport entre la somme des surfaces élémentaires par l'altitude moyenne correspondante et la surface totale du bassin versant (A).

$$H_{moy} = \frac{\sum S_i * H_i}{S} \quad (III-6)$$

Avec :

A_i : Surface élémentaire entre deux courbes de niveau en (Km²).

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

A : Surface totale du bassin versant en (Km²).

III.4.2.3 Altitude H5% :

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

III.4.2.4 Altitude médiane H50%

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

III.4.2.5 Altitude médiane H95%

C'est la projection du point qui correspond à 95% de la surface cumulée sur la courbe hypsométrique. Les résultats de calculs sont résumés dans le tableau III.3.

Tableau III-3 : Caractéristiques d'altimétries du bassin versant d'oued Beni Azza

Altitudes caractéristiques Valeurs (m)	Altitudes caractéristiques Valeurs (m)
Altitude maximal (Hmax)	1534
Altitude minimal (Hmin)	141
Altitude médiane (H50%)	390
Altitude moyenne (Hmoy)	573
Altitude 5% (H5%)	1375
Altitude 95% (H95%)	155

III.4.3 Indices de pente :

Les indices de pente permettant de caractériser les pentes d'un bassin versant, ce qui facilite les comparaisons et les classifications de ces bassins. Ils sont également utilisés pour estimer les vitesses d'écoulements superficiels.

➤ **Pente du bassin versant IBV**

$$I_{BV} = \frac{H_{max} - H_{min}}{L_{Talwag}} \quad (III-7)$$

➤ **Pente moyenne du bassin versant Im**

$$I_{moy} = \frac{\Delta H(0.5L_1 + L_2 + L_3 + \dots + 0.5L_n)}{S} \quad (III-8)$$

Avec

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

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

S : Superficie du bassin versant (Km²).

Tableau III-4 : Pente moyenne du bassin versant d'oued Beni Azza

Courbes	Longueur (Km)	ΔH	Surface BV (Km ²)	Im (m/Km)
1500	1,05	150	20,81	241,48
1350	3,42			
1200	2,74			
1050	2,77			
900	4,00			
750	4,97			
600	6,37			
450	5,90			
300	5,61			

➤ **Indice de pente de Roche Ip**

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

$$I_p = \frac{1}{\sqrt{L}} \sum_i^n \sqrt{S_i(H_i - H_{i-1})} \quad (\text{III-9})$$

Avec

L : longueur de rectangle équivalent (m).

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

Tableau III-5 : détermination de la pente Roche Ip

Altitude(m)	Di=Hi-Hi-1	Si (Km ²)	Si (%)	$\sqrt{D_i S_i}$	Ip
141-290	149	8,44	40,54	77,72	3,04
290-440	150	2,95	14,19	46,13	
440-590	150	2,24	10,77	40,19	
590-740	150	1,87	8,98	36,71	
740-890	150	1,44	6,93	32,24	
890-1040	150	1,01	4,85	26,98	
1040-1190	150	0,72	3,47	22,82	
1190-1340	150	0,79	3,81	23,91	
1340-1534	194	1,34	6,45	35,37	
Somme		20,81	100,00	342,08	

➤ Indice de pente moyenne I_{pm}

La pente moyenne d'un cours d'eau elle a une influence sur la vitesse à laquelle l'eau se déplace vers la sortie du bassin (exutoire) et sur le temps de concentration.

Pour calculer les pentes moyennes des cours d'eau, on se base sur le profil en long du cours d'eau principal ainsi que de ses affluents. La méthode la plus couramment employée pour calculer la pente longitudinale du cours d'eau consiste à diviser la différence d'altitude entre les points les plus élevés et les plus bas du profil par la distance totale du cours d'eau.

La pente moyenne est donnée par :

$$I_{pm} = \frac{H_{max} - H_{min}}{L_r} \quad \text{III-10)}$$

Avec :

H_{min} et H_{max} : Altitude minimale et maximale (m).

L_r : Longueur du rectangle équivalent (Km).

➤ Indice de pente globale I_g

L'indice global de pente sur la courbe hypsométrique, on prend les points tels que la surface supérieure ou inférieure soit égale à 5% de A. On déduit les altitudes H_{5%} et H_{95%} entre lesquelles s'inscrit 90% de l'aire du bassin et la dénivelée D = H_{5%} - H_{95%} L'indice global est égal à

$$I_g = \frac{D}{L_r} = \frac{H_{5\%} - H_{95\%}}{L_r} \quad \text{(III-11)}$$

Tableau III-6 : valeur de I_g selon les types du relief

Relief		Valeur de 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	$0.1 < I_g$

➤ **Dénivelée spécifique D_s :**

Elle sert à comparer les indices de pentes du bassin de superficie différentes, d'après la deuxième classification de l'O.R.S.T.O.M appliquée à tout le bassin quel que soit sa surface.

Elle est donnée par la formule :

$$D_s = I_g \sqrt{S} \quad \text{III-12)}$$

Tableau III-7 : Classification des reliefs d'après l'O.R.S.T.O.M.

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

O.R.S.T.O.M: Ancien Office de la recherche scientifique et technique outre-mer, devenu en 1984 Institut français de recherche scientifique pour le développement en coopération et en 1998 Institut de recherche pour le développement (I.R.D).

Les résultats des calculs sont présentés dans le tableau suivant :

Tableau III-8 : Résultats de calculs des pentes et la dénivelée spécifique du bassin versant d'oued Beni

Azza

Paramètres	Symboles	Unités	Valeurs
Pente du bassin versant	I_{BV}	m/Km	136.56
Pente moyenne du bassin versant	I_m	m/Km	241,48

Indice de pente de Roche	I_p	%	3.04
Indice de pente moyenne	I_{pm}	m/Km	109.94
Indice de pente globale	I_g	m/Km	96.29
Dénivelée spécifique	D_s	m	439.25
Relief	/	/	fort

III.5 Etude du réseau hydrographique

III.5.1 Caractéristiques du réseau hydrographique

Le réseau hydrographique est constitué de l'ensemble des chenaux qui drainent les eaux de surface vers l'exutoire du bassin versant. L'étude du chevelu hydrographique servant surtout à comparer des bassins entre eux, il suffit, dans la plupart des cas, de fixer une définition du thalweg élémentaire et de l'appliquer pour l'étude de tous les bassins. Le réseau hydrographique peut se caractériser par trois éléments : sa hiérarchisation, son développement (nombres et longueurs des cours d'eau) et son profil en long.

➤ Hiérarchisation du réseau

Pour chiffrer la ramification du réseau, chaque cours d'eau reçoit un numéro en fonction de son importance. Il existe plusieurs méthodes de classification d'un réseau hydrographique ; les plus utilisées aujourd'hui sont celles de Strahler, de Horton et de Gravelius.

Nous adopterons pour notre travail celle de Horton :

- Tout cours d'eau n'ayant pas d'affluent est dit d'ordre 1,
- Au confluent de deux cours d'eau de même ordre n , le cours d'eau résultant est d'ordre $n + 1$,
- Un cours d'eau recevant un affluent d'ordre inférieur garde son ordre, ce qui se résume par :
 $n + n = n + 1$ et $n + m = \max (n,m)$

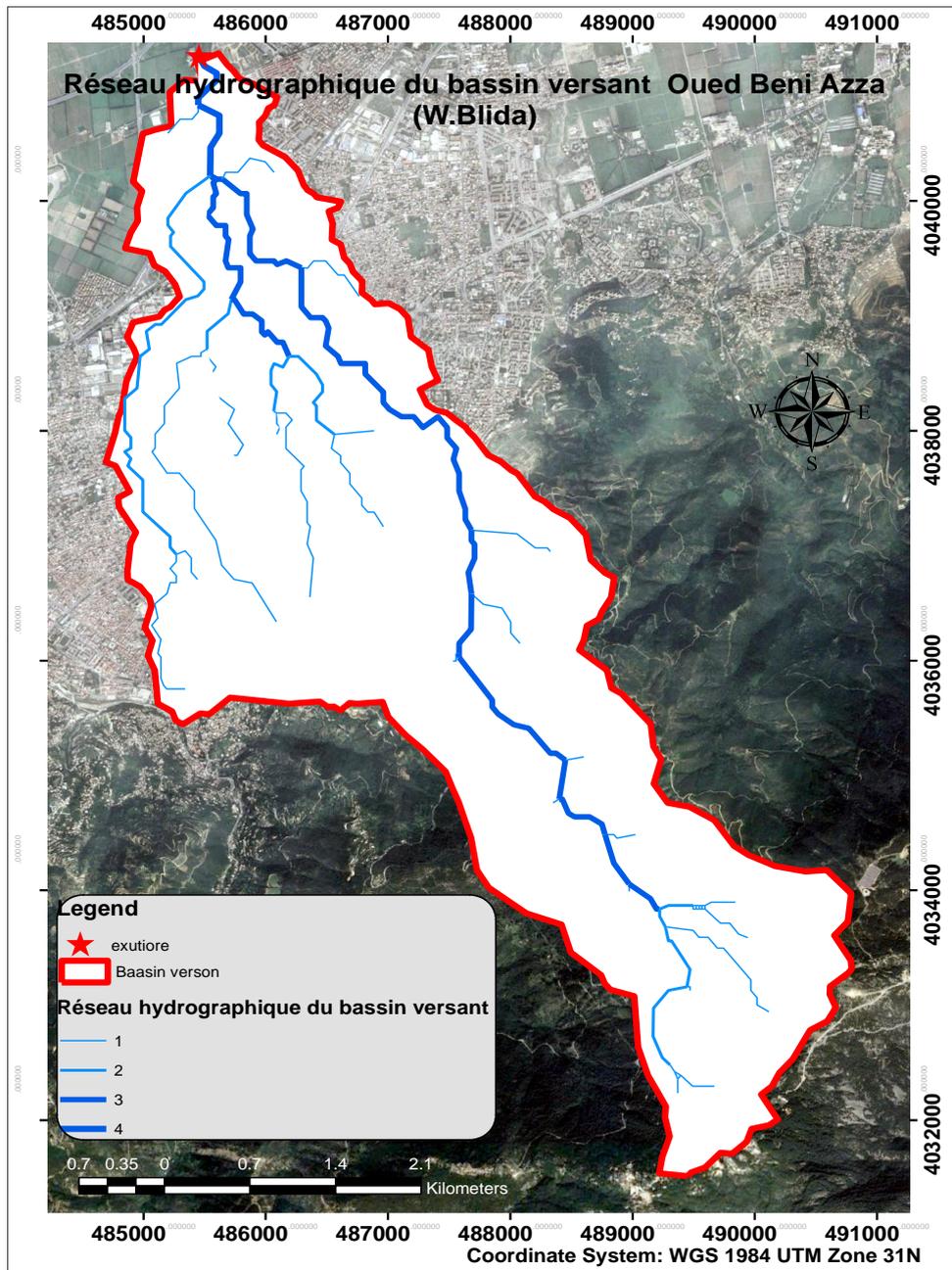


Figure III-6 : Réseau hydrographique du bassin versant d’oued Beni Azza

Tableau III-9 : présentation des paramètres

Ordre	Nombre	Longueur(km)
1	43	16.514
2	8	8.743
3	13	10.906
4	3	1.361
Totale	67	37.524

➤ **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.

Tableau III-10 : Distance partielle et distance cumulée

Altitude(m)	D(partielle)	D(cumulée)
1121	0	0
981	450	450
841	300	750
701	550	1300
561	1400	2700
421	900	3600
281	2400	6000
141	5200	10200

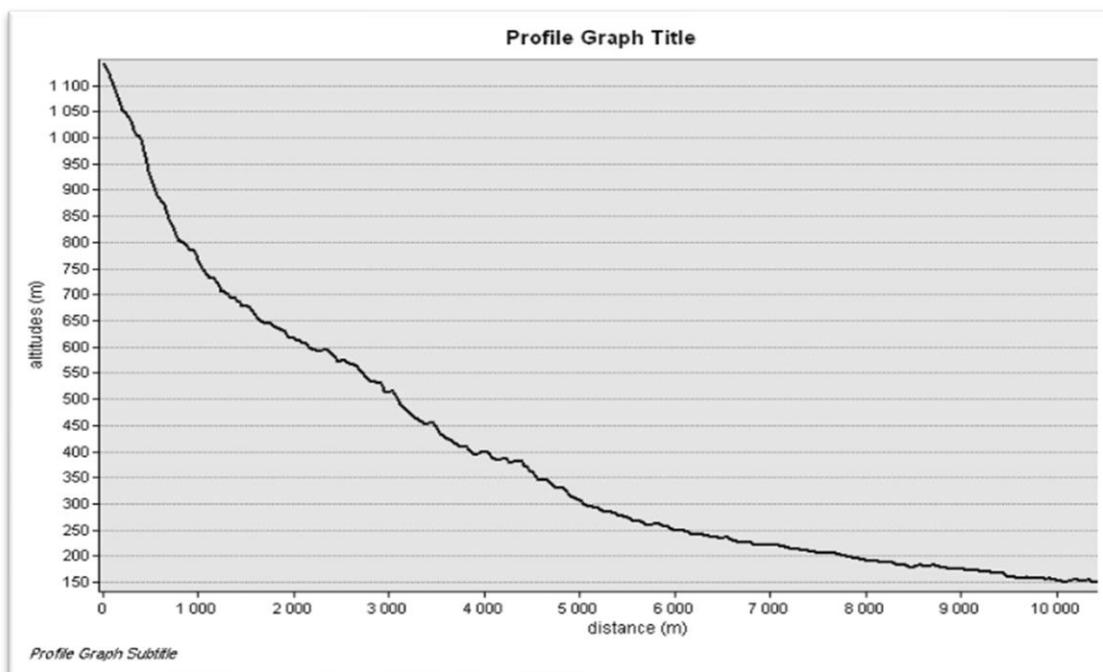


Figure III-7 : Profil en long de l'oued principal de Beni Azza

➤ **Pente moyenne du cours d'eau principale I_c**

Elle exprime le rapport entre la dénivelée et la longueur comprise entre deux points suffisamment éloignés sur le cours d'eau principal. Il est donné par la formule suivante :

$$I_c = \frac{\Delta H}{\Delta L} \quad (\text{III-13})$$

Avec :

Ic : Pente moyenne du cours d'eau principale (m/km) ;

ΔH : Dénivelée entre deux points suffisamment distants (m) ;

ΔL : Distance entre ces deux points (km).

D'après les calculs on trouve : **Ic= 1.26**

➤ **Densité de drainage Dd**

C'est le rapport entre la longueur totale de tous les cours d'eau et la superficie du bassin versant. Ce paramètre est en quelque sorte un reflet de la dynamique du bassin, de la stabilité du réseau hydrographique et du type de ruissellement de surface.

$$D_d = \frac{\sum_{i=1}^n L_i}{A} \quad (\text{III-14})$$

Avec :

D_d: Densité de drainage en Km/Km².

$\sum_{i=1}^n L_i$: Longueur totale de tous les thalwegs du bassin en Km.

n : L'ordre le plus élevé dans la classification. (n=4)

A : Superficie du bassin en Km².

➤ **Densité hydrographique des thalwegs élémentaires « F »**

La densité hydrographique ou Fréquence des thalwegs élémentaires ; représente le nombre de canaux d'écoulement par unité de surface. Elle se calcul par la formule ci-dessous :

$$F = \frac{\sum N_1}{S} \quad (\text{III-15})$$

Avec :

F : Densité hydrographique

N₁ : Nombre de cours d'eau d'ordre 1.

S : Superficie du bassin versant (Km²).

➤ **Coefficient de torrentialité Ct**

Le coefficient de torrentialité est le produit de la densité des thalwegs élémentaires par la densité de drainage. Il met en évidence le caractère torrentiel du chevelu hydrographique et s'exprime par la relation suivante :

$$C_t = F \times D_d \quad (\text{III-16})$$

Avec :

C_t : coefficient de torrentialité ;

F : densité des thalwegs élémentaires ;

➤ **Temps de concentration T_c**

Le temps de concentration des eaux sur un bassin versant se définit comme la durée maximale nécessaire pour qu'une goutte d'eau parcoure le chemin hydrologique entre un point du bassin et son exutoire. C'est une grandeur complexe à évaluer, car elle dépend de nombreux facteurs. Plusieurs formules existent pour estimer ce temps, certaines étant relativement anciennes, comme la formule de Kirpich, développée en 1940 suite aux crues qui ont frappé le nord-est des États-Unis en 1936 (Folmar et al. 2007).

Les méthodes et formules utilisées pour l'analyse des bassins versants reflètent souvent des caractéristiques spécifiques à la région où elles ont été conçues. Lors de l'analyse d'un bassin versant particulier, il est recommandé de choisir une formule qui correspond le mieux aux caractéristiques du bassin. Il est ainsi préférable de privilégier des formules développées dans des conditions physio géographiques similaires à celles de la partie Nord de l'Algérie, pour garantir une meilleure adéquation avec le contexte local.

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

a) Formule de S.C.S (Soil Conservation Service)

$$T_c = \left[\frac{0.87L_p^3}{H_{\max} - H_{\min}} \right]^{0.385} \quad (\text{III-17})$$

Avec :

L_p : longueur du cours d'eau principal en (Km) ;

H_{max} : Altitude maximale du bassin versant en (m) ;

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

b) La formule de Giandotti (sud Italie 1937)

$$T_c = \frac{4\sqrt{A} + 1.5L_{cp}}{0.8\sqrt{H_{moy} - H_{min}}} \quad (\text{III-18})$$

Avec :

T_c : Temps de concentration (h).

H_{moy} et H_{min} : Altitudes moyenne et minimale du bassin versant (m).

S : Surface du bassin versant (Km²).

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

c) Formule de VENTURA

$$T_c = 0.1275 \frac{\sqrt{S}}{\sqrt{I_{BV}}} \quad (\text{III-19})$$

Avec :

T_c : Temps de concentration (h) ;

I_{BV} : Pente du bassin versant (m/m) ;

S : Surface du bassin versant (Km²).

d) Formule de SOLOVSKY

$$T_c = 4 * \left(\frac{S * L_{cp}^{0.333}}{\sqrt{I_{BV}}} \right)^{0.75} \quad (\text{III-20})$$

Avec :

T_c : Temps de concentration (h).

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

S : Superficie du bassin versant (Km²).

I_{bv} : Pente du bassin versant (m/Km).

e) Formule d'ANRH :

Pour les conditions physiographique des bassins versants de l'Algérie la Formule du temps de concentration développé par L'ANRH est la suivante : (D.Boutoutaou 2014)

$$T_c = 1.7 \left(\frac{SL}{\sqrt{Ic}} \right)^{0.19} \quad (\text{III-21})$$

Avec :

TC : Temps de concentration en h ;

L : longueur du cours d'eau le plus long en km ;

I : Pente des cours d'eau en (%) ;

S : Surface du BV en Km².

➤ **Choix du temps de concentration**

Le tableau ci-dessous récapitule les résultats de calcul du temps de concentration obtenus à l'aide des différentes formules :

Tableau III-11 : Résultats de calculs de temps de concentration

Formules utilisées	Temps de Concentration	Unités
Formule SCS	0.85	h
Formule de VENTURA	1.57	h
Formule de GIANDOTTI	2.11	h
Formule de ANRH	4.64	h
Formule de SOLOVSKY	5.93	h

Pour estimer le temps de concentration dans cette étude, j'ai choisi d'utiliser la formule de S.C.S (Soil Conservation Service). Cette formule est non seulement la plus couramment employée pour le nord de l'Algérie, mais elle fournit également des résultats particulièrement pertinents. Elle est reconnue pour offrir des valeurs de temps de concentration qui sont à la fois logiques et adaptées aux conditions locales, ce qui en fait l'outil idéal pour une analyse précise du bassin versant dans cette région.

➤ **Vitesse de ruissellement Vr**

Elle est donnée par la formule de **SOKOLOVSKY** :

$$V_r = L_p / T_c \quad \text{(III-22)}$$

Avec :

Vr : vitesse moyenne de ruissellement en (Km/h)

Lp : Longueur du talweg principal (km).

Tc : Temps de concentration (h).

La vitesse moyenne de ruissellement Vr pour le bassin versant du l'Oued de Beni Azza est 6.50 (km/h) ; les caractéristiques hydromorphométriques du bassin versant de Beni Azza sont récapitulées dans le tableau III.12 :

Tableau III-12 : Paramètres hydrographiques d'oued Beni Azza

Désignation	Symbole	Unités	Valeur
Densité de drainage	Dd	Km/Km ²	1.8
Densité hydrographique	F	Km ⁻²	2.06
Coefficient de torrentialité	Ct	/	3.71
Temps de concentration	Tc	Heures	0.85
Vitesse de ruissellement	Vr	Km/h	12

Le tableau III.13 résume les caractéristiques géomorphologiques du bassin versant d'oued Beni Azza.

Tableau III-13 : Caractéristiques géomorphologiques du bassin versant d'oued Beni Azza

Désignation		Symbole	Unités	Valeur
Superficie		A	Km ²	20.81
Périmètre		P	Km	28.64
Longueur du talweg principal		Lcp	Km	10.2
Indice de compacité de Gravélius		KG	/	1.77
Indice de compacité de Horton		Kh	/	0.2
Coefficient d'allongement		Ca	/	4.99
Rectangle équivalent	Longueur	L	Km	12.67
	Largeur	l	Km	1.65
	Surface	SR	Km ²	20.9
	Périmètre	PR	Km	28.64
Altitudes	Maximale	Hmax	m	1534
	Moyenne	Hmoy	m	573
	Minimale	Hmin	m	141
	Médiane 5%	H5%	m	155
	Médiane 50%	H50%	m	390
Médiane 95%		H95%	m	1375
Pente du bassin versant		IBV	m/Km	136.56
Pente moyenne du bassin versant		Im	m/Km	241.48
Indice de pente de Roche		Ip	%	3.04
Indice de pente moyenne		Ipm	m/Km	109.94
Indice de pente globale		Ig	m/Km	96.53
Dénivelée spécifique		Ds	m	439.25
Pente moyenne du cours d'eau principale		Ic	m/km	12.6
La somme des longueurs des cours d'eau		$\sum Li$	Km	37.524
Nombre des talwegs d'ordre 1		$\sum N1$	/	43
Densité de drainage		Dd	Km/Km ²	1.8
Densité hydrographique		F	Km-2	2.06
Coefficient de torrentialité		Ct	/	3.71
Temps de concentration		Tc	Heures	0.85
Vitesse de ruissellement		Vr	Km/h	12

III.6 Analyse des Données Pluviométriques :

Après avoir délimité les bassins versants de la zone d'étude et déterminé leurs caractéristiques, cette étape vise à évaluer les précipitations pour des périodes de retour allant de 10 à 100 ans.

III.6.1 Méthodes de Mesure des Précipitations :

Il existe principalement deux grandes catégories d'instruments pour mesurer les précipitations. La première regroupe les instruments qui mesurent les précipitations au sol, tels que les pluviomètres et les pluviographes, qu'ils soient à enregistrement mécanographique ou digital. La seconde catégorie comprend les dispositifs de télédétection, qui mesurent les précipitations à distance, notamment via des satellites météorologiques (télédétection passive) ou des radars météorologiques (télédétection active).

Dans ce chapitre, nous présenterons les instruments utilisés en Algérie pour la mesure directe des précipitations, à savoir les pluviomètres et les pluviographes, ainsi que les résultats obtenus avec ces méthodes.

➤ Mesures au sol :

Les instruments principaux pour mesurer les précipitations au sol sont les pluviomètres et les pluviographes, qui sont considérés comme des références en météorologie.

➤ Le Pluviomètre :

Le pluviomètre est l'instrument de mesure des précipitations le plus couramment utilisé, en raison de son faible coût d'investissement. Il mesure la quantité de pluie tombée sur une période donnée entre deux relevés. La hauteur de pluie mesurée est attribuée au jour précédent et constitue la "pluie journalière." L'eau collectée par la surface réceptrice est conservée dans un récipient gradué en millimètres. La lecture du volume permet de connaître la hauteur de pluie précipitée. Après chaque relevé, le récipient est vidé et remplacé. (A, Musy, 2005)

➤ Le Pluviographe :

Le pluviographe se distingue du pluviomètre en enregistrant automatiquement la précipitation. Au lieu de s'écouler directement dans un récipient, l'eau passe par un dispositif spécial (réservoir à flotteur, augets, etc.) qui permet l'enregistrement continu et permanent de la hauteur de précipitation. Cet enregistrement permet de déterminer non seulement la hauteur totale des précipitations, mais aussi leur répartition dans le temps. (A, Musy, 2005)

III.6.2 Présentation de la station pluviométrique :

Dans cette section, nous nous appuyons sur les observations des stations fournies par l'Agence Nationale des Ressources Hydrauliques (ANRH). Pour nos calculs, nous utilisons la station pluviométrique de "Soumaa", avec une période d'observation de 30 années, de 1993 à 2023.

Tableau III-14 : Présentation des stations pluviométriques utilisées dans l'étude

Code station	Nom station	X	Y	Z	Période d'observation
021234	SOUMAA	517.45	355.9	177	1993/2023

La séries des pluies journalières maximales enregistrées pour la station est données dans :

Tableau III-15 : La série des pluies journalières maximales.

Années	Pjmax(mm)	Années	Pjmax(mm)	Années	Pjmax(mm)
1993	68.6	2003	63.4	2013	50
1994	53.3	2004	54.1	2014	47
1995	94.4	2005	89.5	2015	48.5
1996	53.1	2006	39.2	2016	60
1997	68.5	2007	49.1	2017	81
1998	33.7	2008	72	2018	71
1999	39.5	2009	41	2019	63
2000	39.2	2010	49.4	2020	23.5
2001	35.3	2011	68.6	2021	73
2002	60.5	2012	108	2022/2023	40

Voici Les résultats des paramètres statistiques de la série étudié

Tableau III-16 : les paramètres statistiques de la série

Nombre d'observations	30
Minimum	23.5
Maximum	108
Moyenne	57.9
Ecart-type	19.3
Médiane	53.7

III.1.1 Ajustement des séries pluviométriques :

Tableau III-17 : Modèles fréquentielle.

Modèle fréquentiel	Loi de probabilité	Variabes hydrologiques	Validité
Normale	Distribution normale	Précipitations annuelles, Débits, Volume de stockage des réservoirs	Conditions où les données suivent une distribution normale
Log Normale	Distribution log-normale	Débits maximaux annuels, Précipitations journalières, Précipitations annuelles, Volume du ruissellement mensuel, Volume du ruissellement annuel	Conditions où les logarithmes des données suivent une distribution normale
Pearson type III (Gamma)	Distribution de Pearson de type III	Débits maximaux annuels, Précipitations journalières, Précipitations annuelles, Volume du ruissellement mensuel, Volume du ruissellement annuel	Conditions où les données suivent une distribution de Pearson de type III
Loi de Gumbel	Distribution de Gumbel	Débits maximaux annuels	Conditions où les débits maximaux annuels suivent une distribution de Gumbel
Loi exponentielle	Distribution exponentielle	Précipitations journalières, Durée entre deux événements	Conditions où les données suivent une distribution exponentielle

Le calcul des valeurs extrêmes, ou quantiles, nécessite un ajustement à une loi de probabilité. En utilisant le logiciel Hyfran, nous effectuerons l'ajustement de la série des pluies maximales journalières à trois lois différentes. La loi présentant la meilleure adéquation sera retenue. Les lois d'ajustement considérées sont les suivantes :

- La loi de Gumbel, également appelée « loi doublement exponentielle »
- La loi de Galton, ou « Log-Normale »
- La loi GEV, ou « loi généralisée des valeurs extrêmes »

➤ **Logiciel HYFRAN**

Le logiciel HYFRAN (HYdrologie FRéquentielle ANalyse) est un logiciel développé spécifiquement pour l'analyse fréquentielle en hydrologie. Il est conçu pour aider les hydrologues et les professionnels de l'eau à effectuer des analyses statistiques et à estimer les quantiles correspondant à différentes périodes de retour.

HYFRAN permet de réaliser différentes étapes de l'analyse fréquentielle, notamment l'estimation des paramètres des lois de probabilité (comme la loi de Gumbel, la loi log normale, etc.), le calcul des quantiles, la réalisation de tests de validité, et la création de graphiques et de rapports. Le

logiciel facilite également l'importation et la manipulation des données hydrologiques, en offrant des fonctionnalités de filtrage, de tri et de traitement des données

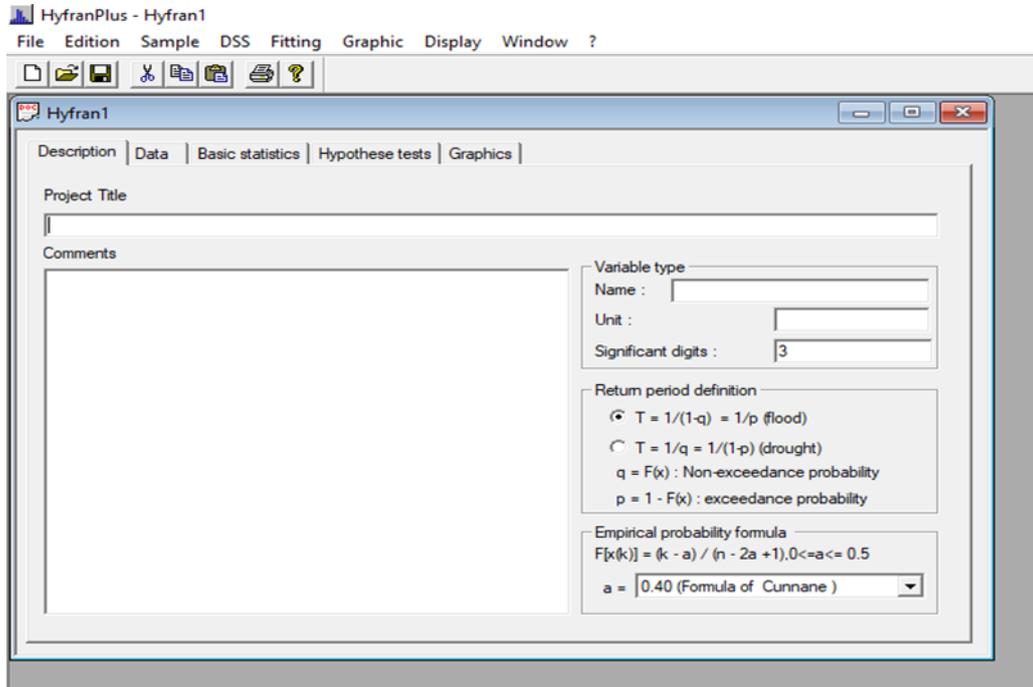


Figure III-8 : Interface du logiciel HYFRA

III.6.2.1 Ajustement de la série à la loi de GUMBEL

La loi de Gumbel est largement employée dans la caractérisation des distributions de valeurs extrêmes. En réalité, la loi double exponentielle représente la forme limite de la distribution de la valeur maximale d'un échantillon de n valeurs. Étant donné que le maximum annuel d'une variable est considéré comme le maximum de 365 valeurs journalières, il est nécessaire que cette loi soit en mesure de décrire les séries de maximales annuels.

La forme suivante est utilisée pour représenter la fonction de répartition :

$$F(x) = e^{-e^{-y}} \quad (III-23)$$

Avec :

$y = \alpha (x - x_0)$: Variable réduite de Gumbel ;

α, x_0 : coefficients d'ajustement ;

x : précipitation maximale journalière (mm) ;

$\frac{1}{\alpha}$: Pente de la droite de régression.

Donc : L'équation de la droite de Gumbel est donnée par :

$$P_{j\max} = \frac{1}{a}y + X0 \quad (\text{III-24})$$

La fréquence expérimentale en utilisant la formule de Hazen qui s'applique pour les lois normales et quasi normales :

$$F(x) = \frac{m - 0.5}{n} * 100 \quad (\text{III-25})$$

Avec :

m : rang de précipitation.

n : nombre d'observations.

La variable de Gumbel pour chaque valeur observée ;

$$Y = -[\text{LN}(-\text{LN}(F(x)))] \quad (\text{III-26})$$

Les résultats de l'ajustement par la loi de « GUMBEL » sont résumés dans les tableaux et graphes suivants :

Paramètre : u : 48.8279 α : 16.2701

Tableau III-18 : résultats de l'ajustement par la loi de GUMBEL

Période de retour	Probabilité (q)	P max j (mm)	Écart type	Intervalle de confiance 95%
100	0.99	118	13.8	91.3 - 146
50	0.98	108	11.9	84.7 - 131
20	0.95	93.9	9.29	75.7 - 112
10	0.9	83.1	7.35	68.7 - 97.5
5	0.8	71.8	5.44	61.1 - 82.5
3	0.6667	62.8	4.11	54.8 - 70.9
2	0.5	54.8	3.23	48.4 - 61.1

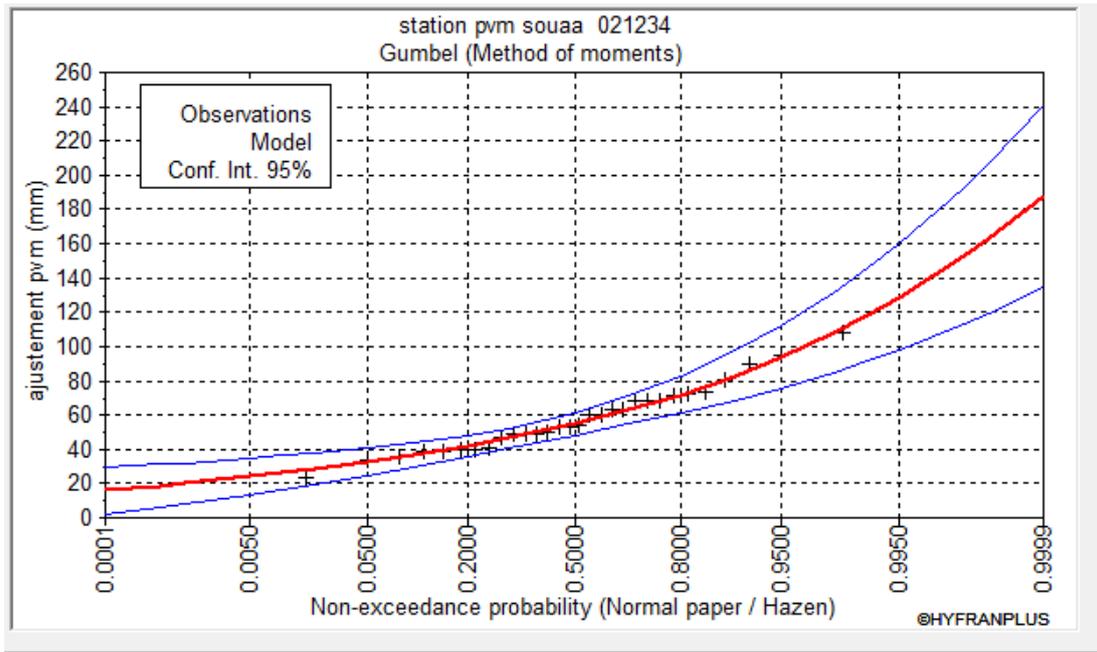


Figure III-9 : Graphique d'ajustement à la loi de Gumbel

III.1.1.1 Ajustement de la série pluviométrique à Loi de Galton :

Une variable aléatoire x a une distribution log normale lorsque y = ln x est normale. La loi de Galton résulte de la loi normale mais rendue dissymétrique par un changement de variables.

Sa fonction de ré partition est donnée par :

$$F(x) = \frac{1}{\sqrt{2\pi}} \int_{-\infty}^u e^{-\frac{1}{2}u^2} du \quad (III-27)$$

Ou La variable réduite est de la forme :

$$u = \frac{X_i - \bar{x}}{\sigma x} \quad (III-28)$$

Donc L'équation de la droite de GALTON est donnée par la relation suivante :

$$\text{Log}xp = \overline{\text{Log}x} + \sigma \text{Log}u(P\%) \quad (III-29)$$

Avec :

Log x : La moyenne de la série i log x ;

σ log : Ecart type de la série i log x ;

U : variable réduite de Gauss.

Les résultats de l’ajustement dans le tableau suivant :

Tableau III-19 : résultats de l’ajustement par la loi de GALTON

Période de retour	Probabilité (q)	P max j (mm)	Écart type	Intervalle de confiance 95%
100	0.99	121	14.5	92.1 - 149
50	0.98	110	12.1	86.2 - 134
20	0.95	95.7	9.16	77.8 - 114
10	0.9	84.7	7.11	70.7 - 98.6
5	0.8	72.9	5.27	62.6 - 83.3

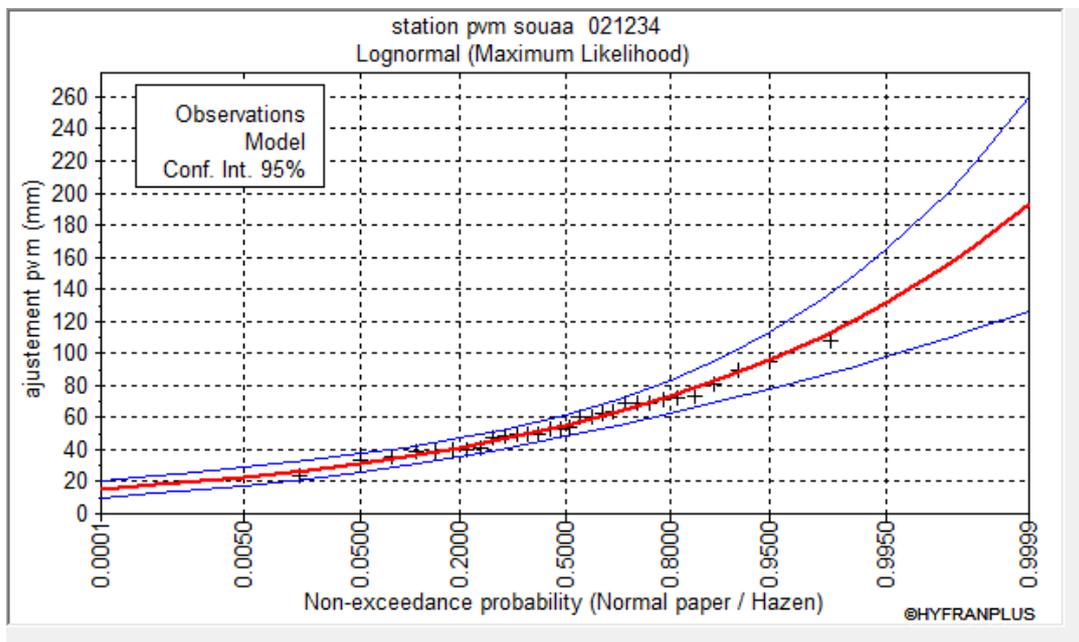


Figure III-10 : Graphique d’ajustement à la loi de GALTON

III.6.2.2 Ajustement de la série pluviométrique à Loi GEV :

La distribution des valeurs extrêmes généralisées est une loi d’ajustement à trois paramètres qui a une fonction de distribution qui s’écrit comme suit :

$$F(x) = \exp \left[-1 \left(1 - \frac{k(x - \varepsilon)}{\alpha} \right)^{\frac{1}{k}} \right] \quad (III-30)$$

ε : Paramètre de position ;
 α : Paramètre de dispersion ;
 k : paramètre de forme.

Les résultats de l'ajustement dans le tableau suivant :

Tableau III-20 : résultats de l'ajustement par la loi de GEV

Période de retour	Probabilité (q)	P max j (mm)	Écart type	Intervalle de confiance 95%
100	0.99	112	14.7	83.4 - 141
50	0.98	104	11.4	82.0 - 127
20	0.95	93.1	7.95	77.5 - 109
10	0.9	83.7	6.09	71.7 - 95.6
5	0.8	73.1	4.87	63.6 - 82.7

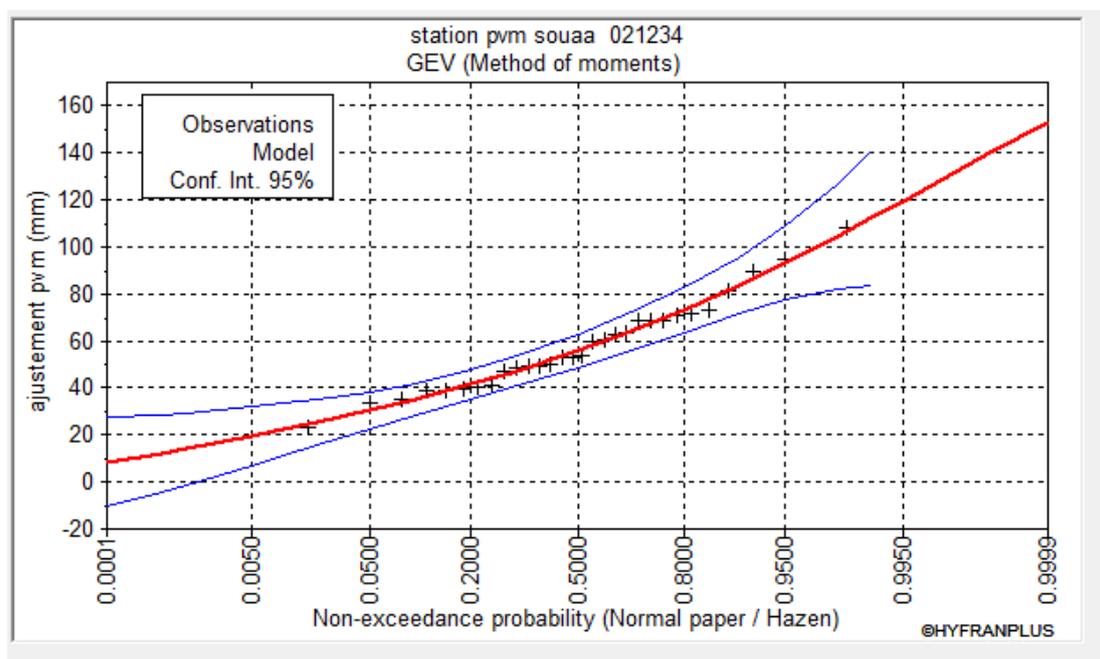


Figure III-11 : Graphique d'ajustement à la loi de Log Normale

III.6.3 Choix de la loi d'ajustement

Il existe souvent des écarts entre les fréquences expérimentales des valeurs observées et les fréquences calculées à partir d'une fonction de répartition quelconque. L'ajustement graphique constitue la première étape, mais il n'est pas suffisant pour faire un choix définitif de la loi théorique. Le test statistique d'adéquation permet de comparer plusieurs lois afin de sélectionner le meilleur ajustement possible. Les tests les plus couramment utilisés sont le test du χ^2 (chi-carré) et le test de Kolmogorov-Smirnov.

➤ Ajustement graphique visuelle

Les figures représentent les graphiques des résultats obtenus, illustrant les probabilités empiriques et théoriques des distributions Gumbel et log-normale à l'aide du logiciel Hyfran. Visuellement, il n'est pas possible de déterminer quel ajustement est le plus adéquat, c'est pour ça une analyse statistique est nécessaire.

➤ Le test d'adéquation de χ^2

Le but d'un test d'adéquation (ou test d'ajustement) est de vérifier si le modèle choisi est cohérent avec les données. Plus précisément, il s'agit de construire une procédure de test pour vérifier si l'hypothèse selon laquelle les observations proviennent d'une loi spécifique est valide. Le test le plus couramment utilisé est le test du χ^2 (chi-carré).

Effectivement, pour prendre une décision concernant le choix de la loi, nous allons comparer les variables χ^2 calculée et χ^2 théorique (tabulé) à un niveau de risque de 5%, c'est-à-dire un seuil de signification de 95%. Cette comparaison nous permettra de déterminer si les différences observées entre les fréquences empiriques et théoriques sont statistiquement significatives. Si la valeur χ^2 calculée est supérieure à la valeur χ^2 théorique, cela suggère un écart significatif entre les données observées et la distribution théorique envisagée.

χ^2 théorique (tabulé) est tiré de la table de χ^2 en fonction de γ et α

Le test de Khi carré (χ^2) est utilisé pour un seuil de signification α imposé en général à 5%, et un degré de liberté γ (Touaibia, 2015).

↪ Si χ^2 calculée > χ^2 théorique (tabulé) : On refuse la loi d'ajustement

↪ Si χ^2 calculée < χ^2 théorique (tabulé) : La loi d'ajustement sera retenue

Les résultats du test du chi carré χ^2 ont été obtenus à l'aide du logiciel HYFRAN et sont présentés dans le tableau ci-dessus.

Tableau III-21 : Résultats du test de χ^2

Loi de distribution	Degré de liberté γ	Nombre de classe	χ^2 calculée	χ^2 théorique (Tabulé)
Gumbel	2	5	1.27	5.99
Log Normale	2	5	2.18	5.99

D'après le test de χ^2 les deux lois d'ajustements sont justes et fiables, on choisit la loi Log Normal elle est adéquate pour présenter la série de pluviométrique.

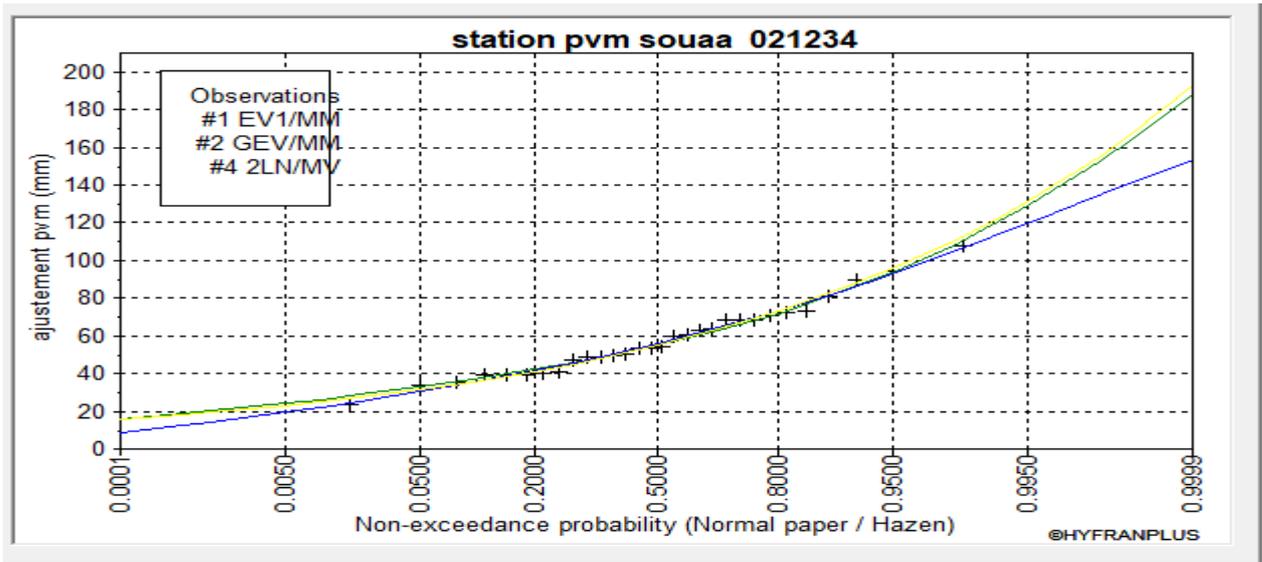


Figure III-12 : Comparaison entre les deux lois d'ajustement

III.6.4 Pluie De Courte Durée :

Pour une période donnée le passage des pluies journalières maximales aux pluies de courtes durées est effectué au moyen de la formule (K. Body, ANRH 1981).

$$P_{cd} = P_{j \max p\%} \left(\frac{t}{24} \right)^b \quad (III-31)$$

Avec :

P_{cd} : pluie de courte durée (mm).

p j max p% : pluie maximale journalière pour chaque fréquence (mm).

T : durée en heure.

B : exposant climatique (b=0,39 donnée par l'ANRH).

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

$$I_c = \frac{P_{cd}}{t} \quad (III-32)$$

Les résultats de calcul des précipitations et des intensités maximales de différentes durées sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau III-22 : Pluies et intensités de courtes durées pour des différentes périodes de retour

Période de retour	100		50		20		10		5	
	Pct(m m)	It (mm/h)								
0.25	20.40	81.61	18.55	74.19	16.14	64.55	14.28	57.13	12.29	49.17
1	35.04	35.04	31.85	31.85	27.71	27.71	24.52	24.52	21.11	21.11
2	45.91	22.95	41.74	20.87	36.31	18.16	32.14	16.07	27.66	13.83
3	53.77	17.92	48.89	16.30	42.53	14.18	37.64	12.55	32.40	10.80
4	60.16	15.04	54.69	13.67	47.58	11.90	42.11	10.53	36.25	9.06
5	65.63	13.13	59.66	11.93	51.91	10.38	45.94	9.19	39.54	7.91
6	70.47	11.74	64.06	10.68	55.73	9.29	49.33	8.22	42.45	7.08
7	74.83	10.69	68.03	9.72	59.19	8.46	52.38	7.48	45.09	6.44
8	78.83	9.85	71.67	8.96	62.35	7.79	55.18	6.90	47.50	5.94
9	82.54	9.17	75.04	8.34	65.28	7.25	57.78	6.42	49.73	5.53
10	86.00	8.60	78.18	7.82	68.02	6.80	60.20	6.02	51.81	5.18
11	89.26	8.11	81.14	7.38	70.59	6.42	62.48	5.68	53.78	4.89
12	92.34	7.69	83.94	7.00	73.03	6.09	64.64	5.39	55.63	4.64
13	95.27	7.33	86.61	6.66	75.35	5.80	66.69	5.13	57.40	4.42
14	98.06	7.00	89.15	6.37	77.56	5.54	68.64	4.90	59.08	4.22
15	100.73	6.72	91.58	6.11	79.67	5.31	70.51	4.70	60.69	4.05
16	103.30	6.46	93.91	5.87	81.70	5.11	72.31	4.52	62.24	3.89
17	105.77	6.22	96.16	5.66	83.66	4.92	74.04	4.36	63.73	3.75
18	108.16	6.01	98.33	5.46	85.54	4.75	75.71	4.21	65.16	3.62
19	110.46	5.81	100.42	5.29	87.37	4.60	77.32	4.07	66.55	3.50
20	112.70	5.63	102.45	5.12	89.13	4.46	78.89	3.94	67.90	3.39
21	114.86	5.47	104.42	4.97	90.84	4.33	80.40	3.83	69.20	3.30
22	116.96	5.32	106.33	4.83	92.51	4.20	81.87	3.72	70.47	3.20
23	119.01	5.17	108.19	4.70	94.12	4.09	83.31	3.62	71.70	3.12
24	121.00	5.04	110.00	4.58	95.70	3.99	84.70	3.53	72.90	3.04

A partir des résultats obtenus, il est possible de les représenter graphiquement dans le but de tracer les courbes IDF « intensités -durées-fréquences » pour les temps de retour 5, 10, 20, 50 et 100 ans et les courbes pluies -durées-fréquences aussi.

Les résultats sont représentés dans les figures suivantes :

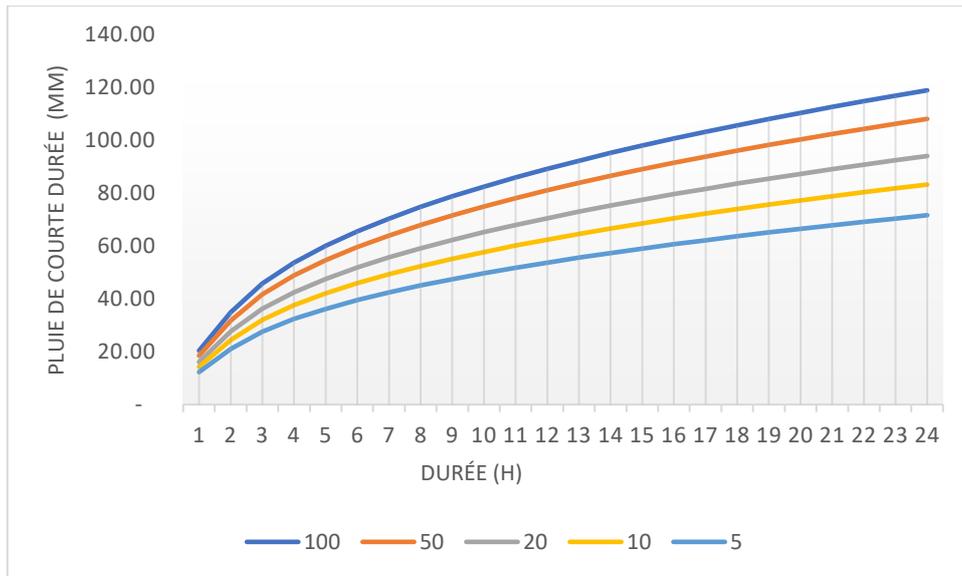


Figure III-13 : Pluies de courtes durées pour des différentes périodes de retour

Les courbes intensités durées fréquences sont représentés dans la figure suivante :

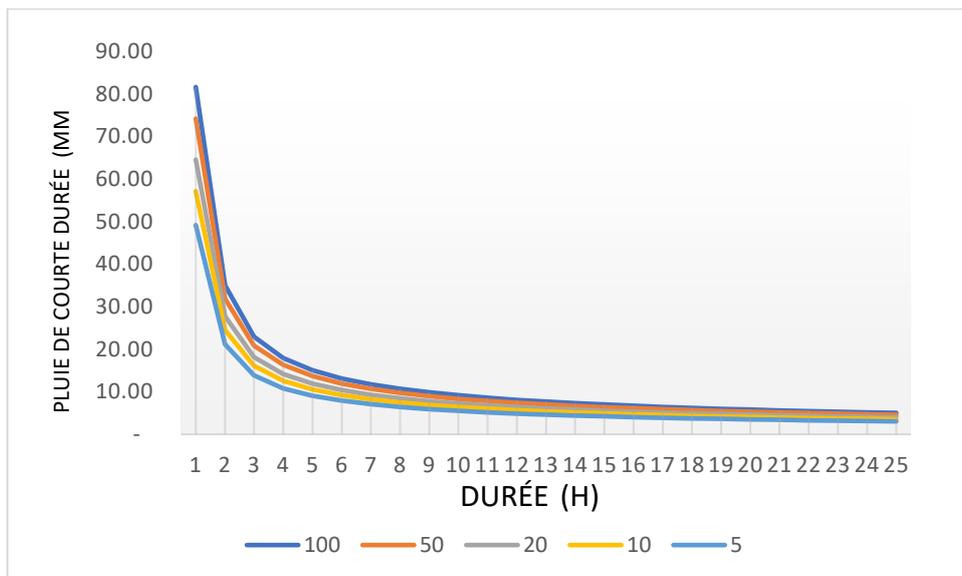


Figure III-14 : intensités de courtes durées pour des différentes périodes de retour

III.6.5 Calcul Du Débit De Crue :

L'étude de la protection contre les inondations nécessite la prédétermination de la crue et l'hydrogramme de crue. En absence de données de mesure et des stations hydrométriques contrôlant nos oueds, on vise à utiliser 02 différentes approches qui servent pour évaluer les crues des bassins versants se résument dans :

- L'approche basée sur des formules empiriques
- La Méthode Soil Conservation Service « SCS »

III.6.5.1 L'approche basée sur des Formules Empiriques :

Elle est basée sur des relations établies entre le débit et la surface du bassin versant, la pluie et la période de retour comme les formules de « MALLET-GAUTHIER, GIANDOTTI, TURAZZA, et SOKOLOVSKY...etc. »

Les méthodes largement utilisées en Algérie, sont présentées ci-après :

➤ Formule de MALLET – GAUTHIER :

L'énoncé de la formule de Maillet et Gauthier pour l'estimation de la crue de période de retour T est : (Coutagne, 1951)

$$Q_{\max,p\%} = 2k \cdot \log(1 + AP_{\text{moy}}) \frac{S}{\sqrt{L}} \sqrt{1 + 4\log T - \log S} \quad (\text{III-33})$$

Avec :

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

P_{moy} : Précipitation moyenne annuelle en m ;

S : Surface du bassin versant en Km² ;

L : Longueur du talweg principale en Km ;

T : Période de retour ;

A : Paramètre du bassin versant qui varie entre 20 et 30 selon la région géographique pour notre région on prendra (20).

➤ Formule de Turazza :

Cette formule est bien adaptée pour les cas des petits bassins et elle fait appel également au temps de concentration (tc) car elle utilise l'intensité moyenne maximale de précipitations déterminées sur un intervalle de référence égal au temps de concentration du bassin versant (EMI, 1999) :

$$Q_{\max,p\%} = \frac{c * s * I_{tc}}{3.6} \quad (\text{III-34})$$

Avec :

S : Surface du bassin versant km² ;

I_{tc} : Intensité moyenne maximale pendant une durée égale au temps de concentration en mm/h calculé dans le Tableau No : III-23;

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

Tableau III-24 : Valeurs du coefficient de ruissellement C

Fréquence %	1	2	5	10	20	50
Période de retour	100	50	20	10	5	2
C	0.8	0.75	0.7	0.65	0.6	0.5

➤ **Formule de SOKOLOVSKY :**

Selon SOKOLOVSKY, la crue est considérée comme un débit max généré par une averse de courte durée correspondant au temps de concentration. Le temps de montée de la crue est donc pris égal au temps de concentration (Bennis, 2007)

Le débit maximum est donné par la formule suivante :

$$Q_{\max,p\%} = \frac{0.28 * (P_{ct} - H_0) \cdot \alpha \cdot f \cdot S}{T_c} \quad (\text{III-35})$$

Avec :

S : Superficie du bassin [Km²].

T_c : temps de concentration[h].

P_{ct} : pluie fréquentielle de courte durée correspondant au temps de concentration.

H₀ : C'est la perte d'eau initiale. Au nord de l'Algérie H₀=7 mm.

α : Coefficient de ruissellement de la crue pour une période donnée.

f : Coefficient de forme de la crue.

0.28 : coefficient de changement d'unité.

Le coefficient de forme de la crue peut être calculé par la formule :

$$f = \frac{12}{4 + 3\gamma} \quad (\text{III-36})$$

- Pour $S \leq 50$ Km² on a $\gamma = 2$
- Pour des petits bassins non boisé, sol peu perméable, on a $\gamma = (2 \div 2.5)$
- Pour bassin boisé, sol perméable on a $\gamma = (3 \div 4)$
- α : Coefficient de ruissellement est calculé par la formule :

$$\alpha = \frac{\sqrt{X_p} - \sqrt{H_0}}{\sqrt{X_p} + \sqrt{H_0}} \quad (\text{III-37})$$

Avec :

$X_{p\%}$: précipitation en mm, de probabilité p% correspondant à un temps t_c.

• **Formule ANRH 2014 :**

La formule consiste à proposer pour le territoire algérien une méthode de calcul des crues et des hydrogrammes des crues pour les cours d'eau et les Oueds non jaugés, elle est basée sur les données pluviométriques (pluies maximales journalières) de plus de 400 postes pluviométriques et les données hydrométriques (débits de pointe) de 53 stations hydrométriques distribuées d'une façon homogène sur les grands bassins versants délimités par l'ANRH (Boutoutaou, 2014)

$$Q_{\max;p\%} = \frac{16.7[A + B \log(T)]. \alpha_t. \lambda. S}{(T_c + 1)^n} \quad (III-38)$$

Avec :

- n** : coefficient de réduction de la pluie en fonction de croissance de sa durée ;
- A, B** : paramètres géographiques caractérisant l'intensité maximale pluviale annuelle A et sa variation Interannuelle B ;
- T** : période de retour ;
- α_t** : Le coefficient du ruissellement ;
- λ** : Le coefficient de réduction du débit ;
- T_c** : temps de concentration en min ;
- S** : surface en Km².

Le coefficient du ruissellement α_t a été déterminé à partir des données des plus grandes crues (crues de faibles fréquences), enregistrées dans des cours d'eau de différentes régions :

$$\alpha_t = 1 - \exp\left(-\frac{P_{\max.j.T}}{P_0}\right) \quad (III-39)$$

P_{Max.j.T} : pluie maximale journalière en mm de période de retour T,

P₀ : pertes maximales possibles en mm, Ce paramètre est tabulé en fonction des zones géographique des grands bassins versants de l'Algérie (Figure III.15)

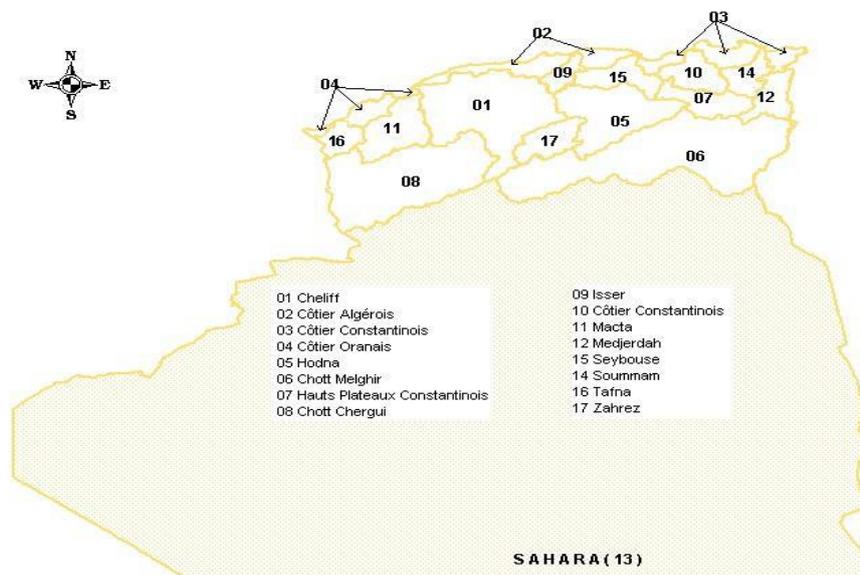


Figure III-15 : Carte de localisation des bassins hydrographiques de l'Algérie « ANRH »

Les Valeurs du paramètre P0 sont représentées dans le tableau suivant selon le bassin hydrographique

Tableau III-25 : Valeurs du paramètre P0

Bassin versants	01-02-11-04-09	05-06-07-08	10-12-14-15-03	16	13
P0 (mm)	100	90	120	115	60

Source : (Boutoutaou D. 2008)

Le coefficient de réduction du débit λ est déterminé par formule suivante :

- $S > 600 \text{ Km}^2$ $\lambda = \frac{9.4}{(s+1)^{0.39}}$ (III-40)
- $S < 600 \text{ Km}^2$ $\lambda=1$

Les valeurs des coefficients A, B et n, sont déterminés pour la totalité du territoire algérien en fonction des zones géographique et la Pluies moyennes annuelles, Pour notre cas la willaya de Blida est située dans le bassin hydrographique No :02, les Valeurs sont représentées dans le tableau suivant :

Tableau III-26 : Valeurs des coefficients A, B et n.

Bassin versants	Coefficients	Pluies moyennes annuelles Pmoy « mm »		
		P < 400	P [400-900]	P > 900
02-03-09-15	A	4	3.5	-
	B	3.5	2.8	2.7
	n	0.69	0.58	0.52

Les débits de crues de bassin versant calculés par les différentes formules sont représentés dans le tableau suivants :

Tableau III-27 : Débits de crue du BV oued Beni Azza par les formules empiriques (m3/s)

Bassin versants oued Beni Azza					
Période T (ans)	100	50	20	10	5
Formule de Mallet-Gauthier	83.61	76.77	66.68	57.88	47.48
Formule de Turazza	149.73	136.11	125.77	118.42	108.25
Formule de SOKOLOVSKY	64.96	53.76	40.05	30.29	20.77
Formule ANRH 2014	Non applicable				

III.6.5.2 La Méthode Soil Conservation Service « SCS » :

Le SCS-CN est une méthode conceptuelle développée dans les années 1950 par le

NRCS (Natural Resources Conservation Service) la méthode repose sur une caractérisation empirique de la relation pluie-débit. Les seules données nécessaires sont le type de sol et l'occupation du sol. Cette méthode est intégrée dans de nombreux modèles hydrologiques et d'érosion tels que SWAT (Arnold et al., 1996), HEC-HMS (US Army Corps of Engineers, 2011), AFFDEF (Montanari et al., 2004), AGNPS (Agence de contrôle des pollutions du Minnesota, 1987), La méthode est applicable sur des bassins versants allant de 0.25 ha à 100 km². (C.S.D. T) http://www.dot.ca.gov/hq/oppd/hdm/pdf/chap_pdtlchp0810.pdf.

Son principe est le suivant :

On suppose qu'un épisode pluvieux de période de retour T engendre un ruissellement de la même période de retour

Le choix de la durée de l'épisode pluvieux et du pas de temps de calcul lors de la transformation pluie-débit, dépend du « temps de réponse » ou « Lag » du bassin versant. Il s'agit du temps nécessaire entre le centre de gravité de la pluie et la pointe de l'hydrogramme de crue qui en résulte, et comme on n'a pas de station hydrométrique sur nos oueds l'estimation du temps de réponse sera établi à partir d'une formule empirique en fonction du temps de concentration (T_c) selon la formule suivante :

Selon SCS l'Hydrogramme élémentaire résultant de la pluie pendant un pas de temps D (h) est considéré triangulaire par hypothèse.

$$\frac{1}{3T_c} < D < \frac{2}{3T_c}$$

Ce Hydrogramme est caractérisé par :

Q_p : Le débit de pointe

T_p : Le temps à la pointe $T_p = \frac{D}{2} + 0.6 * T_c$

T_b : Le temps de base $T_b = T_p + T_r$

T_r : le temps de décrue de l'hydrogramme

Le rapport entre T_r et T_p se présente sous forme de constante tel que :

$$T_r = 1.67 T_p$$

Le modèle du SCS s'appuie sur le concept que la précipitation totale tombant sur un bassin peut être séparée en trois composantes : la pluie effective (P_{eff}), la rétention qui se produit dans le bassin (F) et les pertes initiales (I_a).

La relation entre la précipitation (P) et les trois composantes est assumée comme étant la suivante :

$$\frac{F}{s} = \frac{P_{eff}}{P - I_a} \quad (III-41)$$

(S) représente la rétention potentielle maximale. Autrement dit, le rapport entre infiltration réelle et infiltration potentielle égale le rapport entre le ruissellement réel et le ruissellement potentiel

La rétention se produisant réellement se définit avec la relation suivante :

$$F = (P - I_a) - P_{eff} \quad (III-42)$$

On remplace l'équation (III-43) dans l'équation(III-44) on obtient :

$$P_{eff} = \frac{(P - I)^2}{(P - I_a) + S} \quad (III-45)$$

Se basant sur l'étude d'un grand nombre d'averses, les experts du SCS ont établi une relation empirique entre Ia et S : $I_a = 0.2*S$

On obtient la relation :

$$P_{eff} = \frac{(P - 0.2S)^2}{(P + 0.8S)} \quad (III-46)$$

Cette relation est l'équation de base permettant de calculer le ruissellement Q à partir de la précipitation P.

Pour pouvoir évaluer la seule inconnue, S, SCS a développé l'indice de ruissellement CN (runoff curve number). L'indice CN est relié au stockage S par la relation suivante :

$$CN = \frac{25400}{S + 254} \quad (III-47)$$

Le CN est déterminé en considérant essentiellement les types de sol et le couvert végétal dans le bassin, le NRCS a classé les sols en quatre catégories en ce qui concerne le potentiel d'infiltration

Tableau III-28 : Classification des sols selon NRCS

Type de Sol	Group
Sableux, limoneux-sableux	A
Limoneux	B
Sablo-argileux	C
Argileux, argileux limoneux, sol salins	D

Pour Notre zone d'étude elle est entièrement formée par un terrain des sables argileux donc il s'agit d'un sol de type C.

Pour un bassin versant composé de plusieurs classes d'occupation du sol et de type de sols, un CN composite doit être calculé par la formule :

$$CN_p = \frac{\sum A_i * CN_i}{\sum A_i} \quad (III-48)$$

Voici les valeurs CN associé de chaque Type d'occupation de sol :

Tableau III-29 : CN selon le Type d'occupation de sol

Occupation de sol	Classe de sols			
	A	B	C	D
Terres agricoles	72	81	88	91
Forêt	36	60	79	79
Terrain nu	68	79	89	89
Zone urbaine	80	85	90	95

Vu la non disponibilité des cartes d'occupation du sol de plusieurs régions sur l'échelle nationale, nous avons pensé à produire une carte d'occupation de sol pour notre bassin versant avec un logiciel de SIG (ArcGis).

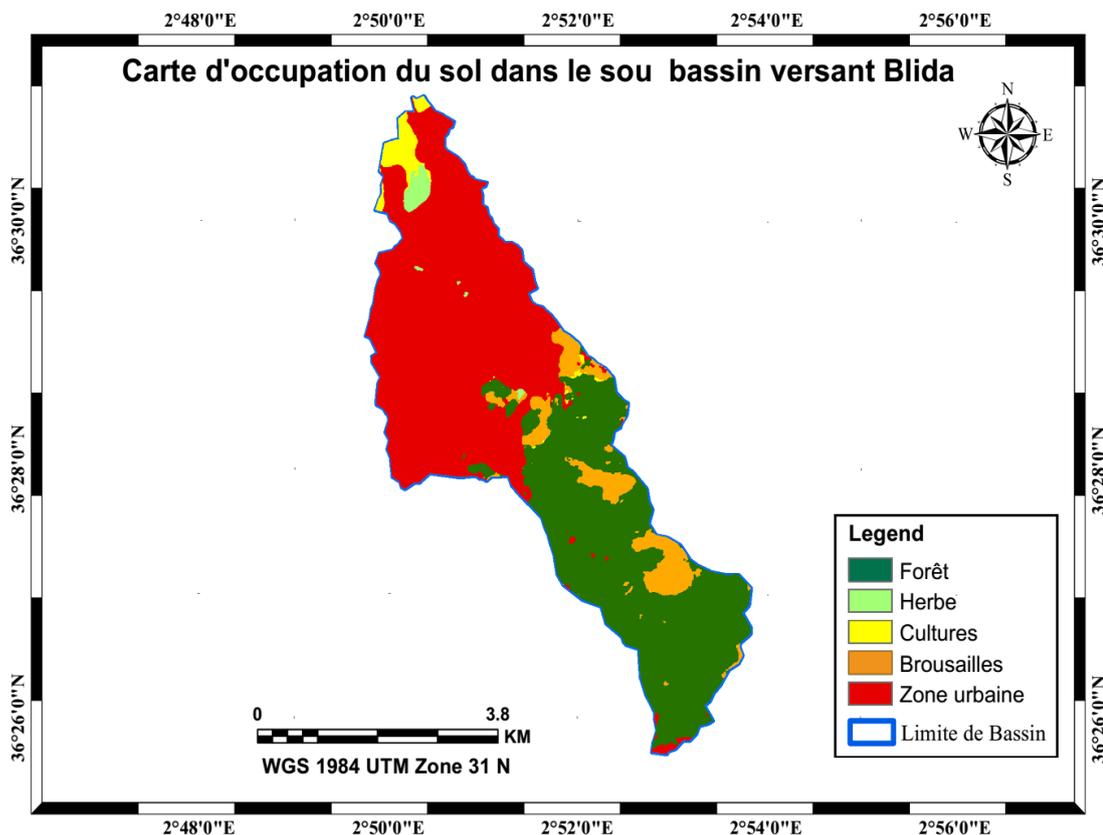


Figure III-16 : Carte d'occupation du sol du bassin versant

Voici les résultats d'occupation de sols :

Tableau III-30 : résultats d'occupation de sols

	Zone urbaine	Terrain nu	Forêt	Terres agricoles	CN pondéré	Ia	Surface bassin
Occupation du sol %	10.821	1.457	8.324	0.208	85.51	8.6	20.81

L'application de la méthode SCS pour nos sous bassins versants nécessite l'utilisation d'une modélisation et ceux à l'aide d'un logiciel et dans notre cas ce logiciel est le HEC HMS.

III.7 La Modélisations Hydrologique A L'aide Du Logiciel « Hec-Hms »

III.7.1 La Modélisation Hydrologique :

Un modèle hydrologique est un outil numérique utilisé pour représenter la relation pluie-débit à l'échelle d'un bassin versant. Il transforme des séries temporelles décrivant le climat d'une région en une série de débits. Les approches de modélisation hydrologique peuvent être classées en plusieurs types :

- Modélisation à base physique : Cette approche repose sur la représentation des processus hydrologiques par des lois physiques. Elle nécessite des données de haute qualité et représentatives pour permettre l'identification et l'explication des facteurs déterminants.
- Modélisation conceptuelle : Cette méthode se concentre sur la reproduction des écoulements sans chercher à représenter précisément les processus physiques. Les modèles conceptuels simplifient le bassin versant en un ensemble de réservoirs interconnectés, facilitant ainsi leur mise en œuvre grâce à un nombre réduit de paramètres.

Depuis la fin des années 1960, de nombreux modèles hydrologiques ont été développés. Le choix du modèle dépend généralement de l'objectif de la modélisation ainsi que des données disponibles.

III.7.2 Présentation du modèle HEC-HMS :

Le modèle hydrologique HEC-HMS (Hydrologic Modeling System) a été développé par le Hydrologic Engineering Center (HEC) du « US Army Corps of Engineers ». Ce modèle distribué est un système complet de modélisation des bassins versants, capable de simuler les processus pluie-débit, depuis les précipitations jusqu'au débit total de ruissellement à un moment donné. HEC-HMS offre plusieurs options, y compris la simulation de phénomènes tels que l'infiltration, le ruissellement, l'évaporation et la fonte des neiges (US Army Corps of Engineers, 2016).

Le principe de la modélisation avec HEC-HMS repose sur deux fonctions principales :

- La fonction de production : Elle sépare la pluie nette, qui va ruisseler, de la pluie brute, c'est-à-dire la quantité totale de précipitation.
- La fonction de transfert : Elle transfère la pluie nette vers l'exutoire du bassin versant.

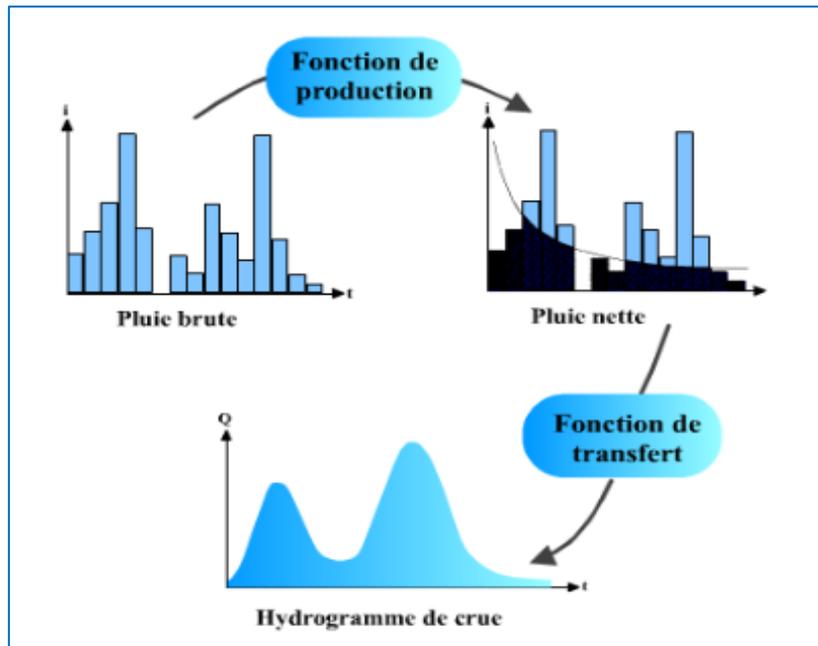


Figure III-17 : Schéma général de la fonction de production et de transfert

III.7.3 Les Résultats De La Simulation :

La modélisation avec le logiciel HEC-HMS se déroule en plusieurs étapes :

- Création du modèle de bassin versant
- Création du modèle météorologique
- Création du modèle de contrôle des spécifications
- Lancement de la simulation

Dans le cadre de notre étude, la simulation des processus hydrologiques a été réalisée pour des périodes de retour allant de 10 à 100 ans. Les résultats obtenus après l'application du modèle de perte par infiltration SCS-CN et de la méthode de transfert par hydrogramme unitaire de SCS sont présentés ci-dessous.

- **La Période de Retour Centennale 100 ans :**

Tableau III-31 : Résultats de simulation pour la période de retour 100ans

Temps de pic	12 :00h
La surface drainée (KM)	20,81
Débit de pointe (m3/s)	167.7
Volume (m3)	97,47

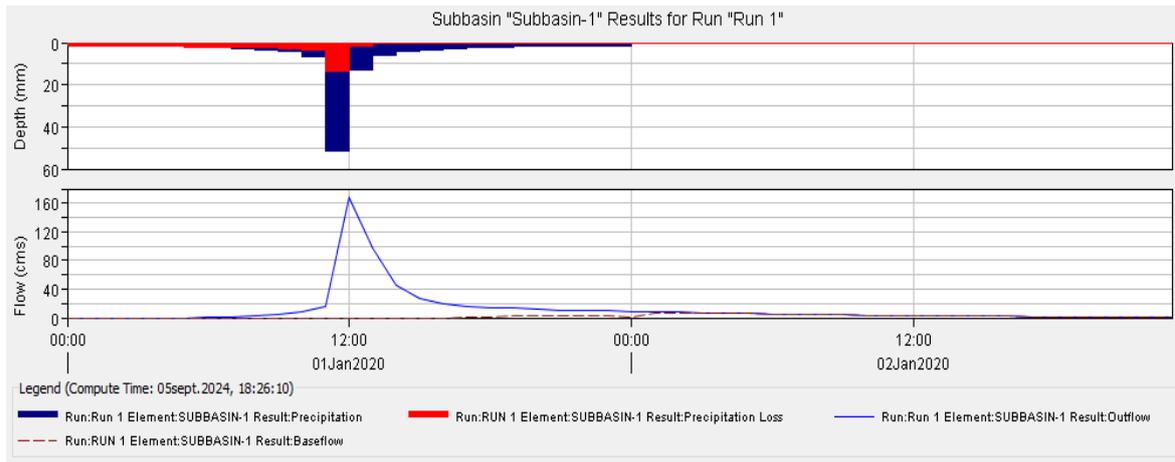


Figure III-18 : hydrogramme de crue de 100ans

Le pic d’hydrogame atteint un débit de **167.7** m³/s avec un temps de pic de 12 :00h

- **La Période de Retour Centennale 50 ans :**

Tableau III-32 : Résultats de simulation pour la période de retour 50ans

Temps de pic	12 :00h
La surface drainée (KM)	20,81
Débit de pointe (m3/s)	146,3
Volume (m3)	78,46

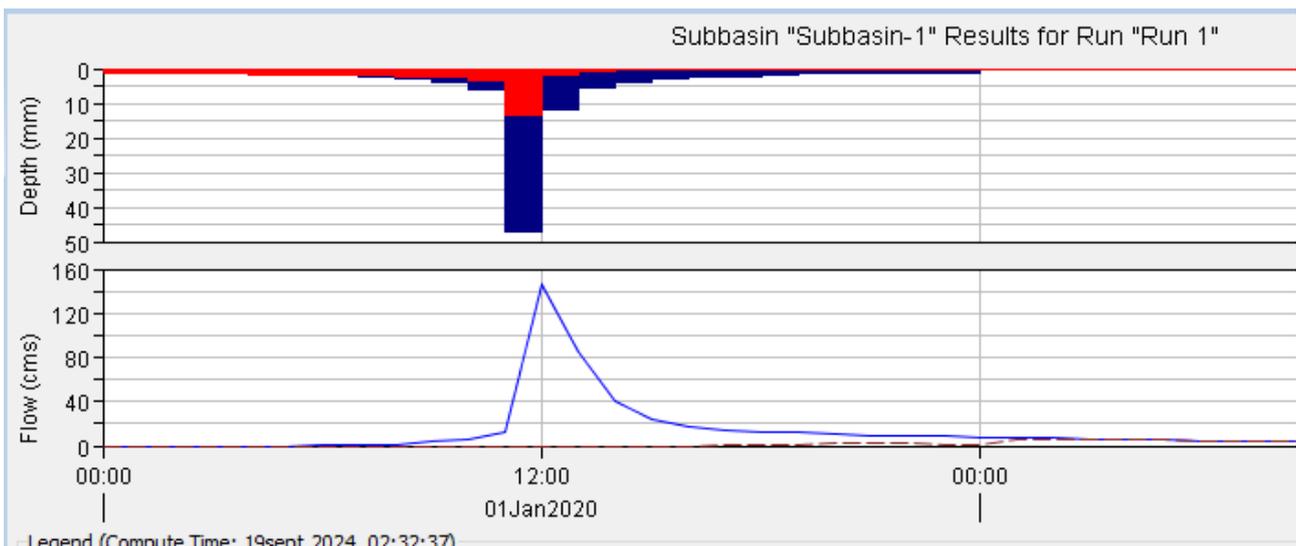


Figure III-19 : hydrogramme de crue de 50ans

Le pic d’hydrogame atteint un débit de **146,3** m³/s avec un temps de pic de 12 :00h

- **La Période de Retour Centennale 20 ans :**

Tableau III-33 : Résultats de simulation pour la période de retour 20ans

Temps de pic	12 :00h
La surface drainée (KM)	20,81
Débit de pointe (m3/s)	118.7
Volume (m3)	64,26

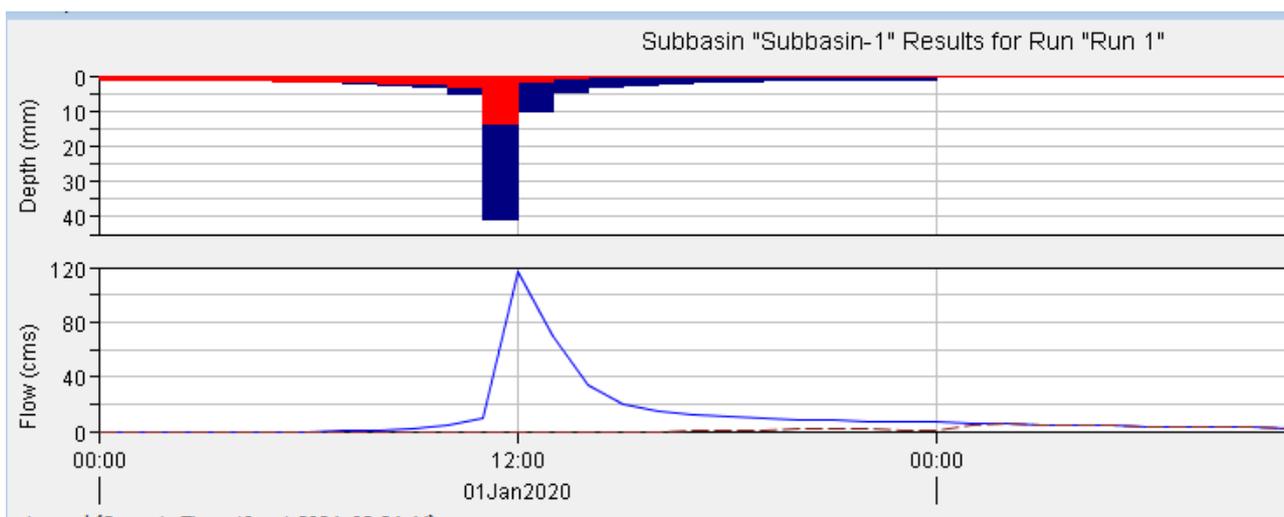


Figure III-20 : hydrogramme de crue de 20ans

Le pic d’hydrogame atteint un débit de **118.7m3/s** avec un temps de pic de **15 :00h**

- **La Période de Retour Centennale 10 ans :**

Tableau III-34 : Résultats de simulation pour la période de retour 10ans

Temps de pic	12 :00h
La surface drainée (KM)	20,81
Débit de pointe (m3/s)	90.5
Volume (m3)	52,91

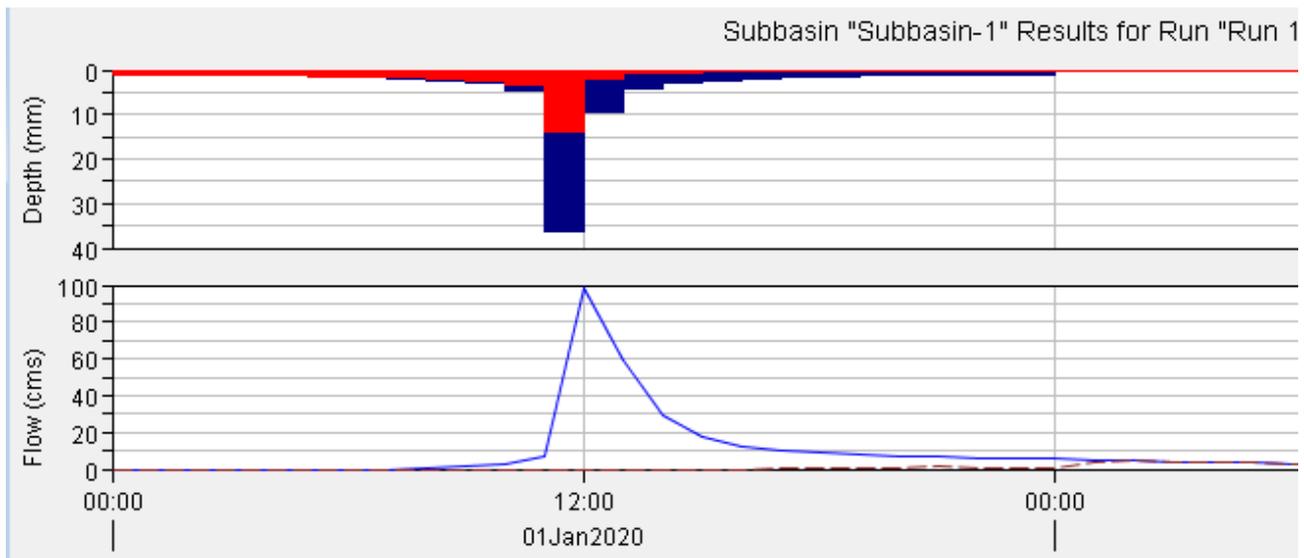


Figure III-21 : hydrogramme de crue de 10ans

Le pic d’hydrogame atteint un débit de **90.5m3/s** avec un temps de pic de 12 :00h

- **La Période de Retour Centennale 5 ans :**

Tableau III-35 : Résultats de simulation pour la période de retour 5ans

Temps de pic	12 :00h
La surface drainée (KM)	20,81
Débit de pointe (m3/s)	76.3
Volume (m3)	52,91

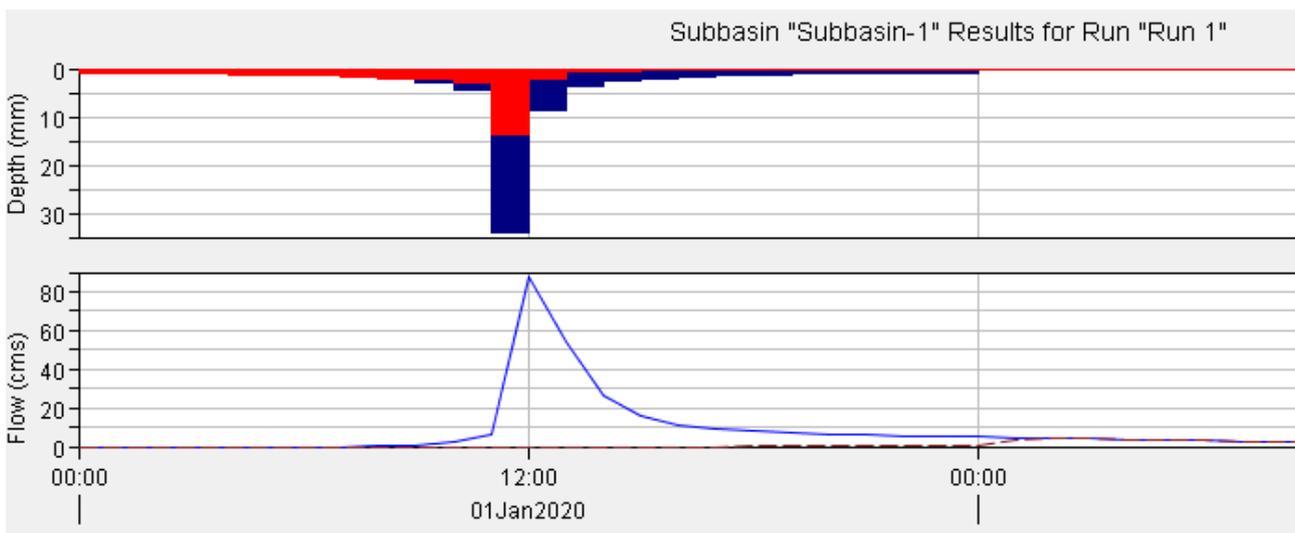


Figure III-22 : hydrogramme de crue de 5ans

Le pic d’hydrogame atteint un débit de **33,1m3/s** avec un temps de pic de 12 :00h

Tableau III-36 : Résultats des débits de la simulation pour les différents périodes de retour en m³/s

Période de retour	5	10	20	50	100
Débit de crue	76.3	90.5	118.7	146,3	167,7

III.7.4 Interprétation des résultats des débits de crue :

Tableau III-37 : Interprétation des résultats

Bassin versants oued Beni Azza					
Période T (ans)	100	50	20	10	5
Formule de Mallet-Gauthier	83.61	76.77	66.68	57.88	47.48
Formule de Turazza	149.73	136.11	118.42	125.77	108.25
Formule de SOKOLOVSKY	64.96	53.76	40.05	30.29	20.77
Formule ANRH 2014	Non applicable				
La méthode SCS-CN	167,7	146,3	118.7	90.5	76.3

Pour une étude d'aménagement hydraulique, il est essentiel de choisir une méthode fiable pour estimer les débits de crue afin de garantir une gestion adéquate des risques d'inondation. En se basant sur les résultats des débits de crue pour une période de retour de 100 ans, nous pouvons comparer les différentes méthodes comme suit :

- **Formule de Mallet-Gauthier** : 83.61 m³/s
- **Formule de Turazza** : 149.73 m³/s
- **Formule de Sokolovsky** : 64.96 m³/s
- **Méthode SCS-CN** : 167.7 m³/s

La méthode SCS-CN a été développée par le Soil Conservation Service (SCS) des États-Unis maintenant intégré au Natural Resources Conservation Service (NRCS), indique un débit de 167.7 m³/s, ce qui est nettement plus élevé que les autres méthodes. La formule de Turazza fournit également une estimation élevée avec un débit de 149.73 m³/s, tandis que la formule de Mallet-Gauthier donne un débit de 83.61 m³/s, et la formule de Sokolovsky fournit un débit de 64.96 m³/s. Cette différence suggère que la méthode SCS-CN pourrait être plus conservatrice, prenant en compte des facteurs spécifiques du bassin versant qui augmentent le potentiel de crue. Le débit élevé estimé par la méthode SCS-CN pour une période de retour de 100 ans reflète une approche prudente, intégrant des caractéristiques détaillées du bassin versant pour assurer une meilleure gestion des risques d'inondation.

Étant donné que l'objectif est de choisir une méthode qui offre une estimation fiable et sécuritaire pour la gestion des inondations, la méthode SCS-CN semble être la plus appropriée. Son débit élevé pour une période de retour de 100 ans assure une marge de sécurité suffisante pour les infrastructures et les zones sensibles. De plus, cette méthode est couramment utilisée et adaptée aux caractéristiques hydrologiques de la région, ce qui renforce sa pertinence dans ce contexte.

III.8 Hydrogramme de crue

L'hydrogramme de crue est une représentation graphique qui représente la variation du débit d'un cours d'eau en fonction du temps pendant la crue.

Dans un hydrogramme de crue on distingue :

- Une partie montante dite courbe de concentration, sa durée est temps de montée.
- Un pic de l'hydrogramme qui est le débit de pointe.
- Une partie décroissante dite courbe dite courbe de décrue, sa durée est temps de décrue.
- Le temps total est appelé temps de base, il est la somme de temps de montée et temps de décrue.

Pour tracer l'hydrogramme de crue on utilise la méthode de SOKOLOVSKY. 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.

↪ **Pour la montée :**

$$Q(t) = Q_{max} \left[\frac{t}{T_m} \right]^n \quad (\text{III-49})$$

↪ **Pour la décrue :**

$$Q(t) = Q_{max} \left[\frac{T_b - t}{T_d} \right]^m \quad (\text{III-50})$$

Avec :

- **Q(t)** : Débit à l'instant t (m³/s)
- **Q_{max}** : Débit maximal de la crue (m³/s)
- **T_m** : temps de montée (h) **T_m=T_c**
- **T_d** : temps de décrue (h) **T_d=δ×T_m**
- **T_b** : temps de base (h) **T_b=T_m+T_d**
- **m,n** : puissances des paraboles (m=3 ; n=2)

Tableau III-38 : Valeur du 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 perméable.	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

Tableau III-39 : Paramètres de calcul de l'hydrogramme de crue

Paramètre	Unités	Valeur
Tc=Tm	h	0.85
Td	h	2.55
Tb	h	3.4
δ	-	3
m	-	3
n	-	2

Le tableau suivant présente l'hydrogramme de crue :

Tableau III-40 : les valeurs de débits de crues en fonction de temps

Temps(h)	Période de retour T				
	5.00	10.00	20.00	50.00	100.00
0	0	0	0	0	0
0.05	0.26	0.31	0.41	0.51	0.58
0.10	1.06	1.25	1.64	2.02	2.32
0.15	2.38	2.82	3.70	4.56	5.22
0.20	4.22	5.01	6.57	8.10	9.28
0.25	6.60	7.83	10.27	12.66	14.51
0.30	9.50	11.27	14.79	18.22	20.89
0.35	12.94	15.34	20.13	24.81	28.43
0.40	16.90	20.04	26.29	32.40	37.14
0.45	21.39	25.37	33.27	41.00	47.00
0.50	26.40	31.31	41.07	50.62	58.03
0.55	31.95	37.89	49.70	61.25	70.21
0.60	38.02	45.09	59.14	72.90	83.56
0.65	44.62	52.92	69.41	85.55	98.07
0.70	51.75	61.38	80.50	99.22	113.73
0.75	59.40	70.46	92.41	113.90	130.56
0.80	67.59	80.17	105.15	129.59	148.55
0.85	76.30	90.50	118.70	146.30	167.70

0.90	71.90	85.28	111.85	137.86	158.03
0.95	67.67	80.27	105.28	129.75	148.73
1.00	63.61	75.45	98.96	121.97	139.81
1.05	59.72	70.83	92.90	114.51	131.26
1.10	55.99	66.41	87.10	107.35	123.05
1.15	52.41	62.17	81.54	100.50	115.20
1.20	49.00	58.12	76.23	93.95	107.69
1.25	45.73	54.24	71.15	87.69	100.51
1.30	42.61	50.55	66.30	81.71	93.66
1.35	39.64	47.02	61.67	76.01	87.13
1.40	36.81	43.66	57.27	70.59	80.91
1.45	34.12	40.47	53.08	65.42	74.99
1.50	31.56	37.44	49.10	60.52	69.37
1.55	29.14	34.56	45.33	55.86	64.04
1.60	26.84	31.83	41.75	51.46	58.98
1.65	24.66	29.25	38.37	47.29	54.20
1.70	22.61	26.81	35.17	43.35	49.69
1.75	20.67	24.52	32.16	39.63	45.43
1.80	18.85	22.36	29.32	36.14	41.43
1.85	17.14	20.32	26.66	32.86	37.66
1.90	15.53	18.42	24.16	29.78	34.13
1.95	14.03	16.64	21.82	26.90	30.83
2.00	12.63	14.98	19.64	24.21	27.75
2.05	11.32	13.43	17.61	21.71	24.88
2.10	10.11	11.99	15.73	19.38	22.22
2.15	8.99	10.66	13.98	17.23	19.75
2.20	7.95	9.43	12.37	15.25	17.48
2.25	7.00	8.30	10.89	13.42	15.38
2.30	6.12	7.26	9.53	11.74	13.46
2.35	5.33	6.32	8.29	10.21	11.71
2.40	4.60	5.46	7.16	8.82	10.11
2.45	3.95	4.68	6.14	7.56	8.67
2.95	0.42	0.50	0.65	0.80	0.92
3.45	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00

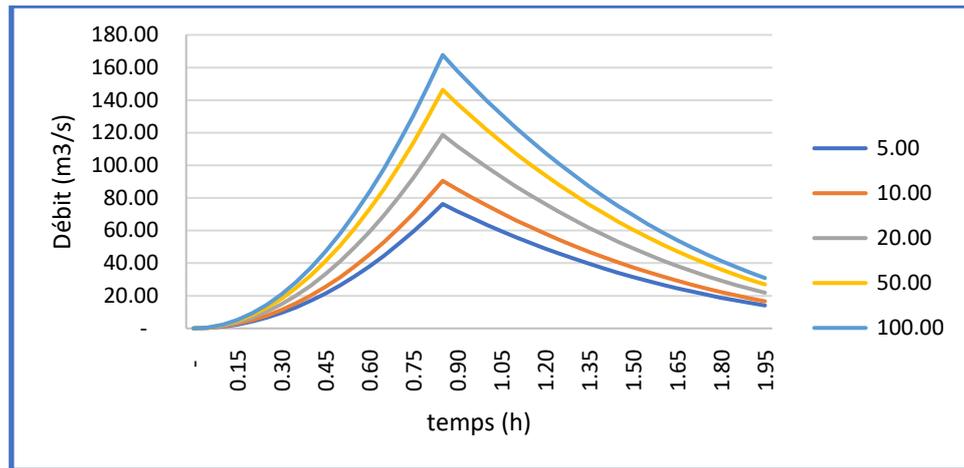
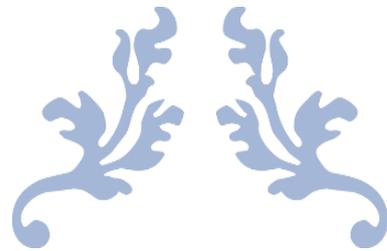


Figure III-23 : L'hydrogramme de crue

III.9 Conclusion :

En conclusion, ce chapitre a permis d'approfondir l'analyse des paramètres hydrologiques essentiels pour la gestion et la protection de l'Oued Beni Azza contre les crues. En utilisant à la fois des formules empiriques et la méthode SCS-CN via le modèle hydrologique HEC-HMS, nous avons déterminé un débit de crue de $167.7 \text{ m}^3/\text{s}$ pour une période de retour centennale, confirmant ainsi la pertinence de la méthode SCS-CN dans notre contexte.

L'hydrogramme de crue générée a offert une vision claire de l'évolution des crues dans le temps. De plus, la répartition annuelle moyenne des précipitations, basée sur les observations de la station de Soumaa, a été essentielle pour ajuster les séries de précipitations maximales moyennes, avec la loi de Log normal comme la plus appropriée. Ces résultats ont non seulement facilité le dimensionnement des ouvrages de protection, mais ouvrent également la voie le chemin aux prochaines étapes, notamment la localisation des zones inondables et l'étude hydraulique détaillée pour assurer la une protection optimale de la ville de Blida.



CHAPITRE IV : Etude Hydraulique



IV.1 Introduction :

Dans le cadre de la protection des communes de Blida et Beni Merad contre les risques d'inondations de l'oued Beni Azza, et après avoir déterminé le débit de projet, il est nécessaire de procéder à une étude hydraulique pour définir de manière précise les dimensions de l'aménagement de l'oued Beni Azza. Ce chapitre nous permettra de mieux comprendre les principes fondamentaux de l'hydraulique, ainsi que les notions, les lois et les équations utilisées pour le calcul des caractéristiques hydrauliques et géométriques de cet aménagement. Il nous servira ainsi à évaluer les risques d'inondations dans la zone d'étude et à concevoir et dimensionner des mesures de protection appropriées pour réduire ces risques.

IV.2 Notions hydrauliques :

Les notions hydrauliques exposées ci-dessous sont fondamentales pour comprendre le comportement des cours d'eau, qu'ils soient naturels ou artificiels. Elles sont indispensables pour effectuer des calculs et des simulations permettant de déterminer les caractéristiques des écoulements. Ces notions se répartissent en deux catégories : les paramètres hydrauliques et les paramètres géométriques.

IV.2.1 Paramètres hydrauliques :

Les paramètres hydrauliques sont des variables qui caractérisent l'écoulement de l'eau au sein d'un système hydraulique. Ils sont essentiels pour analyser et évaluer les performances de ce système. Voici quelques-uns des paramètres hydrauliques les plus couramment utilisés :

- **Débit (Q) :** Le débit représente la quantité d'eau qui traverse un canal par unité de temps. C'est un paramètre clé pour comprendre le volume d'eau circulant dans un système hydraulique. Il est généralement exprimé en mètres cubes par seconde (m^3/s) ou en litres par seconde (l/s).
- **Vitesse de l'écoulement (V) :** Ce paramètre indique la rapidité avec laquelle l'eau se déplace à travers le système. La vitesse d'écoulement dépend de divers facteurs tels que la géométrie du canal, la pente, et la rugosité de la surface. Elle est cruciale pour évaluer les performances hydrauliques ainsi que le transport des sédiments, et est généralement mesurée en mètres par seconde (m/s).
- **Pente hydraulique (i) :** La pente hydraulique reflète la déclivité du terrain sur lequel l'eau s'écoule. Elle influence directement la vitesse d'écoulement et est utilisée pour évaluer les caractéristiques et les performances hydrauliques du système. La pente est souvent exprimée en pourcentage.

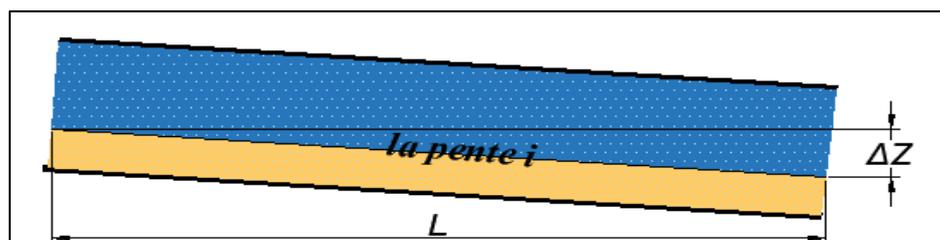


Figure IV-1 : Schéma représentative de la pente.

On calcule la pente par la relation suivante :

$$i = \frac{\Delta Z}{L} \quad (\text{IV-1})$$

Où :

ΔZ : La différence de niveau entre les altitudes (Z1-Z2).

L : La longueur entre les altitudes (Z1-Z2).

Coefficient de Manning (n) : le coefficient de Manning est un paramètre qui caractérise la rugosité de la surface d'écoulement ou du lit du cours d'eau. Le coefficient de Manning est généralement déterminé expérimentalement pour différents types de surfaces, comme le béton, l'herbe, les graviers, etc. Il est souvent noté "n" et est sans unité.

Tableau IV-1 : 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 enrochement	0.025
Canal en Gabion.	0.035

- **Profondeur critique (hc)** : La profondeur critique est la profondeur d'eau associée à un débit donné, à laquelle l'écoulement bascule entre un régime subcritique et un régime supercritique, ou inversement.
- **Pression** : La pression est la force exercée par l'eau sur une surface donnée. Elle est généralement mesurée en Pascal (Pa) ou en bar. Dans un canal à surface libre, la pression à la surface de l'eau est généralement proche de la pression atmosphérique, soit environ 1 bar.
- **Poids volumique γ_w** : Le poids volumique de l'eau est noté :

$$\gamma_w = g\rho_w \quad (\text{IV-2})$$

ρ_w : Désigne la masse volumique de l'eau et vaut 1000 kg/m^3 .

g : désigne l'accélération de la pesanteur et vaut 9.81 m/s^2 .

IV.2.2 Paramètres géométriques :

Les paramètres géométriques se rapportent aux caractéristiques physiques et dimensionnelles d'un système hydraulique, comme les canaux, rivières, réservoirs et conduites. Ils décrivent la forme, la taille et la configuration géométrique du système. Voici quelques-uns de ces paramètres :

- **Largeur au miroir (B)** : Il s'agit de la distance horizontale entre les parois du canal, mesurée à la surface de l'eau. Cette largeur est exprimée en mètres.
- **Profondeur de l'eau (y)** : C'est la distance verticale entre la surface libre de l'eau et le fond du canal. Elle est mesurée de la surface de l'eau jusqu'au fond du canal et est également exprimée en mètres.
- **Surface mouillée transversale (S)** : Il s'agit de l'aire de la section transversale du canal occupée par l'eau.
- **Périmètre mouillé (P)** : C'est la longueur du contour de la section transversale du canal qui est en contact avec l'eau.
- **Rayon hydraulique (R)** : Le rayon hydraulique est calculé en divisant la surface mouillée transversale (S) par le périmètre mouillé (P). Ce paramètre est souvent utilisé pour évaluer l'efficacité hydraulique d'une section transversale de canal et est exprimé en mètres.

$$R = \frac{S}{P} \quad (\text{IV-3})$$

- **Pente longitudinale (i)** : La pente longitudinale désigne l'inclinaison du fond du canal dans la direction de l'écoulement.
- **Largeur au fond (b)** : Il s'agit de la distance horizontale entre les deux parois ou bords inférieurs d'un canal.

IV.3 Les canaux :

On appelle canal un système de transport dans lequel l'eau s'écoule et dont la surface libre est soumise à la pression atmosphérique. L'étude hydraulique d'un canal se pose souvent aux ingénieurs sous la forme suivante : Pour une pente longitudinale de fond, il faut évacuer un certain débit ; la forme et les dimensions du canal sont à déterminer (walter H.Graf et M.S Altinker (2000) hydraulique fluvial vol 16 pages «3-12 »).

IV.3.1 Type de canaux

On distingue deux catégories de canaux :

IV.3.1.1 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.

Les propriétés géographiques et hydrauliques des canaux naturels sont généralement assez irrégulières. L'application de la théorie hydraulique ne donne que des résultats approximatifs obtenus à partir d'hypothèses qui s'imposent (walter H.Graf et M.S Altinker (2000) hydraulique fluvial vol 16 pages «3-12 »).

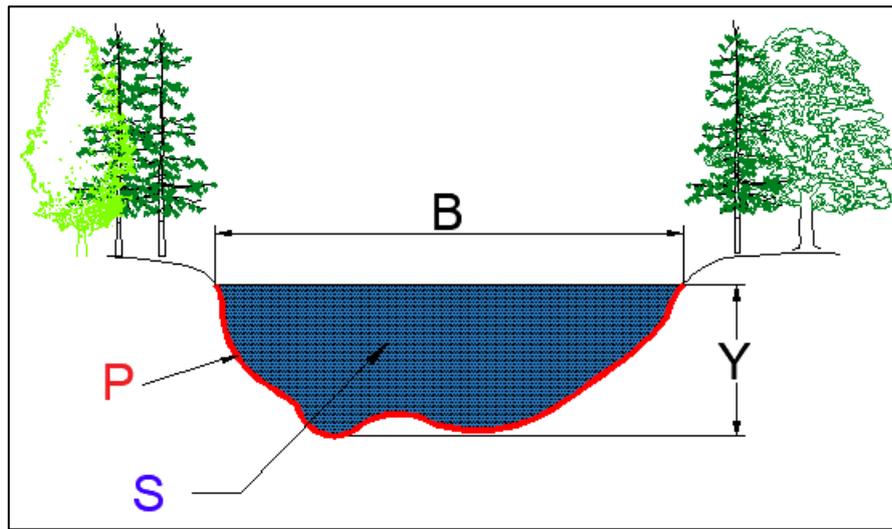


Figure IV-2 : Canal naturel

IV.3.1.2 Les canaux artificiels :

Les canaux artificiels sont des cours d'eau réalisés par l'homme sur (ou sous) terre tels que : les canaux découverts construits au 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) (walter H.Graf et M.S Altinker (2000) hydraulique fluvial vol 16 pages «3-12 »).

Les propriétés hydrauliques des canaux artificiels sont généralement assez régulières. L'application de la théorie hydraulique donne souvent des résultats réalistes (walter H.Graf et M.S Altinker (2000) hydraulique fluvial vol 16 pages «3-12 »).

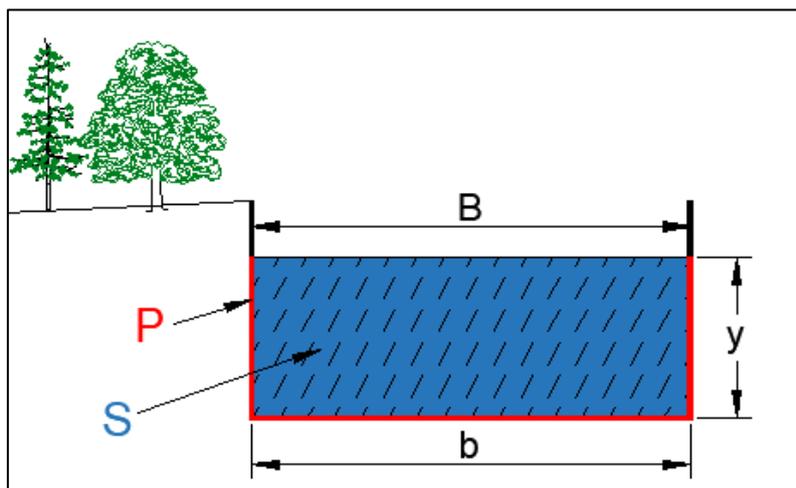


Figure IV-3 : Canal artificiel d'une forme rectangulaire

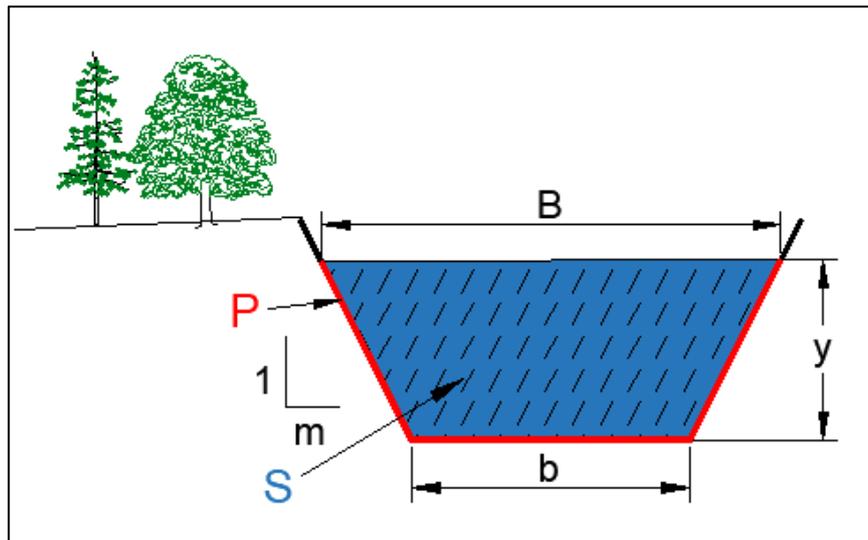


Figure IV-4 : Canal artificiel d'une forme trapézoïdal

Selon le matériau de construction, il existe plusieurs types d'aménagement :

A. Aménagements en matériaux minéraux

Enrochement : est une technique d'ingénierie et de construction employée pour stabiliser et protéger les rives d'un cours d'eau. Cette méthode consiste à utiliser des roches, des pierres ou des blocs de béton afin de renforcer les structures riveraines et prévenir l'érosion.



Figure IV-5 : Canal en enrochement

Gabions : c'est une technique similaire à l'enrochement. Les gabions sont des conteneurs rectangulaires, généralement fabriqués à partir de treillis métalliques ou de grillage, remplis de pierres.

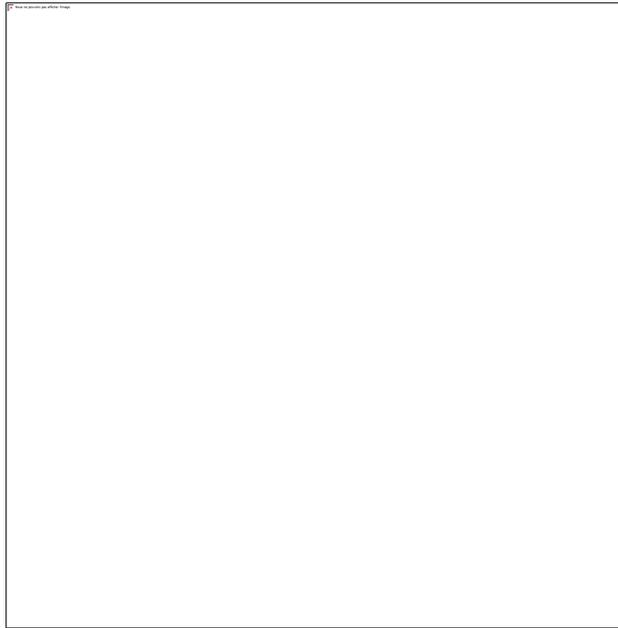


Figure IV-6 : Canal en gabion (Source : Google).

B. Aménagements en béton ou en métal

Béton : L'aménagement d'un cours d'eau en béton est une méthode de génie civil qui implique la construction de structures en béton le long des berges ou du lit d'un cours d'eau dans le but de le canaliser, ou de le protéger contre l'érosion et les inondations. Le béton est un matériau de construction composé d'un mélange de granulats, de sable, et d'eau.

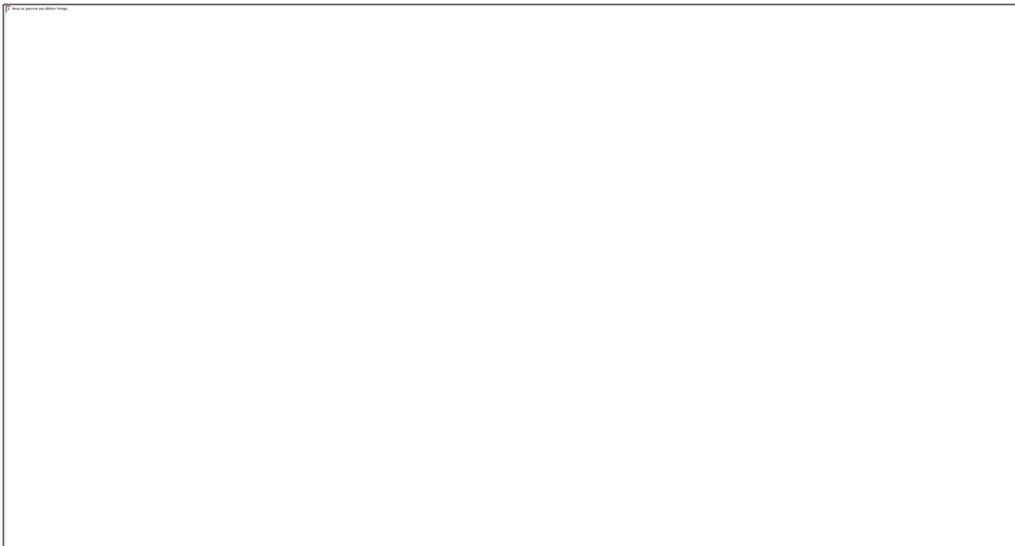


Figure IV-7 : Canal en Béton (photo prise au barrage de Ghrib).

Palplanches : Panneaux métalliques enfoncés dans le sol pour créer une barrière contre l'érosion le long des berges.

C. Aménagements en végétalisation

L'aménagement d'un cours d'eau par végétalisation est une approche de génie biologique qui utilise des plantes et des techniques de végétalisation pour stabiliser les berges et améliorer la qualité de l'eau. Cette méthode favorise la croissance végétale le long du cours d'eau pour renforcer les rives et filtrer les polluants, contribuant ainsi à la santé écologique et à la durabilité du milieu aquatique.



Figure IV-8 : Canal en blocs végétalisables (oued El Harrache).

D. Aménagements en matériaux synthétiques

Géotextiles : Les géotextiles sont des matériaux synthétiques conçus pour des applications géotechniques, tels que la stabilisation des sols et le renforcement des talus. Ils offrent une solution efficace pour améliorer la stabilité des sols dans divers projets de construction.

Géogrilles : Les géogrilles, quant à elles, sont des structures synthétiques en forme de grille utilisées pour renforcer les sols et stabiliser les talus, notamment le long des berges. Leur conception permet de distribuer les charges et de prévenir les déplacements des sols, assurant ainsi une meilleure stabilité.



Figure IV-9 : Canal en géomembrane

E. Aménagements en combinant plusieurs matériaux

L'aménagement d'un cours d'eau en utilisant une combinaison de matériaux consiste à adopter une approche de génie civil qui intègre divers types de matériaux, tels que des roches, des matériaux synthétiques, du béton, des géotextiles et des éléments végétaux. Cette méthode vise à atteindre des objectifs spécifiques en combinant les avantages uniques de chaque matériau, ce qui permet de créer des solutions d'aménagement plus efficaces et durables le long du cours d'eau.

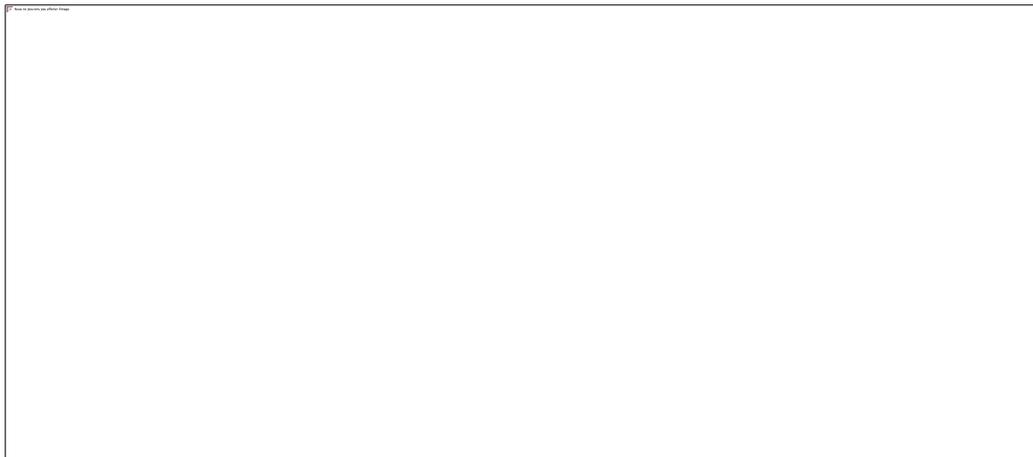


Figure IV-10 : Canal mixte en enrochement et béton (M'sila)

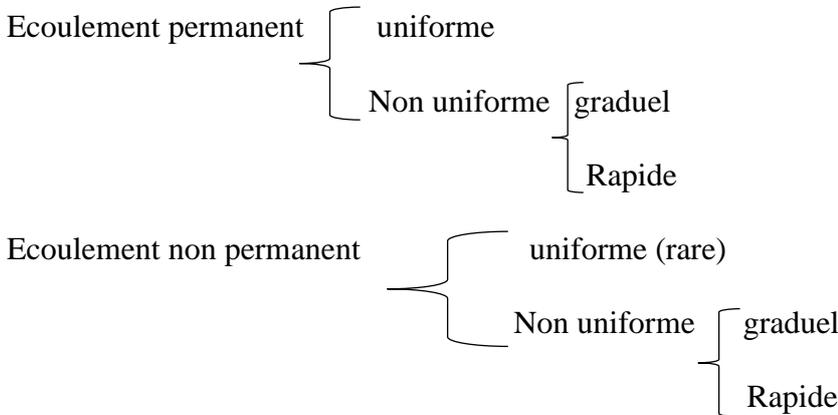
IV.4 Ecoulement dans les canaux :

Les écoulements dans les canaux naturels et artificiels sont des écoulements à surface libre. La surface libre est la surface de séparation de l'air et de l'eau ; la pression y est égale à la pression atmosphérique (walter H.Graf et M.S Altinker (2000) hydraulique fluvial vol 16 pages «3-12 »).

L'écoulement à surface libre est dû à la pente de fond du canal et non comme pour les conduites à la différence de charge entre deux sections (Graf & Alitnakar ,1991, chap.pp.1).

IV.4.1 Types d'écoulement :

En hydraulique fluviale, on rencontre plusieurs régimes d'écoulements à surface libre. Voici dans la figure suivante les types des écoulements les plus courants :



(HYDRAULIQUE FLUVIALE par Walter H. Graf & M. S. Altinkner).

Les écoulements peuvent présenter une variabilité dans leurs caractéristiques hydrauliques, telles que le tirant d'eau et la vitesse, qui peut varier dans le temps et dans l'espace.

A. Variabilité dans le temps

- **Ecoulement permanent**

Le mouvement est permanent si les vitesses moyenne, U, et ponctuelle, u, ainsi que la profondeur, h ou Dh, restent invariables dans le temps en grandeur et en direction. Par conséquent, le débit est constant :

U S=Q

Entre les diverses sections du canal sans apport latéral (walter H.Graf et M.S Altinkner (2000) hydraulique fluvial vol 16 pages «3-12 »).

- **Écoulement non permanent :**

Le mouvement est non permanent si la profondeur, Dh(t), ainsi que les autres paramètres varient avec le temps. Par conséquent, le débit n'est pas constant (walter H.Graf et M.S Altinkner (2000) hydraulique fluvial vol 16 pages «3-12 »).

Au sens strict, l'écoulement dans les canaux est rarement permanent. Néanmoins, les variations temporelles sont souvent suffisamment lentes pour que l'écoulement puisse être considéré comme permanent, du moins dans un intervalle de temps relativement court (walter H.Graf et M.S Altinkner (2000) hydraulique fluvial vol 16 pages «3-12 »).

B. Variabilité dans l'espace :

- **Écoulement uniforme :**

Le mouvement est uniforme si la profondeur, D_h , ainsi que les autres paramètres, restent invariables dans les diverses sections du canal. La ligne de la pente de fond est donc parallèle à la ligne de la surface libre et l'on a $J_f = J_w$ (walter H.Graf et M.S Altinker (2000) hydraulique fluvial vol 16 pages «3-12 »).

- **Écoulement non uniforme :**

Le mouvement est non uniforme ou varié si la profondeur, $D_h(x)$, ainsi que les autres paramètres, changent d'une section à l'autre (walter H.Graf et M.S Altinker (2000) hydraulique fluvial vol 16 pages «3-12 »).

- ❖ **Écoulement non uniforme graduellement varié :** La profondeur et la vitesse du fluide varient progressivement le long du canal, avec des changements lents et graduels (walter H.Graf et M.S Altinker (2000) hydraulique fluvial vol 16 pages «3-12 »).

- ❖ **Écoulement non uniforme rapidement varié :** La profondeur et la vitesse du fluide changent de manière rapide et abrupte le long du canal, avec des variations brusques (walter H.Graf et M.S Altinker (2000) hydraulique fluvial vol 16 pages «3-12 »).

IV.4.2 Régime d'écoulement :

Le régime d'écoulement à surface libre concerne la classification des flux dans les canaux où le fluide est en contact direct avec l'air. Ce régime est principalement déterminé par des caractéristiques hydrauliques, notamment en calculant le nombre de Froude, pour identifier le régime d'écoulement approprié.

L'écoulement dans un canal à surface libre est influencé par les forces suivantes :

- **Force de gravité :** Elle est responsable du mouvement de l'eau le long de la pente du canal, en dirigeant le fluide vers l'aval.
- **Résistance de frottement :** Cette force est due à la friction entre le fluide et les parois du canal, ce qui ralentit l'écoulement.
- **Pression atmosphérique :** Elle influence le niveau de l'eau et les conditions d'écoulement en agissant sur la surface libre du fluide.
- **Turbulences et vagues :** Les variations de l'écoulement peuvent créer des turbulences et des vagues qui affectent la dynamique du fluide.

Le nombre de Froude est souvent représenté par l'équation :

$$F_r = \frac{V}{\sqrt{g \cdot h}} \quad (\text{IV-4})$$

Où :

- V :** est la vitesse du fluide,
- g :** est l'accélération due à la gravité,
- h :** est la profondeur du fluide.

Lorsqu'on analyse les régimes d'écoulement à surface libre, le nombre de Froude (Fr) est utilisé pour caractériser le type de régime :

- **$Fr = 1$** : Le régime est critique (ou supercritique). Dans ce cas, la vitesse de l'écoulement est égale à la vitesse de propagation des vagues de surface.
- **$Fr < 1$** : Le régime est fluvial (ou subcritique). Ici, la vitesse de l'écoulement est inférieure à celle de la propagation des vagues de surface, ce qui permet aux vagues de se propager contre le courant.
- **$Fr > 1$** : Le régime est torrentiel. La vitesse de l'écoulement dépasse celle de la propagation des vagues de surface, empêchant ainsi les vagues de se propager contre le courant.

En complément du nombre de Froude, le **nombre de Reynolds (Re)** est également utilisé en hydraulique pour décrire le régime d'écoulement d'un fluide. Le nombre de Reynolds est défini comme le rapport entre les forces inertielles et les forces visqueuses dans un écoulement. Il est calculé selon la formule :

$$Re = \frac{VL}{\nu} \quad (IV-5)$$

Où :

- V** : la vitesse d'écoulement.
- L** : la longueur caractéristique
- ν** : la viscosité cinématique du fluide

Lorsque :

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

Par conséquent, les effets du nombre de Reynolds Re , et du nombre de Froude, Fr , donnent quatre régimes d'écoulement :

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

Voici ci-dessous les deux exemples sur le changement du régime :

↪ **Passage d'un régime fluvial vers un régime torrentiel**

La ligne d'eau amont est fluviale et le tirant d'eau tend vers l'amont vers le tirant d'eau normal y_n . Dans la partie torrentielle, le tirant d'eau tend vers le tirant d'eau normal vers l'aval.



Figure IV-11 : Passage d'un régime fluvial vers un régime torrentiel.

↪ Passage d'un régime torrentiel vers un régime fluvial

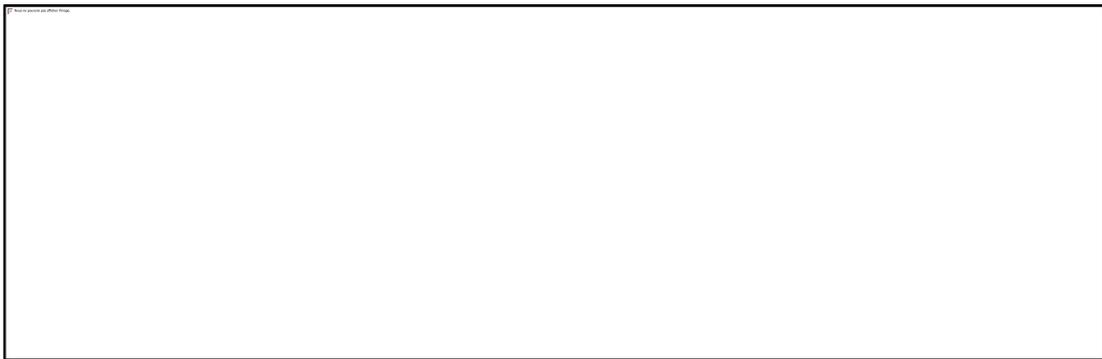


Figure IV-12 : Passage d'un régime torrentiel vers un régime fluvial.

IV.5 Modélisation d'écoulement :

La modélisation d'écoulement vise à comprendre le comportement des cours d'eau pendant les crues en utilisant des outils informatiques et des données hydrologiques pour simuler leur réponse lors d'événements extrêmes. Cette approche permet d'évaluer les risques d'inondation et de proposer des aménagements pour réduire ces risques.

Nous allons modéliser l'Oued Beni Azza en utilisant le logiciel HEC-RAS. Pour les données hydrologiques, nous considérons un débit de projet de $Q_{\text{projet}} = 70.9 \text{ m}^3/\text{s}$.

IV.5.1 Etapes de la simulation :

La simulation avec le logiciel HEC RAS comprend plusieurs étapes pour une modélisation précise.

a. Importation des données géométriques du terrain :

Après le lancement de notre projet HEC-RAS et la configuration des unités et des paramètres, on importe la géométrie de l'oued Beni azza avec ses sections en travers tout le long du cours d'eau.



Figure IV-13 : Interface d'HEC-RAS.

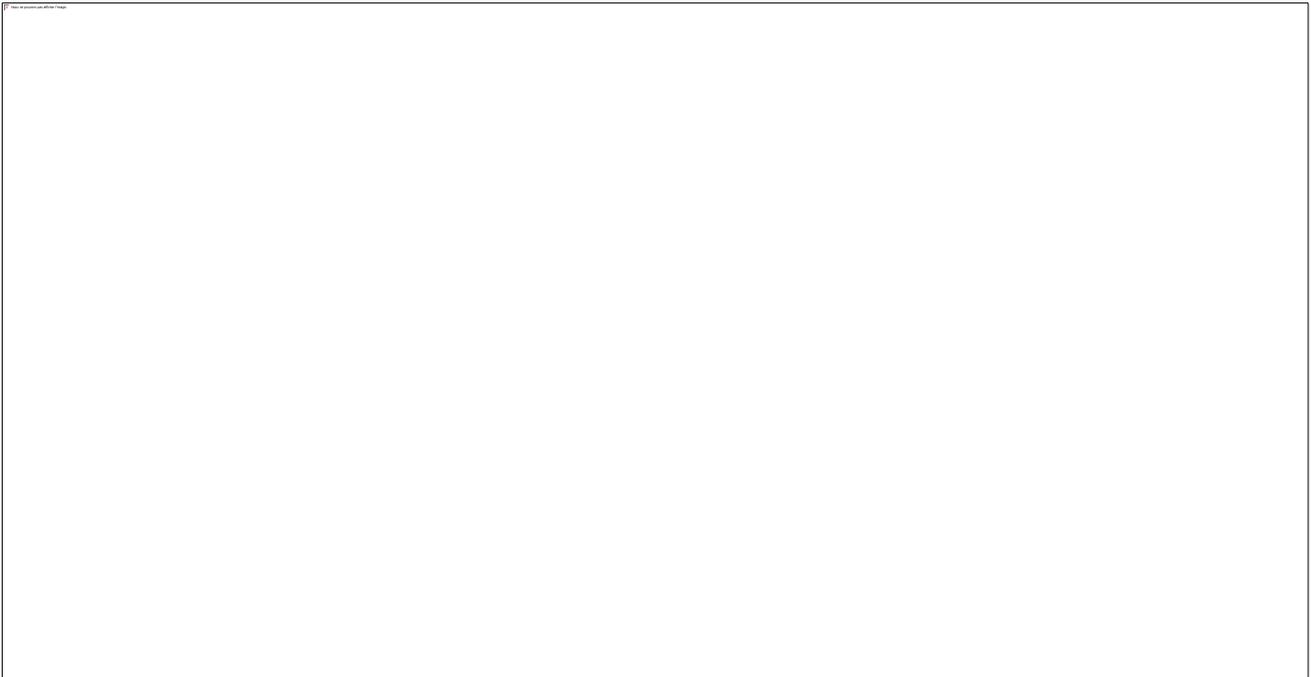


Figure IV-14 : Importation des données géométriques dans HEC-RAS.



Figure IV-15 : Introduction des valeurs de Manning (terrain naturel).

↳ Condition aux limites (Boundary condition) :

Les conditions aux limites (Boundary Conditions) dans le contexte de la modélisation hydraulique, définissent les conditions qui régissent sur le comportement de l'eau à la périphérie de la zone de modélisation.



Figure IV-16 : Introduction du débit de projet (crues centennales).

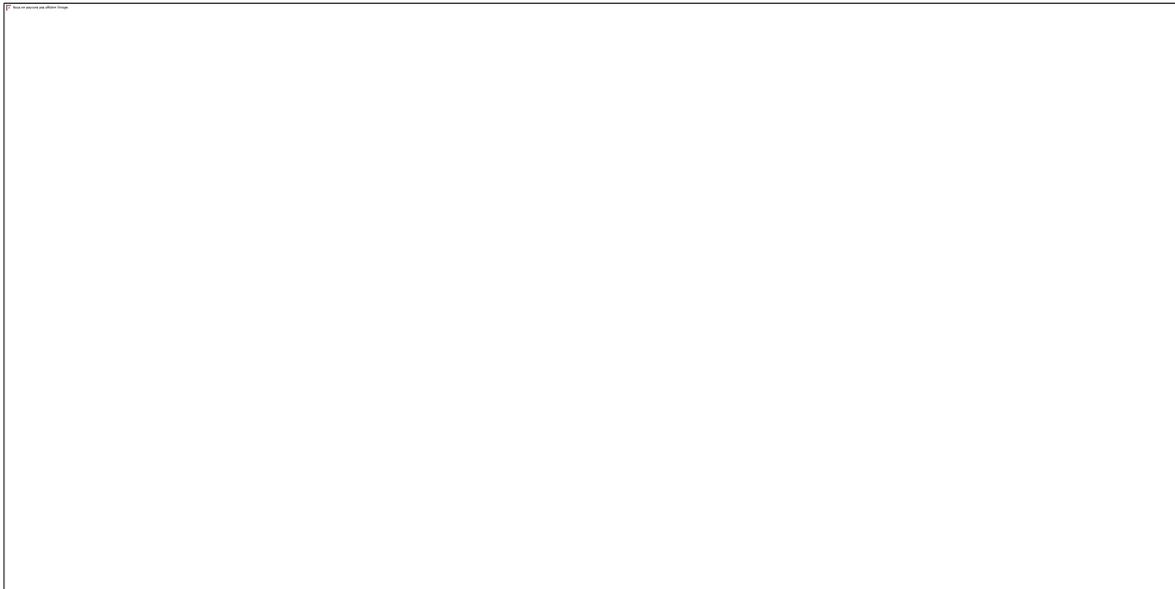


Figure IV-17 : Conditions aux limites.

c. Simulation

On lance la simulation après la vérification de toutes les données.

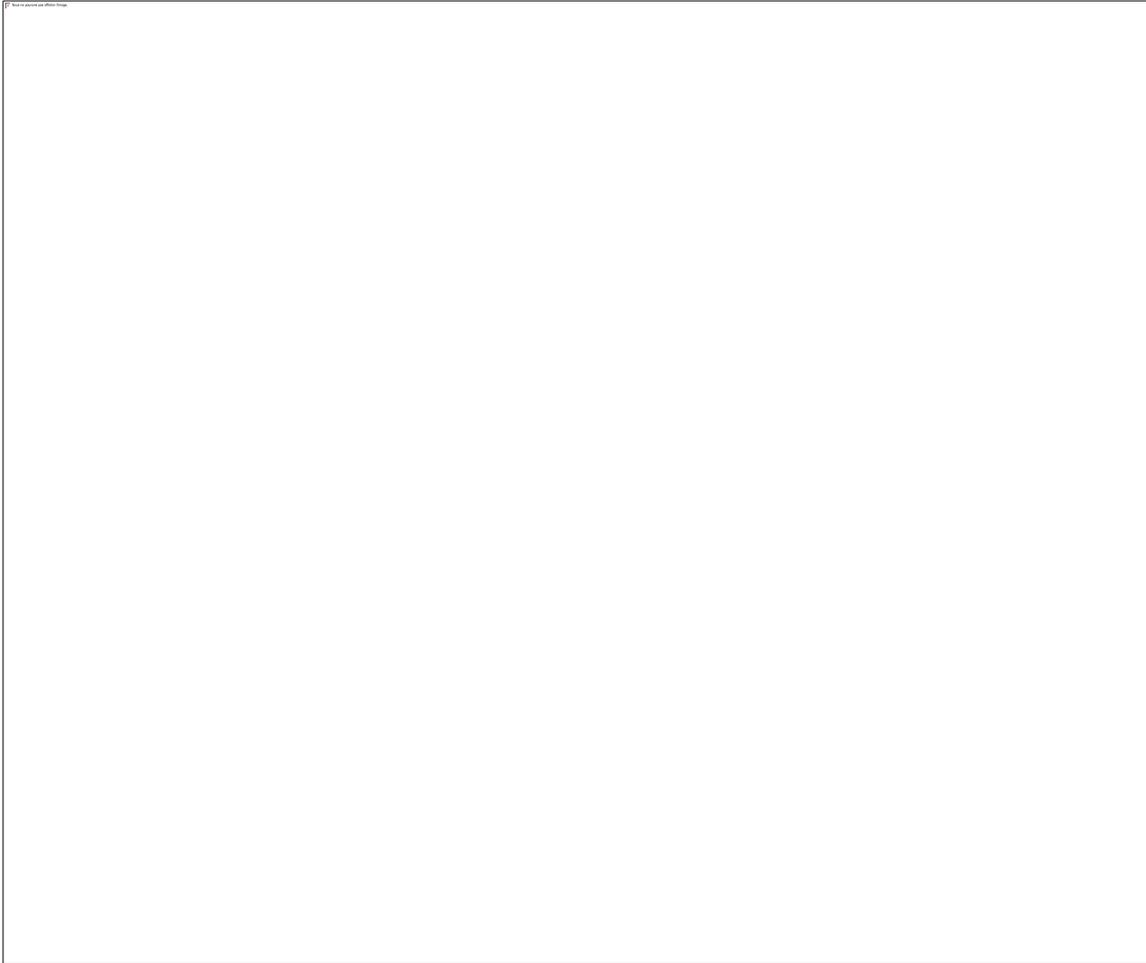


Figure IV-18 : Fin de simulation.

IV.5.2 Résultats de la simulation :

Les résultats de la simulation avec HEC-RAS fournissent une précieuse compréhension de l'écoulement constant dans un système fluvial ou hydraulique donné. Cette simulation permet d'analyser en détail la répartition des vitesses, des niveaux d'eau et des débits à travers le réseau hydrographique. Cela nous aide de prévoir les risques des inondations.

a. Vue 3D de l'oued avant l'aménagement :



Figure IV-19 : vu 3D d'oued Beni Azza avant l'aménagement

b. Profils en travers

L'option de visualisation des résultats par profil en travers offre la possibilité d'obtenir une quantité maximale de détails à chaque emplacement spécifique le long du tracé du cours d'eau.

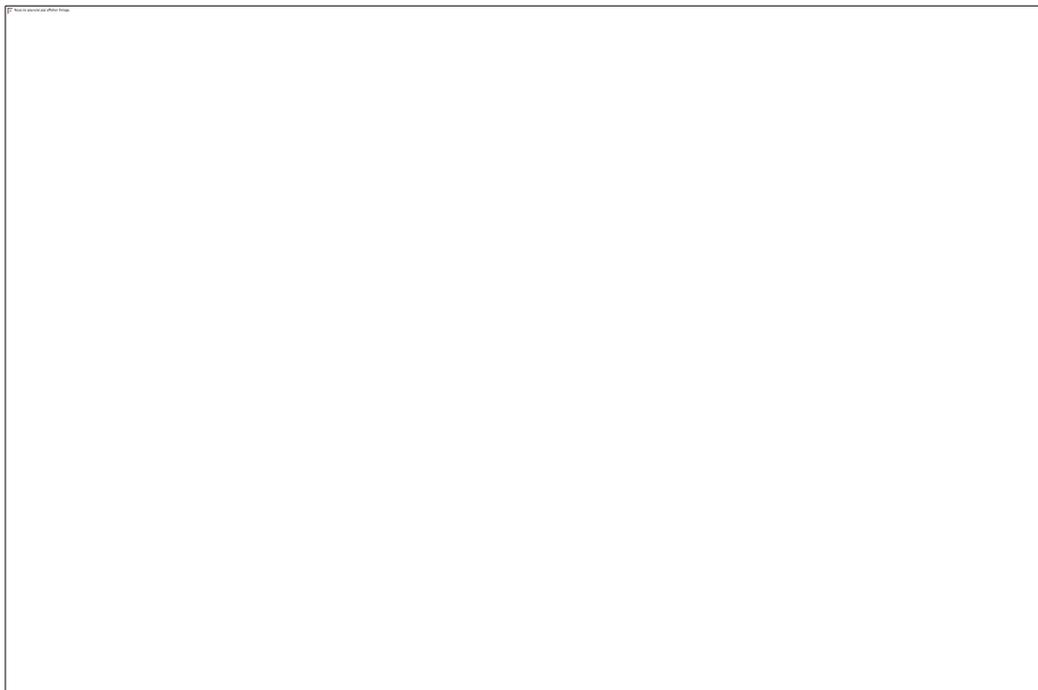


Figure IV-20 : Résultats de la simulation pour la station 2500.



Figure IV-21 : Résultats de la simulation pour la station 2200.

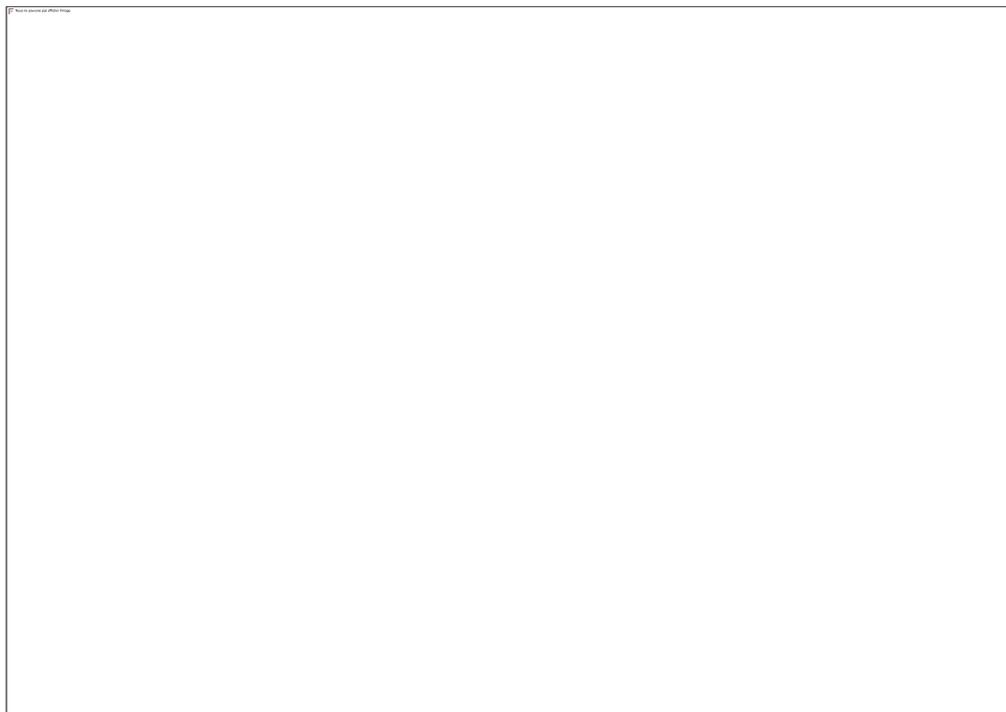


Figure IV-22 : Résultats de la simulation pour la station 1000.

Le logiciel HEC-RAS donne des tableaux récapitulatifs contenant les paramètres hydrauliques pour tous les stations (sections en travers).

Avec :

- Min Ch. El : Altitude du radier du canal (m).

- W.S Elev : Altitude du plan d'eau calculé (m).
- Crit W.S : Altitude du plan d'eau critique (m).
- E.G Elev : Altitudes de la ligne d'énergie (m).
- E.G Slope : Pente de la ligne d'énergie (m/m).
- Vel Ch : Vitesse d'écoulement (m/s).
- Flow Area : Section mouillée (m²).
- Top Width : Largeur au miroir (m).
- Froude #Chl : Nombre de Froude.

Le tableau suivant résume les résultats de la simulation d'oued Beni Azza avec le débit centennial Q_{100ans}.

Tableau IV-2 : Principaux paramètres hydraulique d'oued Beni Azza

River Sta	Min Ch El (m)	W.S. Elev (m)	Crit W.S. (m)	E.G. Elev (m)	E.G. Slope (m/m)	Vel Chnl (m/s)	Flow Area (m ²)	Top Width (m)	Froude # Chl
2500	186.9	189.86	189.86	190.6	0.004412	3.82	43.86	29.58	1
2400	186.45	188.33	188.79	189.88	0.013072	5.5	30.48	27.2	1.66
2300	184.7	186.33	186.91	188.26	0.019445	6.15	27.25	27.29	1.97
2200	183.75	186.79	185.9	187.07	0.001044	2.37	70.71	30	0.49
2100	180.18	182.43	183.34	185.97	0.040985	8.33	20.13	22.61	2.82
2000	178.35	180.77	181.46	182.91	0.018384	6.48	25.88	22.56	1.93
1900	177.91	180.01	180.41	181.5	0.008637	5.4	31.04	19.1	1.35
1800	176.38	177.96	178.65	180.2	0.018795	6.62	25.33	21.61	1.95
1700	173.79	176.25	176.8	178.12	0.020578	6.06	27.69	30	2.01
1600	172.61	174.28	174.85	176.19	0.018143	6.12	27.41	26.44	1.92
1500	171.6	174.71	174.34	175.18	0.002199	3.02	55.5	30	0.71
1400	169.25	171.41	172.32	174.6	0.029028	7.91	21.2	19.76	2.44
1300	166.53	168.57	169.43	171.6	0.030123	7.71	21.75	21.54	2.45
1200	164.95	166.46	167.17	168.75	0.023125	6.69	25.06	25.16	2.14
1100	163.89	166.05	166.28	167.09	0.008126	4.52	37.11	30	1.3
1000	163.27	165.25	165.47	166.27	0.008229	4.47	37.53	30	1.28
900	161.5	163.19	163.72	164.98	0.019532	5.93	28.3	30	1.95
800	160.45	161.9	162.3	163.29	0.012871	5.21	32.16	30	1.61
700	158.85	161.93	161.93	162.68	0.004537	3.83	43.83	29.51	1
600	157.96	160.41	160.85	161.94	0.01028	5.48	30.62	22.73	1.51
500	157.18	158.71	159.25	160.52	0.020064	5.95	28.18	30	1.96
400	156.63	159.2	159.2	159.93	0.004594	3.8	44.14	30	1
300	152.76	155.39	156.44	158.81	0.021721	8.18	20.51	14.18	2.17
200	152.11	153.93	154.69	156.4	0.020805	6.96	24.11	21.65	2.11
100	146.87	149.33	150.55	153.64	0.032591	9.2	18.24	14.56	2.62

IV.5.3 Interprétation

La modélisation d'écoulement est une étape essentielle dans la compréhension du comportement hydraulique d'oued Beni Azza et les risques des inondations associés, Elle se fait avec l'utilisation des outils informatiques.

Nous observons que le niveau d'eau tout le long du cours oued Beni Azza déborde dans la plupart des sections.

D'après les résultats présentés dans le tableau nous observons que :

- La vitesse d'écoulement tout le long d'oued Beni Azza varie entre 9.2 et 3.8 m/s.
- La profondeur d'eau varie entre 1.5 et 3 m.
- Nombre de Froude varie entre 0.71 et 2.8, ça veut dire qu'il y a variation de régime d'écoulement tout le long de l'oued.

D'après la simulation, il ressort que les riverains installés le long du cours d'eau Oued Beni Azza dans la ville de Blida et à Diar El Bahri sont vulnérables aux risques d'inondation. Il est donc crucial de prévenir ces risques en mettant en place des aménagements hydrauliques appropriés.

IV.6 Etude des aménagements :

L'étude des aménagements pour la protection de la ville de Blida et de Diar El Bahri contre les crues centennales est un processus d'analyse et de conception visant spécifiquement à réduire les risques d'inondation de l'Oued Beni Azza. Cette étude a pour objectif de dimensionner et concevoir les ouvrages hydrauliques adéquats pour minimiser le danger et permettre le passage des crues centennales sans risque.

Nous allons proposer différentes variantes pour l'aménagement de l'Oued Beni Azza, puis sélectionner une variante pour une étude détaillée, afin de garantir la protection de la ville de Blida et de Diar El Bahri contre les risques d'inondation.

IV.6.1 Hypothèses de calcul

Dans le dimensionnement des canaux à surface libre l'écoulement est considéré écoulement uniforme tout le long du canal.

Un écoulement est considéré comme étant uniforme lorsque ses caractéristiques sont invariables dans le temps et dans l'espace.

Pour l'écoulement qu'il soit uniforme il faut que :

- Le débit de l'eau dans le canal est constant ($Q=\text{constant}$).
- Le canal est prismatique
- La profondeur d'eau dans le canal est constante en sa longueur
- Le canal a une pente constante
- La rugosité du fond et des parois est constante en longueur ($n=\text{constante}$)

Nous avons observé que :

- La longueur du cours d'eau est estimée à 2.6km
- Présence du trio ponts :
 - La partie de l'oued Beni Azza étudiée se compose de deux tronçons distincts. Le premier tronçon, traversant une zone densément peuplée, est aménagé avec un canal en béton armé, d'abord de section trapézoïdale, puis rectangulaire. La rive droite de l'oued est bordée par plusieurs secteurs, notamment une zone d'activité et une zone urbaine mixte. Le second tronçon, d'une longueur considérable, n'est pas aménagé et traverse en aval une base logistique, suivie d'une zone agricole nécessitant une protection.
 - Pour notre étude, nous considérerons que les deux tronçons restent non aménagés.

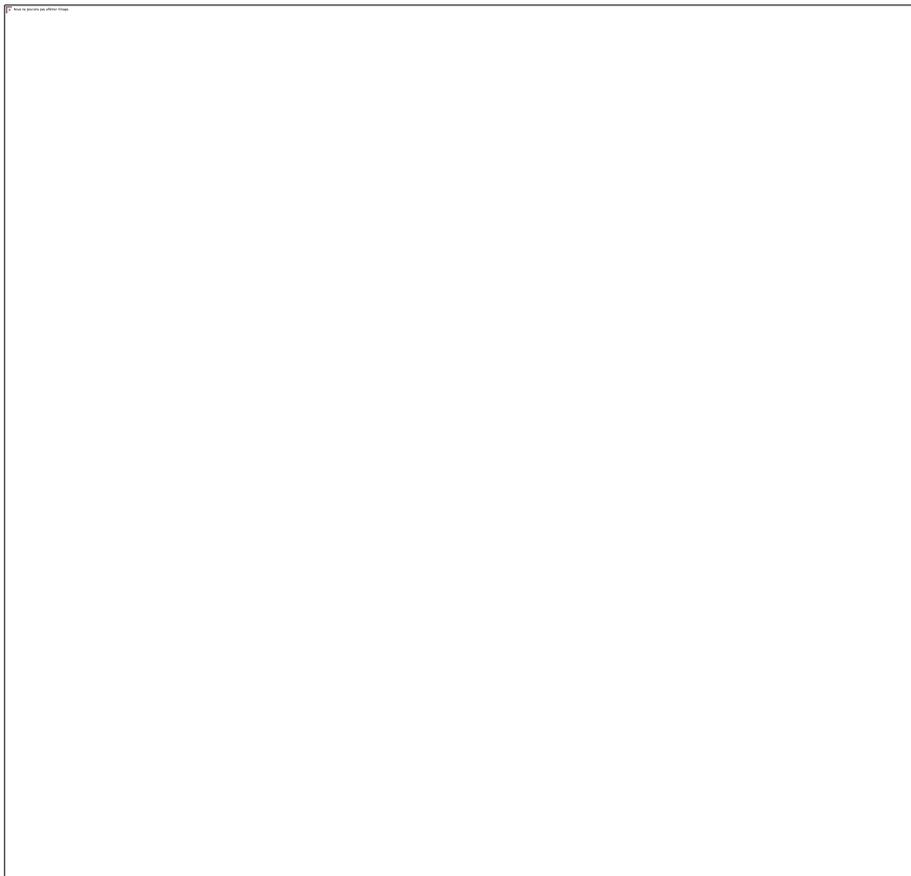


Figure IV-23 : Zones urbaines autour du tronçon étudié de l'oued Beni Azza (PDAU Blida)

IV.6.2 Techniques d'Aménagement :

Les aménagements pour la protection contre les inondations visent à prévenir les débordements proches des zones sensibles (humaines, économiques, etc.). Deux approches principales sont envisagées pour gérer les risques d'inondation lors des crues : la protection directe et la protection indirecte, chacune adaptée au type de problème à traiter.

IV.6.2.1 Protection Indirecte :

La protection indirecte consiste à intervenir en amont de la zone menacée en créant des ouvrages de dérivation pour rediriger les oueds responsables des inondations vers des bassins situés à l'extérieur de la zone à protéger.

IV.6.2.2 Protection Directe

La protection directe implique des interventions directement sur les sites menacés en y mettant en place des ouvrages de protection adaptés. Ces techniques visent à atténuer de manière significative les effets des crues. Parmi les techniques d'aménagement, on peut citer :

- **Recalibrage du Cours d'Eau :** Cette technique consiste à modifier la géométrie du lit du cours d'eau, en abaissant la ligne de fond et en augmentant la section transversale, afin d'accroître la capacité hydraulique du tronçon.
- **Endiguement du Cours d'Eau :** L'endiguement implique l'élévation des berges pour prévenir les débordements et optimiser l'utilisation de l'espace pour l'agriculture et l'urbanisation. Les digues permettent au cours d'eau de gérer un débit plus élevé sans débordement.
- **Reboisement et Techniques Végétales :** Le reboisement repose sur la nature du sol, la qualité des plantes, et les conditions climatiques. Il consiste à protéger les berges grâce à l'action stabilisatrice du couvert végétal, réduisant ainsi l'érosion et la quantité de sédiments entraînés dans l'eau, ce qui améliore la qualité de l'eau.
- **Lit artificiel « Canal bétonne – Enrochement – Gabionnage - Matelas Reno » :**

C'est la protection des berges et le lit de l'oued quel que soit en béton armé ou en blocks des roches ou Gabion, ces méthodes sont les plus couteuses et très fréquent dans les zones urbaines Selon l'adaptabilité aux conditions du terrain aussi bien topographique que géologique

IV.6.2.3 Formule de dimensionnement :

La relation suivante représente la formule de dimensionnement utilisée, connue sous le nom de Manning Strickler, qui s'applique à toutes les formes géométriques pour différentes sections ouvertes :

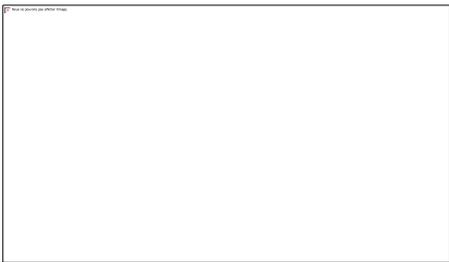
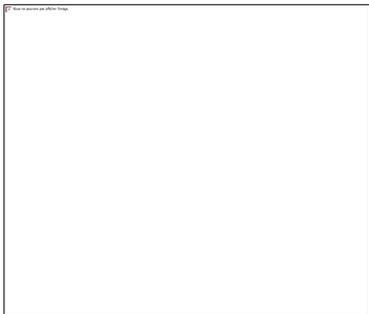
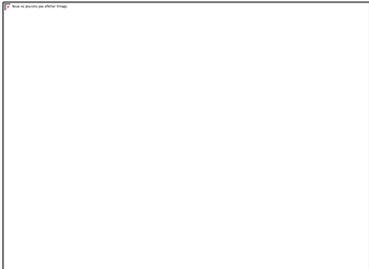
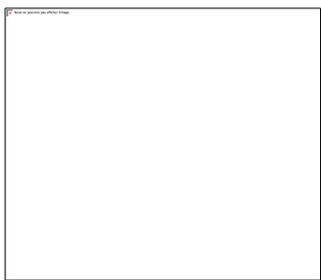
$$Q = \frac{1}{n} S R^2 \sqrt{I} \quad (\text{IV-6})$$

Avec :

- Q : Débit de dimensionnement (m³/s).
- n : Rugosité du canal.
- S : Section mouillée (m²).
- I : pente du fond du canal (m/m).
- R : Rayon hydraulique (m)

Le tableau suivant donne les formules des éléments géométriques pour les différents types de section des canaux :

Tableau IV-3 : Différents types des canaux avec leurs caractéristiques géométriques.

	Type	Rectangulaire
	Largeur au miroir B	B
	Surface S	$b \cdot y$
	Périmètre P	$b + 2y$
	Rayon hydraulique R	$\frac{b \cdot y}{b + 2y}$
	Type	Trapézoïdale
	Largeur au miroir B	$b + 2m \cdot y$
	Surface S	$(b + my) \cdot y$
	Périmètre P	$b + 2y\sqrt{1 + m^2}$
	Rayon hydraulique R	$\frac{(b + my) \cdot y}{b + 2y\sqrt{1 + m^2}}$
	Type	Circulaire
	Largeur au miroir B	$2\sqrt{y(D - y)}$
	Surface S	$\frac{1}{8}(\theta - \sin\theta) D^2$
	Périmètre P	$\frac{1}{2}\theta D$
	Rayon hydraulique R	$\frac{1}{4}\left(1 - \frac{\sin\theta}{\theta}\right) D$
	Type	Triangulaire
	Largeur au miroir B	$2my$
	Surface S	my^2
	Périmètre P	$2y\sqrt{1 + m^2}$
	Rayon hydraulique R	$\frac{my}{2\sqrt{1 + m^2}}$
	Type	Parabolique
	Largeur au miroir B	$\frac{3S}{2y}$
	Surface S	$\frac{2}{3}By$
	Périmètre P	$B + \frac{8y^2}{3B}$
	Rayon hydraulique R	$\frac{2B^2y}{3B^2 + 8y^2}$

IV.6.3 Principe de conception de l'aménagement d'oued Beni Azza :

Dans la conception de l'aménagement d'un cours d'eau il y a des principes et des normes à respecter et suivre.

Pour notre étude d'aménagement de l'Oued Beni Azza, la conception doit tenir compte des paramètres hydrauliques, tels que le débit aménagé (Qaménagée), la pente et la rugosité. Il est également crucial de considérer les ouvrages d'art existants, qui ne peuvent être modifiés, tout en respectant les normes de sécurité présentées dans la marge de sécurité.

La conception de l'aménagement de l'Oued Beni Azza pour protéger les villes de Blida et Diar El Bahri est essentielle. Il est impératif d'avoir une connaissance approfondie du site pour déterminer la conception la plus adaptée et efficace.

IV.6.3.1 Pente :

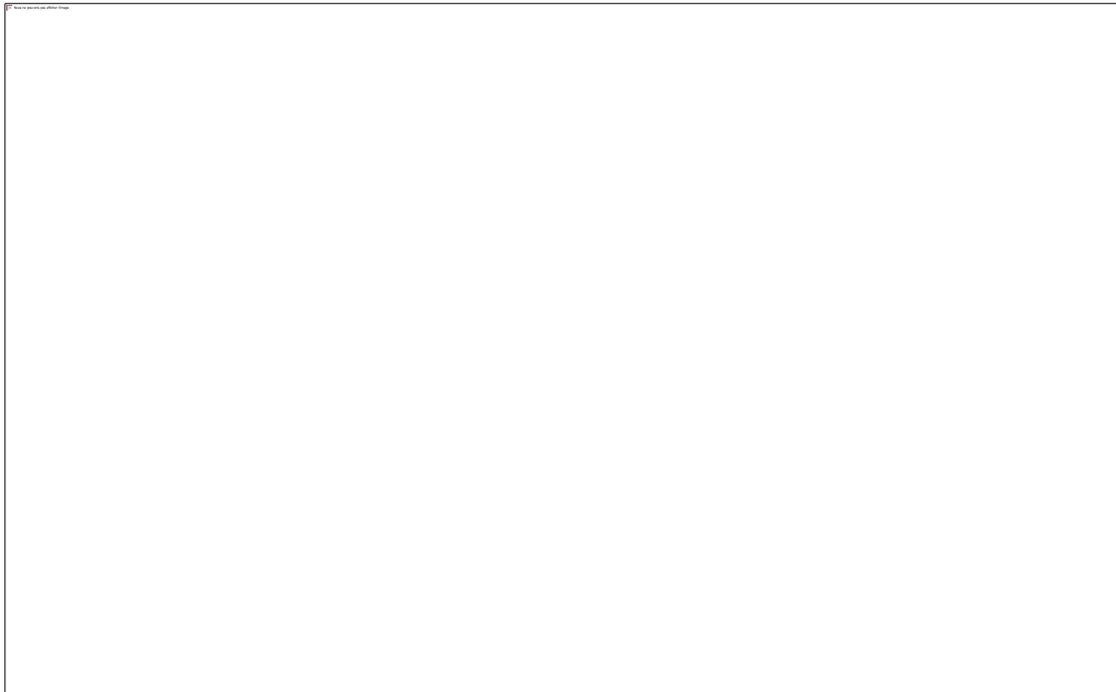


Figure IV-24 : profil en long de la cour d'eau naturel

La pente est définie comme le rapport entre la différence de niveau et la longueur du cours d'eau. Avant de procéder au calcul hydraulique, le choix de la pente du projet est crucial. Dans notre cas, nous avons choisi quatre pentes distinctes, chacune étant uniforme sur le tronçon correspondant.

❖ Pour le tronçon 1 :



Figure IV-25 : Carte d'inondabilité de tronçon 1

Pour le tronçon 1, d'une longueur de 450 mètres, qui commence au pont de la route N1 et traverse ensuite le pont de la route N29, il est presque entièrement inondable. La rive droite est occupée par une zone urbaine, tandis que la rive gauche est constituée d'une zone industrielle.

$$L_{tr1} = 450m$$

$$z_1 = 182m \quad z_2 = 177m$$

$$I_1 = \frac{z_1 - z_2}{L_{tr1}} = \frac{182 - 177}{450} = 0.012$$

$$I_1 = 1.2\%$$

❖ Pour le tronçon 2 :

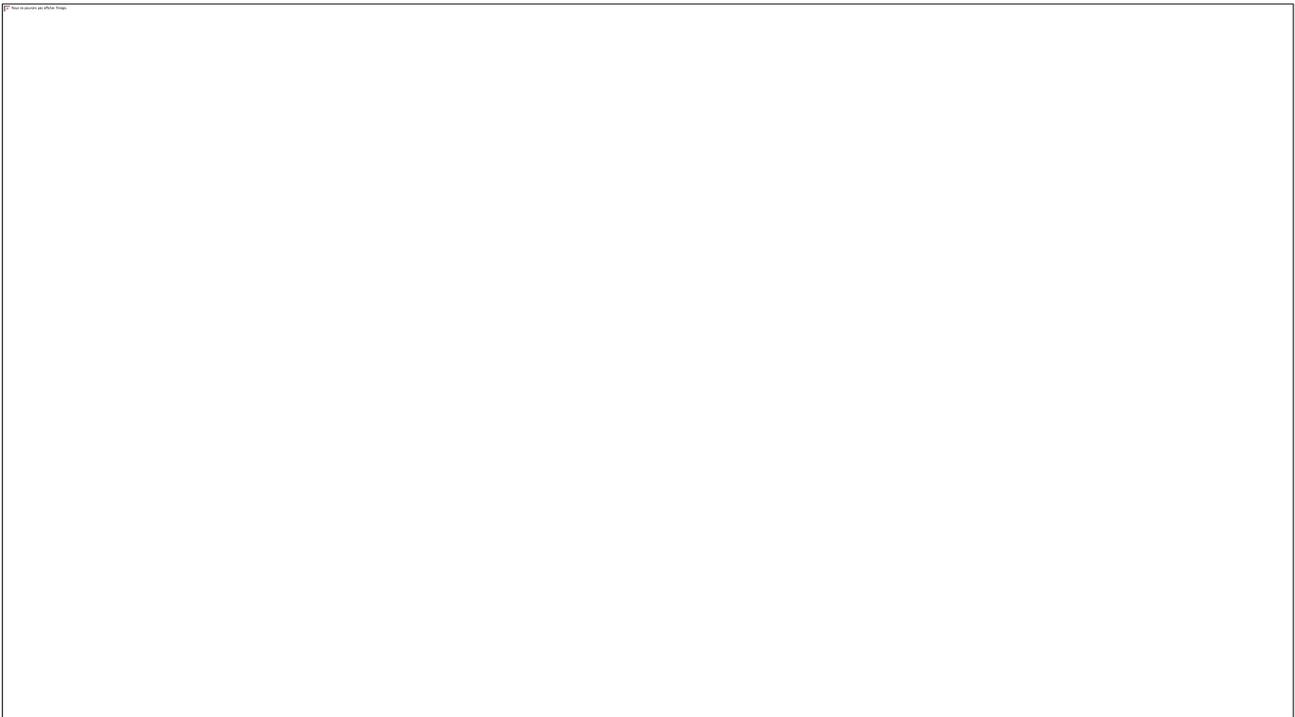


Figure IV-26 : Carte d'inondabilité de tronçon 2

Le tronçon 2, d'une longueur de 1 km, traverse deux ponts pour véhicules légers et piétons ainsi que le pont du chemin de fer Alger-El Affroun, et est entièrement exposé au risque d'inondation. Selon le PDAU de Blida, la rive droite de l'oued est occupée par plusieurs secteurs, notamment une zone d'activité et une zone urbaine mixte, tandis que la rive gauche comprend la zone industrielle de Blida en amont et une zone agricole à protéger en aval. Avec toute cette urbanisation, il est crucial de ne pas dépasser une largeur de 10 mètres.

$$L_{tr2} = 700m$$

$$z_1 = 177m \quad z_2 = 162m$$

$$I_2 = \frac{z_1 - z_2}{L_{tr2}} = \frac{177 - 162}{700} = 0.02$$

$$I_2 = 2.0\%$$

❖ Pour le tronçon 3 :



Figure IV-27 : Carte d'inondabilité de tronçon3

Le tronçon 3, d'une longueur de 600 mètres, est inondable sur toute sa longueur. La rive droite est occupée par la ville de Diar El Bahri, tandis que la rive gauche est constituée de terrains agricoles à protéger.

$$L_{tr3} = 900m$$

$$z_1 = 162m \quad z_2 = 151m$$

$$I_3 = \frac{z_1 - z_2}{L_{tr3}} = \frac{162 - 151}{600} = 0.012$$

$$I_3 = 1.2\%$$

❖ Pour le tronçon 4 :

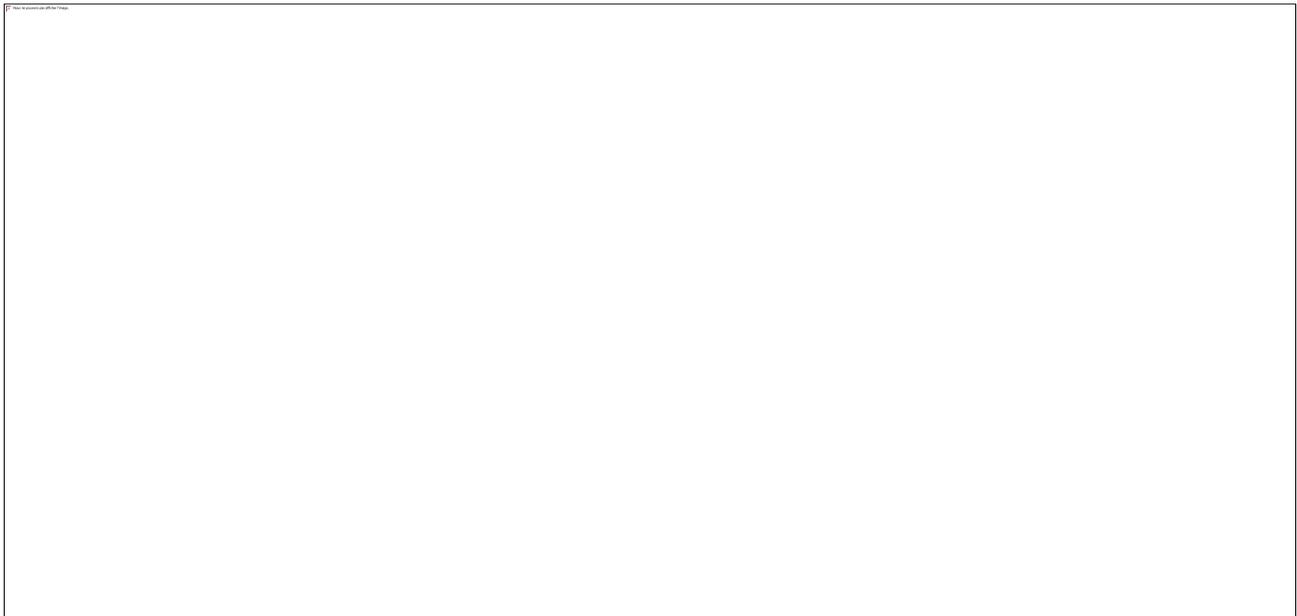


Figure IV-28 : Carte d'inondabilité de tronçon 4

Le tronçon 4, d'une longueur de 540 mètres, est fortement inondable en aval. La rive droite est occupée par une base logistique, tandis que la rive gauche comprend une zone agricole à protéger.

$$L_{tr4} = 500m$$

$$z_1 = 151m$$

$$z_2 = 144m$$

$$I_4 = \frac{z_1 - z_2}{L_{tr4}} = \frac{151 - 144}{540} = 0.018$$

$$I_4 = 1.8\%$$

Tableau IV-4 : description des tranchons d'oued Beni Azza

Tançons	Tr1	Tr2	Tr3	Tr4
Zone	Urbanisé /industrielle	Urbaine mixte/ Base logistique	Urbanisé /agricole	Agricole
Zone inondable	Totale	Totale	Totale	Amont /centre
Etat actuel	Aménager	Aménagement/No aménagement	No aménagement	No aménager
Longueur	440	700	900	500
Pente moyenne	1.2	2.0	1.2	1.8
Water maximum depth	2.62	2.53	2.5	2.85

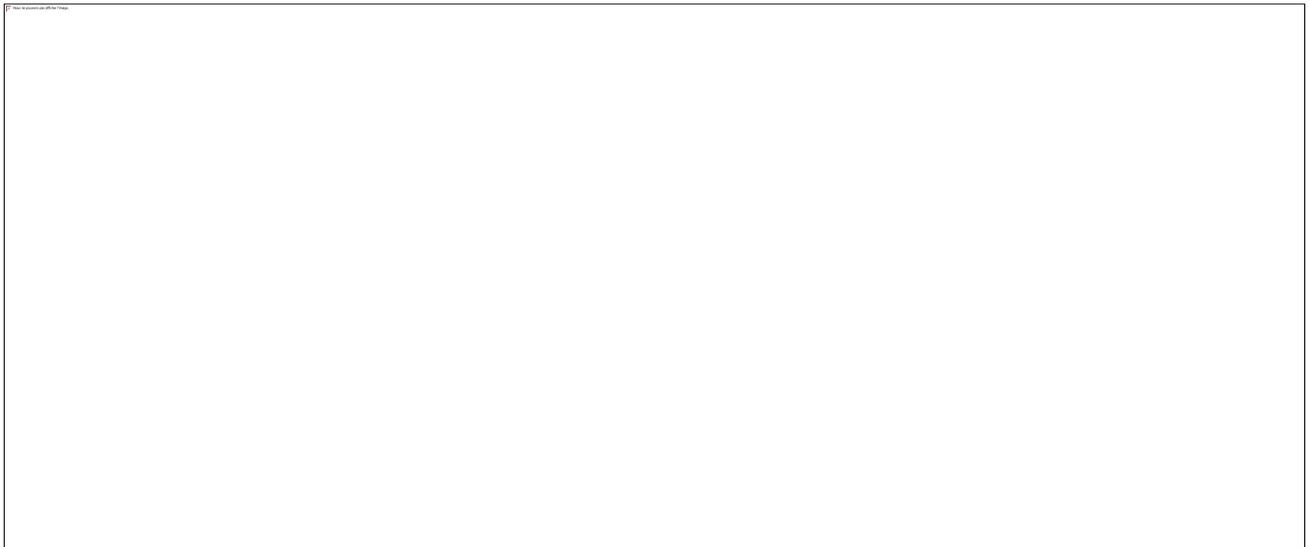


Figure IV-29 : Profil en long

IV.6.3.2 Coefficient de rugosité (n) :

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 (Tableau IV.1).

IV.6.3.3 Marge de sécurité dans les canaux (Revanche) :

Dans les canaux à surface libre, il est crucial de prévoir une marge de sécurité au-dessus de la ligne d'eau calculée pour prévenir toute élévation imprévue de la surface libre et éviter les risques de débordement. Cette marge prend en compte des facteurs tels que l'accumulation de dépôts solides, la croissance de la végétation, les vagues causées par le vent, et d'autres circonstances similaires.

La valeur de la marge de sécurité dépend généralement de la taille du canal. Pour les petits canaux, une marge de sécurité d'environ 0,30 m est souvent suffisante. En revanche, pour les grands canaux, cette marge peut varier entre 0,60 m et 1,20 m. Il est important d'ajuster ces valeurs en fonction des conditions spécifiques du site (Lencastre, 2008).

Tableau IV-5 : 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

IV.6.3.4 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 IV-6 : Valeurs de vitesse moyenne limite d'érosion pour les lits.

Matériau du lit du canal	Vitesse limite maximale d'érosion
Sable fin	1,2 - 1,5 m/s
Sable moyen	1,5 - 1,8 m/s
Sable grossier	1,8 - 2,2 m/s
Gravier	2,0 - 2,5 m/s
Roches moyennes	2,2 - 2,5 m/s
Roches grossières	2,5 - 3,0 m/s

IV.7 . Étude des Variantes

Dans cette étude, trois variantes sont proposées pour l'aménagement de l'Oued Beni Azza, afin de protéger les villes de Blida et Diar El Bahri contre les crues centennales. Ces variantes sont conçues pour être capables d'évacuer un débit de projet de $Q = 167.7\text{m}^3/\text{s}$.

Les trois variantes proposées :

- ❖ **Conception d'un Canal en Gabions en Escalier avec un Fond en Matelas Reno**
- ❖ **Conception d'un Canal trapézoïdale en Béton Armé**
- ❖ **Conception d'un Canal Trapézoïdal en Enrochement**

IV.7.1 Variante 1 : Conception d'un Canal en Gabions en Escalier avec un Fond en Matelas Reno :

La première variante proposée consiste à créer un canal en gabions disposés en escalier, avec un fond renforcé par un matelas Reno. Les gabions sont des structures parallélépipédiques constituées de cages en treillis métallique remplies de pierres ou de galets. Les cages ont des dimensions généralement de (1x1x2) m, et le diamètre des pierres varie de 10 à 40 cm. Ce type de construction est particulièrement adapté pour protéger les berges des cours d'eau et pour la construction de murs de soutènement afin de prévenir l'érosion des versants.

Les matelas Reno c'est des cages de gabions de grandes dimensions mais de faible épaisseur, ils sont les mieux adaptés aux aménagements fluviaux.

Avantages :

- **Rapidité d'exécution** : La simplicité des travaux et la réalisation indépendante permettent une mise en œuvre rapide.
- **Coût réduit** : Les gabions sont économiques, notamment lorsque les pierres nécessaires sont disponibles localement.
- **Réduction de la vitesse des courants** : Grâce à leur perméabilité, les gabions contribuent à ralentir le flux de l'eau.
- **Intégration environnementale** : Les gabions s'intègrent bien dans l'environnement naturel et respectent l'écologie locale.
- **Adaptabilité aux terrains accidentés** : Ils sont particulièrement efficaces dans les zones où la vitesse de l'eau est élevée et les pentes sont abruptes.

- **Flexibilité** : Les gabions sont capables de s'adapter aux mouvements du terrain, se contractant ou se dilatant en fonction des conditions.

Inconvénients :

- **Difficulté de curage** : L'entretien des canaux en gabion, notamment le curage, est complexe.
- **Exigence de main-d'œuvre qualifiée** : Une expertise spécifique est nécessaire pour assurer une installation correcte.
- **Points sensibles aux extrémités** : Les extrémités des ouvrages sont vulnérables. Si l'eau parvient à s'infiltrer derrière les blocs, cela peut compromettre la stabilité de l'ouvrage et accentuer l'érosion.

Tableau IV-7 caractéristiques de gabion

	Épaisseur	Largeur	Longueur
Gabion	1m	1m	1.5 à 4m
Gabion semelle	0.5m	1m	2 à 4m
Matelas Reno	0.17 à 0.30m	1m	2 à 6m

(cDegoutte 2006)

IV.7.1.1 Résistance des Gabions à la vitesse du courant :

Dans ce cas la présence de grillage augmente la vitesse limite de 20 à 50%. Si la vitesse dépasse cette valeur, les pierres se déplacent à l'intérieur de chaque poche du matelas, ce dernier reste efficace si une partie des pierres restent recouvrir les berges. Le tableau ci après montre la granulométrie du Gabion ou Reno en fonction de la vitesse du courant. Il ne faut pas oublier que celle-ci peut être largement inférieur à la vitesse au voisinage du revêtement (comme indiqué).

Granulométrie du remplissage (Gabions ou Reno) en fonction de la vitesse du courant

Tableau IV-8 : les différentes tailles des roches pour le Matelas Reno et le Gabion

Type	Épaisseur	Pierre de remplissage		Vitesse limite (m/s)	Vitesse admissible (m/s)
	(m)	Calibrage (mm)	d_{50} mm		
Matelas Reno	0.15-0.17	70-100	85	3.5	4.2
		70-150	110	4.2	4.5
	0.23-0.25	70-100	85	3.6	5.5
		70-150	110	4.5	6.1
	0.30	70-120	110	4.2	5.5
		70-150	125	5.0	6.4
Gabion	0.50	100-200	150	5.8	7.6
		120-250	190	6.4	8.0

D.B.Simms, Reno,1983

IV.7.1.2 Dimensionnement de l'Aménagement des Canaux en Gabion

Pour dimensionner ce canal, nous avons d'abord supposé une largeur (mètres). Des gabions avec un diamètre de 100-200 mm ($d_{50}=150$ mm) seront utilisés, tandis que le fond sera constitué de matelas Reno avec un diamètre médian ($d_{50}=125$ mm). Le coefficient de Manning, n , est estimé à 0,035 ($s/m^{1/3}$). Ensuite, nous avons pris en compte les pentes du canal. Enfin, nous avons calculé le nombre de caisses K nécessaires pour un débit centennal de $70,9$ m^3/s .

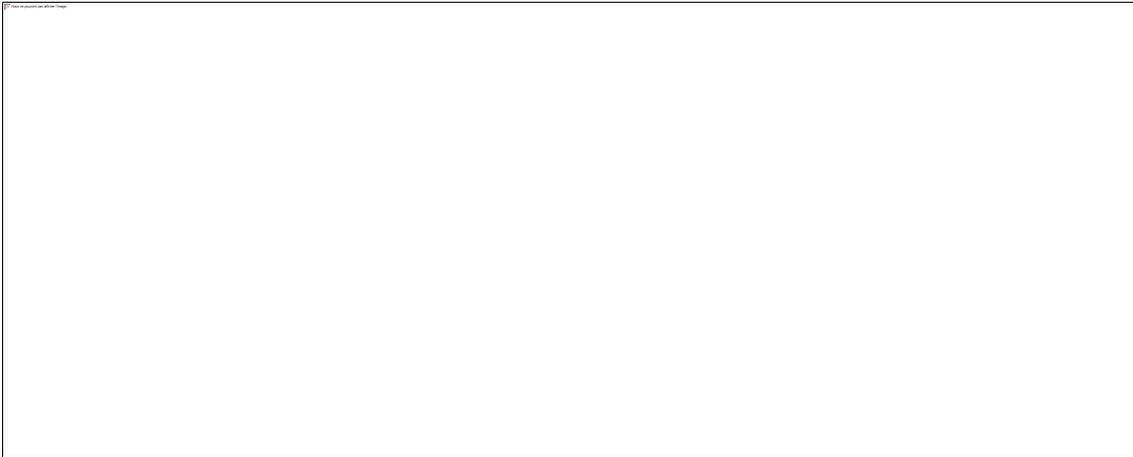


Figure IV-30 : Coupe en travers d'un canal en gabion

Les caractéristiques d'une section gabionnée sont les suivantes :

- Section S_m (m^2) :

$$S_m = 0.5k(k - 1) + bk \quad (IV-7)$$

- Périmètre P_m (m) :

$$P_m = b + 3k - 1 \quad (IV-8)$$

- Rayon hydraulique R_h (m) :

$$R_h = \frac{S_m}{P_m} \quad (IV-9)$$

Avec :

K est le nombre d'étages.

On fixe la largeur de la base puis on calcule le nombre d'étage qui peut évacuer le débit de crue. Pour calculer le volume des gabions nécessaires :

Tableau IV-9 : Les résultats de calcul des nombres de caisses pour le canal en gabion tronçon 01

K (caisses)	Q (m ³ /s)	i	S (m ²)	P (m)	R (m)	b (m)
10	610.11	0.012	125	87	1.44	8
9	509.94	0.012	108	79	1.37	8
8	419.16	0.012	92	71	1.30	8
7	337.41	0.012	77	63	1.22	8
6	264.38	0.012	63	55	1.15	8
5	199.73	0.012	50	47	1.06	8
4	143.16	0.012	38	39	0.97	8
3	94.39	0.012	27	31	0.87	8
2	53.27	0.012	17	23	0.74	8
1	20.17	0.012	8	15	0.53	8

Tableau IV-10 : Les résultats de calcul des nombres de caisses pour le canal en gabion tronçon 02

K (caisses)	Q (m ³ /s)	i	S (m ²)	P (m)	R (m)	B (m)
10	560.24	0.02	125	107	1.17	8
9	468.78	0.02	108	97	1.11	8
8	385.85	0.02	92	87	1.06	8
7	311.13	0.02	77	77	1.00	8
6	244.32	0.02	63	67	0.94	8
5	185.13	0.02	50	57	0.88	8
4	133.26	0.02	38	47	0.81	8
3	88.43	0.02	27	37	0.73	8
2	50.46	0.02	17	27	0.63	8
1	19.56	0.02	8	17	0.47	8

Tableau IV-11 : Les résultats de calcul des nombres de caisses pour le canal en gabion tronçon 03

K (caisses)	Q (m ³ /s)	i	S (m ²)	P (m)	R (m)	B (m)
10	553.99	0.012	145	109	1.33	10
9	463.14	0.012	126	99	1.27	10
8	384.56	0.012	108	89	1.21	10
7	312.97	0.012	91	79	1.15	10
6	248.16	0.012	75	69	1.09	10
5	189.91	0.012	60	59	1.02	10
4	138.03	0.012	46	49	0.94	10
3	92.40	0.012	33	39	0.85	10
2	53.00	0.012	21	29	0.72	10
1	20.40	0.012	10	19	0.53	10

Tableau IV-12 : Les résultats de calcul des nombres de caisses pour le canal en gabion tronçon 04

K (caisses)	Q (m³/s)	i	S (m2)	P (m)	R (m)	B (m)
10	662.90	0.018	145	109	1.33	10
9	567.23	0.018	126	99	1.27	10
8	470.99	0.018	108	89	1.21	10
7	383.31	0.018	91	79	1.15	10
6	303.93	0.018	75	69	1.09	10
5	232.59	0.018	60	59	1.02	10
4	169.06	0.018	46	49	0.94	10
3	113.17	0.018	33	39	0.85	10
2	64.91	0.018	21	29	0.72	10
1	24.99	0.018	10	19	0.53	10

Pour notre cas, nous pouvons utiliser un canal à 5 caissons pour les 3 premiers tronçons et 4 caissons pour le 4eme tronçon, garantissant un débit de 167.7 m³/ l'Oued Beni Azza.

IV.7.1.3 Paramètres d'écoulement :

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

Tableau IV-13 : Résultats de la simulation d'écoulement d'un canal en gabion Beni Azza (Source : HECRAS).

River Sta	Min Ch El (m)	W.S. Elev (m)	Crit W.S. (m)	E.G. Elev (m)	E.G. Slope (m/m)	Vel Chnl (m/s)	Flow Area (m2)	Top Width (m)	Froude # Chl
2 500	182	186.5	186.05	187.67	0.0125	4.8	34.95	10	0.82
2 400	180.75	185.25		186.42	0.012494	4.8	34.96	10	0.82
2 300	179.5	184.02		185.18	0.012284	4.77	35.17	10	0.81
2 200	178.25	182.97		184.01	0.010462	4.51	37.22	10	0.75
2 100	177	181.05	181.05	182.59	0.018538	5.51	30.46	10	1.01
2 000	174.86	178.57	178.91	180.48	0.023311	6.13	27.35	9	1.12
1 900	172.71	176.63	176.76	178.3	0.019165	5.72	29.31	9	1.01
1 800	170.57	174.29	174.62	176.19	0.022927	6.1	27.51	9	1.11
1 700	168.43	172.34	172.48	174.02	0.019319	5.74	29.23	9	1.02
1 600	166.29	170.02	170.34	171.91	0.022802	6.08	27.56	9	1.11
1 500	164.14	168.03	168.19	169.73	0.019757	5.78	29	9	1.03
1 400	162	164.17	164.97	166.88	0.041222	7.29	23.01	12	1.68
1 300	160.78	163.98	163.75	165.11	0.012099	4.71	35.6	13	0.91
1 200	159.56	162.74	162.58	163.89	0.012328	4.74	35.38	13	0.92
1 100	158.33	161.52	161.35	162.66	0.012197	4.72	35.5	13	0.91
1 000	157.11	160.3	160.13	161.44	0.012196	4.72	35.51	13	0.91
900	155.89	159.08	158.91	160.22	0.012215	4.73	35.49	13	0.91
800	154.67	157.87	157.69	159	0.012127	4.71	35.57	13	0.91

700	153.44	156.61	156.46	157.77	0.012524	4.77	35.19	13	0.93
600	152.22	155.55		156.58	0.01053	4.49	37.32	13	0.85
500	151	154.02	154.02	155.32	0.014786	5.04	33.27	13	1.01
400	149.25	151.95	152.24	153.61	0.019756	5.7	29.42	12	1.16
300	147.5	150.45	150.52	151.82	0.014876	5.18	32.4	12	1.01
200	145.75	148.47	148.77	150.1	0.019319	5.66	29.65	12	1.15
100	144	146.92	147.02	148.32	0.01531	5.23	32.09	12	1.02

Interprétation :

D'après l'analyse, l'écoulement observé est soit torrentiel, soit critique (avec un nombre de Froude supérieur à 1). La vitesse d'écoulement reste inférieure à la vitesse admissible pour un gabion (comme indiqué dans le tableau). Conformément aux prescriptions du PDAU, la largeur en surface du canal ne dépasse pas 10 m, garantissant ainsi une protection optimale contre les inondations. Sur le plan technique, le canal en gabions présente une protection efficace.

Les sections en travers :

Les sections en travers de l'oued Beni Azza après la simulation sont représentées dans la figure ci-dessous :

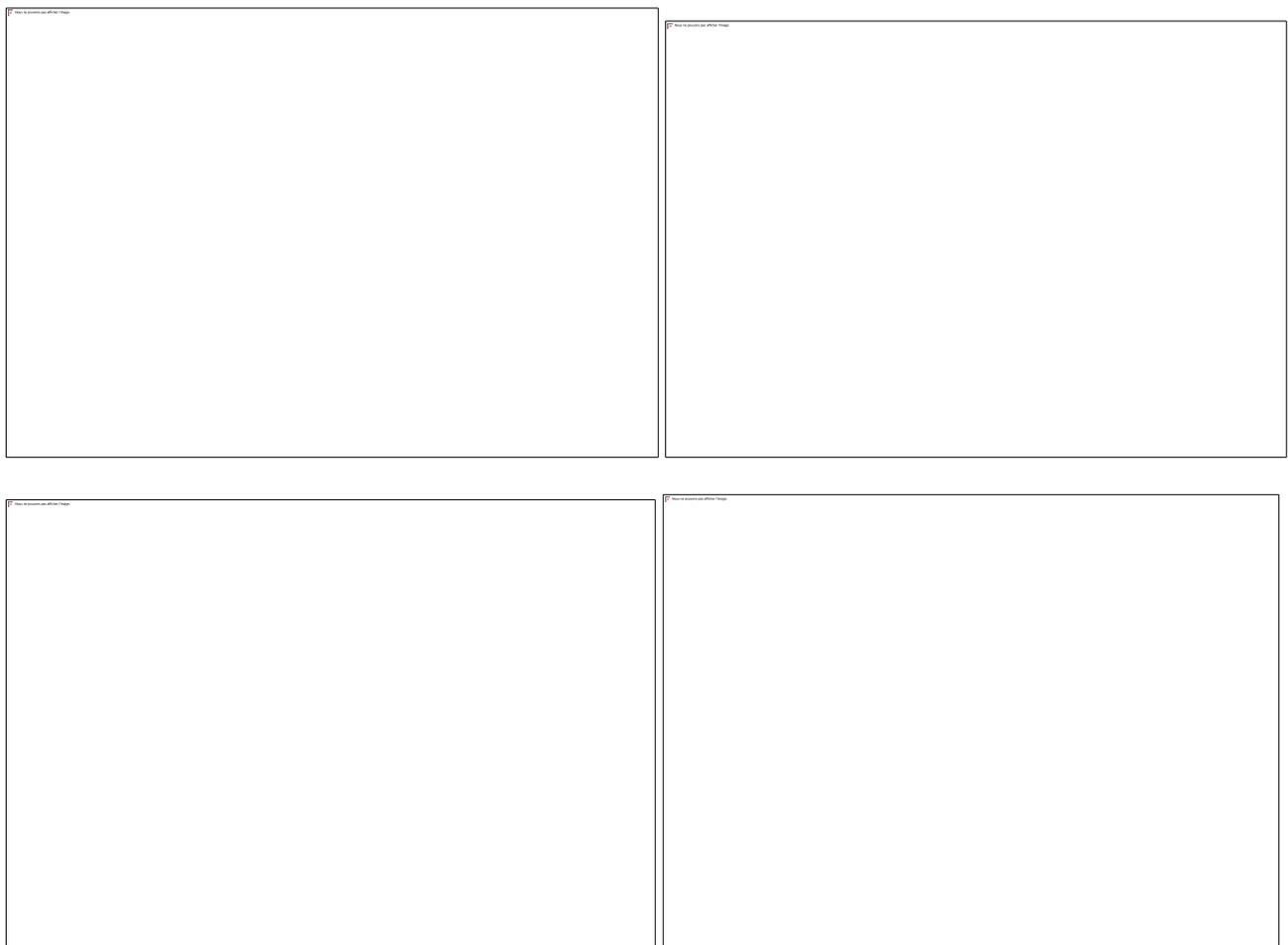


Figure IV-31 : Profil en travers pour le canal en gabion

IV.7.1.4 Estimation du coût de la variante :

Tableau IV-14 : section de géotextile

		A (m ²)	A total (m ²)
Tronçon 1	Fond	3 520.00	57 180.00
	Talus droite	3 080.00	
	Talus gauche	3 080.00	
Tronçon 2	Fond	5 600.00	
	Talus droite	4 900.00	
	Talus gauche	4 900.00	
Tronçon 3	Fond	9 000.00	
	Talus droite	6 300.00	
	Talus gauche	6 300.00	
Tronçon 4	Fond	5 000.00	
	Talus droite	2 750.00	
	Talus gauche	2 750.00	

Tableau IV-15 : Devi estimatifs et quantitatifs

Désignations des travaux		Unité	Quantité	Prix unitaire (DA)	Montant (DA/mL)
Terrassement	Déblais	m3	307088.89	250	76772222.5
	Remblais	m3	890.8	700	623560
Gabion		m3	40 996.00	5000	204980000
Géotextile		m2	57 180.00	5000	285900000
Montant total					568275782.5
TVA 19%					107972398.7
Total TTC					676248181.2

Résultats :

Donc, bien que cette variante offre une protection efficace et des avantages hydrauliques importants, son installation peut être laborieuse et coûteuse en main-d'œuvre, nécessitant une expertise spécifique. Les cages métalliques peuvent rouiller avec le temps, surtout dans des environnements humides, ce qui compromet leur durabilité. Les pierres peuvent se déplacer ou s'éroder, diminuant l'efficacité structurelle des gabions. De plus, leur perméabilité peut entraîner des problèmes de fuite, nécessitant un entretien plus fréquent pour maintenir leur efficacité.

IV.7.2 Variante No 02 : Canal trapézoïdale en Béton Armé :

La première variante consiste à proposer la construction d'un canal rectangulaire en béton armé, offrant une solution robuste pour l'aménagement hydraulique. La section rectangulaire est choisie pour sa simplicité d'exécution et sa compatibilité avec les environnements urbains.

Avantages :

- **Durabilité élevée** : Le béton armé assure une longue durée de vie de l'ouvrage.
- **Entretien facilité** : Le canal rectangulaire permet un nettoyage et un curage aisés.
- **Disponibilité des matériaux** : Les matériaux nécessaires à la construction sont facilement accessibles.
- **Adaptabilité urbaine** : La forme rectangulaire est particulièrement adaptée aux zones urbaines et aux besoins d'aménagements en milieu urbanisé.

Inconvénients :

- **Coût élevé** : Les travaux de génie civil pour un canal en béton armé impliquent des coûts significatifs.
- **Adaptabilité limitée aux conditions difficiles** : Le canal rectangulaire est moins performant dans les zones où la vitesse d'écoulement est élevée et où les pentes sont abruptes.
- **Faible rugosité** : Le béton lisse offre une rugosité de surface faible, ce qui peut affecter la gestion des écoulements.
- **Risques de fissuration** : Les tassements des remblais peuvent provoquer des fissures dans le revêtement en béton.
- **Impact écologique** : Le canal rectangulaire en béton limite la diversité écologique et l'autoépuration naturelle du cours d'eau.
- **Interaction réduite avec la nappe phréatique** : La forme et les matériaux du canal restreignent l'échange naturel entre la nappe phréatique et le cours d'eau.

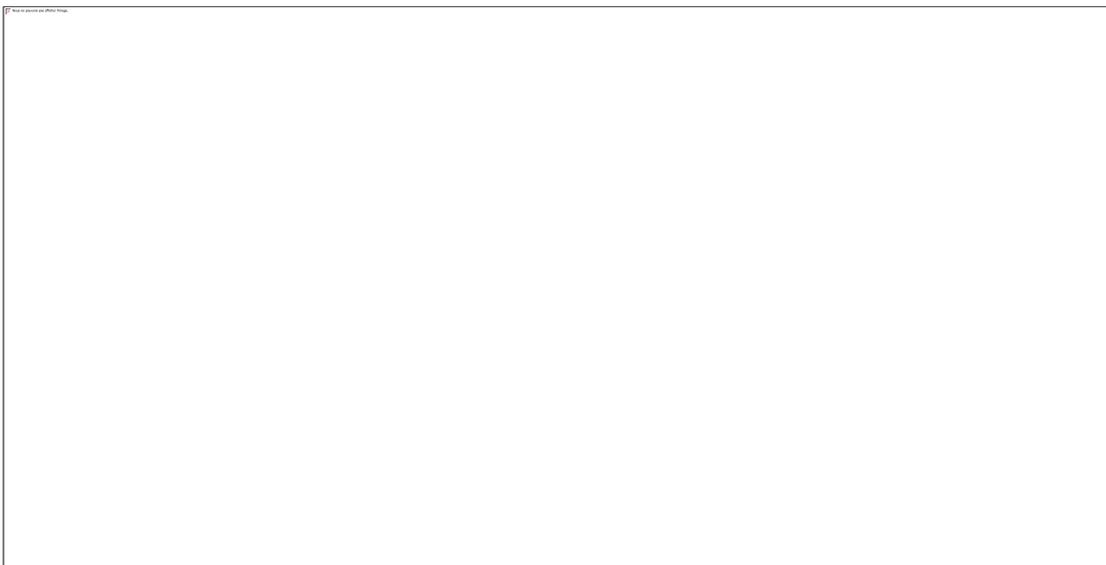


Figure IV-32 : Coupe en travers d'un canal en béton.

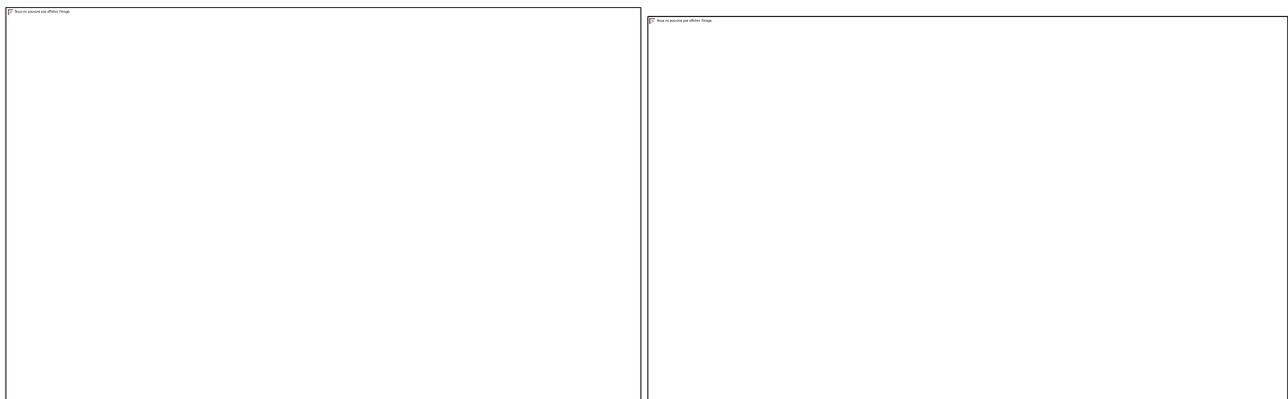
Dimensionnement des canaux en béton :

Le calcul des caractéristiques du canal a été réalisé à l'aide du logiciel **FLOW MASTER**.

Caractéristiques de l'aménagement des canaux en béton armé :

Tableau IV-16 : Caractéristiques et Résultats de calcul de la variante 02

	Variante 02				
	Tançons	Tr1	Tr2	Tr3	Tr4
Caractéristiques	Débit (m ³ /s)	70.9	70.9	70.9	70.9
	La rugosité n	0.014	0.014	0.014	0.014
	La pente (%)	0.012	0.02	0.012	0.018
	Fruit de talus m	0.5	0.5	1	1
	Tirant d'eau (m)	4	5	3	2.5
Résultats	Surface(m ²)	24	15	18	18
	Périmètre (m)	13	10.2	11.5	12
	Largeur(m)	4	4	3	5
	Top largeur(m)	8	6.5	9	10
	Y critique (m)	5.4	4.9	4.5	3.8
	Pente critique (%)	0.003	0.003	0.002	0.002
	Vitesse(m/s)	6.34	6.32	9.5	7.25
	Energie spécifique (m)	9.84	9.32	7.74	6.78
	Nombre de Froude Fr	1.931	2.34	2.176	2.114
	Régime d'écoulement	Supercritical	Supercritical	Supercritical	Supercritical



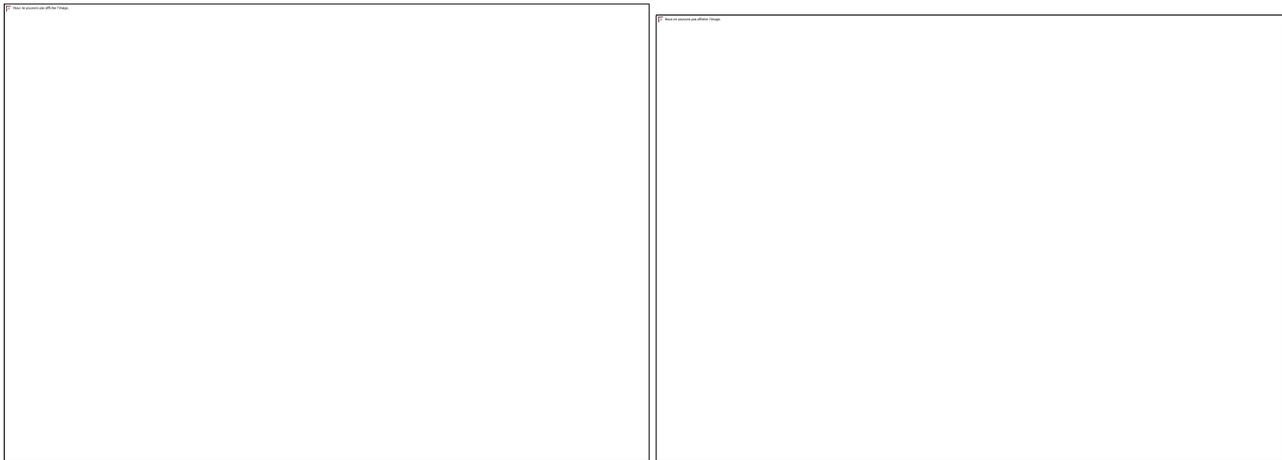


Figure IV-33 : Profil en travers pour le canal en béton armé

Tableau IV-17 : Résultat de la simulation d'écoulement d'un canal trapézoïdale en béton armé (Source : HEC-RAS)

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)	(m ²)	(m)	
2500	182	186.6	186.6	188.31	0.002549	5.78	29.01	8.6	1.01
2400	180.75	184.28	185.35	187.74	0.006508	6.24	20.34	7.53	1.6
2300	179.5	182.79	184.1	186.94	0.00828	7.02	18.58	7.29	1.8
2200	178.25	181.41	182.85	186.01	0.009491	7.5	17.66	7.16	1.93
2100	177	180.08	181.6	184.99	0.01035	7.81	17.09	7.08	2.02
2000	174.86	177.71	179.46	183.7	0.013529	9.56	15.47	6.85	2.3
1900	172.71	175.43	177.31	182.17	0.015837	9.86	14.59	6.72	2.49
1800	170.57	173.21	175.17	180.46	0.017457	9.51	14.07	6.64	2.62
1700	168.43	171.02	173.03	178.62	0.018613	9.93	13.74	6.59	2.7
1600	166.29	168.85	170.89	176.69	0.019434	10.42	13.52	6.56	2.76
1500	164.14	166.68	168.74	174.7	0.020045	10.45	13.37	6.54	2.8
1400	162	164.52	166.6	172.67	0.020442	9.21	13.27	6.52	2.83
1300	160.78	162.74	164.54	170.46	0.021088	10.31	13.62	8.92	3.18
1200	159.56	161.64	163.32	168.24	0.01694	9.38	14.74	9.16	2.86
1100	158.34	160.5	162.1	166.47	0.014746	8.82	15.5	9.33	2.68

1000	157.11	159.32	160.87	164.96	0.013613	8.51	15.95	9.42	2.58
900	155.89	158.13	159.65	163.57	0.012947	8.33	16.24	9.49	2.52
800	154.67	156.93	158.43	162.26	0.012597	8.22	16.4	9.52	2.49
700	153.45	155.72	157.21	160.99	0.012413	8.17	16.49	9.54	2.47
600	152.22	154.49	155.98	159.75	0.012363	8.15	16.52	9.54	2.46
500	151	153.03	154.51	158.44	0.013457	8.3	16.27	10.05	2.59
400	149.25	151.23	152.76	157	0.014728	8.64	15.76	9.95	2.7
300	147.5	149.44	151.01	155.46	0.015607	8.86	15.44	9.89	2.78
200	145.75	147.67	149.26	153.85	0.016211	9.01	15.23	9.85	2.83
100	144	145.91	147.51	152.2	0.016624	9.11	15.1	9.82	2.86

Interprétation :

Selon l'analyse, le régime d'écoulement est critique ($Fr = 1$). La vitesse d'écoulement reste inférieure à la vitesse admissible. Conformément aux exigences du PDAU, la largeur en surface du canal ne dépasse pas 10 m, assurant ainsi une protection efficace contre les inondations. Sur le plan technique, le canal en béton offre une bonne protection.

IV.7.2.1 Conception du canal trapézoïdales béton :

Dans cette variante, le canal est principalement conçu en béton. Le radier et les parois latérales du canal rectangulaire ont une épaisseur de 50 cm, tandis qu'une couche de béton de propreté de 10 cm d'épaisseur est prévue. La figure suivante illustre les dimensions de la section transversale d'un canal rectangulaire.

Tableau IV-18 : Epaisseurs des bétons de la variante 2.

	Epaisseur	Unité
Béton e_b	0.30	m
Béton de propreté e_{bp}	0.15	m

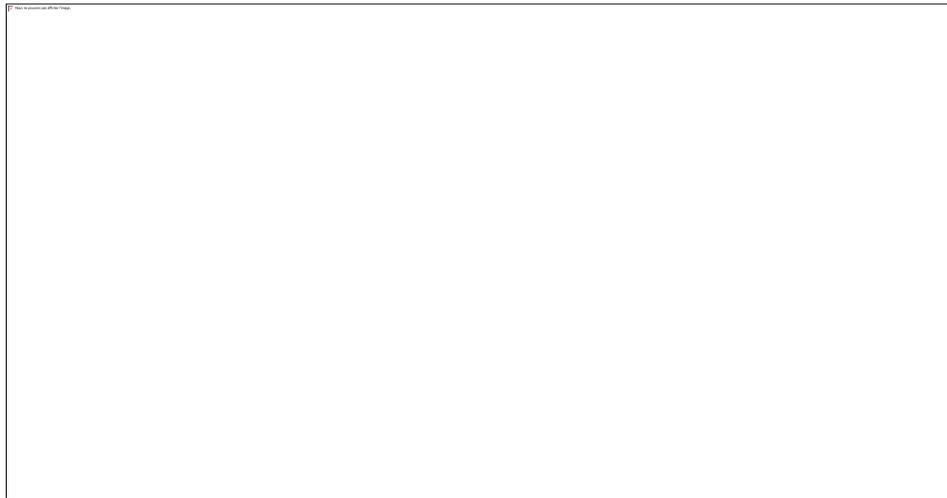


Figure IV-34 : Schéma du canal rectangulaire en béton.

Calcul des sections des bétons de la variante 2 :

Tableau IV-19 : Hauteurs de la variante 2.

	y (m)	R (m)	$Y \approx y+R$ (m)
Tronçon 1	2	0.9	5
Tronçon 2	2	0.9	5
Tronçon 3	1.7	0.9	4
Tronçon 4	2	0.9	3.5

Tableau IV-20 : Sections des bétons du canal de la variante 2.

		L (m)	l (m)	A (m ²)
Tronçon 1	Fond	440	4	1 760.00
	Talus droite	440	5.59	2 459.67
	Talus gauche	440	5.59	2 459.67
Tronçon 2	Fond	700	4	2 800.00
	Talus droite	700	6.71	4 695.74
	Talus gauche	700	6.71	4 695.74
Tronçon 1	Fond	900	3	2 700.00
	Talus droite	900	5.66	5 091.17
	Talus gauche	900	5.66	5 091.17
Tronçon 2	Fond	500	5	2 500.00
	Talus droite	500	4.95	2 474.87
	Talus gauche	500	4.95	2 474.87

Volumes des bétons :

Tableau IV-21 : Volumes des bétons de la variante 2.

			A (m ²)	e (m)	V (m ³)	V totale (m ³)
Béton	Tronçon 1	Fond	1 760.00	0.3	528	11760.8761
		Talus droite	2 459.67	0.3	737.90243	
		Talus gauche	2 459.67	0.3	737.90243	
	Tronçon 2	Fond	2 800.00	0.3	840	
		Talus droite	4 695.74	0.3	1408.7228	
		Talus gauche	4 695.74	0.3	1408.7228	
	Tronçon 3	Fond	2 700.00	0.3	810	
		Talus droite	5 091.17	0.3	1527.3506	
		Talus gauche	5 091.17	0.3	1527.3506	
	Tronçon 4	Fond	2 500.00	0.3	750	
		Talus droite	2 474.87	0.3	742.46212	
		Talus gauche	2 474.87	0.3	742.46212	
Béton de propreté	Tronçon 1	Fond	1 760.00	0.15	264	1464
	Tronçon 2	Fond	2 800.00	0.15	420	
	Tronçon 3	Fond	2 700.00	0.15	405	
	Tronçon 4	Fond	2 500.00	0.15	375	

Tableau IV-22 : Devi estimatif quantitatif

N°	Désignation des travaux	Unité	Quantité	Prix unitaire (DA)	Montant (DA)
1	Déblais	m ³	278943.54	700	195260478
2	Remblais	m ³	641.9	700	449330
3	Béton	m ³	11 760.88	32000	376348034
4	Béton de propreté	m ²	1 464.00	8000	11712000
Montant total					583769842
TVA 19%					110916270
Total TTC					694686112

Résultat

Les canaux en béton se distinguent par leur durabilité exceptionnelle, résistant aux intempéries et à l'usure avec une longue durée de vie et un entretien minimal. Leur faible rugosité et leur étanchéité assurent une efficacité hydraulique optimale en minimisant les pertes d'eau. Adaptables et flexibles, ils peuvent être moulés dans diverses formes et tailles, tout en étant faciles à réparer. Leur solidité structurelle garantit une grande stabilité et renforce la sécurité.

IV.7.3 Variante No 03 : Canal Trapézoïdal en Enrochement

La troisième variante proposée consiste en la construction d'un canal trapézoïdal en enrochement. Ce type d'aménagement est conçu pour offrir une grande capacité hydraulique tout en intégrant des matériaux naturels qui permettent une meilleure adaptation à l'environnement.

Avantages :

- **Intégration écologique** : L'enrochement s'intègre bien dans le paysage et favorise la biodiversité locale.
- **Durabilité naturelle** : Les roches utilisées sont résistantes et durables, ce qui assure une longue vie à l'ouvrage.
- **Adaptabilité aux pentes** : Le canal trapézoïdal en enrochement est particulièrement adapté aux zones avec des pentes importantes et des vitesses d'écoulement élevées.
- **Flexibilité structurelle** : L'enrochement est capable de s'adapter aux mouvements du sol sans compromettre la stabilité de l'ouvrage.
- **Réduction de la vitesse de l'eau** : Grâce à la rugosité naturelle des pierres, le canal aide à réduire la vitesse des courants, ce qui diminue les risques d'érosion.

Inconvénients :

- **Entretien complexe** : Le curage et l'entretien de ce type de canal peuvent être plus difficiles en raison de la structure en roches.
- **Coût de mise en œuvre** : Bien que les matériaux puissent être disponibles localement, leur mise en place requiert une main-d'œuvre qualifiée et peut entraîner des coûts élevés.
- **Points sensibles aux extrémités** : Les extrémités du canal sont vulnérables à l'érosion si l'eau parvient à s'infiltrer derrière les blocs, ce qui pourrait compromettre la stabilité de l'ouvrage.
- **Moins efficace dans les zones urbaines** : Ce type de canal est moins adapté aux environnements fortement urbanisés où l'espace est limité et les exigences esthétiques sont élevées.

IV.7.3.1 Dimensionnement des canaux en enrochement :

Le calcul des caractéristiques du canal a été réalisé à l'aide du logiciel **FLOW MASTER**.

Caractéristiques de l'aménagement des canaux en enrochement :

Tableau IV-23 : Caractéristiques et Résultats de calcul de la variante 03

		Variante 03				
		Tançons	Tr1	Tr2	Tr3	Tr4
Caractéristiques	Débit (m ³ /s)	70.9	70.9	70.9	70.9	70.9
	La rugosité n	0.025	0.025	0.025	0.025	0.025
	La pente (%)	0.014	0.019	0.012	0.012	0.018
	Fruit de talus m	1.5	1	1.5	1.5	1.5
	Tirant d'eau (m)	3.5	3	3	3	2.5
Résultats	Surface(m ²)	26.5	21.2	26.8	26.8	23.3
	Périmètre (m)	15	12.5	14.9	14.9	14.7
	Largeur(m)	3	4	4	5	6
	Top largeur(m)	13	10	10	13.63	13.26

	Y critique (m)	4.2	4.1	3.5	3.3
	Pente critique (%)	0.006	0.006	0.006	0.005
	Vitesse(m/s)	6.41	3.3	2.05	2.71
	Energie spécifique (m)	5.42	6.3	2.05	5.13
	Nombre de Froude Fr	1.48	1.764	1.209	1.756
	Régime d'écoulement	Supercritical	Supercritical	Supercritical	Supercritical

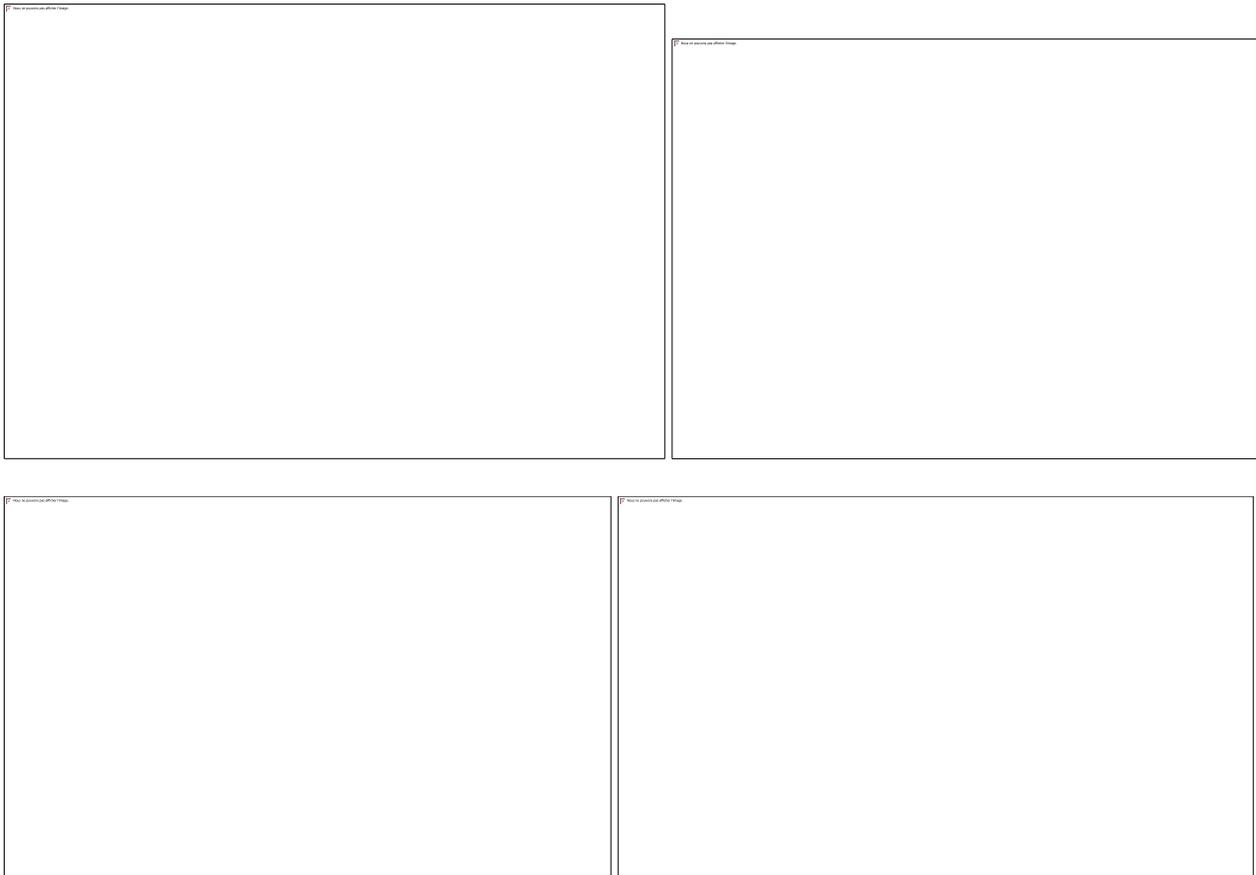


Figure IV-35 : Profil en travers pour le canal en enrochement

Tableau IV-24 : Résultat de la simulation d'écoulement d'un canal trapézoïdale en enrochement (Source : HEC-RAS)

River Sta	Min Ch El (m)	W.S. Elev (m)	Crit W.S. (m)	E.G. Elev (m)	E.G. Slope (m/m)	Vel Chnl (m/s)	Flow Area (m ²)	Top Width (m)	Froude # Chl
2 500	182	185.92	185.92	187.1	0.005668	4.83	34.74	14.75	1
2 400	180.75	184	184.67	186.19	0.012795	6.55	25.62	12.76	1.47
2 300	179.5	182.77	183.42	184.91	0.012447	6.48	25.89	12.82	1.46
2 200	178.25	181.52	182.17	183.67	0.012482	6.48	25.86	12.81	1.46
2 100	177	180.62	181.14	182.5	0.009527	6.07	27.63	11.25	1.24
2 000	174.86	177.89	179.01	181.06	0.019275	7.89	21.26	10.05	1.73

1 900	172.71	175.68	176.86	179.04	0.020834	8.12	20.66	9.93	1.8
1 800	170.57	173.52	174.72	176.93	0.021226	8.17	20.51	9.9	1.81
1 700	168.43	171.38	172.58	174.8	0.021346	8.19	20.47	9.89	1.82
1 600	166.29	169.24	170.44	172.66	0.021369	8.2	20.46	9.89	1.82
1 500	164.14	167.08	168.29	170.52	0.02146	8.21	20.43	9.89	1.82
1 400	162	164.31	165.46	168.06	0.027601	8.58	19.55	11.93	2.14
1 300	160.78	163.57	164.24	165.75	0.01313	6.54	25.66	13.38	1.51
1 200	159.56	162.42	163.02	164.45	0.01199	6.32	26.53	13.57	1.44
1 100	158.33	161.17	161.79	163.24	0.012234	6.37	26.33	13.53	1.46
1 000	157.11	159.96	160.57	162.02	0.012191	6.36	26.37	13.54	1.46
900	155.89	158.74	159.35	160.8	0.012191	6.36	26.37	13.54	1.46
800	154.67	157.52	158.13	159.58	0.012178	6.36	26.38	13.54	1.45
700	153.44	156.28	156.9	158.35	0.012274	6.38	26.3	13.52	1.46
600	152.22	155.06	155.68	157.13	0.012217	6.37	26.35	13.53	1.46
500	151	153.57	154.26	155.81	0.013952	6.62	25.33	13.71	1.56
400	149.25	151.7	152.51	154.25	0.016718	7.07	23.72	13.35	1.69
300	147.5	149.93	150.76	152.54	0.017304	7.16	23.42	13.29	1.72
200	145.75	148.17	149.01	150.8	0.017446	7.18	23.35	13.27	1.73
100	144	146.42	147.26	149.05	0.01747	7.18	23.34	13.27	1.73

Interprétation :

Bien que la vitesse d'écoulement soit adéquate et que le nombre de Froude soit presque toujours supérieur à 1, indiquant un écoulement torrentiel, il a été observé que la largeur en surface dépasse 10 m dans le premier et deuxième tronçon. En raison des contraintes d'urbanisation, cette solution n'est pas adaptée pour le deuxième et troisième tronçon. Toutefois, elle reste applicable aux premiers et derniers tronçons. De plus, la vitesse dépasse la vitesse admissible dans plusieurs sections.

IV.7.3.2 Conception du Canal en Enrochement :

L'enrochement est une technique couramment utilisée pour stabiliser les berges et le fond des cours d'eau. Elle consiste à empiler des blocs de roche provenant de carrières, sans liant en béton, avec une pente de talus relativement faible, généralement de l'ordre de 3/2 à 2/1.

Pour la conception du canal en enrochement destiné à l'aménagement de l'oued Beni Azza, en vue de protéger les villes de Blida et Diar El Bahri contre les crues, le tonnage estimé pour les roches nécessaires varie entre 1 et 1,5 tonne par bloc. Le diamètre médian des blocs de roche utilisés (D50) est d'environ 1 mètre, ce qui assure une stabilité adéquate et une protection efficace contre l'érosion et les débordements.



Figure IV-36 : : Canal en enrochement

Epaisseur orthogonale théorique t_d (m) :

$$T_d = n \cdot D_{50} \quad (IV-10)$$

Volume globale de dimensionnement $\vartheta_{b,d}$ (m³) :

$$\vartheta_{b,d} = A \cdot T_d \quad (IV-11)$$

Avec :

n : nombre de couche $n = 1$.

D₅₀ : Diamètre médian $D_{50} = 0.5$ m.

A : Aire (surface) (m²).

- Calcul des sections d'enrochement de la variante 1

$$A = L \cdot l \quad (IV-12)$$

$$l_{\text{talus}} = Y \sqrt{1 + m^2} \quad (IV-13)$$

Tableau IV-25 : Hauteurs de la variante 3.

	Y (m)	R (m)	Y≈y+R (m)
Tronçon 1	1.8	0.9	4.5
Tronçon 2	1.5	0.9	4
Tronçon 1	1.5	0.9	4
Tronçon 2	2	0.9	3.5

Tableau IV-26 : Sections d'enrochement du canal de la variante 3.

		L (m)	l (m)	A (m ²)
Tronçon 1	Fond	440	3	1 320.00
	Talus droite	440	8.11	3 569.50
	Talus gauche	440	8.11	3 569.50
Tronçon 2	Fond	700	4	2 800.00
	Talus droite	700	5.66	3 959.80
	Talus gauche	700	5.66	3 959.80
Tronçon 1	Fond	900	5	4 500.00
	Talus droite	900	7.21	6 489.99

	Talus gauche	900	7.21	6 489.99
Tronçon 2	Fond	500	6	3 000.00
	Talus droite	500	6.31	3 154.86
	Talus gauche	500	6.31	3 154.86

• Calcul des volumes d'engrochement de la variante 03 :

Tableau IV-27 : Volumes d'engrochement de la variante 3.

		N	D50 (m)	td (m)	A (m ²)	V (m ³)	V totale
Tronçon 1	Fond	1	0.5	0.5	1 320.00	660.00	4 229.50
	Talus droite	1	0.5	0.5	3 569.50	1 784.75	
	Talus gauche	1	0.5	0.5	3 569.50	1 784.75	
Tronçon 2	Fond	1	0.5	0.5	2 800.00	1 400.00	5 359.80
	Talus droite	1	0.5	0.5	3 959.80	1 979.90	
	Talus gauche	1	0.5	0.5	3 959.80	1 979.90	
Tronçon 3	Fond	1	0.5	0.5	4 500.00	2 250.00	8 739.99
	Talus droite	1	0.5	0.5	6 489.99	3 245.00	
	Talus gauche	1	0.5	0.5	6 489.99	3 245.00	
Tronçon 4	Fond	1	0.5	0.5	3 000.00	1 500.00	4 654.86
	Talus droite	1	0.5	0.5	3 154.86	1 577.43	
	Talus gauche	1	0.5	0.5	3 154.86	1 577.43	
Volume total							22 984.14

• Calcul des sections du géotextile de la variante 03 :

Tableau IV-28 : Sections du géotextile de la variante 3.

		A (m ²)	A total (m ²)
Tronçon 1	Fond	1 320.00	45 968.29
	Talus droite	3 569.50	
	Talus gauche	3 569.50	
Tronçon 2	Fond	2 800.00	
	Talus droite	3 959.80	
	Talus gauche	3 959.80	
Tronçon 3	Fond	4 500.00	
	Talus droite	6 489.99	
	Talus gauche	6 489.99	
Tronçon 4	Fond	3 000.00	
	Talus droite	3 154.86	
	Talus gauche	3 154.86	

Tableau IV-29 : Devi estimatif quantitatif

N°	Désignation des travaux	Unité	Quantité	Prix unitaire (DA)	Montant (DA)
1	Déblais	m3	359363.13	250	89840782.5
2	Remblais	m3	2.62	700	1834
3	Enrochement	m3	22 984.14	15000	344762151
4	Géotextile	m ²	45 968.29	5000	229841434
Montant total					664446201
TVA 19%					126244778
Total TTC					790690980

Résultat :

Cette variante de canal trapézoïdal en enrochement n'est pas applicable en raison de contraintes techniques, le respect des dimensions hydrauliques. En plus d'être coûteuse en matériaux, elle nécessite une main-d'œuvre qualifiée, ce qui augmente les coûts et rend cette solution moins adaptée, notamment en zones urbanisées.

IV.8 Choix de la variante d'aménagement :

Pour choisir entre les variantes, il est nécessaire de faire un choix technico-économique. Pour ce faire, nous devons d'abord comparer les différentes variantes entre elles.

Nous allons utiliser une combinaison des variantes pour faire un choix technico-économique optimal pour chaque tronçon de l'oued.

1. Tronçons 1 et 2 :

- **Occupation du sol :** zone urbanisée.
- **Choix :** Utiliser le béton.
- **Raisons :** Le béton est plus adapté dans les zones urbanisées car il est durable et résistant à l'usure. Il peut supporter les contraintes de l'urbanisation, comme le passage fréquent de véhicules ou d'autres pressions. Il nécessite également moins d'entretien à long terme, ce qui est important dans les zones avec beaucoup de constructions et de trafic.

2. Tronçons 3 et 4 :

- **Occupation du sol :** zone agricole
- **Choix :** Utiliser des gabions.
- **Raisons :** Les gabions sont moins coûteux et bien adaptés aux zones agricoles où les conditions sont moins sévères. Ils permettent aussi une intégration naturelle dans le paysage et peuvent être facilement réparés si nécessaire. De plus, ils offrent une bonne stabilité pour des terrains agricoles.

En résumé, pour les zones urbaines où le béton est plus adapté en raison de sa robustesse et de son faible besoin d'entretien, et pour les zones agricoles où les gabions sont plus économiques et adaptés à l'environnement, ce choix permet de répondre efficacement aux besoins spécifiques de chaque tronçon.

Tableau IV-30 : Devi estimatif quantitatif

Devi estimative et quantitatif					
1	Déblais	m3	109548.115	250	27387028.66
2	Remblais	m3	143.320571	700	100324.3995
3	Gabion	m3	22 300.00	5000	111500000
4	Géotextile	m2	32100	5000	160500000
3	Béton	m3	5 661	32000	181160016.5
4	Béton de propreté	m3	684	8000	5472000
Montant total					486119369.6
TVA 19%					92362680.22
Total TTC					578482049.8

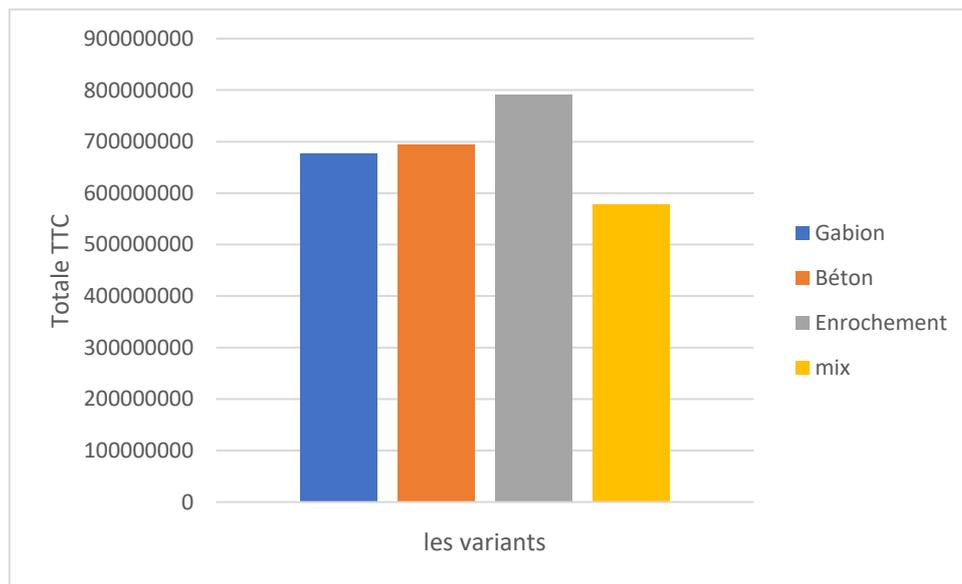


Figure IV-37 : Histogramme présente les coûts des variantes

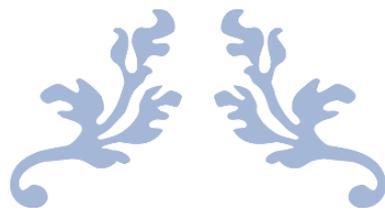
IV.9 Conclusion :

L'étude développée dans ce chapitre, portant sur la protection des villes de Blida et de Diar El Bahri contre les risques d'inondations de l'Oued Beni Azza, cette étude joue un rôle essentiel dans la conception des aménagements nécessaires. En intégrant une compréhension solide des principes de l'hydraulique et en appliquant les notions, lois et équations appropriées, ce chapitre a permis de concevoir et de dimensionner des mesures de protection efficaces.

Trois variantes d'aménagement ont été explorées pour l'Oued Beni Azza : un profil trapézoïdal en gabion, un profil trapézoïdal en béton, et un profil trapézoïdal en enrochement. L'évaluation technico-économique a révélé que la solution mixte, combinant le gabion et le béton,

est la plus appropriée pour assurer la sécurité des habitants des communes concernées et protéger leurs biens contre les crues centennales de l'Oued Beni Azza.

Ainsi, ce chapitre a permis de déterminer des solutions d'aménagement adaptées et durables, répondant aux spécificités des différents tronçons de l'Oued Beni Azza et visant à minimiser les risques d'inondations.



**CHAPITRE V : Etude Détaillée de la variant
d'aménagement adopté**



V.1 Introduction :

Dans ce chapitre, nous examinerons en détail la variante adoptée pour l'aménagement de l'oued Beni Azza, qui consiste en une combinaison d'un canal trapézoïdal en béton et d'un canal trapézoïdal en gabion. Cette variante a été choisie principalement pour maîtriser les crues centennales, tout en assurant la sécurité des habitants et de leurs biens le long de ce cours d'eau, dans les villes de Blida et Diar El Bahri et des terrain agricole, situées dans la wilaya de Blida.

V.2 Détails de la Variante Adoptée

Dans cette section, nous présenterons la variante d'aménagement retenue pour protéger les villes de Blida et Diar El Bahri contre les inondations de l'oued Beni Azza. Cette solution mixte comprend deux tronçons : un canal trapézoïdal en béton pour le premier tronçon et un canal en gabion pour le second, chacun ayant des pentes spécifiques. Cette approche a été choisie après une étude technico-économique, visant à éviter les risques d'inondations tout en assurant une gestion optimale de l'oued Beni Azza.

- **Le tronçon A (béton) :** de l'oued Beni Azza, qui sera aménagé en canal trapézoïdal en béton, s'étend sur une longueur totale de 1,40 km. Il commence au pont de la route N1 et traverse plusieurs infrastructures majeures, notamment le pont de la route N29, deux ponts pour véhicules légers et piétons, ainsi que le pont du chemin de fer Alger-El Affroun. La rive droite de ce tronçon est caractérisée par une urbanisation dense, comprenant une zone urbaine et une zone d'activité, tandis que la rive gauche abrite une zone industrielle en amont et une zone agricole en aval, selon le PDAU de Blida. Cette urbanisation accrue, combinée à l'importance des infrastructures traversées, justifie le choix d'un aménagement en béton pour assurer une protection maximale contre les inondations.
- **Le tronçon B (gabion) :** de l'oued Beni Azza, qui sera aménagé en canal trapézoïdal en gabion, s'étend sur 1,135 km. La rive droite est occupée d'abord par la ville de Diar El Bahri, puis par une base logistique en aval. La rive gauche est constituée de terrains agricoles qu'il est essentiel de protéger. Le choix du gabion pour l'aménagement de ce tronçon permet de renforcer les berges tout en s'intégrant harmonieusement dans ce contexte, combinant zones urbanisées et agricoles.

Pour le fonctionnement de cette variante adoptée, nous commencerons par procéder au calcul de la stabilité des talus afin d'assurer une protection efficace des berges. Il est également crucial de prendre en compte les quatre ponts dans nos calculs pour garantir la stabilité et l'efficacité de l'aménagement dans une étude génie-civil. Nous allons ensuite étudier les tronçons A et B séparément. Pour chaque tronçon, nous analyserons les aspects spécifiques de la stabilité des talus et de l'impact des ponts sur l'aménagement.

Enfin, nous ajusterons les paramètres et effectuerons les simulations dans HEC-RAS pour affiner notre analyse et valider les résultats obtenus.

V.3 Étude génie-civile :

Dans le cadre de l'aménagement de l'oued Beni Azza, l'étude de génie civil se concentre sur deux aspects clés la stabilité des talus et la protection des ponts avec des dalots.

En génie civil, la précision dans le calcul et le dimensionnement des ouvrages est essentielle. Les interactions entre différents systèmes physiques de protection peuvent poser des problèmes complexes, particulièrement en cas de séisme, et peuvent entraîner des dommages significatifs. Les principales interactions à prendre en compte sont les suivantes :

- **Interaction fluide-structure :** Ce type de couplage se produit entre un fluide et une structure, où les forces aérodynamiques (F_a) s'exercent sur la surface mouillée (S_m) d'un solide (SS). Sous l'influence du fluide (FF), caractérisé par son champ de vitesse et de pression, le solide se déplace et/ou se déforme. Ce couplage crée un cycle d'interactions où le déplacement ou la déformation du solide modifie le champ d'écoulement du fluide, influençant ainsi la direction et l'intensité des forces aérodynamiques. La nature de cette interaction dépend du système étudié, et il est possible de se concentrer uniquement sur l'influence du fluide sur le solide, ou vice versa. Une modification de l'un des paramètres (F_a , FF , S_m ou SS) peut potentiellement déstabiliser l'ensemble.
- **Interaction sol-structure :** Cette interaction décrit les situations où le comportement d'une structure ne peut être évalué correctement sans prendre en compte le comportement du sol avec lequel elle est en contact. L'analyse de cette interaction a pour objectif de déterminer l'impact des actions du sol sur la structure, en particulier les pressions de contact en fonction de la déformation de la structure. Cette approche permet de vérifier et de dimensionner correctement la structure en s'assurant que les prévisions du comportement du sol sont cohérentes avec la réponse de la structure, notamment en ce qui concerne les déformations.
- **Interaction fluide-structure-sol :** Dans certains cas, les interactions entre le fluide, la structure et le sol doivent être considérées simultanément. Les champs de température et de contrainte interagissent au sein du même système, rendant l'analyse encore plus complexe et nécessitant une approche intégrée pour évaluer les effets combinés de ces interactions sur l'ouvrage.

V.3.1 Action et sollicitation :

En génie civil, les notions d'action et de sollicitation sont essentielles pour la conception et le dimensionnement des structures. Elles assurent que les structures pourront résister aux diverses forces et contraintes auxquelles elles seront exposées au cours de leur utilisation.

V.3.2 Actions :

En génie civil, les actions (ou charges) sont les forces externes qui s'exercent sur une structure. Elles se répartissent en plusieurs catégories :

- **Charges Permanentes (G) :** Ces charges, constantes dans le temps, incluent le poids propre des éléments structurels (poutres, colonnes, murs) et des matériaux de construction

(revêtements de sol, cloisons). Les équipements fixes, comme les systèmes HVAC et les ascenseurs, en font également partie.

- **Charges Temporaires (Q) :** Variables en intensité et en position, ces charges comprennent les charges d'exploitation (personnes, meubles, véhicules) et les charges climatiques (neige, vent, pluie). Elles incluent également les charges de construction temporaires, comme les échafaudages et les matériaux stockés.
- **Charges Accidentelles (A) :** Imprévues et de courte durée, ces charges proviennent d'événements exceptionnels tels que les séismes, les impacts, les explosions, et les incendies.
- **Charges Hydrauliques :** Liées à la pression exercée par l'eau ou d'autres liquides, ces charges incluent la pression hydrostatique (eau statique), la pression hydrodynamique (eau en mouvement), les forces d'inondation, et la flottabilité qui tend à faire flotter une structure immergée.

V.3.2.1 Sollicitations :

Les sollicitations sont les efforts (effort normal, effort tranchant) et les moments (moment de flexion, moment de torsion) générés par les actions sur les éléments d'une structure. Elles sont généralement calculées à l'aide d'un modèle élastique linéaire. Lorsque la géométrie des pièces le permet, les méthodes de la résistance des matériaux sont appliquées pour évaluer ces sollicitations.

V.3.3 Étude génie-civile pour le canal en béton

Le tronçon de l'oued Beni Azza, aménagé en canal trapézoïdal en béton de 4 mètres de largeur et 5 mètres de profondeur sur 1,45 km, commence au pont de la route N1 et traverse plusieurs infrastructures majeures, y compris les ponts des routes N29 et le chemin de fer Alger-El Affroun. La rive droite est densément urbanisée avec des zones urbaine et d'activité, tandis que la rive gauche comprend une zone industrielle en amont et une zone agricole en aval. Cet aménagement est crucial pour protéger ces zones contre les inondations.

V.3.4 Caractéristiques des matériaux :

V.3.4.1 Béton :

Le béton est un matériau composite couramment utilisé en construction, composé de ciment, de granulats (comme le sable et le gravier), et d'eau. Lors du mélange, le ciment réagit avec l'eau, durcissant et liant les granulats. Bien que le béton soit peu résistant en traction, il supporte des efforts de compression élevés. Pour pallier cette faiblesse, des armatures en acier sont ajoutées dans les zones sollicitées en traction, créant ainsi du béton armé. Ce matériau est prisé en génie civil pour sa forte résistance à la compression et sa durabilité nécessitant peu d'entretien.

V.3.4.2 Comportement du Béton et des Armatures :

Le béton, durant son processus de durcissement, subit des phénomènes de retrait et de fluage.

- **Le retrait** : est une contraction dimensionnelle due à la perte d'eau, qui varie selon les conditions climatiques : allant de $1,5 \times 10^{-4}$ dans les régions très humides à 5×10^{-4} dans les régions très sèches.
- **Le fluage** : quant à lui, est une déformation progressive sous charge constante, avec des modules d'élasticité instantanée et différée calculés en fonction de la résistance du béton.
- **Les armatures en acier** : jouent un rôle crucial, avec une haute résistance et une bonne ductilité. Elles sont indispensables pour renforcer le béton, particulièrement en traction, et doivent présenter une adhérence élevée et une limite élastique ne dépassant pas 500 MPa.

V.3.4.3 Étude de stabilité :

Pour garantir la stabilité du canal trapézoïdal de l'oued Beni Azza, il est indispensable de procéder à une évaluation approfondie. Cette analyse vise à assurer la sécurité de l'ouvrage en évitant les risques d'érosion excessive et de débordement, tout en optimisant le transport du débit d'eau. La stabilité du canal est influencée par plusieurs facteurs, tels que sa géométrie, le matériau utilisé pour le revêtement, la vitesse de l'eau et les conditions environnementales. Pour cette évaluation, deux approches complémentaires ont été employées : la méthode classique, qui repose sur des calculs analytiques traditionnels, et la méthode mixte, intégrant à ces calculs des simulations numériques pour obtenir une analyse plus précise et détaillée.

V.3.4.4 Données géométriques sur les matériaux du canal :

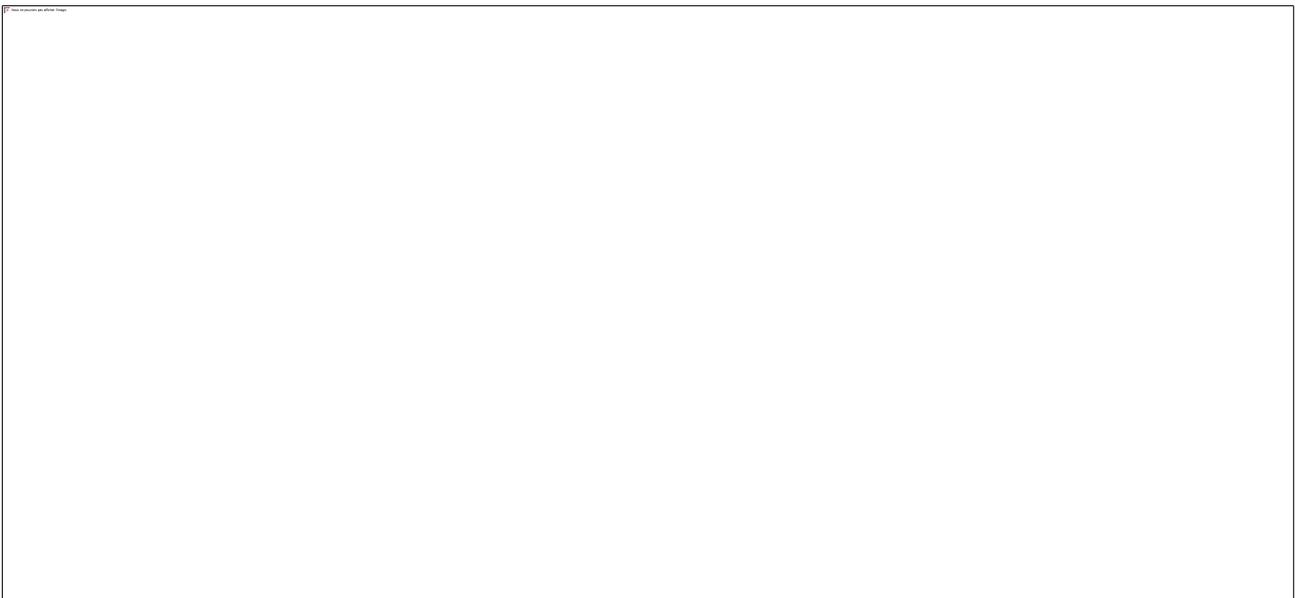


Figure V-1 : schéma des forces agissant sur la stabilité du canal trapézoïdal

Données géométriques sur les matériaux du canal tronçon 1 :

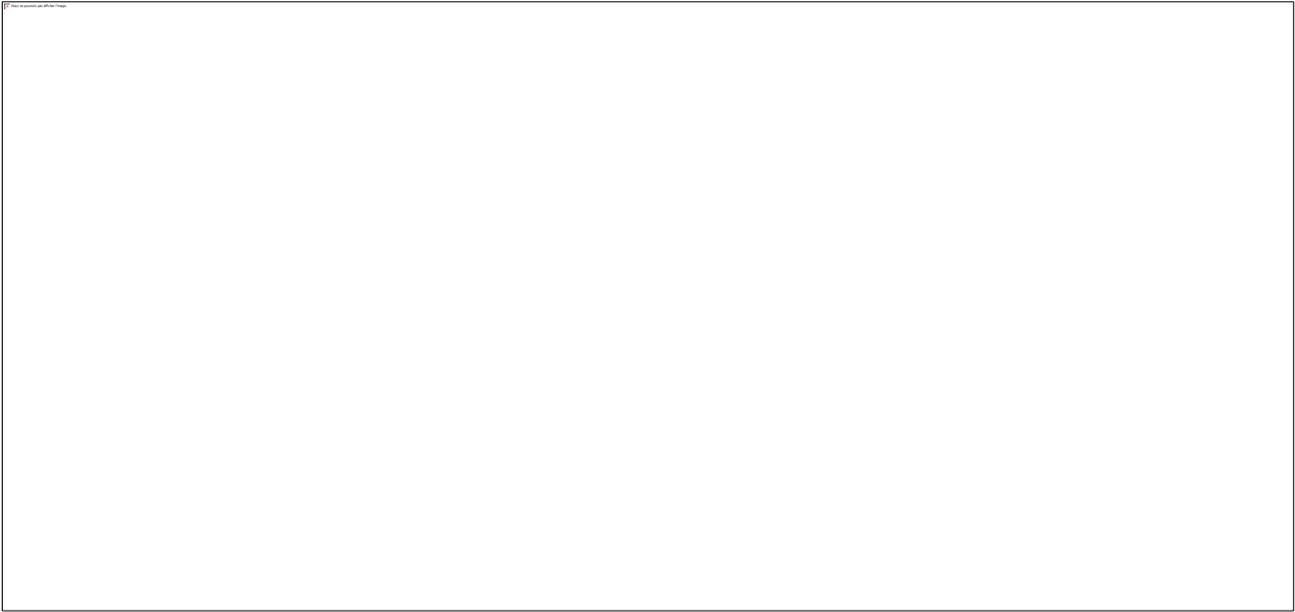


Figure V-2 : La géométrie du canal.

$$B=4\text{m};$$

$$H=5.5\text{m};$$

$$H_w=4\text{m};$$

$$e_1 = 0.3;$$

$$H' = H - h = 5\text{m};$$

$$\varphi = 30^\circ;$$

$$B_{\text{miroir}} = b + 2 * m * H = 9.65\text{m}$$

$$m = 0.5 ;$$

$$\gamma_b = 2.5 \text{ t/m}^3 ;$$

$$\gamma_w = 1 \text{ t/m}^3 ;$$

$$\gamma_t = 1.8 \text{ t/m}^3.$$

1. Calcul des forces représentées sur le schéma :

- $P_r = S_{\text{trapeze}} * 1.00(\text{ml}) * \gamma_b = \left(\left(\frac{b+(b+e)}{2} \right) * h * 1.00 \right) * \gamma_b = 8.3\text{t}$
- $p_v = S * 1.00(\text{ml}) * \gamma_b = (e * h * 1.00) * \gamma_b = 3.75\text{t}$
- $P_w = \left(1 * \frac{(b-e)+B_{\text{miroir}}}{2} * h_w * 1.00 \right) * \gamma_w = 6.675\text{t}$
- $F_w = \frac{1}{2} \gamma_w * h_w^2 * \sin 26.57^\circ = 8.3\text{t}$
- $F_{wv} = S_{\text{triangle}} * 1.00 * \gamma_w = \left(\frac{b' * h_w}{2} * 1.00 \right) * \gamma_w = 7.6\text{t}$
- $F_t = \frac{1}{2} A * \gamma_t * H^2 = 9.95 \text{ t}$

Tel que :

$$A = \tan \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right) = 0.33$$

- $F_s = A * S * H = 0.93 \text{ t}$

Vérification de la stabilité :

Les forces horizontales sont appliquées de façon symétrique de chaque côté du canal, ce qui prévient les risques de renversement et de glissement d'un point de vue statique. Cependant, il est crucial de vérifier la stabilité au poinçonnement en utilisant la loi suivante :

$$\frac{\sum F_v}{(100 * b)} = \frac{P_w + P_r + (P_v * 2) + (F_w * 2)}{100 * b} = 0.14 \text{ t/m}^2 = 0.014$$

D'où :

$$0.014 \text{ bar} < \delta_{sol} = 0.8 \text{ bar}$$

Notre ouvrage est stable.

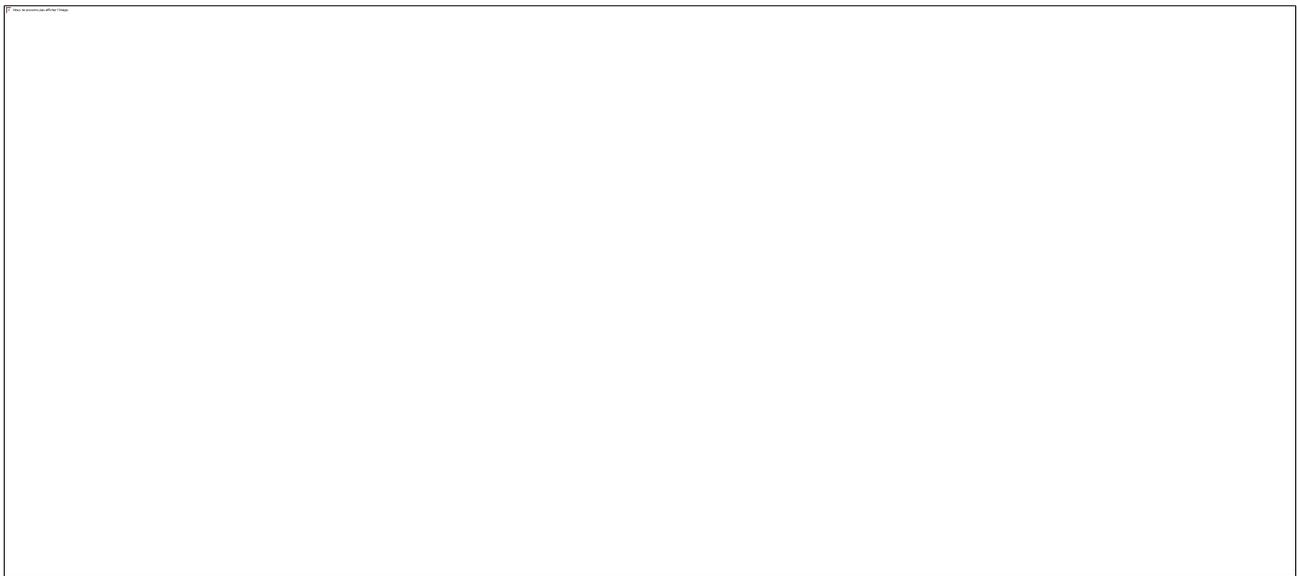
Données géométriques sur les matériaux du canal tronçon 2 :

Figure V-3 : La géométrie du canal.

$$b = 4\text{m};$$

$$H = 6.5\text{m};$$

$$h_w = 5\text{m};$$

$$e_1 = 0.3;$$

$$H' = H - h = 6\text{m};$$

$$\varphi = 30^\circ;$$

$$B \text{ miroir} = b + 2 * m * H = 10.05\text{m}$$

$$m = 0.5;$$

$$\gamma_b = 2.5 \text{ t/m}^3;$$

$$\gamma_w = 1 \text{ t/m}^3;$$

$$\gamma_t = 1.8 \text{ t/m}^3$$

1. Calcule des forces représenter sur le schéma :

$$\bullet P_r = S_{\text{trapeze}} * 1.00(\text{ml}) * \gamma_b = \left(\left(\frac{b + (b + e)}{2} \right) * h * 1.00 \right) * \gamma_b = 8.3\text{t}$$

$$\bullet p_v = S * 1.00(\text{ml}) * \gamma_b = (e * h * 1.00) * \gamma_b = 4.5\text{t}$$

- $P_w = \left(1 \frac{(b-e)+B_{\text{miroir}}}{2} * h_w * 1.00\right) * \gamma_w = 7.175t$
- $F_w = \frac{1}{2} \gamma_w * h_w^2 * \sin 26.57^\circ = 12.88t$
- $F_{wv} = S_{\text{triangle}} * 1.00 * \gamma_w = \left(\frac{b' * h_w}{2} * 1.00\right) * \gamma_w = 9.4t$
- $F_t = \frac{1}{2} A * \gamma_t * H^2 = 13.37 t$

Tel que :

$$A = \tan\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right) = 0.33$$

- $F_s = A * S * H = 1.09 t$

Vérification de la stabilité :

Les forces horizontales sont appliquées de façon symétrique de chaque côté du canal, ce qui prévient les risques de renversement et de glissement d'un point de vue statique. Cependant, il est crucial de vérifier la stabilité au poinçonnement en utilisant la loi suivante :

$$\frac{\sum F_v}{(100 * b)} = \frac{P_w + P_r + (P_v * 2) + (F_w * 2)}{100 * b} = 0.107 t/m^2 = 0.0107 \text{ bar}$$

D'où :

$$0.0107 \text{ bar} < \delta_{sol} = 0.8 \text{ bar}$$

Notre ouvrage est stable.

V.3.5 Le ferrailage du canal :

Le ferrailage, ou armature, est constitué de barres, de treillis ou de cadres en acier intégrés dans le béton avant le coulage. Ces armatures ont pour rôle de prendre en charge les efforts de traction, de compression et de cisaillement que le béton, par lui-même, ne peut pas supporter de manière efficace.

V.3.5.1 Rôle du Ferrailage :

- **Résistance à la Traction :** Le béton, bien qu'efficace en compression, est peu performant en traction. Le ferrailage renforce la résistance du béton aux forces de traction, augmentant ainsi la capacité de la structure à supporter des charges tirantes.
- **Prévention des Fissures :** Les armatures aident à répartir les contraintes dans le béton, ce qui réduit le risque de fissuration et améliore la durabilité de la structure.
- **Stabilité Structurelle :** En renforçant le béton, le ferrailage augmente la stabilité et la longévité du canal, même dans des conditions d'utilisation intensive ou face à des variations climatiques et géologiques.
- **Distribution des Charges :** Le ferrailage assure une répartition uniforme des charges sur toute la structure, ce qui optimise la performance et la sécurité du canal en améliorant la gestion des forces appliquées.

Ferrailage des voiles :

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



Figure V-4 : Schéma de coupe longitudinale du voile.

À l'ELU :

$$M_{\text{encastrement}} = 1,35 \left(Pt \times \frac{l_1}{3} \right) + 1,5 \times Fh \times \left(\frac{H - ep}{2} \right) = 253.52 \text{ KN.m}$$

$$\mu = 0.00679 < \mu_r = 0.186 \text{ alors } A'_s = 0$$

Calcul de section de ferrailage :

$$A_s = 2.16 \text{ cm}^2 \text{ On choisit } 3\emptyset 10 \text{ A choisie} = 2.36 \text{ cm}^2$$

$$A_{rep} = \frac{A_{choisie}}{4} = 0.54 \text{ cm} \text{ notre choix est } 2\emptyset 6,$$

Alors :

$$A_{sc} = 10.05 \text{ cm}^2 \text{ et } A_{rep} = 3.93 \text{ cm}^2$$

V.3.6 Les Ouvrages De Traversées :

Notre oued traverse 4 ouvrages routiers, tels que des ponts, des routes, et une cheminée reliant Alger à El Affroun. Cependant, n'ayant pas les dimensions et hauteurs exactes de ces structures, nous proposons l'installation de dalots ou de canaux rectangulaires, dimensionnés selon le débit véhiculé,

pour les traversées des routes et des ponts. Un revêtement en béton spécifique sera proposé pour éviter l'érosion autour des ponts, des piles, ainsi que des cheminées.

V.3.6.1 Les types des dalots :

Les types de dalots peuvent être classés en quatre catégories principales :

- **Dalots en béton préfabriqué :**

Dalots rectangulaires : Ils sont utilisés pour des capacités de drainage plus importantes.

Dalots circulaires : Aussi appelés buses, ils conviennent aux débits d'eau modérés.

- **Dalots en béton coulé sur place :**

Dalots simples : Composés d'une seule ouverture pour l'écoulement de l'eau.

Dalots multiples : Dotés de plusieurs ouvertures parallèles pour gérer des volumes d'eau plus élevés.

- **Dalots métalliques :**

Dalots en acier ondulé : Conçus pour des environnements corrosifs, où la durabilité est primordiale.

- **Dalots en matériaux composites :**

Dalots en plastique renforcé de fibre de verre (FRP) : Légers et résistants à la corrosion, ces dalots sont utilisés pour des applications spécifiques.

V.3.6.2 Processus de montage des dalots :

Le processus de montage des dalots passe par les étapes suivantes :

- **Étude et Conception :**

Étude du site : Analyse des conditions hydrologiques et géologiques du terrain.

Conception : Détermination des dimensions et des matériaux adéquats selon le débit d'eau à évacuer et les charges supportées.

- **Préparation du Site :**

Excavation : Creuser la tranchée conformément aux dimensions prévues.

Nivellement : S'assurer que le fond de la tranchée est bien nivelé et compacté.

- **Installation :**

Pose de la base : Installer une fondation en béton ou en gravier compacté.

Assemblage des segments : Assembler et sceller les segments préfabriqués ou, en cas de dalot coulé sur place, installer un coffrage.

Coulée du béton : Pour les dalots coulés sur place, couler le béton dans le coffrage et attendre le durcissement.

- **Finition et Vérification** :

Étanchéité : S'assurer que les joints sont bien scellés pour prévenir les fuites.

Remblaiement : Remblayer autour du dalot avec du gravier ou du sable pour assurer sa stabilité.

Test et Inspection : Vérifier la capacité du dalot à évacuer l'eau et inspecter l'installation.

- **Aménagement Paysager** :

Restauration du site : Remettre en état le terrain autour du dalot en replantant la végétation ou en réinstallant les revêtements nécessaires pour intégrer la structure dans son environnement naturel.

V.3.6.3 Les ouvrage de traversé du premier cours d'eau () :

Pour le premier cours d'eau, on propose le dimensionnement suivant, qui est basé sur les résultats obtenus par le logiciel FLOW MASTER (voir la figure 35) :

- La pente du projet : 0.02
- La profondeur normale : 5 m
- Nombre des dalots (2×5.5×1.5) : 2
- Débit véhiculé : 83.8 m³/s

Tableau V-1 : Résultats de calcul du nombre des dalots nécessaire

Nombre de dalot	Section (m ²)	Débit (m ³ /s)
1	10	63.8
2	20	168

Remarque : Il convient de noter que les dimensions des dalots initialement prévues ne sont pas réalisables en raison de certaines contraintes techniques. Une adaptation des plans pourrait être nécessaire.

V.3.7 Étude génie-civile pour le canal en Gabion :

V.3.7.1 Gabions :

Les gabions sont des cages en fil métallique remplies de pierres, utilisées pour les soutènements et la protection contre l'érosion. Leur structure flexible et perméable les rend adaptés aux zones sujettes aux mouvements de terrain, réduisant la pression hydrostatique et offrant une bonne stabilité.

V.3.7.2 Comportement des Gabions :

Les gabions, bien que simples en apparence, présentent des caractéristiques mécaniques spécifiques qui dépendent de la qualité des matériaux utilisés et de la conception de la structure :

- **Flexibilité et perméabilité** : Leur structure flexible permet aux gabions de se déformer sans perdre leur efficacité, idéale pour les zones avec mouvements de terrain. Leur perméabilité réduit la pression hydrostatique, améliorant la stabilité.
- **Résistance à l'érosion** : Ils protègent efficacement contre l'érosion en dissipant l'énergie des flux d'eau, réduisant ainsi les risques d'endommagement.
- **Durabilité** : Bien qu'ils nécessitent peu d'entretien, leur longévité dépend de la qualité des matériaux, notamment la résistance à la corrosion des fils métalliques et la robustesse des pierres.

V.3.7.3 Étude de la Stabilité des Gabions :

Pour le calcul de vérification de stabilité on va montrer que le canal est stable au :

1. Glissement
2. Renversement
3. Poinçonnement

V.3.7.4 Logiciel Geo5 :

Geo5 est un logiciel spécialisé en génie civil et en géotechnique, conçu pour la conception et l'analyse de structures ainsi que pour les projets géotechniques. Il offre une suite complète d'outils et de modules permettant aux ingénieurs et aux concepteurs de traiter divers aspects du génie civil. Parmi ses fonctionnalités, Geo5 permet l'analyse de la stabilité géotechnique, la conception de fondations, les murs de soutènement, ainsi que l'évaluation des charges sismiques et des vibrations. En fournissant des analyses et des conceptions précises et actualisées, Geo5 est un outil indispensable pour répondre aux exigences croissantes et évolutives du génie civil et de la géotechnique.

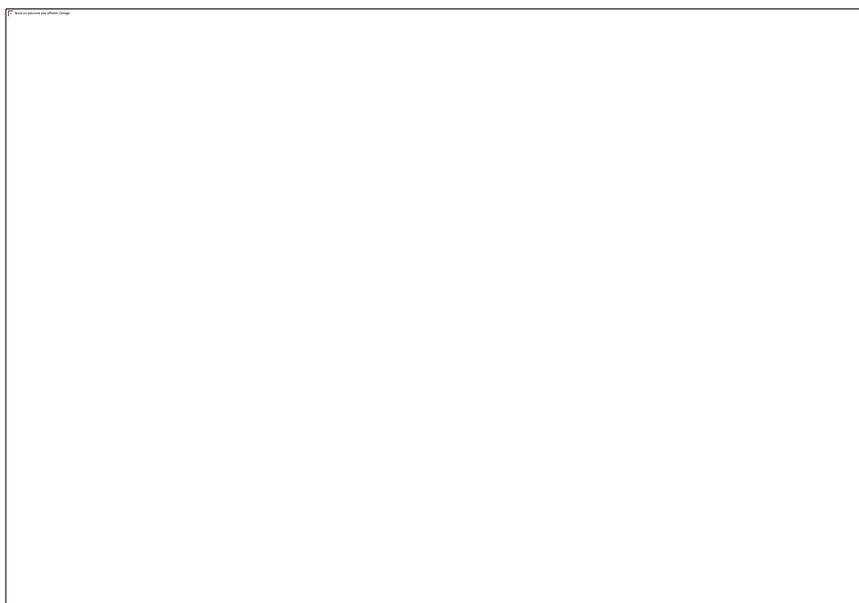


Figure V-5 : Interface du programme Géo5

Nous obtenons la stabilité grâce au logiciel Geo 5 :

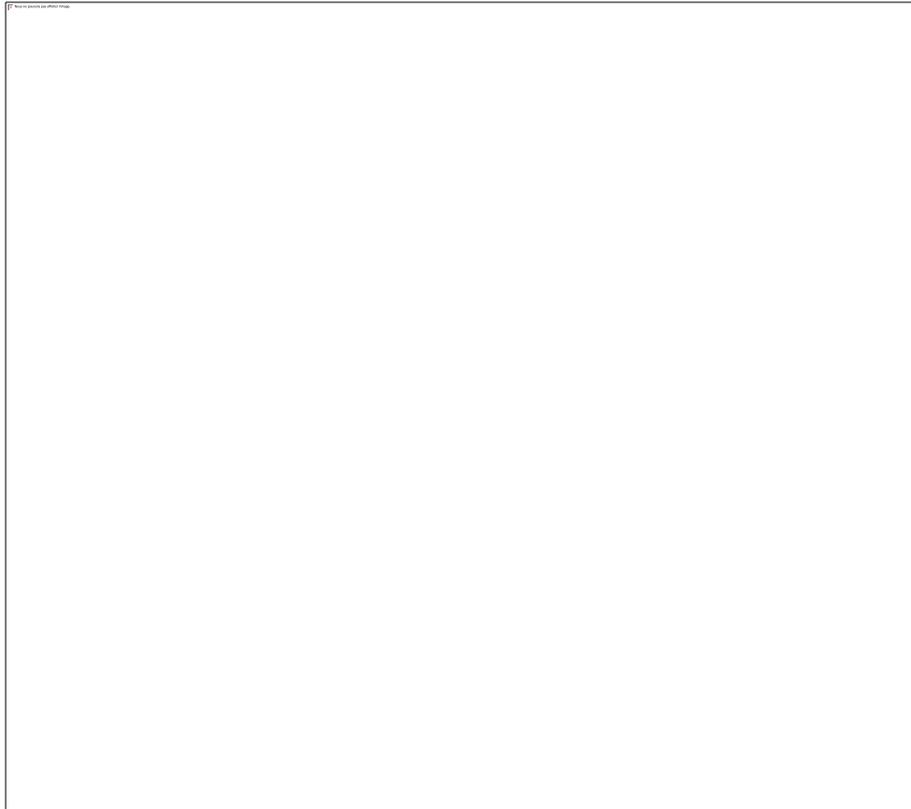


Figure V-6 : Caractéristiques géotechniques du sol

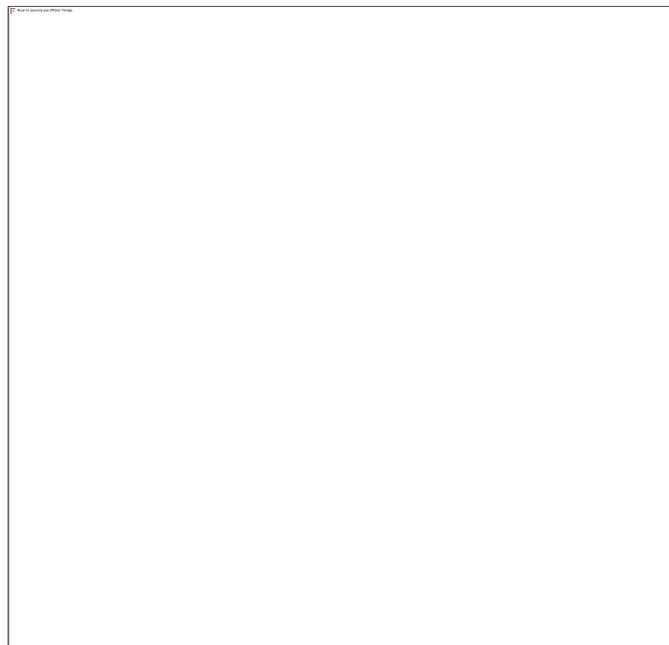


Figure V-7 : Caractéristiques géotechniques du gabion

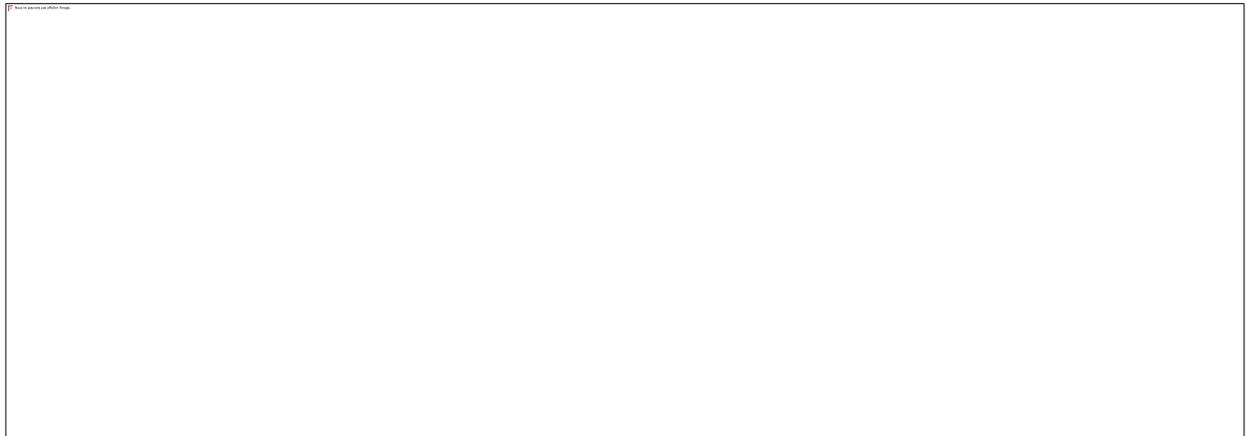
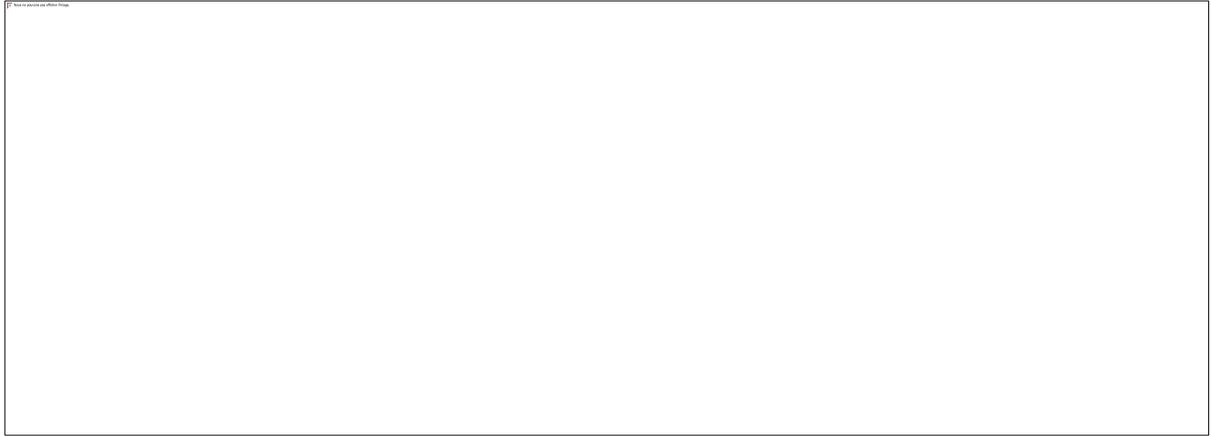


Figure V-8 : Géométrie du mur en gabion

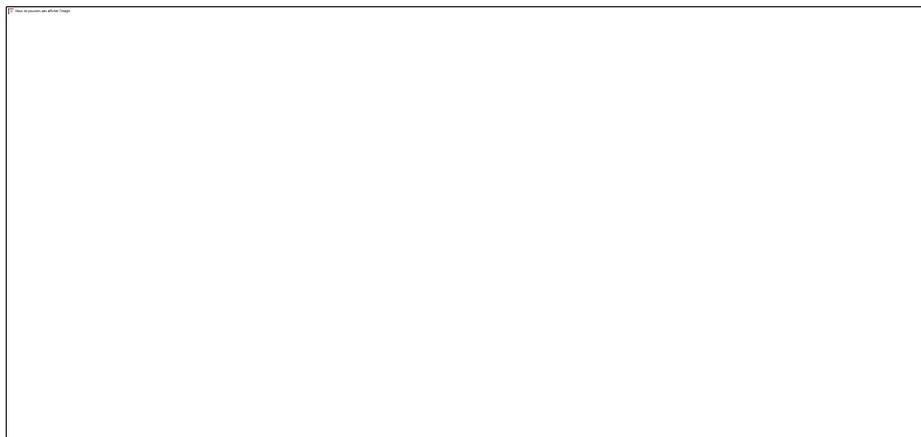


Figure V-9 : Géométrie du mur en gabion en 3D

Les résultats obtenus pour la stabilité



Figure V-10 : Les résultats obtenus pour la stabilité

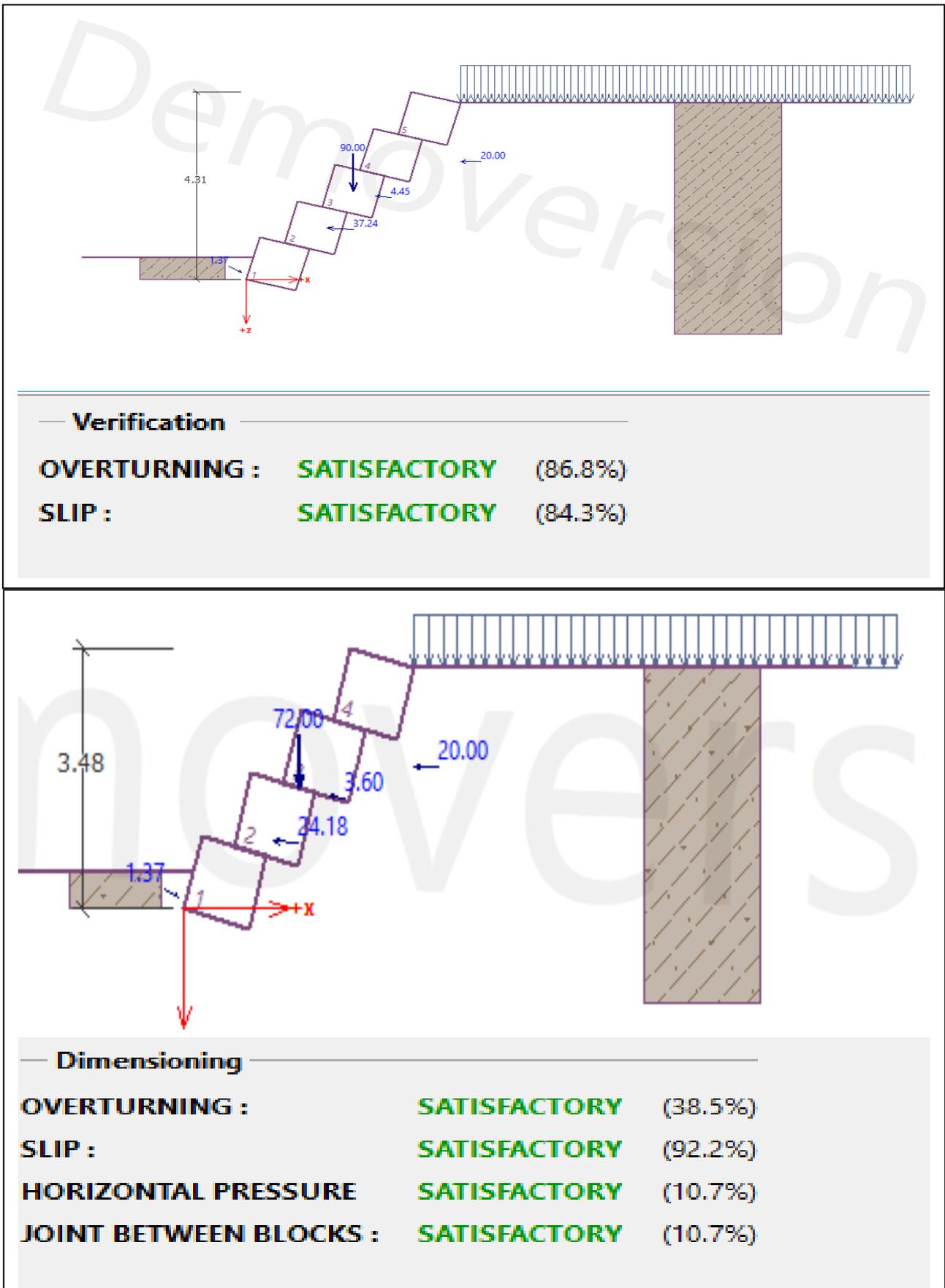
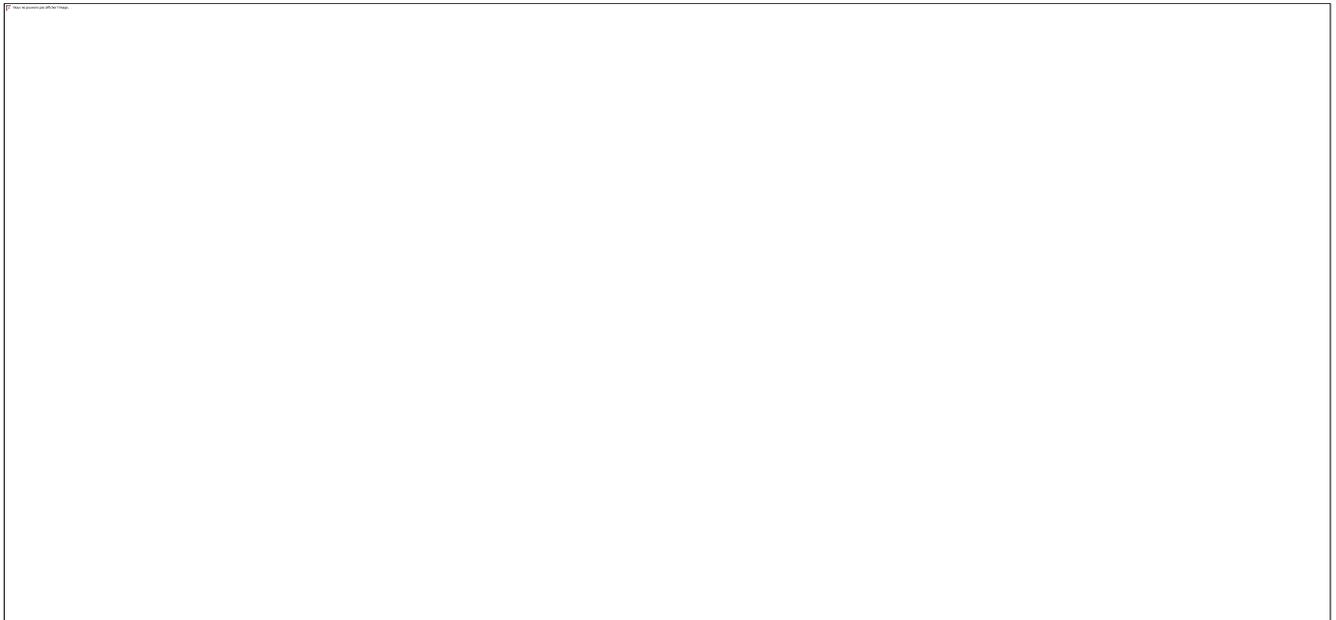


Figure V-11 : vérification de la stabilité (renversement glissement et poinçonnement).

V.4 Résultat finale de la cour d'eau sur (Hec- Ras)

V.4.1 Vu 3D de l'oued Beni Azza :



V.4.2 Résultats de la simulation d'écoulement d'un canal finale Beni Azza

Tableau V-2 : Résultats de la simulation d'écoulement d'un canal finale Beni Azza (Source : HECRAS).

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)	
2500	182	186.6	186.6	188.31	0.0025	5.78	29.01	8.6	1.01
2399.999	180.75	184.28	185.35	187.74	0.0065	6.24	20.34	7.53	1.6
2299.999	179.5	182.79	184.1	186.94	0.0083	7.02	18.58	7.29	1.8
2200	178.25	181.41	182.85	186.01	0.0095	7.5	17.66	7.16	1.93
2100	177	180.08	181.6	184.99	0.0103	7.81	17.09	7.08	2.02
1999.999	174	176.71	178.6	183.53	0.0161	9.56	14.5	6.71	1.91
1900	172	174.65	176.6	181.83	0.0172	9.86	14.14	6.65	2
1799.999	170.57	173.29	175.17	180.05	0.0159	9.51	14.57	6.72	1.9
1700	168.43	171.07	173.03	178.33	0.0175	9.93	14.06	6.64	2.02
1600	166	168.56	170.6	176.42	0.0195	10.42	13.5	6.56	2.16
1499.999	164	166.55	168.6	174.46	0.0196	10.45	13.47	6.55	2.17
1400	162	163.45	165.02	169.86	0.1395	9.21	14.96	11	2.47
1300	160.78	163.98	163.8	165.11	0.0121	4.71	35.6	13	0.91
1199.999	159.56	162.74	162.58	163.89	0.0123	4.74	35.38	13	0.92
1099.999	158.33	161.52	161.35	162.66	0.0122	4.72	35.5	13	0.91
1000	157.11	160.3	160.13	161.44	0.0122	4.72	35.51	13	0.91
899.9999	155.89	159.08	158.91	160.22	0.0122	4.73	35.49	13	0.91
799.9999	154.67	157.87	157.69	159	0.0121	4.71	35.57	13	0.91
699.9999	153.44	156.61	156.46	157.77	0.0125	4.77	35.19	13	0.93

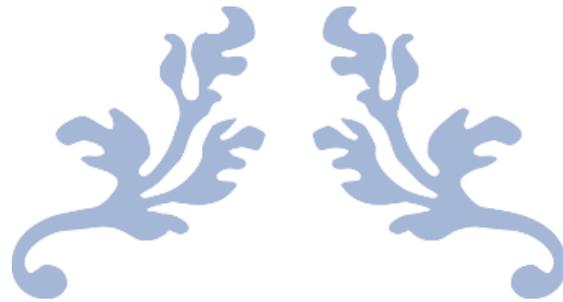
600	152.22	155.55		156.58	0.0105	4.49	37.32	13	0.85
499.9999	151	154.02	154.02	155.32	0.0148	5.04	33.27	13	1.01
399.9999	149.25	151.97	152.27	153.6	0.0193	5.65	29.66	12	1.15
300	147.5	150.42	150.52	151.82	0.0153	5.23	32.07	12	1.02
200	145.75	148.49	148.77	150.1	0.0189	5.62	29.85	12	1.14
99.99999	144	146.9	147.02	148.32	0.0157	5.27	31.8	12	1.03

Interprétation :

Les résultats finaux de la variante adoptée montrent que le dimensionnement réalisé dans les deux derniers chapitres est efficace. Ils confirment une bonne protection contre l'érosion tant dans le lit hydraulique que sur les talus, répondant ainsi aux exigences en matière de génie civil.

V.5 Conclusion :

Ce chapitre a détaillé la variante d'aménagement choisie pour l'oued Beni Azza, en se concentrant sur la conception, les calculs du mélange béton-gabion, l'étude de la stabilité des talus, le ferrailage, ainsi que la modélisation hydraulique et les simulations. Nous avons dimensionné le canal d'approche, le déversoir, le bassin de dissipation et l'ouvrage de vidange pour assurer l'efficacité de la solution. Les résultats montrent que cette variante gère bien les crues centennales et protège efficacement les habitants de la vallée de Blida, la ville de Diar El Bahri, ainsi que les terres agricoles.



CHAPITRE VI: Organisation de chantier



V.6 Introduction :

L'organisation d'un chantier consiste à mettre en œuvre toutes les stratégies nécessaires pour accomplir les travaux dans des conditions optimales, contribuant ainsi à réduire les coûts de production. Elle crée un environnement favorable, tant pour les travailleurs que pour les machines, ce qui améliore la productivité. Une connaissance approfondie du site est indispensable pour établir un planning technologique adapté et pour utiliser les équipements de manière efficace. Cela permet de gérer les contraintes d'espace et de temps imposées par le marché. Une bonne gestion du chantier est donc essentielle pour contrôler les coûts de construction et éviter des dépassements financiers.

Face aux défis complexes de ces constructions, une compréhension précise de l'organisation du chantier est indispensable. Pour atteindre cet objectif, il est nécessaire de :

- Définir clairement les méthodes d'exécution et les procédures pour intégrer les techniques de construction modernes avec un rendement élevé.
- Répartir et coordonner les tâches en faisant appel à une main-d'œuvre spécialisée.
- Structurer les postes de travail de manière adéquate en adoptant une mécanisation avancée.
- Évaluer les besoins en personnel en termes de quantité et de qualité, car le coût de la main-d'œuvre a un impact significatif sur le prix de revient.

V.7 Travaux de réparations et installation de chantier :

Les travaux de réparation et l'installation sur un chantier nécessitent une planification minutieuse pour garantir que les réparations soient effectuées efficacement et que les installations soient réalisées correctement.

V.7.1 Travaux de réparations :

1. **Évaluation Initiale** : Identifier les problèmes spécifiques nécessitant des réparations. Cela peut inclure des inspections visuelles, des tests de performance et des consultations avec des experts si nécessaire.
2. **Planification des Réparations** : Développer un plan de réparation détaillé qui inclut les méthodes, les matériaux nécessaires, le calendrier et les coûts associés.
3. **Préparation du Site** : Assurer que le site est prêt pour les réparations, ce qui peut inclure la sécurisation de la zone, le démontage de structures endommagées, et la préparation des surfaces à réparer.
4. **Exécution des Réparations** : Effectuer les réparations selon le plan établi en veillant à utiliser les matériaux et techniques appropriés pour garantir la durabilité et la qualité du travail.
5. **Inspection et Tests** : Après les réparations, procéder à des inspections et des tests pour vérifier que les réparations sont conformes aux normes et que le problème est résolu.
6. **Documentation** : Tenir un registre détaillé des réparations effectuées, y compris les matériaux utilisés, les coûts et les délais.

V.7.2 Installation de Chantier :

1. **Planification de l'Installation** : Élaborer un plan pour l'installation des équipements et des structures nécessaires sur le chantier. Cela inclut la définition des besoins en équipements, la disposition des installations et les exigences logistiques.
2. **Préparation du Site** : Préparer le site pour l'installation en nettoyant et en nivelant la zone, et en mettant en place les infrastructures de base comme les réseaux électriques et hydrauliques si nécessaire.
3. **Installation des Équipements** : Mettre en place les équipements et les structures selon le plan d'installation. Cela peut inclure la mise en place de matériel de construction, de systèmes de gestion de chantier, et d'installations temporaires comme les bureaux de chantier.
4. **Vérification et Ajustements** : Inspecter les installations pour s'assurer qu'elles sont fonctionnelles et conformes aux spécifications. Effectuer des ajustements si nécessaire pour optimiser leur performance.
5. **Formation et Sécurité** : Former le personnel sur l'utilisation des équipements installés et assurer que toutes les mesures de sécurité sont respectées pour protéger les travailleurs.
6. **Maintenance Initiale** : Effectuer une maintenance préventive initiale pour garantir que les installations fonctionnent correctement et sont prêtes pour le début des travaux.

V.8 Moyens des travaux de chantier :

V.8.1 Ressources Humaines :

Pour une gestion efficace des ressources humaines sur un chantier, il est crucial que l'entreprise désigne un responsable du chantier et un intérimaire, en précisant leurs titres, compétences, rôles et tâches spécifiques. Cette exigence s'étend à tout le personnel impliqué sur le chantier, y compris les géotechniciens, hydrologues, topographes, ingénieurs en béton armé et dessinateurs, qui sont tous essentiels pour mener les études préalables.

V.8.2 Intervenants du Chantier :

A. Maître d'Ouvrage (MOA) :

Le maître d'ouvrage (MOA) est responsable de l'initiation et du financement du projet. Ses responsabilités incluent la gestion de la réalisation et de la coordination du projet, la communication des informations pertinentes, le respect des engagements contractuels, et la garantie de la cohésion de l'équipe de projet ainsi que la bonne exécution des travaux. Le MOA est également chargé d'acquiescer la propriété du projet.

B. Maître d'Œuvre :

Le maître d'œuvre est chargé de concevoir le projet et de superviser l'exécution des travaux. Il exerce une autorité effective sur le chantier pour assurer le bon déroulement des opérations et la conformité avec les plans et spécifications.

C. Entreprise :

L'entreprise, engagée par le maître d'ouvrage, doit garantir la qualité du travail et produire un ouvrage de haute qualité. Ses responsabilités comprennent la gestion des dépenses, l'élaboration d'un calendrier d'exécution, et la réponse aux exigences contractuelles en effectuant les tâches spécifiées dans le contrat.

Entrepreneur

L'entrepreneur est responsable de l'exécution des travaux et, parfois, de la conception détaillée des ouvrages. Il assume la responsabilité de l'ouvrage jusqu'à sa réception, veillant à ce que les travaux soient réalisés conformément aux normes et aux spécifications.

Moyens Matériels

Généralités :

L'entrepreneur doit fournir des informations détaillées sur les équipements utilisés sur le chantier, incluant la marque, le type, la puissance, le rendement, le nombre d'engins, et leur mode d'intervention en fonction du calendrier des travaux.

Matériels de Terrassement

Pour le terrassement, l'entrepreneur doit spécifier la marque, le type, la puissance, le rendement, et le nombre d'engins utilisés, ainsi que leur mode d'intervention selon le calendrier des travaux. Les équipements typiques comprennent les bulldozers, chargeurs, camions-bennes, pelles hydrauliques, décapeuses, camions-citernes, grues à portique, et camions malaxeurs.

Matériel de Bétonnage

Le matériel nécessaire pour le bétonnage inclut les équipements pour produire et traiter le béton. Les équipements doivent comprendre des bétonnières, des équipements de coffrage, des équipements de vibrage, ainsi que des équipements pour le nettoyage et le repiquage afin de garantir une finition uniforme des structures en béton.

V.9 Devis Quantitatif Estimatif (DQE) :

Le devis quantitatif estimatif (DQE) est un document détaillé qui permet d'analyser les différents éléments du prix pour comparer les offres. Bien qu'il fournisse des informations complètes sur les propositions de prix, il n'a pas de valeur contractuelle, sauf si le marché à bons de commande en dispose autrement. Lorsqu'un investissement significatif est nécessaire, une prime peut être accordée aux candidats.

Tableau VI-0-1 : Devis de la variante mixte canal trapézoïdale béton /gabion.

Devi estimative et quantitatif					
1	Déblais	m3	109548.115	250	27387028.66
2	Remblais	m3	143.320571	700	100324.3995
3	Gabion	m3	22 300.00	5000	111500000
4	Géotextile	m2	32100	5000	160500000
3	Béton	m3	5 661	32000	181160016.5
4	Béton de propreté	m3	684	8000	5472000
Montant total					486119369.6
TVA 19%					92362680.22
Total TTC					578482049.8

V.10 Planification de Projet

V.10.1 Définition et Objectifs :

La planification est le processus d'identification, d'organisation et de programmation des tâches d'un projet, ainsi que de détermination des compétences nécessaires. C'est un outil clé pour le chef de projet visant à optimiser l'efficacité opérationnelle. Les objectifs incluent l'organisation des postes de travail, la surveillance des opérations en temps réel, l'analyse des tâches, la mesure du temps nécessaire à leur exécution, et la recherche de méthodes pour simplifier les processus.

Étapes de la Planification :

1. **Collecte d'informations** : Synthétiser et analyser les données pour utiliser efficacement le plan du projet.
2. **Décomposition du projet** : Diviser le projet en tâches distinctes, attribuer des responsabilités, et estimer les besoins en équipement et le temps de réalisation.
3. **Relations entre les tâches** : Identifier les relations séquentielles (où une tâche doit être terminée avant que la suivante commence) et les préférences (tâches pouvant être parallèles ou ordonnées spécifiquement).
4. **Choix de la méthode de calcul** : Sélectionner la méthode appropriée selon le type de projet. La méthode du chemin critique (CPM) est souvent préférée pour les opérations séquentielles.

Types de Plannings :

1. **Plan de travail au plus tôt** : Toutes les opérations commencent dès que possible, adapté aux ressources abondantes.
2. **Plan de travail au plus tard** : Toutes les opérations commencent à leur date la plus tardive, favorisé lorsque les ressources sont limitées.
3. **Plan de travail intermédiaire** : Les opérations débutent à une date intermédiaire, optimisant l'utilisation des ressources pour un seul chantier.

Techniques de Planification :

- **Méthodes basées sur le réseau** : Utilisent des réseaux de tâches et d'événements pour modéliser les projets. La méthode du chemin critique (CPM) et la technique d'évaluation et de revue de programme (PERT) sont couramment employées.
- **Méthodes basées sur le graphique** : Incluent le diagramme de Gantt, utile pour suivre la progression mais offrant moins de détails sur les interdépendances entre les tâches.

Méthodes Basées sur le Réseau :

- **Réseau à nœuds** : Représente les opérations par des nœuds, avec des flèches indiquant les séquences et les interactions.



- **Réseau à flèches** : Représente les opérations par des flèches, avec des nœuds montrant l'ordre des opérations.



- **Méthode PERT**
La méthode PERT (Program Evaluation and Review Technique) implique plusieurs paramètres :

DCP	TR
DFP	DCPP
DFPP	MT

DCP (Date de début au plus tôt) : Date la plus précoce pour commencer une tâche.

Tr (Temps de réalisation) : Durée estimée pour achever une tâche.

DFP (Date de fin au plus tôt) : Date la plus précoce pour terminer une tâche.

DCPP (Date de début au plus tard) : Date la plus tardive pour commencer une tâche sans impacter le projet.

DFPP (Date de fin au plus tard) : Date la plus tardive pour terminer une tâche sans impacter le projet.

MT (Marge Totale) : Temps supplémentaire disponible pour une tâche sans affecter le chemin critique du projet.



V.10.2 Chemin Critique et Diagramme de Gantt :

V.10.2.1 Chemin Critique (CC) :



Le chemin critique représente la séquence d'activités déterminant la durée totale du projet. Les tâches sur ce chemin n'ont aucune marge totale disponible ($MT = 0$). Pour le définir, il faut s'assurer que :

- La marge totale de chaque activité sur ce chemin est nulle.
- La somme des durées de ces activités correspond à la durée totale du projet.

V.10.2.2 Diagramme de Gantt

Le diagramme de Gantt est un outil visuel pour suivre l'avancement des tâches d'un projet. Il affiche

- **Liste des Tâches** : Toutes les tâches à accomplir.
- **Unités de Temps** : Jours, semaines, ou mois en haut du diagramme.
- **Barres Horizontales** : Représentent la durée de chaque tâche, indiquant la date de début et de fin.

Il permet de voir :

- L'ordre et les interdépendances des tâches.
- Les dates prévues et la durée de chaque tâche.
- Les chevauchements ou écarts entre les tâches.
- L'avancement réel par rapport aux prévisions.

V.10.2.3 Méthode PERT :

La méthode PERT (Program Evaluation and Review Technique) est utilisée pour planifier les projets en identifiant les tâches nécessaires et en estimant leur durée, ce qui aide à minimiser les délais et les coûts tout en améliorant l'efficacité.

Tableau VI-0-2 : Les tâches spécifiques

Désignation d'opération	Code	Durée (Jours)
Installation du chantier	A	10
Travaux de terrassement sur le trançon A	B	20
Compactage sur trançon A	C	14
Exécution de lit du béton de propreté	D	40
Exécution de béton armé	E	120
Travaux de terrassement sur le trançon B	F	25
Compactage sur trançon B	G	18
Pose de gabion sur le trançon 2	H	40
Déménagement du chantier	I	10

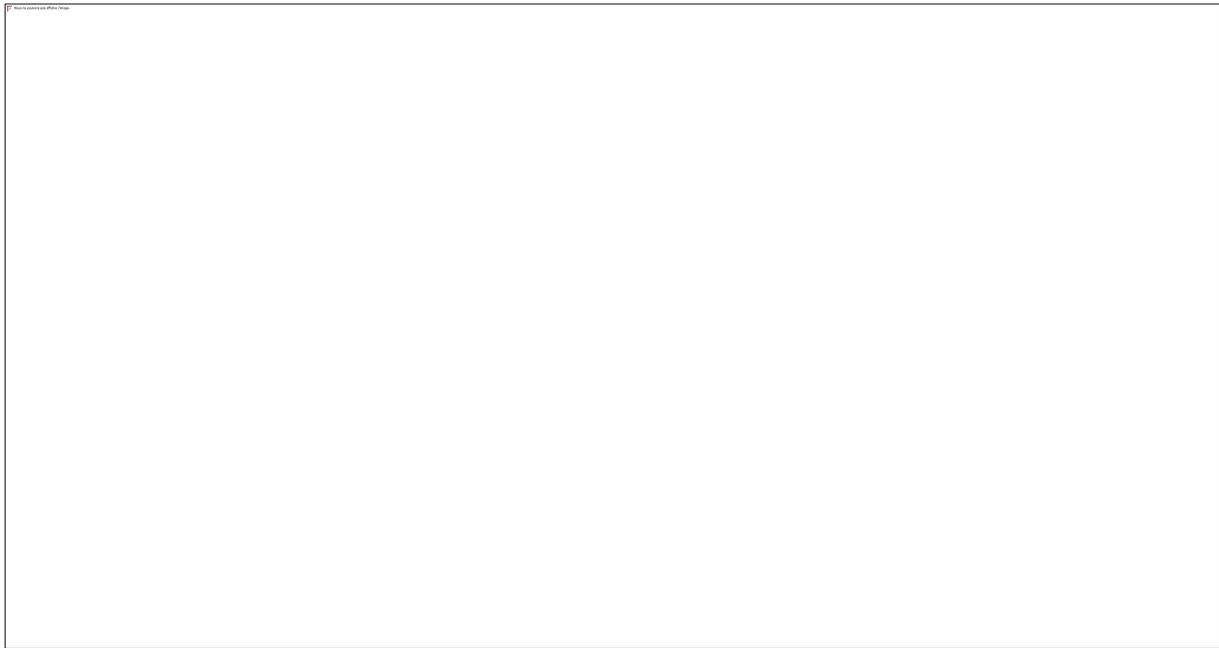


Figure VI-1 : Réseau C.P.M du projet

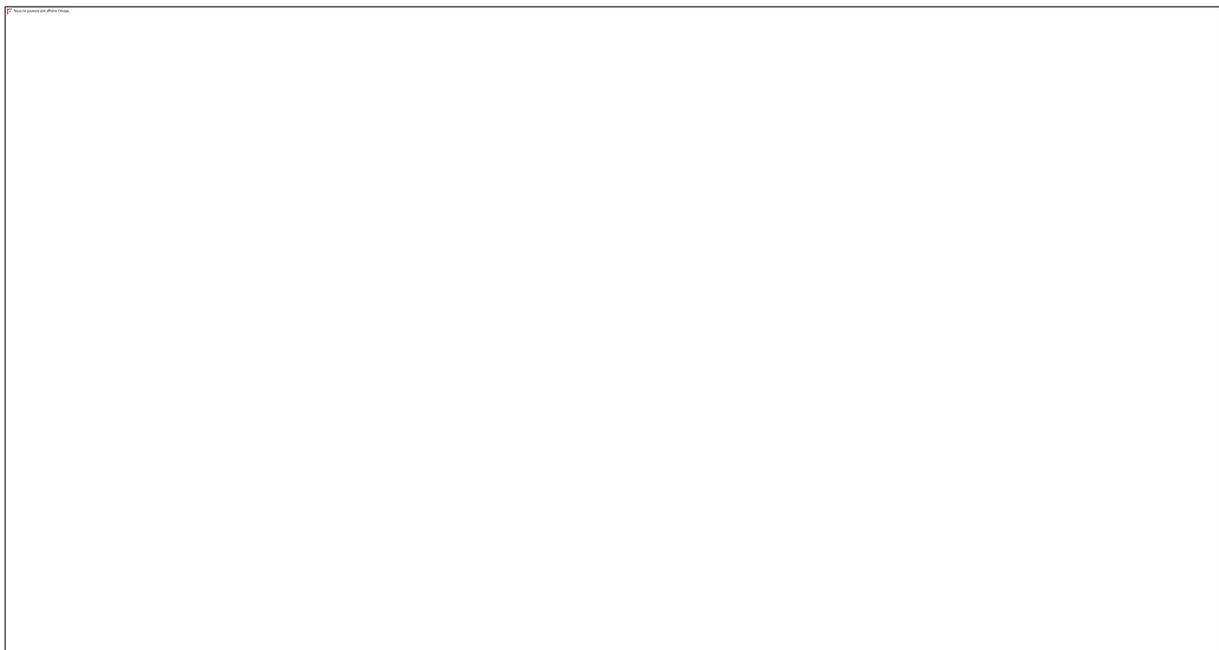
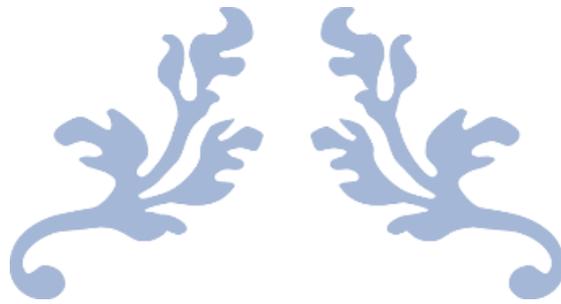


Figure VI-2 : Diagramme de GANTT du projet.

V.11 Conclusion :

L'exécution des différentes tâches repose sur une gestion rigoureuse du temps, associée à une coordination efficace des ressources humaines, techniques et matérielles. Cette approche vise à garantir que le projet soit achevé dans les délais impartis, tout en respectant les coûts d'investissement prévus au départ. Une gestion optimale permet non seulement de minimiser les risques de retard, mais aussi de veiller à ce que les moyens alloués soient utilisés de manière rationnelle et efficace. Au terme de cette phase d'organisation et de planification, nous avons pu estimer le coût total du projet d'aménagement d'oued Beni Azza à **[578 482 049DZD]**. Ce chiffrage reflète l'intégration des différents aspects de l'aménagement, incluant les dépenses liées aux matériaux, à la main-d'œuvre, ainsi qu'aux équipements techniques nécessaires à la réussite du projet. Cette estimation souligne l'importance de la planification détaillée et du suivi financier pour garantir le respect des objectifs, tant en termes de délais que de coûts.

Conclusion générale



Conclusion Générale



Conclusion générale

Conclusion générale :

Cette étude a permis de souligner l'importance cruciale de la gestion proactive des risques d'inondation dans des régions géomorphologiquement vulnérables comme celle de Blida. À travers une approche multidisciplinaire, combinant des analyses hydrologiques et hydrauliques, nous avons pu modéliser et simuler les crues centennales de l'oued Beni Azza afin de mieux comprendre les risques et proposer des solutions d'aménagement adaptées.

L'étude s'est articulée autour de plusieurs étapes clés : nous avons d'abord évalué les débits de crue potentiels et leur impact sur les zones urbanisées et agricoles, puis modélisé les écoulements avec des outils comme HEC-RAS. Ensuite, des variantes d'aménagement ont été analysées, tenant compte des aspects technico-économiques pour garantir à la fois l'efficacité des ouvrages et la viabilité financière du projet. Finalement, la variante retenue, combinant des ouvrages en béton et des gabions, a prouvé sa capacité à protéger efficacement la ville de Blida et ses environs contre les inondations, tout en minimisant l'impact sur les terrains agricoles.

Le coût total estimé de ce projet est de **[578 482 049 DZD]**. Ce travail met en lumière non seulement l'importance de concevoir des ouvrages robustes et pérennes, mais aussi la nécessité d'un suivi régulier des infrastructures pour garantir leur bon fonctionnement à long terme. En conclusion, cette étude constitue une contribution solide à la prévention des inondations dans la région, en assurant une protection durable des populations et des infrastructures.

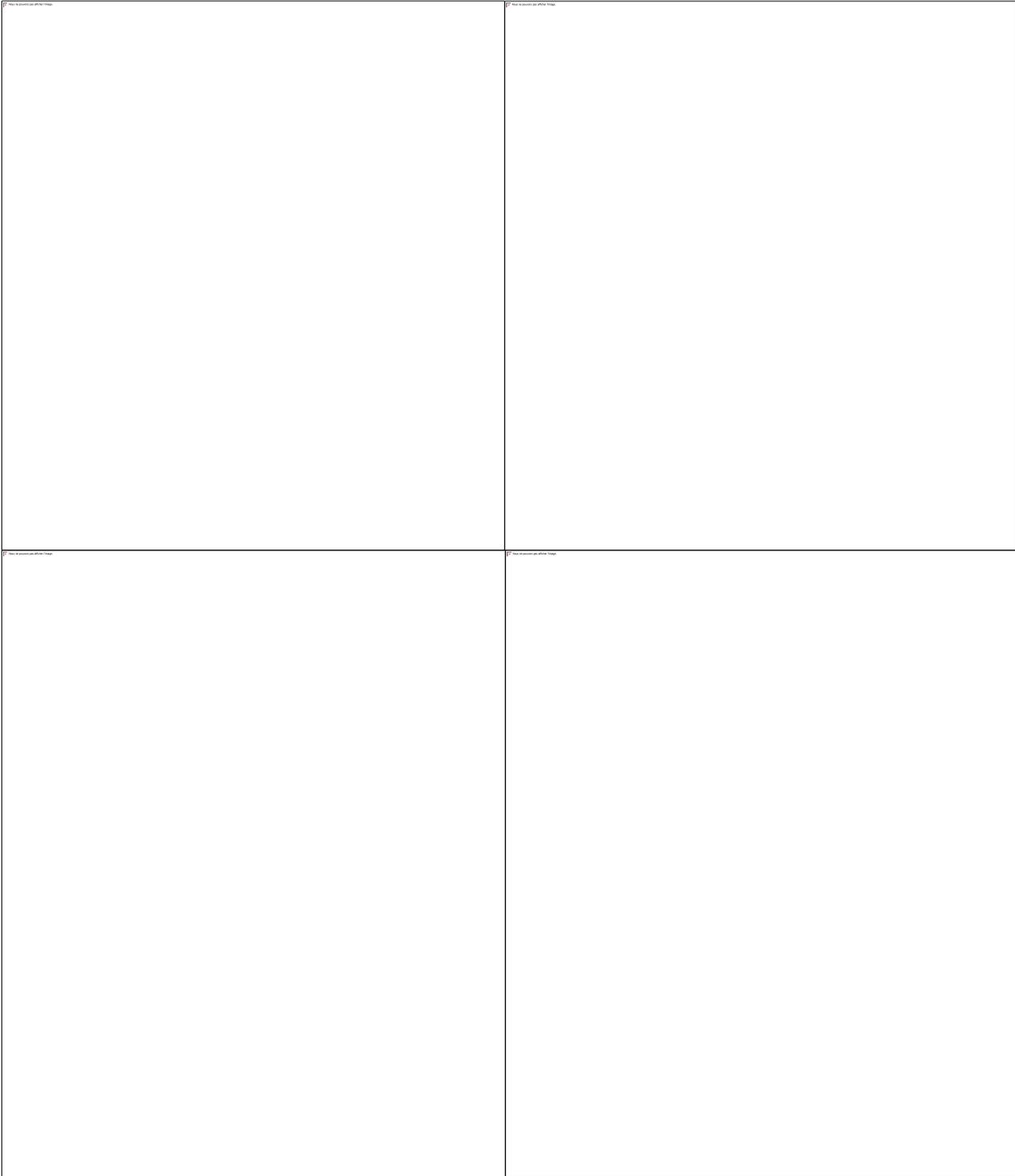
Références Bibliographiques

Références Bibliographique :

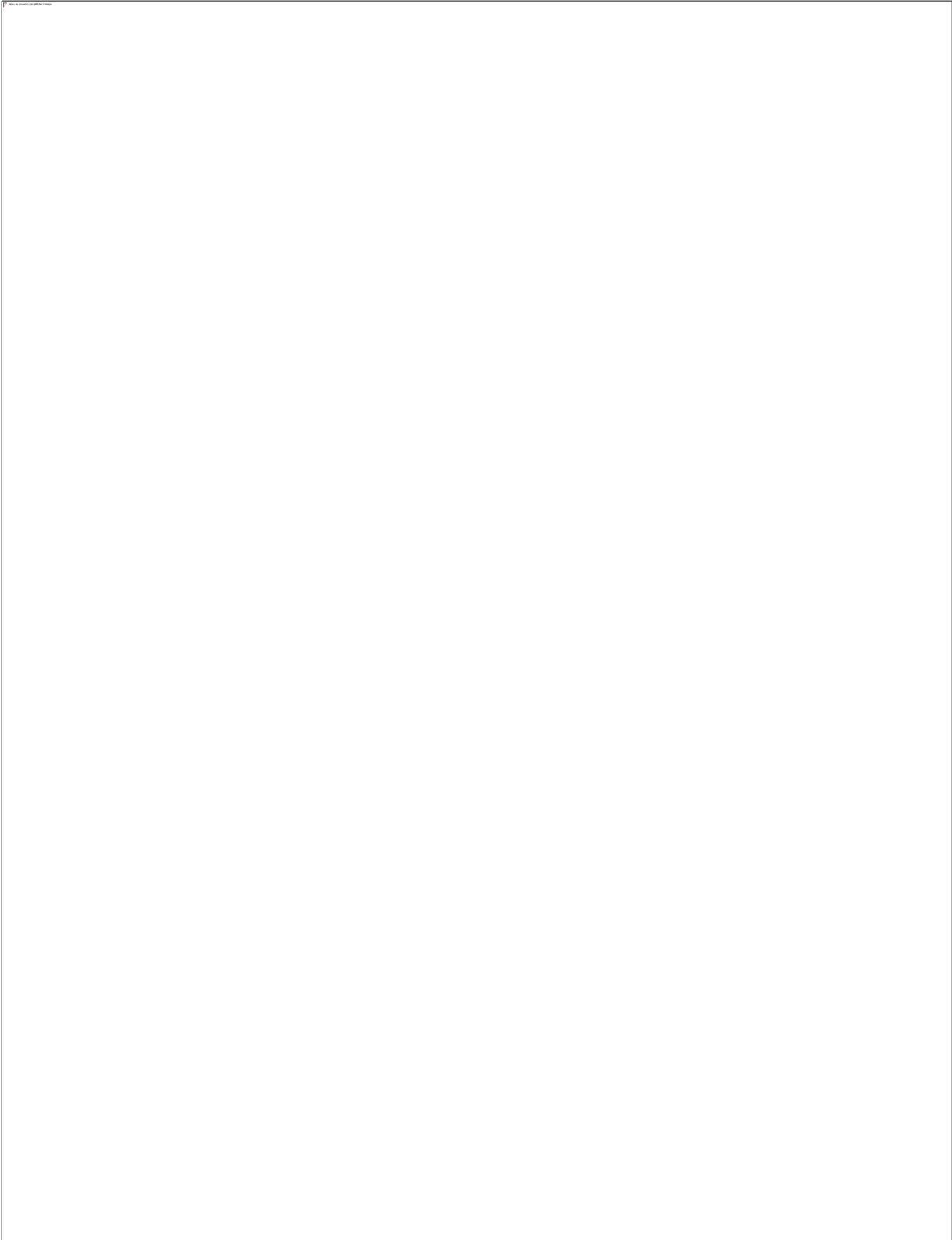
-
- **O.R.S.T.O.M:** Ancien Office de la recherche scientifique et technique outre-mer, devenu en 1984 Institut français de recherche scientifique pour le développement en coopération et en 1998 Institut de recherche pour le développement (I.R.D).
- **Folmar et al. 2007** Multiple-methods investigation of recharge at a humid-region fractured rock site, Pennsylvania, USA,
- **D.Boutoutaou 2014** Méthode de Calcul des Crues des Oueds Non Jauges L'Algérie
- **André Musy, 2005** Hydrologie générale
- **BODY K., 1981,** Analyse fréquentielle des pluies de l'Algérie
- **Coutagne, A. 1951.** Méthodes pour déterminer le débit de crue maximum qu'il est possible de prévoir pour un barrage et pour lequel le barrage doit être établi.
- **EMI 1999.** Méthodes de calcul d'un débit de projet
- **BENNIS, Saad. 2007** Hydraulique et hydrologie. PUQ
- **US Army Corps of Engineers, 2016,** HEC HMS user manual.
- walter H.Graf et M.S Altinker (2000) hydraulique fluvial vol 16 pages «3-12 ». .
- **Degoutte, 2012).** Diagnostic, aménagement et gestion des rivières ;

Annexes

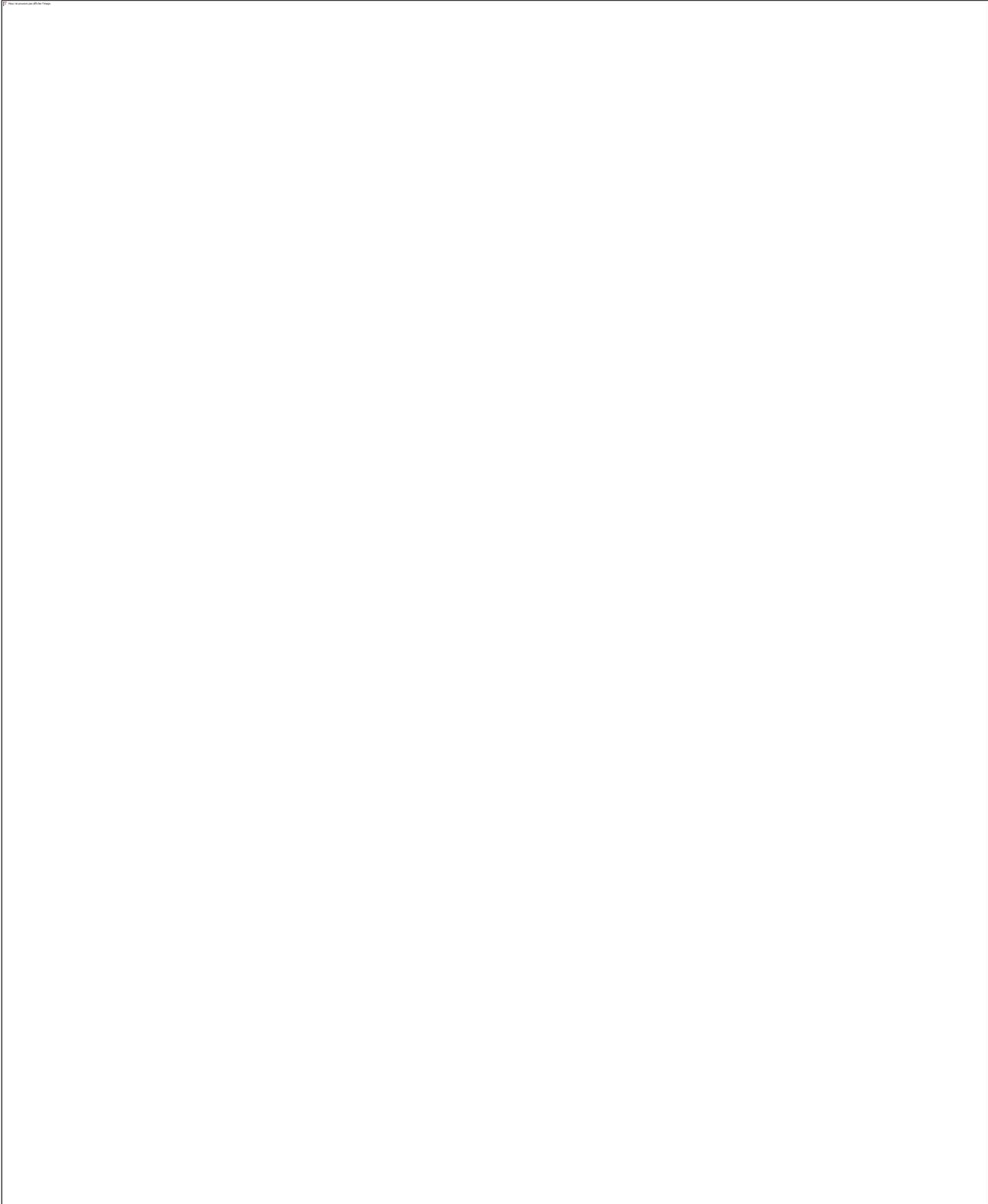
Annex n° 01 : I : Carte topographique de la région de Blida.



Annexe n° 02 : Valeur de rugosité de Manning.



Annexe n° 03 : Organigramme -1- Section Rectangulaire A LELU En Flexion Simple



Annexe n° 04 : Tableau du ferrailage

A large empty rectangular box with a thin black border, occupying the majority of the page below the title. It is intended for the content of the 'Tableau du ferrailage' (Reinforcement Table).

