الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية
وزارة التعليم العالي و البحث العلمي

NATIONAL HIGHER SCHOOL FOR HYDRAULICS
"The MujahidAbdellah ARBAOUI"

المدرسة الوطنية العليا للري
"المجاهد عبد الله عرباوي"

ⵓⵢⵉⵔⵔⵓⵣ ⵓⵢⵉⵏⵏⵓⵍ ⵉⵎⵉⵡⵉⵣⵏ ⵏ ⵜⵎⵓⵔⵜ

MEMOIRE DE FIN D'ETUDES

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

Option : CONCEPTION DES OUVRAGES HYDROTECHNIQUES

THEME :

Etude de la variante marche escalier pour la protection de la ville khemise meliana contre les inondations (W. Ain defla)

Présenté par :

SEBIL Dallel Kawther

Devant les membres du jury

Nom et Prénoms	Grade	Qualité
A. ZEROUAL	**Professeur**	Président
M.D. BENSALAH	**M.C. B**	Examinateur
D.BOURI	**M.C. A**	Examinateur
I.ZAIBAK	**M.C. B**	Promoteur

Session Septembre 2025

Dédicaces

Animée par un immense respect, une profonde affection et une gratitude infinie, j'adresse la dédicace de ce travail :

À mes parents bien-aimés :

***Belkacem** et **Nadjet** ce mémoire est avant tout le vôtre. Chaque mot, chaque ligne et chaque effort que j'y ai consacré ne sont que le reflet de vos sacrifices silencieux, de vos encouragements constants et de vos prières qui m'ont accompagnée à chaque étape de ma vie. Sans votre amour inconditionnel, votre patience et votre confiance en moi, ce rêve n'aurait jamais pu devenir réalité. Vous êtes mon pilier, ma source d'inspiration et ma raison de persévérer.*

À mes sœurs et mon frère :

Afifa, Riheb, Zineb et Abd samed

Merci pour votre accompagnement*, votre patience et les moments de réconfort que vous m'avez toujours offerts.*

À mon grand-père, dont le souvenir demeure à jamais vivant…

À ma grande famille SEBIL et DJELLAL.

À mes amis :

Yassine, Amel, Lamia et Marwa.

Pour votre présence sincère, vos mots d'encouragement et vos sourires qui ont rendu ce chemin plus doux.

Enfin, à toutes celles et ceux qui, de près ou de loin, ont cru en moi et m'ont apporté leur soutien.

Kawther

Remerciements

Avant tout, je rends grâce à Dieu Tout-Puissant de m'avoir donné la santé, la patience et le courage nécessaires pour mener à bien ce travail.

Je tiens à exprimer ma profonde gratitude à mon encadrant **Mr. ZAIBAK Issam** *pour sa disponibilité, son accompagnement, ses conseils avisés et la confiance qu'il m'a accordée tout au long de ce travail.*

J'adresse mes plus sincères remerciements à mon enseignant, le professeur ***M. ZEROUAL Ayoub****, pour avoir partagé son savoir avec générosité et passion, et pour m'avoir guidée durant l'élaboration de ce mémoire.*

Mes remerciements s'étendent aussi aux membres du jury, qui ont accepté d'examiner ce mémoire et de l'enrichir par leurs observations et critiques constructives. Leur disponibilité et leur intérêt témoignent de leur engagement envers la formation et l'encadrement des étudiants.

Enfin, je souhaite exprimer ma gratitude envers ***les enseignants et le personnel administratif relevant de l'École Nationale Supérieure de l'Hydraulique (ENSH)****, qui nous a offert un cadre d'apprentissage et de recherche propice à notre développement scientifique et personnel.*

SOMMAIRE

Chapitre I : Généralités sur les inondations à l'échelle nationale et international ... 18
Introduction ... 19
I.1 Définition ... 19
I.1.1 L'aléa ... 19
I.1.2 Enjeux ... 19
I.1.3 La vulnérabilité ... 19
I.1.4 Le risque ... 20
I.1.5 La crue ... 20
I.2 Les inondations ... 21
I.3 Mécanismes des inondations ... 22
I.4 Les types des inondations ... 22
I.4.1 Inondation fluviale (ou de rivière) ... 22
I.4.2 Inondations pluviales ... 22
I.4.3 Inondations côtières ... 22
I.4.4 Inondations par ruissellement ... 23
I.4.5 Inondations par remontée de nappe phréatique ... 23
I.4.6 Inondations par rupture d'ouvrage ... 23
I.4.7 Inondations glaciaires (jökulhlaup) ... 23
I.5 Les paramètres d'un cours d'eau ... 23
1. Paramètres hydrologiques ... 23
2. Paramètres géométriques et morphologiques ... 24
3. Paramètres physico-chimiques ... 25
4. Paramètres écologiques ... 25
5. Paramètres du bassin versant ... 25
I.6 Les inondations dans le monde ... 25
I.7 Les inondations en Algérie ... 26
I.8 Les effets d'inondations ... 26
I.9 Impact d'inondations sur l'environnement ... 27
Conclusion ... 27
Chapitre II : Présentation de la zone d'étude ... 29
Introduction ... 30
II.1 La situation géographique de la zone d'étude ... 30
II.2 Contexte géomorphologique ... 33
II.3 Le contexte géologique ... 33

II.3.1 Lithologie du la plaine de khemis Miliana 34
II.3.2 Stratigraphie de Khemis Miliana 35
II.4 Climatologie 36
II.4.1 Températures 37
II.4.2 Vents 38
II.4.3 Précipitations 39
II.4.4 Sismicité 40
II.5 Réseau hydrographique 41
II.5.1 Oued Botan 42
Conclusion 43
Chapitre III : Etude hydrologique 44
Introduction 45
III.1 Le bassin versant 45
III.1.1 Etude géomorphologique 46
III.1.2 Etude du relief 50
III.2 Etude du réseau hydrographique 57
III.2.1 Caractéristiques du réseau hydrographique 57
III.2.2 Paramètres hydrographiques 58
III.3 Etude des crues 63
III.3.1 Analyse fréquentielle des crues maximales annuelles avec la station pluviométrique EL KHEMIS 64
III.3.2 Détermination des débits maximums fréquentiels par la méthode du GRADEX 73
III.3.3 Hydrogramme de crue 79
III.3.4 Choix de la crue de projet : 83
III.4 Etude des apports solides 83
III.4.1 Apports solides de la zone d'étude 84
Conclusion 84
Chapitre IV : Etude hydraulique 85
Introduction 86
IV.1 Généralités 86
IV.1.1 Ecoulement à surface libre 86
IV.1.2 Types d'écoulements 87
IV.1.3 Régime d'écoulement 89
IV.1.4 Canaux à ciel ouvert 90
IV.1.5 Dimensionnement des canaux 92
IV.2 Diagnostique et modélisation du cours d'eau non Aménagé 94
IV.2.1 Etat de l'oued à la zone d'étude 94

IV.2.2 Modélisation de l'écoulement 94
IV.3 Les zones inondables 108
IV.3.1 Carte des profondeurs 108
IV.3.2 Cartes des vitesses 109
Conclusion 110
Chapitre V : Etudes des variantes 111
Introduction 112
V.1 Principe d'aménagement 112
V.1.1 Différents types d'aménagements 112
V.1.2 Calcul hydraulique des canaux 113
V.1.3 Choix des paramètres de dimensionnement 114
V.2 Etude de variantes 115
V.2.1 Première variante : Canal en béton armé 115
V.2.2 Deuxième variante : Marches d'Escalier 121
V.3 Choix de la variante d'aménagement 139
V.4 Les murs bajoyers 140
V.4.1 La stabilité des murs bajoyers 141
a. Pression latérale active et force résultante 142
Conclusion 144
Chapitre VI : Organisation de chantier 145
Introduction 146
VI.1 Généralités 147
VI.1.1 Définition d'un chantier 147
VI.1.2 Rôles et responsabilités des intervenants sur un chantier 147
VI.2 Estimation de cout de la variante 149
VI.3 Installations du chantier 149
VI.3.1 Installations destinées au personnel 149
VI.3.2 Installations destinées au stockage des matériaux 149
VI.3.3 Installations destinées à la réparation des engins 151
VI.3.4 Installations pour la préfabrication 151
VI.4 Les moyens de chantier 151
VI.4.1 Les moyens humains 151
VI.4.2 Les moyens matériels 151
VI.5 Planification 151
VI.5.1 Étapes de la planification 152
VI.5.2 Plannings des travaux 152
VI.5.3 Techniques de la planification 153

VI.5.4 Méthode de calcul de C.P.M 154
VI.5.5 Diagramme de Gantt 155
VI.5.6 Délai de construction et programme des travaux 155
VI.6 Symboles des différentes opérations 156
Conclusion 159

Liste des tableaux

Chapitre I : Généralités sur les inondations à l'échelle national et international.

Tableau I-1:Principales inondations en Algérie (1927-2023) ; Catalogues historiques (Northwestern Algeria) 26

Chapitre II : Présentation de la zone d'étude.

Tableau II-1:Températures mensuelles (°C) de septembre à août de khemis Miliana..... 37
Tableau II-2:Moyennes mensuelles de la vitesse du vent. 38
Tableau II-3:Les pluies mensuelles interannuelles a khemis Miliana..... 40

Chapitre III : Etude hydrologique.

Tableau III-1:Les paramètres hydro morphométriques du bassin versant de l'Oued BOTAN 50
Tableau III-2: Paramètres Hypsométriques du bassin versant d'Oued BOTAN. 51
Tableau III-3:Pente moyenne du bassin versant d'Oued Botan. 55
Tableau III-4:Classification ORSTOM du relief à partir de l'indice de pente global..... 57
Tableau III-5:Résultats des calculs des pentes du bassin versant de l'Oued Botan. 57
Tableau III-6:Temps de concentration. 62
Tableau III-7:Paramètres hydrographiques d'Oued BOTAN. 63
Tableau III-8:Caractéristiques géomorphologiques du bassin versant d'Oued Botan..... 63
Tableau III-9:Caractéristique de la station pluviométrique EL KHEMIS. 64
Tableau III-10:ensemble des précipitations maximales journalières observés à la station 011717. 65
Tableau III-11:modèles fréquentiels et leurs validités. 66
Tableau III-12:Résultat d'ajustement par la loi de Gumbel. 67
Tableau III-13:Comparaison des caractéristiques de la loi de GUMBEL et de l'échantillon. . 68
Tableau III-14:Résultats de l'ajustement à la loi de Log-Normale..... 70
Tableau III-15:Comparaison des caractéristiques de la loi de Log Normale et de l'échantillon. 70
Tableau III-16:Résultats du test de Khi carré..... 72
Tableau III-17:Paramètres techniques des stations de mesure pluviométriques et hydrométriques. 75
Tableau III-18:Série des débits maximaux annuels enregistrés à la station hydrométrique d'Ababbsa (code 011715), d'après les données de l'ANRH..... 76
Tableau III-19:Résultats d'ajustement de la série de la station hydrométrique Ababbsa (Source : logiciel hyfran)..... 76
Tableau III-20:Synthèse des résultats d'ajustement pour les différentes périodes de retour. .. 78
Tableau III-21:Synthèse des résultats d'ajustement obtenus pour l'ensemble des stations étudiées. 79
Tableau III-22:Paramètre morphologique de l'hydrogramme de crue. 80
Tableau III-23:Variation des débits de crue au cours du temps. 80
Tableau III-24:Variation des débits de crue au cours du temps. (Suite) 81
Tableau III-25:Variation des débits de crue au cours du temps. (Suite et fin)..... 82

Chapitre IV : Etude hydraulique.

Tableau IV-1:Interprétation du nombre de Froude. 90
Tableau IV-2:Classification des régimes d'écoulement selon le nombre de Reynolds. 90
Tableau IV-3:les paramètres géométriques d'un canal. 91
Tableau IV-4:Ensemble des paramètres hydrauliques caractéristiques par station. 106
Tableau IV-5:Ensemble des paramètres hydrauliques caractéristiques par station. (Suite et fin) 107

Chapitre V : Etude des variantes.

Tableau V-1:Les valeurs du coefficient de rugosité n. 114
Tableau V-2:Marges de sécurité appliquées (Degoutte, 2012). 115
Tableau V-3:Vitesses limites d'érosion selon le type de revêtement des lits de canaux. 115
Tableau V-4:Caractéristiques dimensionnelles de l'ouvrage en béton armé de l'Oued BOUTAN. 116
Tableau V-5:Bilan de la simulation. 117
Tableau V-6:Bilan de la simulation. (Suite et fin) 118
Tableau V-7:les parties d'oued BOUTAN concernées par la marche escalier. 126
Tableau V-8: calcul de rapport d'énergie pour diffèrent angle d'inclinaison d'une marche. . 129
Tableau V-9:pourcentage de la dissipation d'énergie. 129
Tableau V-10:paramètres d'une marche inclinée. 131
Tableau V-11: résumé des calculs. 133
Tableau V-12:les hauteurs des murs bajoyers de tronçon 1 d'oued Boutane. 141

Chapitre VI : Organisation de chantier.

Tableau VI-1:tableau récapitulatif des couts estimatifs. 149
Tableau VI-2:Devis de la proposition marche escalier Totale d'oued BOUTAN. 149
Tableau VI-3:Matières indésirables dans les granulats. 150
Tableau VI-4:Programme des opérations avec indication des durées pour la construction des marches. 156

Liste des figures

Chapitre I : Généralités sur les inondations à l'échelle national et international.

Figure I-1:les combinaisons du risque (Ledoux. B, 2006). 20
Figure I-2:Eléments descriptif d'une crue (http ://gr-ea.weebly.com) 21
Figure I-3:Les risques d'inondation (Ledoux. B, 2006) 21
Figure I-4:la structure d'un cours d'eau (l'Office International de l'Eau (OIEau)) 24

Chapitre II : Présentation de la zone d'étude.

Figure II-1:Carte de Situation géographique de la plaine de Khemis Miliana (METENE, H., KAOUAR, A. (2020). Vulnérabilité et protection des ressources en eau souterraine de la plaine de Khemis Miliana (Doctoral dissertation, université ibn Khaldoun Tiaret).) 32
Figure II-2:Carte des pentes de la plaine de khemis Miliana 33
Figure II-3:Carte géologique schématique vectorisée de la plaine du Haut Chéliff (In Sahraoui, 2015) 34
Figure II-4:Coupe géologique de la plaine du Haut Cheliff. (Perrodon,A 1957) 35
Figure II-5:Carte géologique le la plaine de khemis Miliana. 36
Figure II-6:Températures mensuelles moyennes, minimales et maximales. 38
Figure II-7:Histogramme des vitesses des vents a Khemis Miliana. 39
Figure II-8:Histogramme des pluies mensuelles interannuelle khemis Miliana. 40
Figure II-9:Les zones sismiques d'Algérie RPA2024. 41
Figure II-10:Réseau hydrographique de la plaine du Haut Cheliff (In Boudjnane I, Maarouf n, 2015). 42
Figure II-11:Une image satellitaire d'oued Botan 43

Chapitre III : Etude hydrologique.

Figure III-1:Bassin versant. 45
Figure III-2:Différents types des bassins versant selon le coefficient de gravelius kG. 48
Figure III-3:Carte hypsométrique de bassin versant d'oued Botan. 51
Figure III-4:courbe hypsométrique du bassin versant oued BOTAN. 52
Figure III-5:Carte des pentes du bassin versant d'Oued Botan. 54
Figure III-6:Carte des courbes des niveaux du bassin versant d'Oued BOUTAN. 54
Figure III-7:Réseau hydrographique du bassin versant d'Oued Botan. 58
Figure III-8:Emplacement de la station pluviométrique EL KHEMIS. 65
Figure III-9:Graphique de l'ajustement à la loi de GUMBEL. 68
Figure III-10:Graphique de l'ajustement à la loi de Log Normale. 70
Figure III-11:Comparaison entre les lois de distribution ajustées appliquées à la station 011717. 71
Figure III-12:l'ajustement graphique de la distribution des pluies, ainsi que la droite d'extrapolation utilisée pour estimer les débits extrêmes (selon Laborde, 2000) 74
Figure III-13:l'ajustement graphique de la distribution des pluies, ainsi que la droite d'extrapolation utilisée pour estimer les débits extrêmes (selon Laborde, 2000) 74
Figure III-14:l'ajustement graphique de la distribution des pluies, ainsi que la droite d'extrapolation utilisée pour estimer les débits extrêmes (selon Laborde, 2000) 74
Figure III-15:l'ajustement graphique de la distribution des pluies, ainsi que la droite d'extrapolation utilisée pour estimer les débits extrêmes (selon Laborde, 2000) 74
Figure III-16:Représentation graphique de l'ajustement des pluies extrêmes journalières avec superposition de la droite d'extrapolation des débits. 78
Figure III-17:Hydrogrammes simulés pour un temps de retour de 100 ans au niveau des diverses stations 82

Figure III-18:Hydrogramme de crue de projet. 83

Chapitre IV : Etude hydraulique.

Figure IV-1:Évolution des grandeurs d'écoulement au cours du temps (dynamique des fluides université physiques volume 1). 88
Figure IV-2:Schéma des différents types d'écoulements dans un canal à surface libre (Southard, J. (2006). Hydraulic Regimes of Open-Channel Flow). 89
Figure IV-3:types des canaux (Mécanique des fluides — C. Bourdarias & S. Gerbi (2011)). 91
Figure IV-4:Environnement utilisateur de HEC-RAS (v. 6.3.1) 95
Figure IV-5:Importation du fichier de projection (.prj) et du modèle de terrain (.tif) dans RAS Mapper. 96
Figure IV-6:Représentation géométrique de l'oued BOTAN et de ses sections en travers. 97
Figure IV-7:Introduction des conditions aux limites. 98
Figure IV-8:Affectation du débit de projet au modèle. 98
Figure IV-9:Réglage du régime d'écoulement et initialisation de la simulation. 99
Figure IV-10:Profil en long du cours d'eau à l'état naturel d'une crue de période de retour centennale. 100
Figure IV-11:Visualisation 3D de l'Oued Boutan. 100
Figure IV-12:Courbe de tarage du tronçon modélisé de l'oued BOUTAN. 101
Figure IV-13:profil en travers de la section 2963. 101
Figure IV-14:profil en travers de la section 2914. 102
Figure IV-15:profil en travers de la section 2914. 102
Figure IV-16:profil en travers de la section 2914. 102
Figure IV-17:profil en travers de la section 2914. 102
Figure IV-18:profil en travers de la section 2149. 102
Figure IV-19:profil en travers de la section 2107. 103
Figure IV-20:profil en travers de la section 1883. 103
Figure IV-21:profil en travers de la section 1641. 104
Figure IV-22:Variation spatiale de la vitesse. 104
Figure IV-23:Variation spatiale de nombre de Froude. 105
Figure IV-24:Carte de répartition des profondeurs d'eau pour une crue centennale. 108
Figure IV-25:Carte de répartition des vitesses d'écoulement pour une crue centennale. 109

Chapitre V : Etude des variantes.

Figure V-1:Paramètres géométriques des différentes configurations de sections de canaux ouverts (Braudeau, M. (1991). Hydraulique générale et appliquée. Éditions Eyrolles) 114
Figure V-2:Dimensions du canal trapézoïdal en béton armé de l'Oued BOUTAN. 116
Figure V-3:section en travers (3107) du canal trapézoïdal en béton armé. 119
Figure V-4:section en travers (3107) du canal trapézoïdal en béton armé. 119
Figure V-5:section en travers (3107) du canal trapézoïdal en béton armé. 119
Figure V-6:section en travers (3107) du canal trapézoïdal en béton armé. 119
Figure V-7:section en travers (3306) du canal trapézoïdal en béton armé. 119
Figure V-8:section en travers (3788) du canal trapézoïdal en béton armé. 120
Figure V-9:section en travers (3788) du canal trapézoïdal en béton armé. 120
Figure V-10:section en travers (3788) du canal trapézoïdal en béton armé. 120
Figure V-11:section en travers (3788) du canal trapézoïdal en béton armé. 120
Figure V-12:section en travers (3224) du canal trapézoïdal en béton armé. 120

Figure V-13:paramètres géométriques d'un ouvrage en gradins (Novak, P. et al. (2007). Hydraulic Structures. Taylor & Francis.) 122
Figure V-14: Schéma caractéristique d'un écoulement en nappe avec ressaut hydraulique développé (Hager, W. H. (1992). Energy Dissipators and Hydraulic Jump. Kluwer Academic Publishers.) 123
Figure V-15:Schéma caractéristique d'un écoulement en nappe avec ressaut hydraulique partiel. (Hager, W. H. (1992). Energy Dissipators and Hydraulic Jump. Kluwer Academic Publishers.) 124
Figure V-16:Schéma caractéristique d'un écoulement de transition(Hager, W. H. (1992). Energy Dissipators and Hydraulic Jump. Kluwer Academic Publishers.) 124
Figure V-17:Schéma caractéristique d'un écoulement rasant (Hager, W. H. (1992). Energy Dissipators and Hydraulic Jump. Kluwer Academic Publishers.) 125
Figure V-18:Diagramme de classification des régimes d'écoulement. 126
Figure V-19: schéma caractéristique d'une chute à marches avec bassins (Chanson, H. (2002). Hydraulics of Stepped Chutes and Spillways. A.A. Balkema.) 131
Figure V-20:abaque de dimensionnement (Chanson, H. (2002). Hydraulics of Stepped Chutes and Spillways. A.A. Balkema). 132
FigureV-21:schéma caractéristique d'une rugosité en double zigzag (Bélorgey, M. (1974). Dissipateurs d'énergie. Éditions du Centre de Recherche et d'Essais de Chatou (Cemagref/EDF). 133
Figure V-22: schéma caractéristique d'une rugosité en mono zigzag (Bélorgey, M. (1974). Dissipateurs d'énergie. Éditions du Centre de Recherche et d'Essais de Chatou (Cemagref/EDF). 134
Figure V-23:schéma caractéristique d'une rugosité en travers normal ou arrondies (Bélorgey, M. (1974). Dissipateurs d'énergie. Éditions du Centre de Recherche et d'Essais de Chatou (Cemagref/EDF). 134
Figure V-24: schéma caractéristique d'une Rugosité a redans le Long de l'écoulement (Bélorgey, M. (1974). Dissipateurs d'énergie. Éditions du Centre de Recherche et d'Essais de Chatou (Cemagref/EDF). 135
Figure V-25:schéma caractéristique d'une Rugosité de bord sous forme de poutres normales (Bélorgey, M. (1974). Dissipateurs d'énergie. Éditions du Centre de Recherche et d'Essais de Chatou (Cemagref/EDF). 135
Figure V-26:schéma caractéristique d'une Rugosité combinée (Bélorgey, M. (1974). Dissipateurs d'énergie. Éditions du Centre de Recherche et d'Essais de Chatou (Cemagref/EDF). 136
Figure V-27:les forces agit sur le mur bajoyers. 142

Chapitre VI : Organisation de chantier.

Figure VI-1:Relation entre les personnes du chantier. 148
Figure VI-2:diagramme de GANTT avant modification. 155
Figure VI-3:Diagramme de planification des tâches établi par la méthode CPM. 157
Figure VI-4:Diagramme de GANTT. 158

Liste des planches

Planche N° 01 : Représentation en plan de l'oued Boutan.
Planche N° 02 : Profil longitudinal de l'oued Boutan.
Planche N°03 : Variante en marches d'escalier de l'oued Boutan.
Planche N°04 : Variante en marches d'escalier avec rugosité artificielle de type mono-zigzag.

Moyens de travail

Hyfran : (Hydrological Frequency Analysis) est un logiciel développé par l'Institut national de la recherche scientifique (INRS) au Canada. Il est dédié à l'analyse fréquentielle en hydrologie et permet d'évaluer la probabilité d'occurrence d'événements hydrologiques extrêmes tels que les crues, les sécheresses ou les pluies intenses. Hyfran offre un ensemble de méthodes statistiques pour ajuster des lois de probabilité aux données hydrologiques observées, estimer les quantiles associés à différentes périodes de retour et appuyer la prise de décision dans la gestion des risques hydriques et la conception d'ouvrages hydrauliques.

ArcGIS : est une suite logicielle de systèmes d'information géographique (SIG) développée par ESRI. Elle permet de collecter, gérer, analyser et visualiser des données spatiales afin de faciliter la prise de décision. Parmi ses principaux modules :

- ArcMap, utilisé pour la cartographie et l'analyse géospatiale ;
- ArcCatalog, destiné à la gestion des bases de données géographiques ;
- ArcToolbox, regroupant les outils de traitement et de transformation des données.

HEC-RAS : (Hydrologic Engineering Center's River Analysis System) est un logiciel de modélisation hydraulique conçu par le Corps des ingénieurs de l'armée des États-Unis. Il est destiné à l'étude des écoulements dans les rivières, les canaux et divers systèmes hydrauliques. Ce programme permet de simuler des paramètres tels que les débits, les hauteurs d'eau et les vitesses d'écoulement, afin de contribuer à l'évaluation des risques d'inondation, à la conception d'ouvrages hydrauliques et à la planification de l'aménagement des zones riveraines.

ملخص

تهدف هذه المذكرة إلى دراسة سبل الوقاية من أخطار الفيضانات المرتبطة بوادي بوتان في مدينة خميس مليانة (ولاية عين الدفلى). وقد شملت الدراسة معالجة متكاملة للمعطيات الجغرافية، الجيولوجية والمناخية للمنطقة، تلاها تحليل هيدرولوجي مفصل من أجل تحديد الخصائص المورفولوجية للحوض الهيدرولوجي وكميات التساقط المطرية. كما تم حساب التصريف الأقصى، باعتباره مؤشراً أساسياً لإنشاء النموذج الهيدروليكي للوادي وتحديد القطاعات الأكثر هشاشة أمام خطر الفيضانات انطلاقاً من هذه التحاليل، تم اقتراح حلول للتهيئة الهيدرولوجية المناسبة الكفيلة بالحد من مخاطر الفيضانات التي قد تهدد مدينة خميس مليانة، مع ضمان حماية السكان ومرافقة متطلبات التنمية العمرانية المستدامة

الكلمات المفتاحية: الفيضانات، واد بوتان، خميس مليانة، دراسة هيدرولوجية، التدفق الاعظمي.

Résumé

L’objet de ce mémoire est l’analyse et la prévention des risques d’inondation liés à l’oued Boutane, traversant la ville de Khemis Miliana (wilaya d’Aïn Defla). L’étude s’appuie sur un traitement intégré des paramètres géographiques, géologiques et climatiques de la zone, complété par une investigation hydrologique approfondie visant à caractériser la morphologie du bassin versant et à quantifier les précipitations. Le calcul du débit de pointe a été réalisé, constituant un indicateur fondamental pour la modélisation hydraulique de l’oued et la délimitation des secteurs vulnérables aux débordements. Sur la base de ces résultats, des scénarios d’aménagement hydrotechnique ont été développés afin d’atténuer l’aléa inondation, de sécuriser les zones urbanisées et de renforcer la résilience de la ville de Khemis Miliana, tout en intégrant les exigences d’un développement urbain durable.

Mots-clés : Inondations, Oued Boutane, Khemis Miliana, Étude hydrologique, Débit maximal.

Abstract

The purpose of this dissertation is to analyze and prevent flood risks associated with the Boutane river, which crosses the city of Khemis Miliana (Aïn Defla province). The study is based on an integrated assessment of the geographical, geological, and climatic parameters of the area, complemented by an in-depth hydrological investigation aimed at characterizing the watershed morphology and quantifying rainfall. The peak discharge was calculated, serving as a key indicator for hydraulic modeling of the wadi and for delineating the sectors most vulnerable to overflow. Based on these results, hydrotechnical development scenarios were proposed to mitigate flood hazards, secure urbanized areas, and strengthen the resilience of Khemis Miliana, while also addressing the requirements of sustainable urban development.

Key words: Floods, Boutane Wadi, Khemis Miliana, Hydrological study, Peak discharge.

Introduction générale

Les catastrophes naturelles constituent une préoccupation majeure dans le monde, en raison des pertes humaines et matérielles qu'elles entraînent. Parmi elles, les inondations occupent une place particulière puisqu'elles représentent l'aléa naturel le plus fréquent et le plus destructeur. Chaque année elles touchent des millions de personnes, perturbent les activités économiques et fragilisent durablement les territoires concernés. Ce phénomène est accentué par le changement climatique qui entraîne une intensification des précipitations extrêmes, ainsi que par l'urbanisation rapide et parfois anarchique, qui réduit les zones naturelles d'écoulement et augmente la vulnérabilité des populations.

En Algérie, de nombreuses villes ont connu au cours des dernières décennies des épisodes d'inondations parfois dramatiques. Ces événements ont mis en évidence la nécessité de renforcer les dispositifs de prévention et de protection contre ce risque naturel. La ville de khemise-Miliana située dans la wilaya de Aïn Defla, n'échappe pas à cette problématique. Traversée par l'oued Boutane elle est particulièrement exposée aux crues soudaines pouvant engendrer d'importants dégâts sur les infrastructures, les habitations et la vie quotidienne des habitants. L'étude et la maîtrise de ce risque apparaissent donc comme un enjeu primordial tant sur le plan humain qu'économique.

Dans ce contexte, le choix de notre sujet s'inscrit dans une démarche à la fois scientifique et pratique. D'un point de vue scientifique, il s'agit de contribuer à une meilleure compréhension des mécanismes hydrologiques et hydrauliques liés aux crues dans un milieu urbain spécifique. D'un point de vue pratique, l'objectif est de proposer des solutions de protection adaptées permettant de réduire la vulnérabilité de la ville et de sécuriser durablement ses habitants et ses infrastructures.

L'objectif général de ce mémoire est donc d'étudier et de concevoir des solutions techniques pour la protection de la ville de khemise Miliana contre les inondations. Pour atteindre ce but plusieurs objectifs spécifiques ont été fixés telle que la réalisation d'une étude géographique, géologique et climatique de la région mener une analyse hydrologique et hydraulique de l'oued Boutane. L'examinassions et la comparaison entre les différentes variantes de protection (canal, marche escalier, etc.), proposer la solution la plus adaptée en fonction des contraintes techniques, environnementales et socio-économiques. La méthodologie adoptée repose sur une approche pluridisciplinaire combinant des études bibliographiques, des analyses de terrain, des calculs hydrologiques et hydrauliques ainsi que des simulations numériques. L'ensemble de ces démarches vise à garantir une analyse complète et une proposition de solution fiable et durable. Enfin, ce mémoire est structuré en six grandes parties :

Chapitre 1 : la première partie est consacrée au cadre général sur les inondations en Algérie et au monde.

Chapitre 2 : contient la présentation de la zone d'étude ainsi qu'à l'analyse des principales caractéristiques climatiques, éléments indispensables pour l'aménagement du cours d'eau Oued Boutane.

Chapitre 3 : la troisième partie porte sur les études hydrologiques de l'oued Boutane.

Chapitre 4 : la quatrième partie porte sur l'étude hydraulique de l'oued Boutane.

Chapitre 5 : cette partie est dédiée à l'analyse comparative des variantes proposées et au choix de la solution optimale pour la protection de la ville.

Chapitre 6 : Ce chapitre présente l'étude de l'organisation du chantier, visant à encadrer le déroulement du projet tout en fournissant une estimation des coûts et des délais nécessaires à la réalisation de l'aménagement.

CHAPITRE I :

Généralités sur les inondations à l'échelle nationale et international

Introduction

Les inondations représentent l'un des risques naturels les plus fréquents et les plus destructeurs tant à l'échelle nationale qu'internationale. Partout dans le monde, elles causent chaque année des pertes humaines, des dégâts matériels considérables et des perturbations économiques majeures. En Algérie, comme dans de nombreux pays l'intensification de l'urbanisation, la mauvaise gestion des eaux pluviales et les effets du changement climatique aggravent la fréquence et l'impact des crues. À l'échelle mondiale, les événements extrêmes deviennent plus fréquents, exposant davantage de populations à ces risques. Comprendre les mécanismes des inondations et en analyser les causes et les conséquences, tant au niveau local que global, est essentiel pour renforcer la prévention, améliorer les systèmes d'alerte et limiter les dommages futurs.

I.1 Définition

I.1.1 L'aléa

Est un phénomène naturel ou technologique potentiellement dangereux, dont on peut évaluer la probabilité d'occurrence et l'intensité. "L'aléa, au-delà de son caractère aléatoire, doit être compris comme un élément structurant des systèmes complexes, où il ne se limite pas à l'imprévu mais joue un rôle dans l'organisation et l'évolution des phénomènes sociaux et environnementaux. » (Jean-Claude Roux : source : Recherches en gestion des risques et modélisation) (Pigeon, 2002). Dans le cas des inondations, l'aléa désigne la possibilité pour un territoire d'être touché par un événement hydrologique (crue, débordement, ruissellement intense) en fonction de sa fréquence de sa durée et de son intensité. Il est généralement caractérisé par :

- La hauteur de l'eau lors de l'inondation,
- La vitesse du courant,
- La durée de submersion,
- La fréquence de l'événement (inondation décennale, centennale, etc.).

L'aléa peut être :

- Fort : si l'inondation est fréquente et violente,
- Modéré : si elle est moins fréquente ou moins intense,
- Faible : si elle est rare ou peu destructrice

I.1.2 Enjeux

"L'enjeu est ce qui est exposé à un aléa, et dont la perte ou l'endommagement aurait un impact sur la société. " (Brunet, Ferras et Théry (1993))

I.1.3 La vulnérabilité

La vulnérabilité désigne le degré de fragilité ou de sensibilité d'un système, d'une population, ou d'un territoire face à un aléa. Elle dépend de plusieurs facteurs comme l'exposition, la capacité d'adaptation, les conditions sociales, économiques et environnementales. Elle exprime donc la probabilité qu'un enjeu soit endommagé ou affecté négativement lorsqu'un aléa se produit. "La vulnérabilité désigne la prédisposition d'un élément à subir des dommages lors d'un aléa. » (P. Pigeon (2005)). Il met l'accent sur la prédisposition au dommage avant même que l'aléa se manifeste.

I.1.4 Le risque

Le risque est la rencontre d'un aléa et d'une vulnérabilité. (André Dauphiné, géographe, spécialiste des risques naturels) est la combinaison d'un aléa c'est-à-dire un événement potentiellement dangereux (comme une inondation, un séisme, etc.), et de la vulnérabilité des enjeux exposés (personnes, biens, activités). Autrement dit, le risque existe lorsque des éléments vulnérables se trouvent dans une zone où un aléa peut survenir.

En résumé : Risque = Aléa × Vulnérabilité.

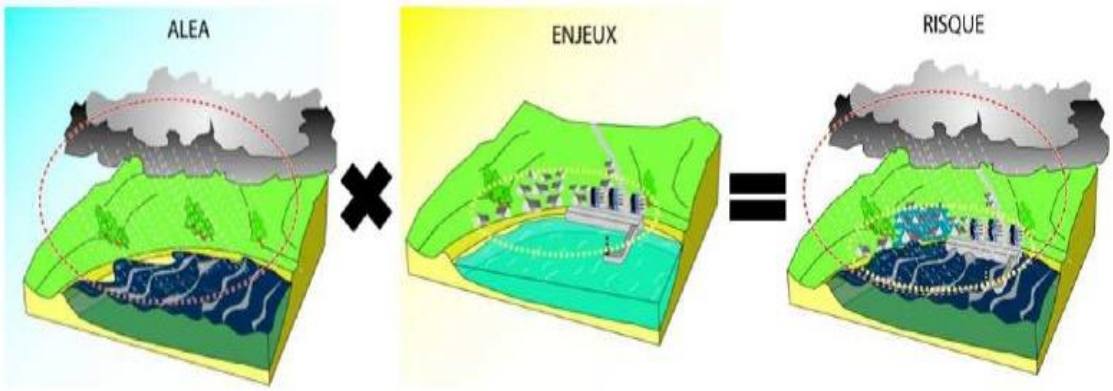


Figure I-1:les combinaisons du risque (Ledoux. B, 2006).

I.1.5 La crue

Une crue est un phénomène hydrologique naturel qui se manifeste par une élévation temporaire du niveau d'un cours d'eau, due à une augmentation importante et rapide de son débit. Cette montée des eaux peut résulter de plusieurs facteurs, comme des précipitations intenses, la fonte des neiges ou la libération brutale d'eaux stockées

(Par exemple, la rupture d'un barrage naturel). Lorsque le niveau de l'eau dépasse la capacité d'écoulement du lit mineur (le lit ordinaire de la rivière), la crue peut entraîner un débordement dans le lit majeur, c'est-à-dire les zones plus larges naturellement prévues pour accueillir l'excès d'eau. Si ces zones sont urbanisées ou habitées la crue peut alors provoquer une inondation, devenant ainsi un aléa potentiellement dangereux.

- Crue ≠Inondation, mais une crue peut provoquer une inondation.
  Elle peut être :
- Crue ordinaire : fréquente, sans débordement majeur
- Crue exceptionnelle : rare et souvent destructrice (ex : crue centennale)
  Elle fait l'objet de surveillance et de prévision par les services hydrométéorologiques.

I.1.5.1 Les éléments descriptifs d'une crue

Une crue peut être caractérisée par quatre éléments principaux :

• **Le temps de concentration :** il correspond à la durée nécessaire pour qu'une goutte d'eau tombée à l'endroit le plus éloigné du bassin atteigne l'exutoire.

• **Le débit de pointe :** il reflète l'intensité maximale de la crue ainsi que la durée de la phase critique.

• **La courbe de tarissement :** elle illustre la baisse progressive du niveau de la rivière jusqu'à retrouver son état initial avant la crue.

• La période de retour : par exemple, une crue dite centennale a une probabilité annuelle de 1 sur 100 de se produire

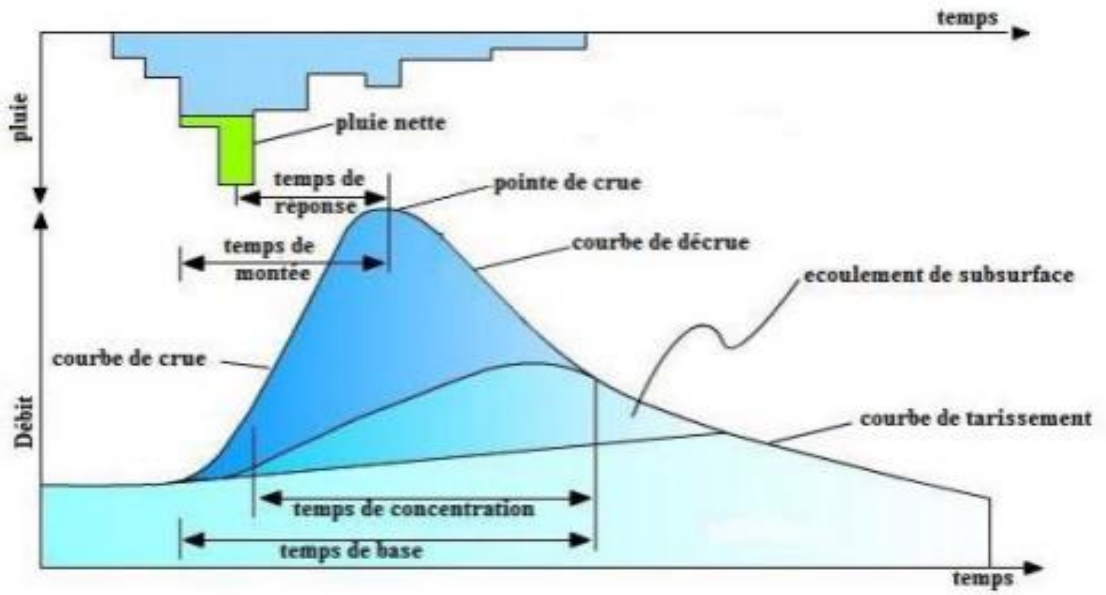


Figure I-2:Eléments descriptif d'une crue (http ://gr-ea.weebly.com)

I.2 Les inondations

Une inondation est un débordement d'eau qui recouvre une surface normalement non submergée, souvent à la suite de pluies intenses, du débordement de rivières, de crues soudaines ou de la montée des eaux marines. Ce phénomène peut toucher des zones urbaines ou rurales et provoquer des dégâts importants aux habitations, aux infrastructures, aux cultures et à l'environnement. L'inondation devient un risque majeur lorsqu'elle menace la sécurité des populations et perturbe gravement le fonctionnement d'un territoire.

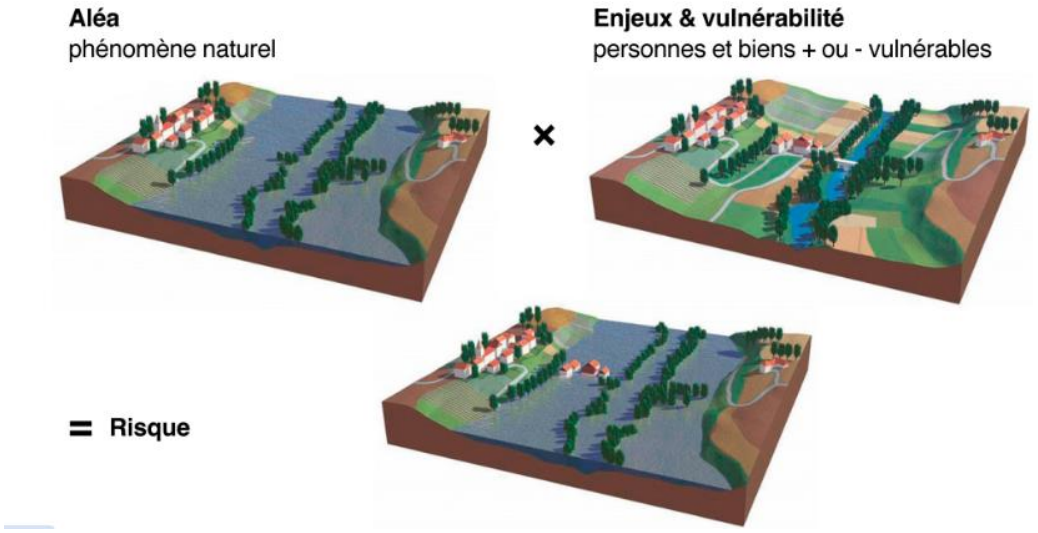


Figure I-3:Les risques d'inondation (Ledoux. B, 2006)

I.3 Mécanismes des inondations

Les facteurs qui influent sur les inondations sont :

1.Facteur nature

- Les précipitations.
- La topographie.
- Le débit des cours d'eau.
- La géologie et le sol.
- La couverture végétale.
- Les phénomènes climatiques extrêmes.
- Le niveau de la mer

2.Facteur humain

- L'urbanisation.
- La gestion de l'eau et des infrastructures.
- Les aménagements des rivières et des zones côtières.
- Les pratiques agricoles.
- Le changement climatique.
- La déforestation.
- L'urbanisation des zones inondables.

I.4 Les types des inondations

I.4.1 Inondation fluviale (ou de rivière)

Les inondations fluviales également appelées crues, se produisent lorsque le débit d'un cours d'eau (fleuve, rivière) dépasse sa capacité entraînant un débordement. Elles résultent généralement de pluies prolongées de la fonte des neiges ou d'une combinaison des deux. Ces inondations évoluent lentement sur plusieurs heures ou jours et peuvent persister pendant des semaines, notamment dans les plaines alluviales. Les conséquences incluent des dommages aux infrastructures, à l'agriculture et des déplacements de population. Des exemples emblématiques incluent les crues du Mississippi aux États-Unis ou celles de la Seine en France.

I.4.2 Inondations pluviales

Les inondations pluviales surviennent lors de précipitations intenses et soudaines souvent associées à des orages. L'eau ne pouvant s'infiltrer dans les sols imperméabilisés (en milieu urbain) ou déjà saturés, elle ruisselle et s'accumule rapidement provoquant des inondations éclairs. Ces événements bien que de courte durée (quelques heures), peuvent causer des dégâts matériels importants et mettre des vies en danger. Les villes comme Marseille ou Montpellier en France sont régulièrement touchées par ce phénomène.

I.4.3 Inondations côtières

Les inondations côtières, ou submersions marines sont causées par une élévation temporaire du niveau de la mer due à des tempêtes, des ouragans ou des tsunamis. L'eau salée envahit alors les zones littorales, endommageant les écosystèmes et les infrastructures. Ces inondations sont souvent brutales et extrêmement destructrices. L'ouragan Katrina (2005) et la tempête Xynthia (2010) en sont des exemples marquants. Avec l'élévation du niveau de la mer due au changement climatique, ces événements devraient devenir plus fréquents et plus intenses.

I.4.4 Inondations par ruissellement

Ce type d'inondation se produit lorsque de fortes pluies tombent sur des sols imperméables ou déjà saturés, provoquant un ruissellement rapide de l'eau en surface. Contrairement aux inondations fluviales, l'eau ne provient pas d'un cours d'eau débordant mais s'écoule directement sur le terrain souvent en suivant la pente. Ce phénomène est fréquent en zones rurales ou montagneuses et peut entraîner des coulées de boue destructrices, emportant tout sur leur passage.

I.4.5 Inondations par remontée de nappe phréatique

Lorsque les précipitations sont abondantes et prolongées, les nappes phréatiques (eaux souterraines) peuvent monter jusqu'à affleurer à la surface, provoquant des inondations. Contrairement aux autres types, celles-ci se développent très lentement (sur plusieurs semaines) mais peuvent persister longtemps, rendant les zones inhabitables. Ces inondations sont difficiles à prévoir et à gérer, comme on a pu le voir dans certaines régions du Nord de la France.

I.4.6 Inondations par rupture d'ouvrage

Ces inondations souvent catastrophiques, résultent de la rupture soudaine d'un barrage, d'une digue ou d'une canalisation. L'eau est alors libérée brusquement, créant une vague dévastatrice. Bien que rares ces événements peuvent causer des pertes humaines et matérielles considérables. La rupture du barrage de Malpasset en France (1959), qui a fait plus de 400 victimes, en est un exemple tragique.

I.4.7 Inondations glaciaires (jökulhlaup)

Typiques des régions glaciaires ou volcaniques, ces inondations surviennent lorsqu'un lac glaciaire se vide subitement, souvent à cause de la fonte des glaces ou d'une éruption volcanique sous-glaciaire. Le débit peut être colossal, emportant tout sur son passage. L'Islande, avec ses nombreux glaciers et volcans, est particulièrement exposée à ce phénomène.

I.5 Les paramètres d'un cours d'eau

Les paramètres d'un cours d'eau sont les différentes caractéristiques physiques, hydrologiques et morphologiques qui permettent de décrire, comprendre et analyser son fonctionnement. Ces paramètres sont essentiels pour l'étude de l'hydrologie, la gestion des ressources en eau, la prévention des inondations et l'aménagement du territoire.

1. Paramètres hydrologiques

Ce sont les éléments liés à l'eau qui s'écoule dans le cours d'eau.

- **Débit (Q) :** Quantité d'eau qui passe en un point donner d'un cours d'eau par Unité de temps (exprimé en m^3/s).

$$Q=A\times VQ = A \times VQ=A\times V$$

(Avec A : section transversale et V : vitesse de l'eau)

- **Régime hydrologique :** Variation saisonnière du débit (régime pluvial, nival, glaciaire ou mixte). Il dépend du climat et du bassin versant.
- **Hauteur d'eau (ou tirant d'eau) :** Profondeur de l'eau mesurée verticalement à partir du lit du cours d'eau jusqu'à la surface.
- **Hauteur d'eau (ou tirant d'eau) :** Temps nécessaire à une goutte d'eau tombée au point le plus éloigné du bassin pour atteindre l'exutoire.
- **Hauteur d'eau (ou tirant d'eau) :** Quantité de sédiments transportés par le cours d'eau (en suspension ou en charriage).

2. Paramètres géométriques et morphologiques

Ils décrivent la forme physique du cours d'eau.

- **Lit mineur :** Le lit mineur d'un cours d'eau désigne la partie du lit, généralement la zone la plus basse, où l'eau s'écoule habituellement sous des conditions normales (basses eaux et débit moyen). Il correspond à l'espace dans lequel le cours d'eau trouve son chemin pendant la majeure partie de l'année, sans risque de débordement. Le lit mineur est donc distinct du lit majeur, qui représente la zone qui peut être inondée lors de crues importantes.
- **Lit majeur :** Le lit majeur d'un cours d'eau désigne la zone de la vallée qui peut être inondée lors de crues importantes. Il s'étend au-delà du lit mineur, c'est-à-dire la partie habituellement occupée par l'eau en période normale. Le lit majeur comprend des zones qui sont submergées lorsque le niveau de l'eau dépasse le débit habituel, notamment lors de fortes pluies ou de la fonte des neiges. Ces zones peuvent contenir des alluvions déposées par les crues, comme des sables, des graviers ou des boues.
- **Les berges :** Les berges d'un cours d'eau désignent les rives ou les bords du lit d'un cours d'eau. Ce sont les zones qui délimitent le lit mineur et le lit majeur. Les berges peuvent être constituées de terres, de végétation, de rochers, ou d'autres matériaux et jouent un rôle crucial dans la stabilité du cours d'eau. Elles aident à contrôler l'érosion, soutiennent la biodiversité et peuvent servir de zones tampon contre les inondations. En période de crue, l'eau peut déborder sur les berges et envahir le lit majeur, provoquant des inondations.
- **Le ripisylve :** La ripisylve désigne la végétation qui se développe le long des berges des cours d'eau, des rivières ou des ruisseaux. Ce terme vient des mots "ripa" (berges) et "sylve" (forêt), désignant ainsi la forêt riveraine ou la végétation riparienne.
- **Alluvions et substratum :** Les alluvions sont les grains fins ou grossiers alternativement déposés ou repris par le courant.

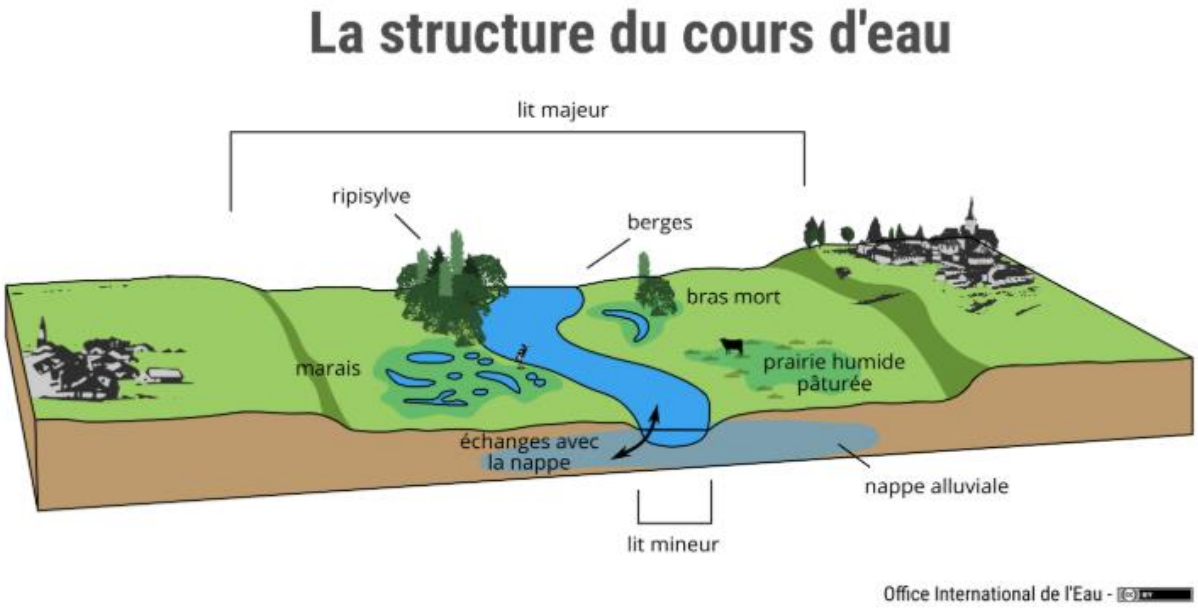


Figure I-4:la structure d'un cours d'eau (l'Office International de l'Eau (OIEau))

3. Paramètres physico-chimiques

Utiles pour l'étude de la qualité de l'eau.

- Température
- PH (acidité ou alcalinité de l'eau)
- Conductivité (quantité de sels dissous)
- Turbidité (transparence de l'eau)
- Taux d'oxygène dissous
- Concentrations en nutriments (nitrates, phosphates, etc.)

4. Paramètres écologiques

Liés à la biodiversité et à l'environnement.

- Faune et flore aquatiques : poissons, macro-invertébrés, algues, plantes rivulaires...
- État écologique : indicateur de la santé globale du cours d'eau.
- Ripisylve : végétation bordant le cours d'eau, jouant un rôle dans la stabilisation des berges et la filtration des eaux.

5. Paramètres du bassin versant

Un cours d'eau dépend directement des caractéristiques de son bassin.

- Superficie du bassin versant
- Type de sol (perméable ou imperméable)
- Occupation des sols (forêts, agriculture, urbanisation)
- Climat (pluviométrie, température)

I.6 Les inondations dans le monde

Les inondations sont des phénomènes naturels qui affectent toutes les régions du monde, mais elles sont devenues plus fréquentes et sévères ces dernières années en raison du changement climatique.

De nombreux pays ont été frappés par des inondations dévastatrices, entraînant d'importantes pertes humaines et matérielles.

• Pakistan : En 2022, le Pakistan a connu sa pire saison des pluies depuis 1961, avec des inondations ayant causé près de 1 500 morts, affecté 33 millions de personnes et englouti un tiers du pays. Les dégâts sont estimés à 30 milliards de dollars.

• Chine : En avril 2024, des pluies diluviennes ont frappé la province du Guangdong, causant au moins 5 morts et provoquant l'évacuation de milliers de personnes.

• Inde, Népal et Bangladesh : En août 2017, des pluies continues de mousson ont engendré de graves inondations dans ces trois pays, touchant près de 30 millions de personnes en Inde.

• Émirats Arabes Unis : Le 17 avril 2024, des pluies record ont provoqué des inondations, des embouteillages et des perturbations du trafic aérien à Dubaï, marquant les pluies les plus importantes jamais enregistrées dans la ville.

• Allemagne : En 2013, des inondations catastrophiques ont frappé l'Allemagne, causant plus de 12 milliards d'euros de dégâts.

• Europe : En 2022, une série d'inondations a touché plusieurs pays européens, dont la France, la Belgique et l'Allemagne, en raison de pluies intenses.

• Libye : En septembre 2023, des inondations causées par la tempête Daniel ont fait plus de 3 800 morts dans la ville de Derna.

• États-Unis : En 2022, les États-Unis ont également été frappés par de fortes inondations, particulièrement dans le Midwest et l'État de New York.

Ces événements montrent l'ampleur croissante des inondations à l'échelle mondiale et l'impact dévastateur qu'elles ont sur les communautés et les infrastructures.

I.7 Les inondations en Algérie

Le tableau ci-dessous présente un aperçu chronologique des principales inondations survenues en Algérie au cours des dernières décennies, avec un focus sur les événements récents, permettant ainsi de mesurer l'ampleur de ce phénomène et ses conséquences sur les populations locales et l'économie du pays.

Tableau I-1:Principales inondations en Algérie (1927-2023) ; Catalogues historiques (Northwestern Algeria)

Année	Mois	Région	Evènement	Conséquence	Morts
1927	Novembre	Alger	Déluge historique	Destruction du centre-ville	250-300
1957	Octobre	Nord	Cyclone méditerranéen	Inondations généralisées	+50
2001	Novembre	Bab el oued	Glissements de terrain	Catastrophe urbaine	713
2018	Novembre	Tizi ouzou	Pluies Torrentielles (100mm/24h)	Routes coupées	7
2021	Aout	Kabylie	Tempête Daniel	Villages isolés	9
2021	Novembre	Alger	Crue de l'oued El Harrach	Métro inondé	5
2023	Janvier	Oran	Tempête Hiba	Submersion côtière	3

I.8 Les effets d'inondations

Les inondations ont plusieurs effets néfastes sur la santé humaine, l'environnement et les services essentiels. Les impacts majeurs comprennent :

• **Risques pour la sécurité physique :** Les inondations augmentent les risques de noyade, de blessures dues à des débris flottants ou des structures effondrées, ainsi que des accidents liés à la circulation dans les zones inondées.

• **Risques sanitaires :** Les eaux d'inondation peuvent être contaminées par des agents pathogènes, des produits chimiques, des déchets et des matières fécales, ce qui entraîne un risque accru de maladies infectieuses comme les infections gastro-intestinales, les infections cutanées et les maladies respiratoires.

• **Stress psychologique :** Les inondations peuvent provoquer des traumatismes émotionnels et psychologiques tels que l'anxiété, le stress post-traumatique (TSPT) et des dépressions, en raison de la perte de biens, de l'isolement social et des perturbations dans la vie quotidienne.

• **Impact sur l'accès aux soins de santé :** Les inondations peuvent perturber les services de santé en rendant les infrastructures médicales inaccessibles, limitant l'approvisionnement en médicaments et affectant les opérations de secours et d'évacuation.

• **Augmentation des risques de maladies vectorielles :** Elles favorisent la propagation de maladies comme le paludisme, la dengue et le chikungunya, en créant des conditions favorables à la reproduction des insectes vecteurs dans les eaux stagnantes.

• **Approvisionnement en eau potable :** Les inondations peuvent contaminer les sources d'eau potable, endommager les infrastructures de traitement et perturber les réseaux de distribution, ce qui entraîne des pénuries d'eau potable et un risque accru de maladies d'origine hydrique.

• **Assainissement :** Les inondations peuvent provoquer le débordement des systèmes d'assainissement, la contamination des eaux usées et des déchets, ainsi que la saturation des installations de traitement, augmentant les risques sanitaires et environnementaux.

• **Services de santé :** Elles endommagent les infrastructures médicales, limitent l'accès aux soins et augmentent la demande de services d'urgence à cause des blessures et des maladies liées aux inondations.

• **Infrastructure et transport :** Les inondations endommagent les routes, les ponts, les voies ferrées et les aéroports, perturbant les déplacements des personnes et des biens. Les routes peuvent être coupées, les ponts effondrés et les voies ferrées submergées, freinant les opérations de transport.

• **Énergie :** Elles perturbent les infrastructures énergétiques, telles que les centrales électriques et les réseaux de distribution, provoquant des pannes de courant généralisées affectant les foyers, les entreprises et les services essentiels.

• **Services de communication :** Les infrastructures de communication comme les câbles souterrains, les antennes cellulaires et les tours de télécommunication peuvent être endommagées, entraînant des interruptions des services téléphoniques, Internet et télévision, et limitant la capacité des personnes à communiquer et à recevoir des informations.

• **Agriculture et alimentation :** Les inondations endommagent les cultures, les terres agricoles et les infrastructures agricoles, entraînant des pertes de récoltes, des pénuries alimentaires et des perturbations des marchés alimentaires.

I.9 Impact d'inondations sur l'environnement

• **Perte de biodiversité :** Les inondations peuvent détruire des habitats naturels et entraîner la disparition d'espèces végétales et animales.

• **Pollution de l'eau :** Elles peuvent transporter des déchets, des produits chimiques et des substances toxiques, polluant ainsi les cours d'eau, lacs et zones humides.

• **Dégradation des sols :** L'érosion des sols causée par les inondations peut entraîner la perte de terres agricoles fertiles et la pollution des sols par les sédiments transportés.

• **Perturbation des écosystèmes aquatiques :** Les inondations perturbent les écosystèmes aquatiques en modifiant la qualité de l'eau, en déplaçant les espèces aquatiques et en perturbant les cycles de reproduction.

• **Pertes économiques :** Les inondations causent des dommages matériels considérables aux infrastructures, aux habitations, aux entreprises et entraînent des pertes agricoles, ce qui génère des coûts économiques importants.

• **Dégradation des écosystèmes terrestres :** Elles submergent les zones boisées, perturbent les habitats terrestres et favorisent la prolifération d'espèces invasives.

Conclusion

L'inondation est un phénomène difficile à prévoir précisément, bien que son intensité puisse être anticipée. Le facteur clé dans la formation des crues est la pluie, et la prévision des inondations repose sur une surveillance constante des précipitations. Considérée comme un événement climatique extrême, l'inondation engendre de graves conséquences

humaines, sociales, économiques et environnementales, tant dans les pays développés que dans les pays en développement, bien que l'impact varie selon les régions et les capacités de gestion de chaque commun.

Chapitre II : Présentation de la zone d’étude

Introduction

Le deuxième chapitre de cette étude présente une analyse approfondie du bassin versant de la zone étudiée, en insistant sur l'influence déterminante des caractéristiques géographiques et physiographiques dans les dynamiques hydrologiques. Les facteurs clés examinés sont l'altitude, la pente, la morphologie du bassin et la lithologie. L'altitude influence la répartition des précipitations affectant les apports en eau, le ruissellement et la recharge des nappes. La pente, quant à elle détermine la vitesse du ruissellement influençant l'érosion, l'infiltration et le transport des sédiments. La forme du bassin et ses réseaux de drainage orientent les flux d'eau, la dynamique des crues et la qualité de l'eau. Enfin, la lithologie impacte l'infiltration et le stockage souterrain de l'eau. L'ensemble de ces éléments permet de mieux comprendre le fonctionnement hydrologique du bassin, condition essentielle pour une gestion durable de l'eau, la prévention des risques naturels et la planification environnementale.

II.1 La situation géographique de la zone d'étude

La plaine de Khemis Miliana, connue aussi sous le nom de la plaine alluviale du Haut Cheliff est localisée dans la wilaya d'Ain Defla. Elle est située à 120 km au Sud-ouest d'Alger et à 25Km à l'Est de chef-lieu de la Wilaya sur la route nationale N°4. Cette plaine appartient au bassin du Cheliff, elle apparait sous la forme d'une dépression intra-montagneuse dans la partie nord de l'Algérie. La région d'étude couvre une superficie de 360 Km² et un périmètre de 159 Km et de 270 m d'altitude moyenne. Elle est limitée :

- Au Nord par le massif du Zaccar (1576m).
- Au Sud par les premiers contreforts de l'Ouarsenis (1700m).
- À l'Est par le seuil de Djendel (Djebel Gountas 781 m d'altitude).
- À l'Ouest par le seuil des Aribs (Djebel Doui).

La plaine est caractérisée par une pente relativement faible estimée à 15. Elle est comprise entre les coordonnées géographiques :

- 36°7' - 36°17' de latitude Nord, c'est-à-dire entre les communes de Bir-Ould Khelifa et Miliana.
- 2°1' - 2°17' de longitude Est, entre Djebels Doui et Gountas .

La zone d'étude couvre sept communes totalement qui sont : Arib, Sidi Lakhder, Khemis Miliana, Ain Sultane, Djendel, Bir Ould Khelifa et Djelida, et cinq communes partiellement qui sont : Ain Defla, Ben Allal, Bordj Emir Khaled, Oued Djemaa et Ain Lechiekh.

Accessibilité et réseau de transport

- Traversée par la Route Nationale N°4 (RN 4) et l'Autoroute Est-Ouest.
- Une nouvelle autoroute en cours reliera Khemis Miliana et Berrouaghia à Bordj Bou Arréridj à l'est du pays.
- Elle est également accessible via la route Nationale N4B.



Figure II-1:Photo aérienne de la ville KHEMIS MELIANA (Google Earth)

En complément la figure suivante apporte une autre vue de la zone étudiée.

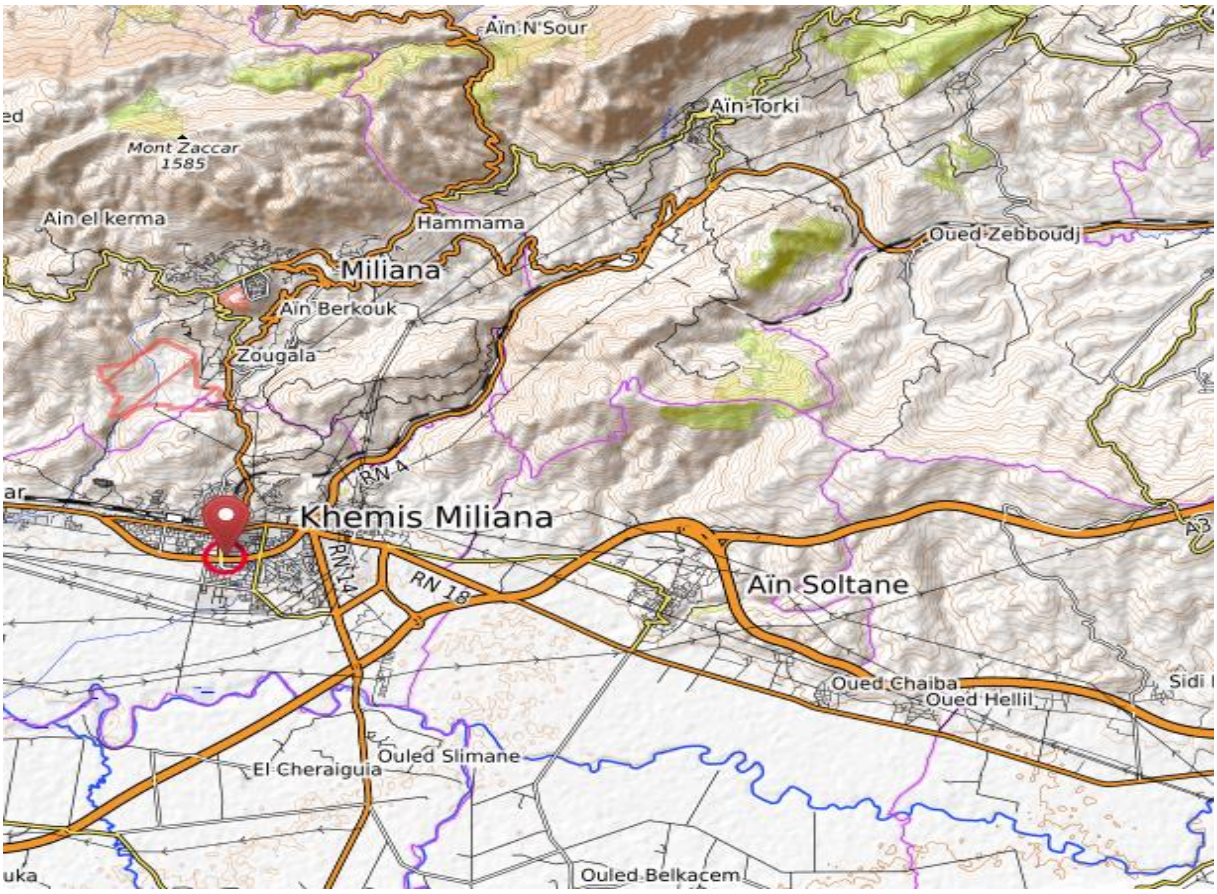


Figure II-2:Carte topographique de la zone d'étude(opentopomaps)

La figure suivante illustre la situation géographique du site, en le positionnant par rapport aux principales unités géomorphologiques et aux éléments majeurs de son environnement.

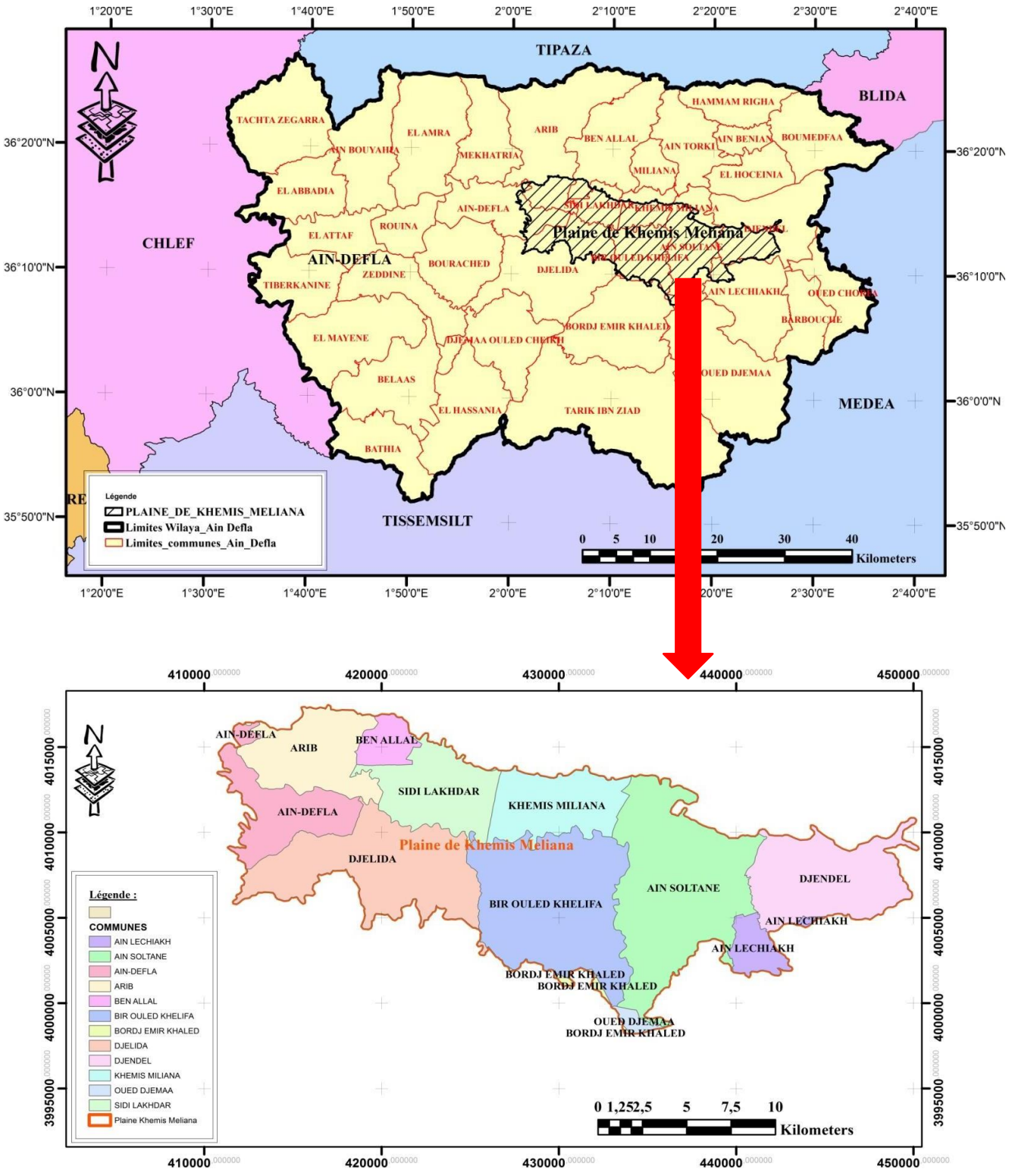


Figure II-1:Carte de Situation géographique de la plaine de Khemis Miliana (METENE, H., KAOUAR, A. (2020). Vulnérabilité et protection des ressources en eau souterraine de la plaine de Khemis Miliana (Doctoral dissertation, université ibn Khaldoun Tiaret).)

II.2 Contexte géomorphologique

Les paramètres géomorphologiques ont une influence significative sur l'écoulement des eaux superficielles, en particulier sur le régime d'écoulement. La topographie et le relief de la plaine présentent une grande variabilité résultant de la combinaison de deux facteurs principaux : la pente et l'altitude.

La pente du relief constitue un paramètre essentiel en hydrogéologie. En règle générale, plus la pente est importante, plus le risque de contamination des eaux souterraines diminue. En effet, une pente marquée favorise le ruissellement des eaux, ce qui limite l'infiltration des contaminants dans le sol (Sahraoui N., 2015).

Dans le cas de la nappe alluviale du Haut Cheliff, celle-ci se caractérise par une forme allongée et une faible pente d'environ 15

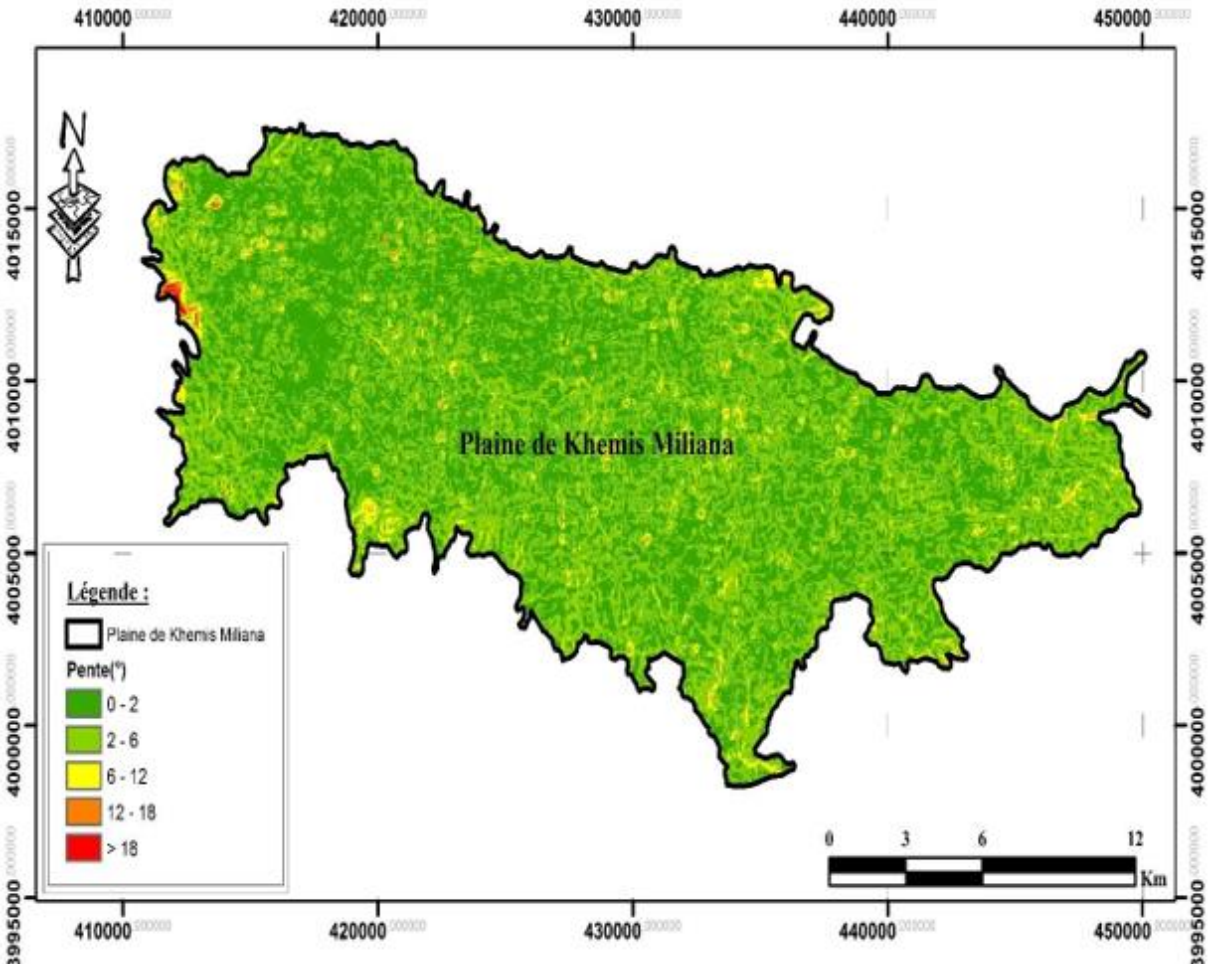


Figure II-2:Carte des pentes de la plaine de khemis Miliana

II.3 Le contexte géologique

La plaine du Haut Cheliff est une dépression comblée par des dépôts alluvionnaires structurée en deux compartiments distincts, séparés par un seuil dont l'axe passe à proximité de l'Oued Souffey, et est repérable dans la partie sud-est de la plaine. Ce seuil résulte d'une remontée du substratum crétacé, marquant une avancée des terrains crétacés vers le centre de la plaine, à l'ouest de l'Oued Deurdeur. Le compartiment oriental fait partie du bassin miocène de Médéa, où les formations gréso-conglomératiques du

Miocène sont bien développées. En revanche, le compartiment occidental présente une sédimentation différente, composée de grès, poudingues, schistes et marnes.

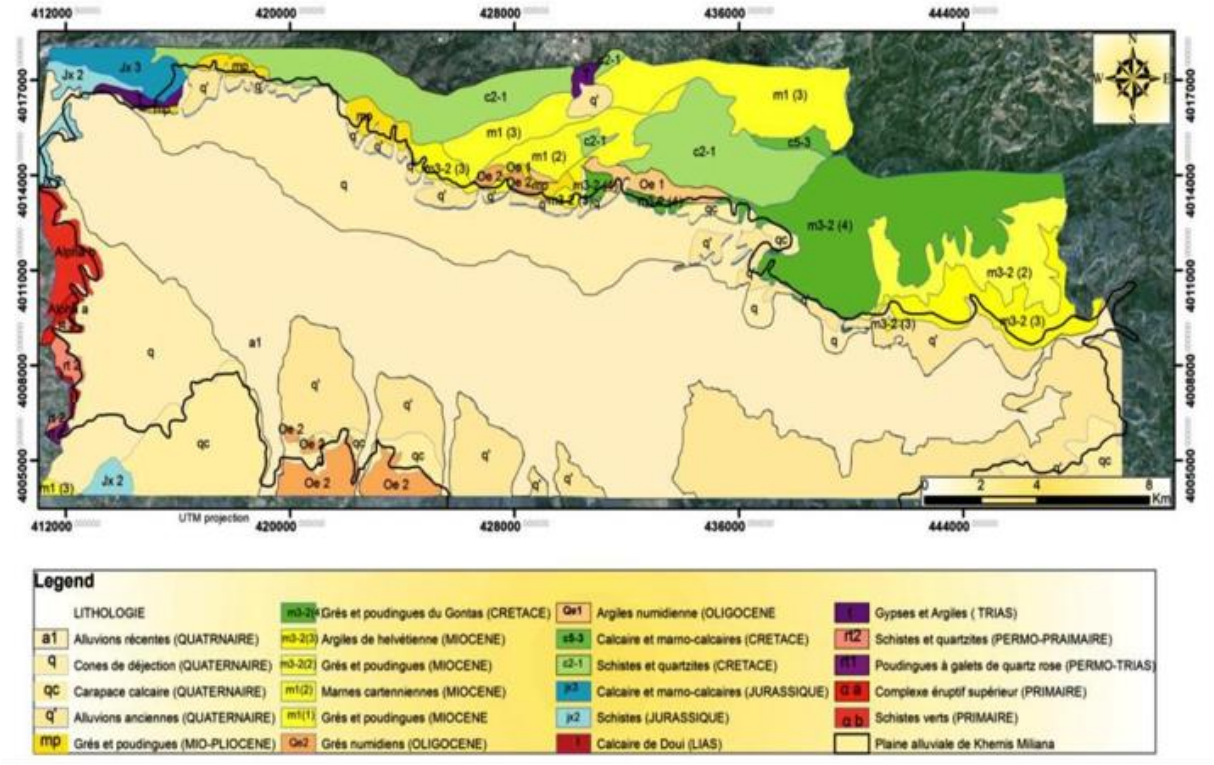


Figure II-3:Carte géologique schématique vectorisée de la plaine du Haut Chéliff (In Sahraoui, 2015)

II.3.1 Lithologie du la plaine de khemis Miliana

La coupe lithologique transversale effectuée dans la plaine fait apparaitre la dépression subsidente et l'allure en synclinal des différentes formations constituant le sous-sol.

On peut observer de bas en haut :

- Le Crétacé inférieur imperméable et s'étalant sur toute la largeur de la plaine. Il a servi comme un fond étanche lors de la réalisation du barrage de Ghrib.
- Les dépôts alluvionnaires de l'oued Chéliff, en premier lieu ; étant en contact avec la formation argileuse du Miocène, ils forment une couche d'alluvions argileuses d'une épaisseur de 32m.
- Les dépôts alluvionnaires grossiers de l'oued Chéliff proprement dit ; avec des épaisseurs pouvant dépasser les 70m, ils forment l'aquifère le plus important de la région.
- À la bordure de l'oued, le contact argileux du Miocène et les dépôts alluvionnaires Forment des lentilles d'alluvions argileuses.
- Finalement, un couvrement limoneux surmonte le tout observé essentiellement au centre de la plaine, il rend l'aquifère captive dans quelques endroits.

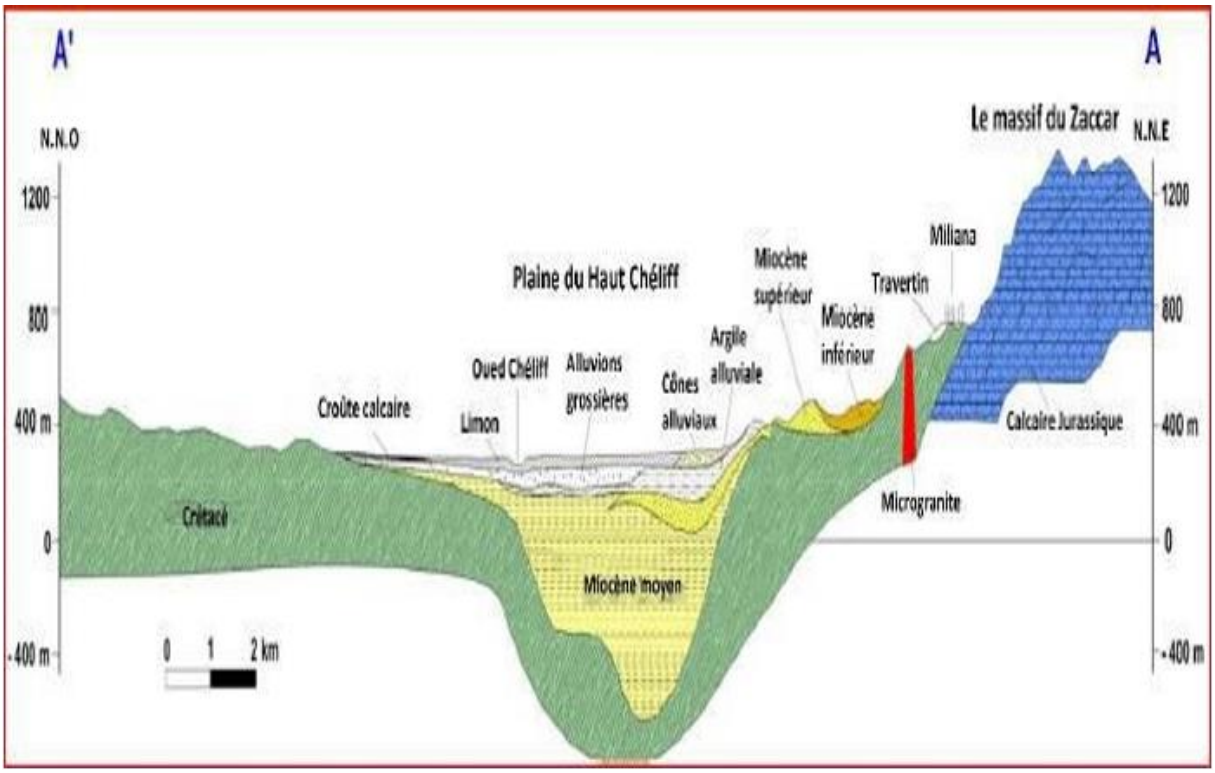


Figure II-4:Coupe géologique de la plaine du Haut Cheliff. (Perrodon,A 1957)

II.3.2 Stratigraphie de Khemis Miliana

La région de Khemis Miliana présente une succession stratigraphique complète allant du Miocène moyen au Quaternaire, caractérisée par une diversité de dépôts sédimentaires témoignant d'évolutions environnementales marines, lagunaires et continentales.

Durant le Miocène moyen à supérieur (Serravallien à Tortonien), se met en place la Formation des Marnes de Khemis El Meliana, composée de marnes gris-bleutées souvent gypsifères, interstratifiées avec des bancs calcaires et des grès fins. Cet ensemble, d'une puissance de 100 à 200 mètres, s'est déposé dans un milieu marin ouvert à profond du bassin néogène algérien, comme en attestent les fossiles de foraminifères benthiques (notamment Ammonia beccarii), d'ostracodes et de débris de mollusques. Par la suite, au Tortonien, se développent des niveaux gréso-calcaires constitués d'alternances de grès micacés, calcaires bioclastiques et conglomérats polygéniques, d'une épaisseur de 30 à 50 m, traduisant une transition vers des environnements marins peu profonds à Littoraux avec d'importants apports détritiques.

Le Pliocène (Zancléen à Plaisancien) voit se déposer la Formation des Sables et Conglomérats de l'Ouahranien, caractérisée par des sables grossiers, des graviers et des conglomérats à galets de quartz et calcaires. D'une épaisseur de 20 à 40 m, ces dépôts témoignent d'un environnement fluvio-deltaïque marquant une régression marine.

Enfin, durant le Quaternaire (Pléistocène à Holocène) se forment les Alluvions récentes composées de limons argilo-sableux, de graviers et de dépôts d'oued. D'épaisseur variable (5 à 20 m), ces formations reflètent des environnements fluviatiles et colluvionnaires associés au système de l'Oued Chélif et de ses affluents, marquant ainsi la dernière phase de l'évolution géologique de la région.

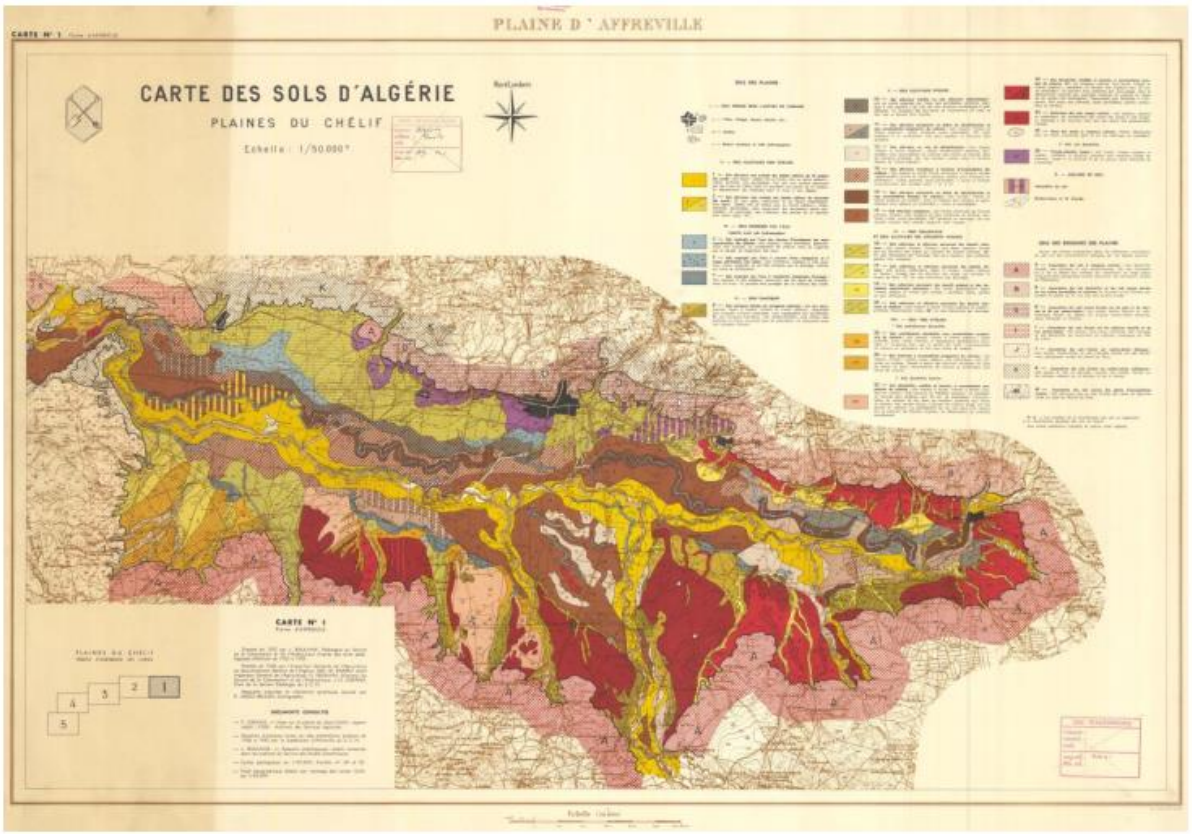


Figure II-5:Carte géologique le la plaine de khemis Miliana.

II.4 Climatologie

Notre zone d'étude se caractérise par un climat de type Csa selon la classification de Köppen-Geiger, typique des zones méditerranéennes semi-arides. Ce régime climatique présente des particularités marquées avec des hivers modérés où les températures restent généralement positives, bien que ponctuées d'épisodes de gel aux conséquences notables sur l'agriculture. Les étés quant à eux, se révèlent particulièrement chauds et secs, avec des températures élevées entraînant une intensification de l'évaporation et des déficits hydriques prononcés. Ces conditions climatiques spécifiques exercent une influence déterminante sur les milieux naturels et les activités socio-économiques, particulièrement sensibles dans les secteurs agricole et énergétique.

L'analyse climatologique s'avère primordiale pour appréhender les risques hydrologiques dans ce contexte. Les paramètres météorologiques - précipitations, températures et phénomènes extrêmes comme les vents de sirocco - constituent des facteurs clés dans la genèse des crues et inondations. Les observations systématiques de l'ONM (paramètres atmosphériques) et de l'ANRH (données pluviométriques) permettent une évaluation fine des variations saisonnières et de la récurrence des épisodes pluvieux intenses. Dans la région de Khemis Miliana, cette synergie entre climatologie et hydrologie fournit des indicateurs précieux pour apprécier la vulnérabilité des systèmes hydriques et anticiper les risques de submersion.

L'articulation entre les spécificités du climat méditerranéen semi-aride et les processus hydrologiques locaux soulève des enjeux cruciaux, notamment la tension sur

les ressources en eau en période estivale et la potentialité d'inondations brutales lors des précipitations hivernales. Pour y faire face une gestion optimisée des ressources hydriques, intégrant notamment des stratégies de stockage inter saisonnier, ainsi que le perfectionnement des dispositifs d'alerte précoce apparaissent comme des axes d'intervention prioritaires. Cette approche intégrée, combinant les dimensions climatiques et hydrologiques, constitue un pilier essentiel pour l'élaboration de stratégies d'adaptation robustes et le renforcement de la résilience territoriale face aux aléas climatiques dans les zones semi-arides à l'image de Khemis Miliana.

II.4.1 Températures

Khemis Miliana subit des extrêmes climatiques marqués, avec des hivers frais où le mercure descend parfois sous les 2°C, provoquant des gelées matinales tandis que l'été transforme la région en une région sèche, avec des pics dépassant fréquemment les 45°C à l'ombre. Ces écarts thermiques spectaculaires, dépassant les 40°C entre les saisons, reflètent un climat semi-aride aux influences continentales.

Les intersaisons (printemps et automne) offrent un répit relatif avec des températures oscillantes entre 15°C et 28°C, mais les nuits restent fraîches surtout en altitude. Les vagues de chaleur estivales, aggravées par des vents desséchants comme le Chergui, accentuent l'aridité et réduisent les réserves en eau. Ces conditions extrêmes impactent fortement l'agriculture, obligeant un recours à l'irrigation intensive et influencent même l'architecture traditionnelle, privilégiant des matériaux isolants et des constructions adaptées à la chaleur.

Le tableau ci-dessous présente les températures minimales, moyennes et maximales enregistrées par une station métrologique sur une période de 1986 à 2022.

Ce tableau offre un aperçu des variations climatique et des tendances thermiques dans la région.

Tableau II-1:Températures mensuelles (°C) de septembre à août de khemis Miliana.

Mois	Température minimale (°C)	Température moyenne (°C)	Température maximale (°C)
Septembre	11	30,9	44
Octobre	7,6	19,4	33,6
Novembre	5,6	13,1	28,4
Décembre	22	12,2	24
Janvier	12,4	10	23,6
Février	12	12,4	26
Mars	11,5	14,6	27,4
Avril	4,4	16	31,2
Mai	9,6	23,3	39,6
Juin	16,4	30	45
Juillet	19	32,3	49
Août	17	29,7	43,6

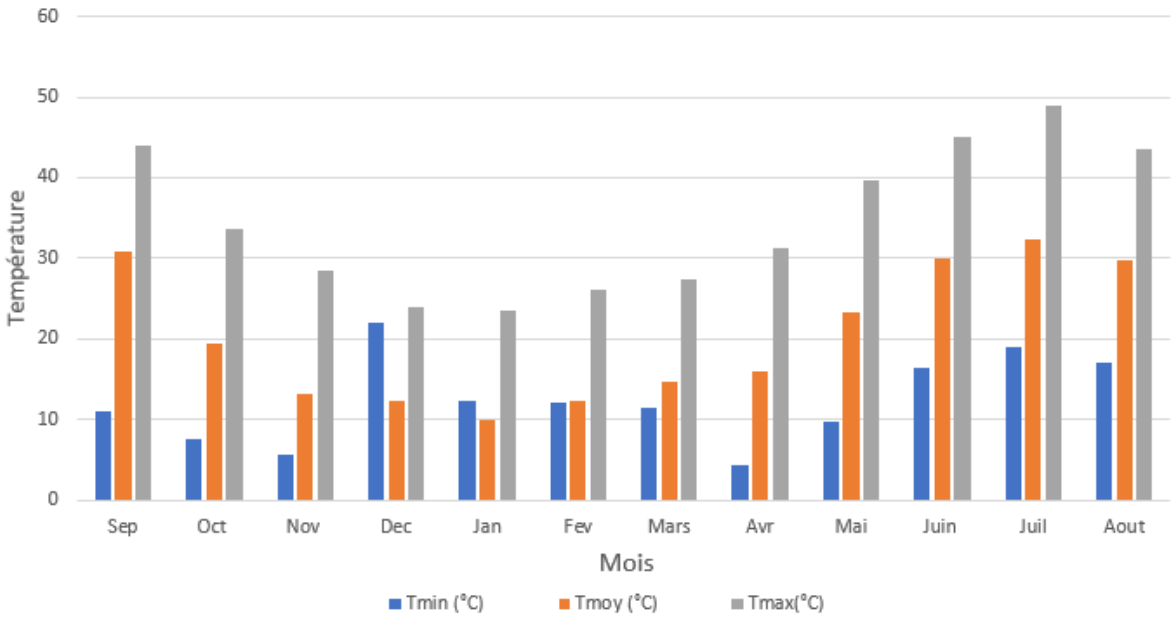


Figure II-6:Températures mensuelles moyennes, minimales et maximales.

II.4.2 Vents

La région de Khemis Miliana enregistre une vitesse du vent moyenne de 3,2 km/h, valeur caractéristique de son climat local. Cette brise modérée participe à l'équilibre thermique de la zone en atténuant les ressentis de chaleur extrême.

Les observations montrent des variations journalières et saisonnières notables :

Périodes de calme : Le vent peut tomber sous cette valeur moyenne, créant des phases d'accalmie atmosphérique marquée.

Épisodes perturbés : Lors des phases d'instabilité météorologique, des renforcements ventaux temporaires sont enregistrés, modifiant ponctuellement les conditions ambiantes.

Le tableau suivant synthétise les vitesses moyennes annuelles des vents enregistrés à la station météorologique de référence sur une période d'observation de 36 ans (1986-2022). Ces données climatologiques à long terme permettent d'établir les caractéristiques éoliennes propres à la région.

Tableau II-2:Moyennes mensuelles de la vitesse du vent.

Mois	Vitesse du vent (m/s)
Septembre	2,96
Octobre	3,22
Novembre	3,15
Décembre	2,65
Janvier	1,63
Février	2,68
Mars	4,20
Avril	3,00
Mai	2,32
Juin	2,92
Juillet	3,36
Août	4,68

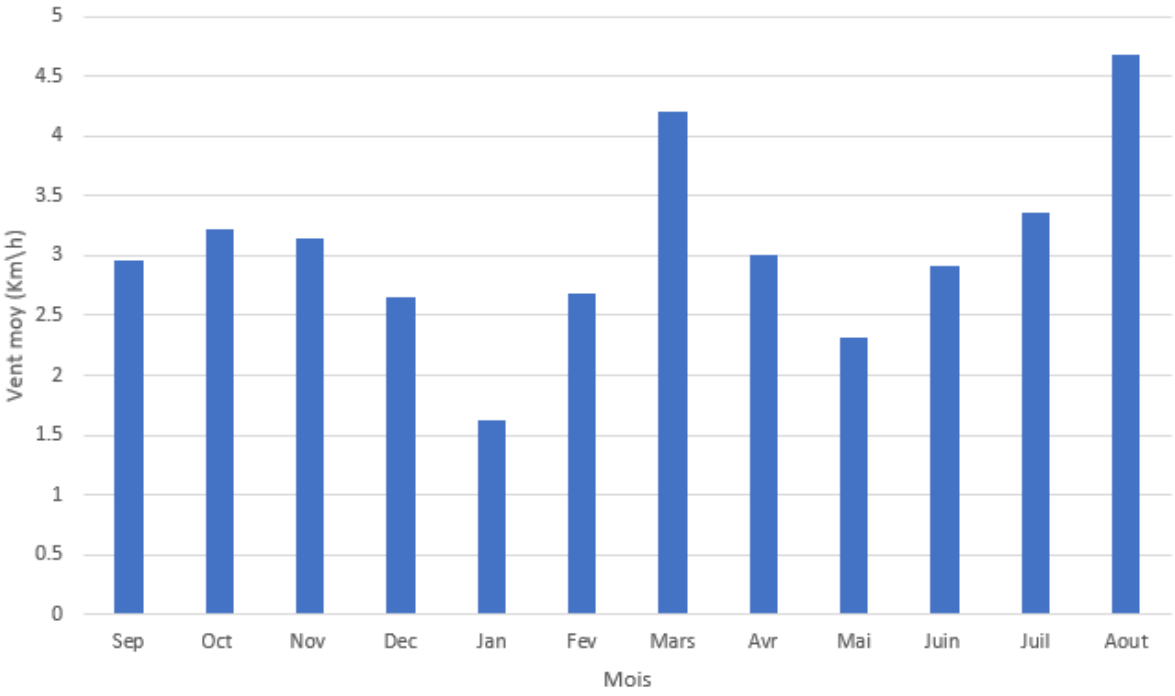


Figure II-7:Histogramme des vitesses des vents a Khemis Miliana.

II.4.3 Précipitations

Khemis Miliana présente un régime pluviométrique typiquement méditerranéen marqué par une forte saisonnalité. La saison humide s'étendant de novembre à février, concentre l'essentiel des précipitations annuelles sous forme de pluies continues et parfois intenses, générées principalement par les dépressions atlantiques et les fronts froids. Ces précipitations hivernales jouent un rôle hydrologique crucial en rechargeant les nappes phréatiques et en alimentant les oueds de la région. À l'opposé la période estivale (juin-septembre) connaît une nette diminution des pluies, qui se manifestent alors principalement sous forme d'orages localisés et brefs tandis que l'évapotranspiration atteint son maximum sous l'effet des hautes températures. Les données climatologiques révèlent par ailleurs une importante variabilité interannuelle avec des cumuls pluviométriques oscillant entre 150 et 415 mm selon les années, fluctuation attribuable à divers facteurs incluant les anomalies climatiques ponctuelles et l'influence des grands modes de variabilité climatique comme l'ENSO. Cette variabilité pluviométrique constitue un paramètre déterminant pour la gestion des ressources en eau et les activités agricoles de la région.

Le tableau présente les cumuls pluviométriques mesurés à la station du Barrage Herraza, couvrant une période d'observation de 36 années consécutives.

Tableau II-3:Les pluies mensuelles interannuelles a khemis Miliana.

Mois	Précipitations (mm)
Septembre	67
Octobre	83,7
Novembre	91,1
Décembre	101,1
Janvier	137,7
Février	136,2
Mars	120
Avril	112,6
Mai	63,1
Juin	17,5
Juillet	4
Août	24,6

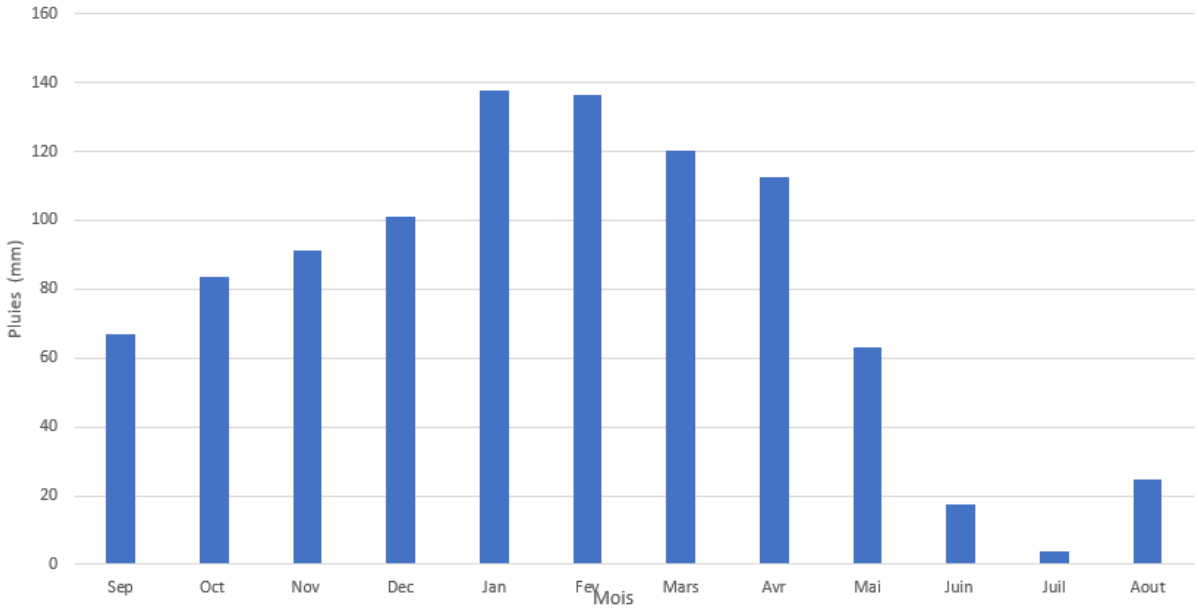


Figure II-8:Histogramme des pluies mensuelles interannuelle khemis Miliana.

II.4.4 Sismicité

La wilaya d'Aïn Defla, située dans une zone sismique de niveau 5 présente un risque modéré mais significatif pour les infrastructures hydrauliques. Cette vulnérabilité s'explique par son contexte géodynamique particulier, marqué par la convergence des plaques africaine et eurasiatique et un historique de séismes destructeurs comme celui d'El Asnam en 1980 (Mw7.3).

Les infrastructures hydrauliques de la région - barrages, réseaux d'adduction et systèmes d'irrigation sont particulièrement exposées à des dommages potentiels lors d'événements sismiques de magnitude 5.0 à 6.5, avec une accélération sismique de référence estimée entre 0.25 et 0.30g. Face à ce risque, une stratégie globale de mitigation a été développée, intégrant des mesures de conception parasismique conformes au RPA

un programme rigoureux de surveillance et maintenance des ouvrages, ainsi que des plans de gestion de crise détaillés.

La conception des infrastructures privilégie désormais des matériaux ductiles et des études approfondies d'interaction sol-structure, tandis que des systèmes de monitoring en temps réel (accéléromètres, piézomètres) ont été déployés sur les ouvrages sensibles. Parallèlement, des campagnes de sensibilisation ciblant à la fois les gestionnaires et les populations locales ont été mises en œuvre, complétées par des exercices de simulation réguliers. Ces mesures combinées à une actualisation permanente des études de micro zonage et à l'intégration de technologies d'alerte précoce, visent à optimiser la résilience du système hydraulique face au risque sismique, garantissant ainsi la continuité de services essentiels au développement socio-économique de la région.

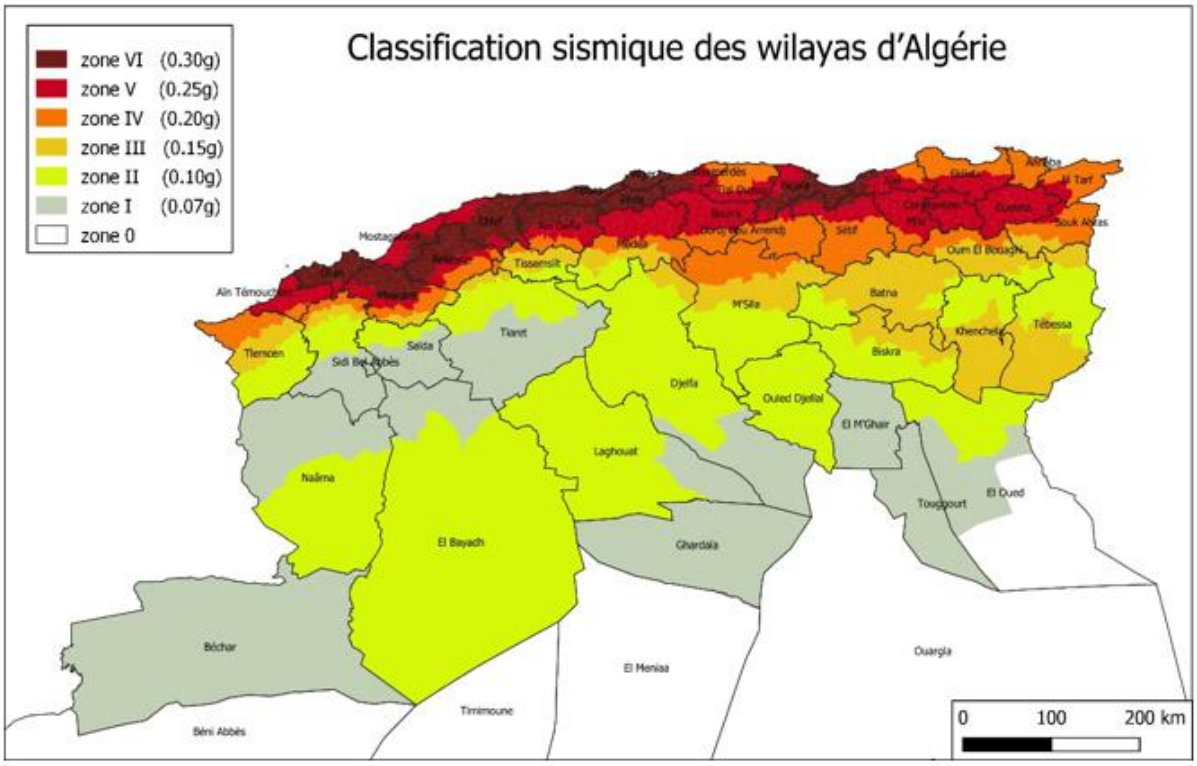


Figure II-9:Les zones sismiques d'Algérie RPA2024.

II.5 Réseau hydrographique

La plaine alluviale de Khemis Miliana est traversée d'Est en Ouest par l'oued le plus important d'Algérie, Oued Chélif et ses principaux affluents qui alimentent la zone est qui sont : oued Souffay, Millet et Boutane au nord, Deurdeur, Massine et Harreza au sud.

• **Oued Souffay :** Qui draine le secteur Nord-est des monts du Zaccar et reçoit les eaux ruisselées de la ville de Khemis Miliana.

• **Oued Millet et Boutane :** Qui collecte des eaux provenant du secteur Nord du Zaccar, puis traverse la plaine ou il présente, par endroits, des intercommunications avec la nappe alluviale avant de rejoindre l'Oued Chleff à l'Ouest de la plaine.

• **Oued Deurdeur :** qui prend sa source dans les amonts d'Ouarsenis au Sud du secteur d'étude. Il traverse la plaine sur plusieurs Kilomètre avant de confluer avec l'Oued Chéliff.

• **Oued Massine :** sa direction d'écoulement est SSE-NNO, il alimente la partie sud de la plaine.

• **Oued Harreza :** est également un Oued du Sud (Ouarsenis), il est caractérisé par un débit élevé du fait de l'impluvium. Dans la partie aval, il s'écoule dans la plaine ou il présente un inféro- flux en relation avec la nappe alluviale et rejoint plus en aval l'Oued Chleff.

- Il couvre une superficie de 359 km² et un périmètre de 159 km avec une altitude moyenne de 270 m. C'est l'un des plus grands réservoirs d'eau souterraine de la région. Il est situé entre les latitudes (36°18' - 36°6') N et les longitudes (2° - 2°27' E), limité au nord par le massif de Zeccar (1576 m), et au sud par les premiers reliefs de l'Ouarsenis, entrant par le seuil de Djendel à l'est et sortant par le seuil de Doui à l'ouest (Meziani et Bong, 2013).

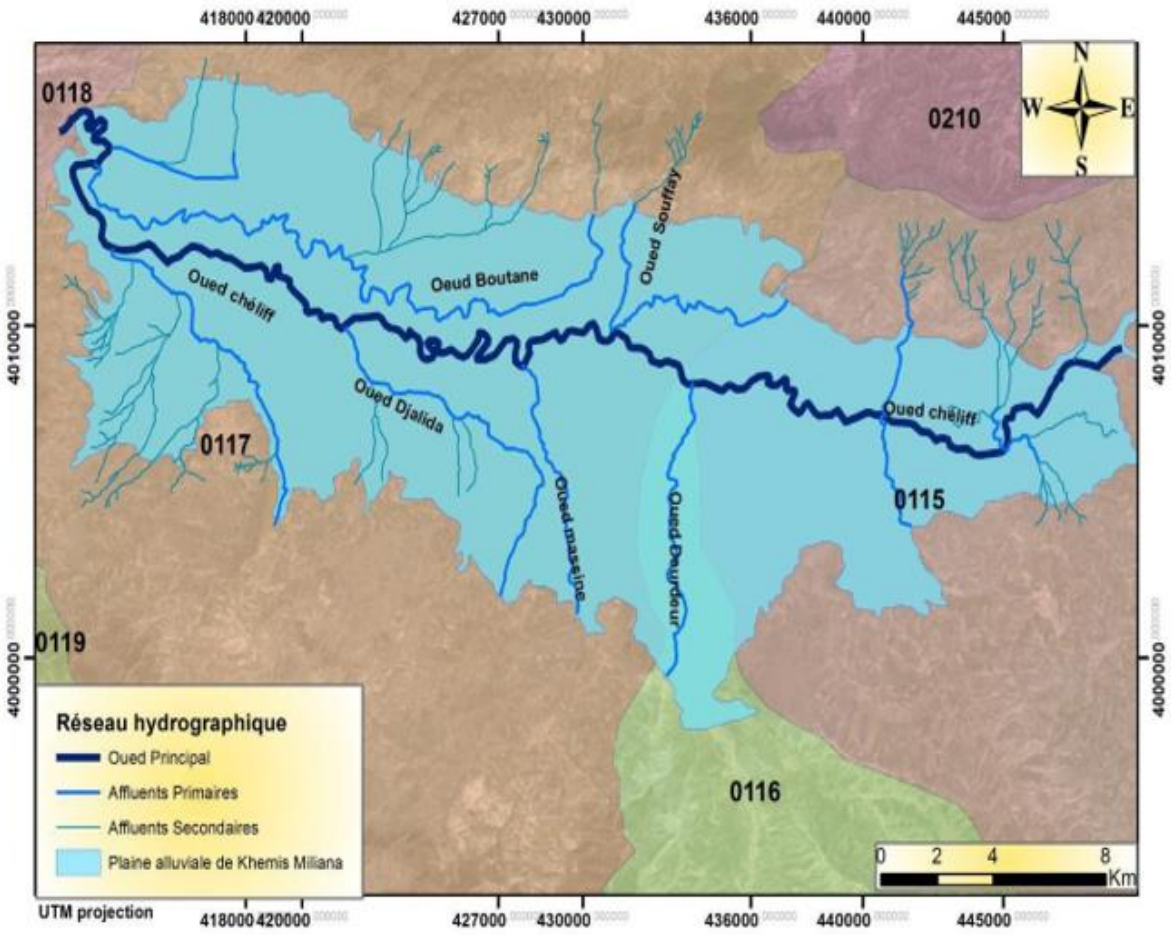


Figure II-10:Réseau hydrographique de la plaine du Haut Cheliff (In Boudjnane I, Maarouf n, 2015).

II.5.1 Oued Botan

L'oued Botan est un cours d'eau central à Khemis Miliana, traversant la ville du nord au sud et influençant la toponymie locale. Il entre dans la ville par la cité des Jardins, passe par le centre-ville, longe la mosquée El Atik, traverse la RN 4, puis le quartier de Dardara avant de rejoindre l'oued Chélif plus au sud.Les sous-bassins hydrographiques de la vallée du Botan appartiennent à haut cheliff n 17 avec un latitude de 36,2667°N et un longitude de 2,2167°E.

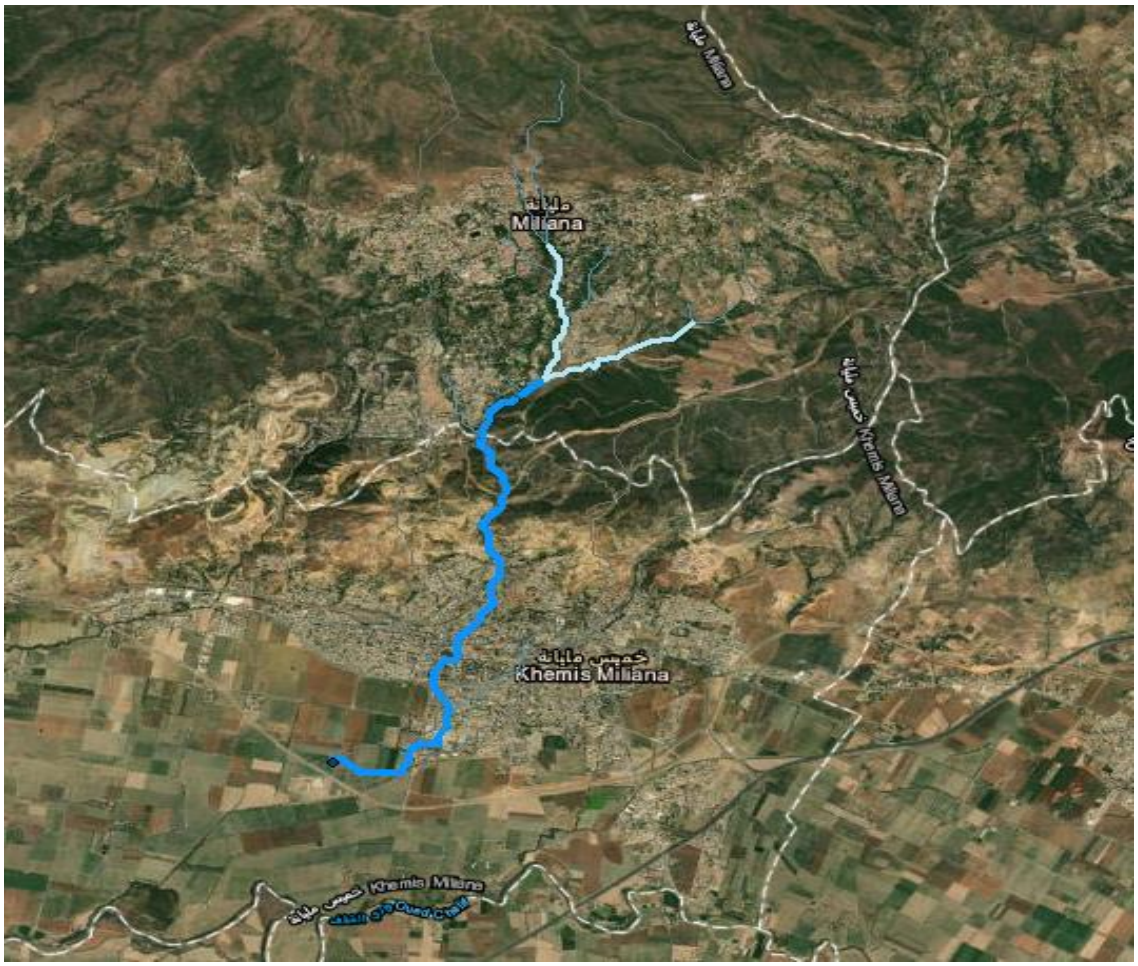


Figure II-11:Une image satellitaire d'oued Botan

Conclusion

Ce chapitre a permis d'analyser les principales caractéristiques de l'agglomération étudiée, notamment sa géologie, sa topographie, sa géographie et son climat. Ces éléments offrent une compréhension globale du territoire et de ses spécificités, constituant ainsi une base essentielle pour la suite de la recherche. Les données recueillies éclaireront les analyses ultérieures et permettront d'évaluer les enjeux liés à cette zone.

CHAPITRE III :

Etude hydrologique

Introduction

L'hydrologie, science fondamentale de la gestion des ressources en eau représente un pilier essentiel de notre étude. Ce chapitre se consacre à l'analyse approfondie des mécanismes hydrologiques qui régissent notre zone d'investigation, avec pour finalité une compréhension globale du cycle de l'eau dans son contexte local.

Notre démarche s'articule autour de cinq axes principaux :

- La caractérisation hydro-morphométrique du bassin versant,
- L'étude détaillée du réseau hydrographique,
- L'analyse des régimes pluviométriques et hydrologiques,
- La modélisation des crues selon différentes périodes de retour,
- La détermination des paramètres hydrauliques critiques pour le projet.

Cette investigation systématique nous permettra d'établir un diagnostic précis des potentialités et contraintes hydriques du territoire, tout en fournissant les données nécessaires à une gestion rationnelle de la ressource en eau. Les résultats obtenus serviront de socle scientifique aux propositions d'aménagement et aux mesures de mitigation des risques hydrologiques que nous développerons dans les chapitres ultérieurs.

III.1 Le bassin versant

Un bassin versant est une zone géographique délimitée naturellement, à l'intérieur de laquelle toutes les eaux de pluie ou de fonte s'écoulent vers un même point de sortie, appelé exutoire (souvent une rivière, un fleuve ou un lac).

Il est délimité par des lignes de crête (ou lignes de partage des eaux) qui séparent les écoulements d'eau vers d'autres bassins. Il peut être de taille très variable (petit torrent ou grand fleuve).

- C'est une unité fondamentale en hydrologie pour étudier les crues, les écoulements, la qualité de l'eau.

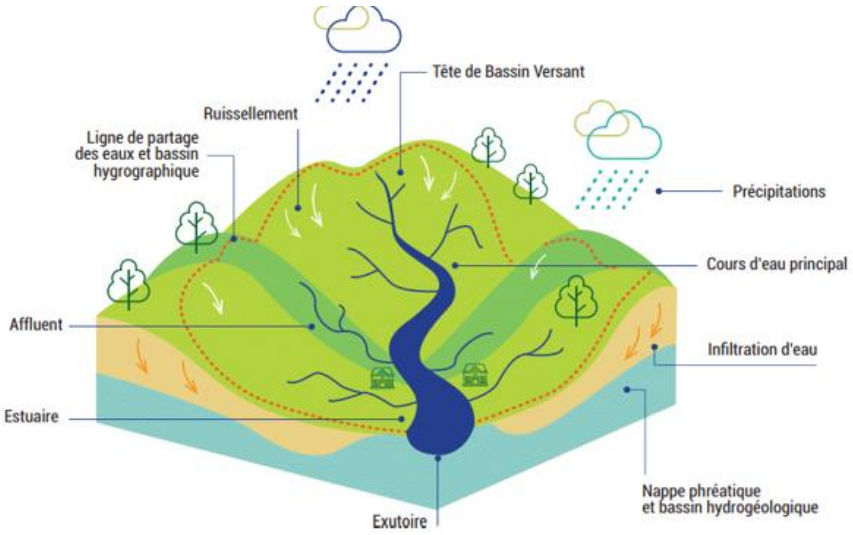


Figure III-1:Bassin versant.

III.1.1 Etude géomorphologique

a. Caractéristiques morphologiques

L'étude morphologique du bassin versant, en tant qu'unité fonctionnelle fondamentale en hydrologie, permet de comprendre et de quantifier les relations entre les caractéristiques physiques du territoire et les réponses hydrologiques qui en découlent. Ces paramètres morphométriques conditionnent essentiellement la dynamique des écoulements superficiels et souterrains.

- **Surface**

La surface du bassin versant constitue un paramètre hydrologique majeur, influençant directement les processus de ruissellement et de collecte des eaux. Elle est déterminée de manière précise à l'aide du logiciel ARCGIS, sur la base de la carte topographique. Exprimée en kilomètres carrés (km²), la surface « S » du bassin versant représente une donnée fondamentale pour la modélisation hydrologique et l'évaluation des ressources en eau.

S= 20,21 Km²

- **Périmètre**

Le contour externe du bassin versant, désigné par le périmètre, correspond à la ligne de crête topographique séparant les écoulements entre bassins adjacents. Cette limite naturelle est identifiée à l'aide du logiciel ARCGIS. Le périmètre du bassin, exprimé en kilomètres (km), permet de quantifier avec précision la longueur totale de la ligne de partage des eaux.

P= 28,34 Km

- **La longueur du thalweg principal**

Le thalweg principal présente une longueur de

L_{cp} = 11.32 Km

b. Caractéristiques géométriques

- **Indice de compacité de Horton(k_h)**

L'indice de compacité de Horton correspond au rapport entre la largeur moyenne du bassin versant et la longueur de son cours d'eau principal. Son expression mathématique est donnée par la relation suivante :

$$k_h = \frac{S}{Lcp^2} \qquad \textbf{(III-1)}$$

Avec :

k_h : Indice ce compacité de HORTON,

S : Aire totale du bassin de drainage (Km^2),

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

Pour

$$k_h \succ 1 \Longrightarrow \ bassin\ de\ forme\ allongée\ ;$$

$$k_h \prec 1 \Longrightarrow \ bassin\ de\ forme\ ramassée.$$

- **Indice de compacité de Gravélius** ($\boldsymbol{k_G}$)

L'indice de Gravelius est un indicateur clé pour évaluer la compacité des bassins versants. Il permet d'analyser l'influence de la forme du bassin sur la concentration des écoulements et la rapidité de la réponse hydrologique lors des crues (Chow, Maidment et Mays, 1988).

Selon Perry (1995), cet indice sert à comparer la morphologie des bassins :

- Une valeur élevée ($\mathbf{k_G} \succ 1$) indique une forme allongée, généralement associée à une montée plus lente des débits de crue.
- Une valeur proche de 1 reflète une forme circulaire (bassin compact), favorisant une concentration rapide des écoulements.

$$\boldsymbol{k_G = \frac{P}{2\sqrt{\pi A}} = 0,28\frac{P}{\sqrt{A}}} \qquad \textbf{(III-2)}$$

Avec :

A : Superficie du bassin (Km^2),

P : Périmètre du bassin (km),

k_G : Indice de compacité de Gravélius.

Pour

$$k_G = 1 \Longrightarrow bassin\ compacte$$

$1 \prec k_G \prec 1.3 \Longrightarrow$ bassin moins compacte

$k_G \prec 1.3 \Longrightarrow$ bassin allongé

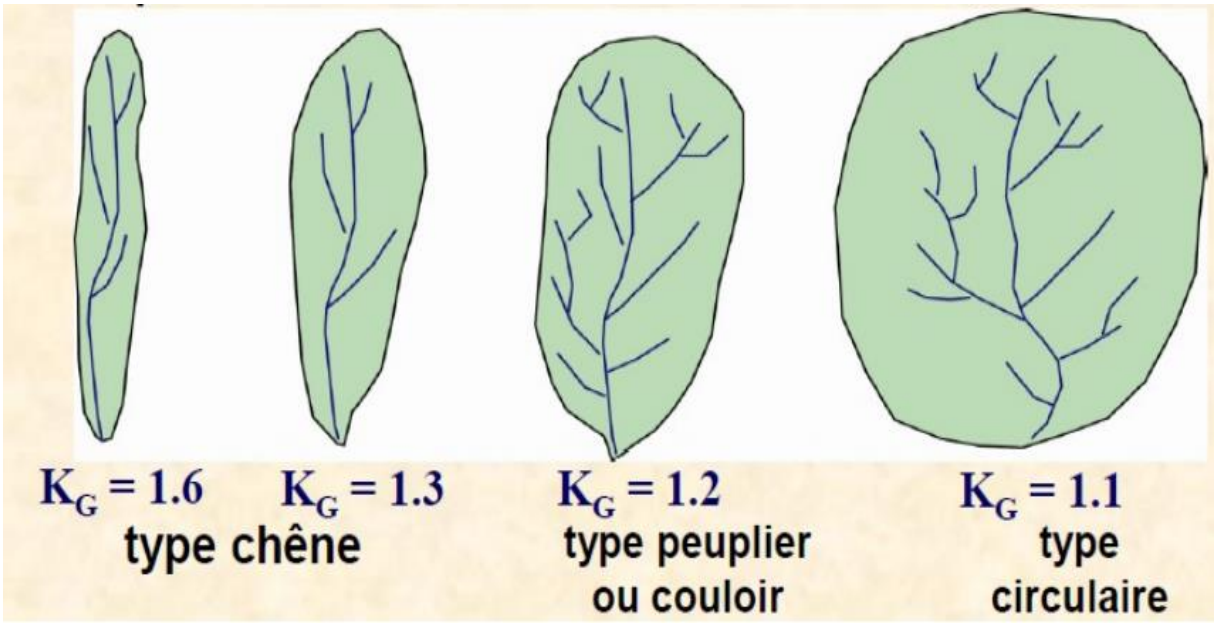


Figure III-2:Différents types des bassins versant selon le coefficient de gravelius k_G.

L'indice de compacité k_G est directement corrélé à la morphologie du bassin versant, Plus k_G est élevé, plus le bassin présente une forme allongée. Cette configuration géométrique allonge le trajet hydraulique, augmentant significativement le temps de parcours (T_C) des écoulements depuis le point le plus éloigné jusqu'à l'exutoire.

Il en résulte :

- Un temps de concentration(T_C)plus long ;
- Une montée plus progressive des eaux ;
- Une atténuation du pic de crue (débit maximal réduit).

Ainsi, l'indice k_G entretient une relation proportionnelle avec le temps de concentration T_C:

$$k_G \uparrow \Longrightarrow T_C \uparrow \Longrightarrow \text{intensité crue} \downarrow$$

Dans notre cas le bassin versant est caractérisé par un k_G= 1.76>1.3, alors il est de forme allongée.

- **Rectangle équivalent**

On considère que l'écoulement sur un bassin versant donner peut-être représenté par celui d'un rectangle équivalent, ayant la même superficie, le même indice de Gravelius, une distribution hypsométrique similaire, ainsi qu'une répartition comparable des sols, de la végétation et de la densité de drainage.

Ce rectangle équivalent est défini par une longueur "L" et une largeur "l", déterminées comme suit :

$$\boldsymbol{p = 2(L_r + l_r)} \qquad \textbf{(III-3)}$$

$$\boldsymbol{A = L_r + l_r} \qquad \textbf{(III-4)}$$

Avec :

P : Le Périmètre du rectangle équivalent (Km).

A : La Superficie du Rectangle équivalent (Km²).

L_r : La Longueur de rectangle équivalent (Km).

l_r : La Largeur de rectangle équivalent (Km).

La longueur L_r et la largeur l_r en unité de (km) sont données par la résolution de P et A :

$$\boldsymbol{k_G = 0,28\frac{P}{\sqrt{A}}} \qquad \textbf{III-5)}$$

De (III-3) et (III-4) on obtient une équation de 2éme degré admet deux solutions

$$\boldsymbol{L_r = \frac{KG\cdot\sqrt{A}}{1,12}\cdot\left(1+\sqrt{1-\left(\frac{1,12}{KG}\right)^2}\right)} \qquad \textbf{(III-6)}$$

Et

$$\boldsymbol{l_r = \frac{K_G\times\sqrt{A}}{1,12}\times\left\{1-\sqrt{1-\left(\frac{1,12}{K_G}\right)^2}\right\}} \qquad \textbf{(III-7)}$$

Avec :

L_r: La Longueur de rectangle équivalent (km)

l_r : La Largeur de rectangle équivalent (km)

K_G : Indice de compacité de Gravélius.

A : La Superficie du Rectangle équivalent(Km^2)

- **Coefficient d'allongement**

$$C_a = \frac{Lcp^2}{S} \qquad \textbf{(III-8)}$$

Tel que :

C_a: Coefficient d'allongement.

L_{cp}: Longueur de talweg principal (Km).

Les caractéristiques hydro morphométriques du bassin versant de l'oued Botan sont présentées dans le tableau ci-dessous.

Tableau III-1:Les paramètres hydro morphométriques du bassin versant de l'Oued BOTAN

Désignation	Symbole	Unités	Valeur
Superficie	S	Km^2	20,21
Périmètre	P	km	28,34
Indice de compacité de Gravelius	K_G	/	1,76
Longueur du thalweg principal	L_{cp}	km	11.32
Coefficient d'allongement	C_a	/	6.34
Indice de compacité de Horton	k_h	/	0,16
Rectangle équivalent – longueur	L	km	12,60
Rectangle équivalent – largeur	l	km	1,60

III.1.2 Etude du relief

a. Paramètre du relief

Le relief influence considérablement la dynamique des crues. Des pentes accentuées accélèrent l'écoulement des eaux, réduisant ainsi le temps de concentration et provoquant une montée rapide du débit de crue. Cette influence est généralement étudiée à travers la répartition des altitudes du bassin versant, illustrée par la courbe hypsométrique.

- **La courbe hypsométrique**

La courbe hypsométrique est une représentation graphique qui illustre la répartition altitudinale d'un bassin versant. Elle montre la relation entre l'altitude (en ordonnée) et la surface cumulée du bassin située au-dessus de cette altitude (en abscisse, généralement exprimée en pourcentage). Elle permet d'analyser la structure topographique du bassin, d'évaluer l'érosion potentielle et de mieux comprendre le comportement hydrologique du relief.

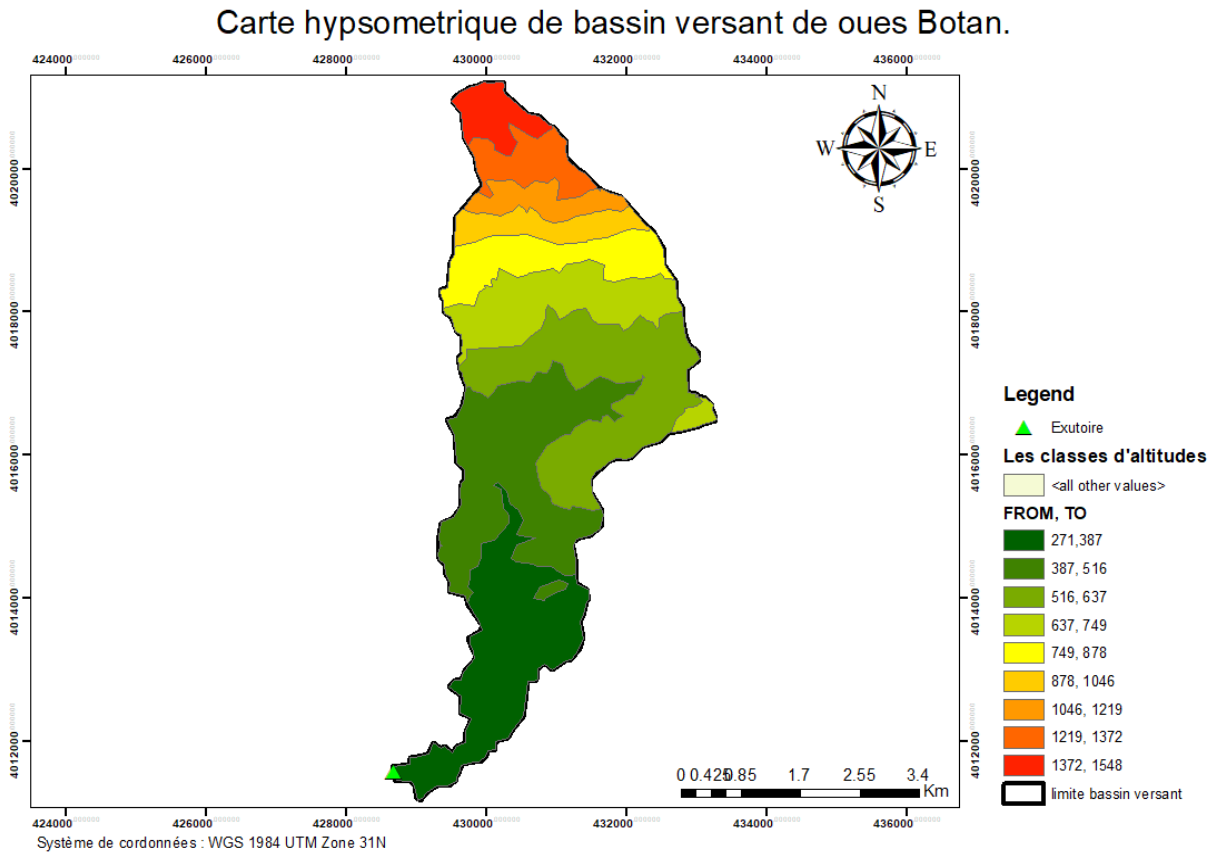


Figure III-3:Carte hypsométrique de bassin versant d'oued Botan.

La distribution des surfaces élémentaires en fonction des classes d'altitude, ainsi que leur cumul progressif, ont été extraites à l'aide du logiciel ArcGIS. Les résultats de cette analyse sont synthétisés dans le tableau ci-après.

Tableau III-2: Paramètres Hypsométriques du bassin versant d'Oued BOTAN.

Altitudes (m)	Hi (m)	Surface (km²)	Surfaces partielles (%)	Surfaces cumulées (km²)	Surfaces cumulées (%)
271–387	329	3.84	19.05	3.84	19.05
387–516	451.5	4.44	22.01	8.28	41.06
516–637	576.5	4.24	21	12.52	62.06
637–749	693	2.74	12.25	14.99	74.31
749–878	813.5	1.73	8.57	16.72	82.88
878–1046	962	0.93	4.63	17.65	87.51
1046–1219	1132.5	0.78	3.87	18.43	91.38
1219–1372	1295.5	0.98	4.87	19.41	96.25
1372–1548	1460	0.75	3.75	20.16	100,00

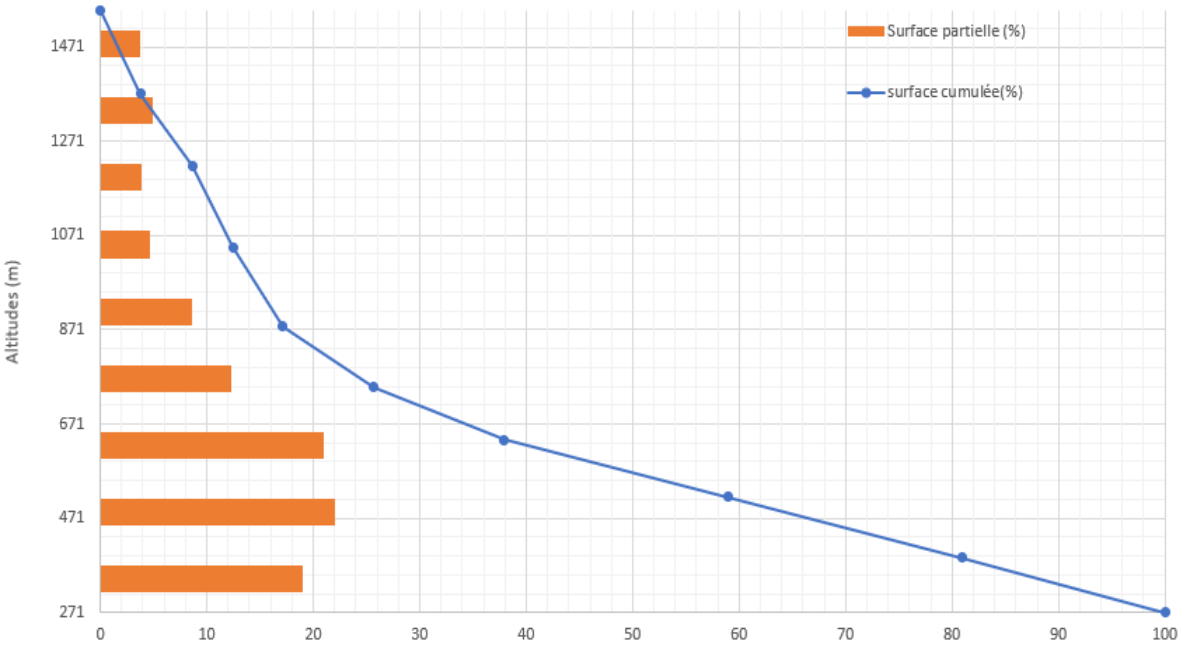


Figure III-4:courbe hypsométrique du bassin versant oued BOTAN.

Les principales caractéristiques topographiques en matière d'altitude sont les suivantes :

1. L'altitude maximale et minimale($H_{min} - H_{max}$)

Les altitudes extrêmes du bassin versant à savoir l'altitude maximale H_{max}et l'altitude minimale H_{min}, sont déterminées à partir de l'analyse des cartes topographiques de référence. Hmax correspond au point culminant du bassin tandis que Hmin désigne le point topographiquement le plus bas, généralement localisé à l'exutoire principal. Ces paramètres altimétriques constituent des variables fondamentales pour la modélisation hydrologique et climatique, notamment dans l'établissement de corrélations reliant l'altitude à des variables météorologiques telles que la température moyenne, les gradients thermiques, ou les régimes de précipitations.

2. L'altitude moyenne (H_{moy})

L'altitude moyenne constitue un paramètre morphométrique fondamental, reflétant l'influence de la zonation climatique verticale sur le bassin. Elle est déterminée par une méthode pondérée tenant compte de la répartition spatiale de l'altitude. Le calcul repose sur la sommation des produits des surfaces élémentaires s_i, comprises entre deux courbes de niveau, par leurs altitudes moyennes respectives Hi. La formule de calcul est donnée par :

$$H_{moy} = \frac{\sum_{i=1}^{n}(S_i \cdot H_i)}{S} \qquad \textbf{(III-9)}$$

Avec :

S_i: aire partielle correspondant à l'intervalle altitudinal i, délimitée par deux courbes de niveau consécutives,

H_i: altitude moyenne associée à la surface S_i, généralement déterminée comme la moyenne arithmétique des altitudes des deux courbes de niveau encadrantes,

S: Superficie totale du bassin versant.

n : nombre total d'intervalles altitudinaux considérés.

3. L'altitude ($H_{5\%}$)

Il s'agit du point projeté sur la courbe hypsométrique correspondant à 5 % de la surface cumulée du bassin versant.

4. L'altitude médiane ($H_{50\%}$)

Elle correspond à l'ordonnée du point situé à 50 % de la surface cumulée sur la courbe hypsométrique, représentant ainsi l'altitude pour laquelle la moitié de la superficie totale du bassin versant se trouve en dessous.

5. Altitude (H_{95}%) :

Il s'agit de l'altitude correspondant à la projection, sur la courbe hypsométrique, du point où 95 % de la surface cumulée du bassin versant est atteinte. Cette valeur indique que la quasi-totalité de la superficie du bassin se situe en dessous de ce seuil altitudinal.

L'ensemble des paramètres calculés est consigné dans le tableau récapitulatif ci-après

Altitudes(m)	H_{min}	H_{moy}	H_{max}	$H_{5\%}$	$H_{50\%}$	$H_{95\%}$
BV Botan	271	643.5	1548	1332.73	567.51	301.45

- **Les indices de pente**

Les indices de pente permettent de quantifier la morphologie des versants au sein d'un bassin versant, en vue de leur classification comparative. Ils constituent également un paramètre clé dans la modélisation des vitesses d'écoulement superficiel, notamment dans les études hydrologiques et les simulations de ruissellement.

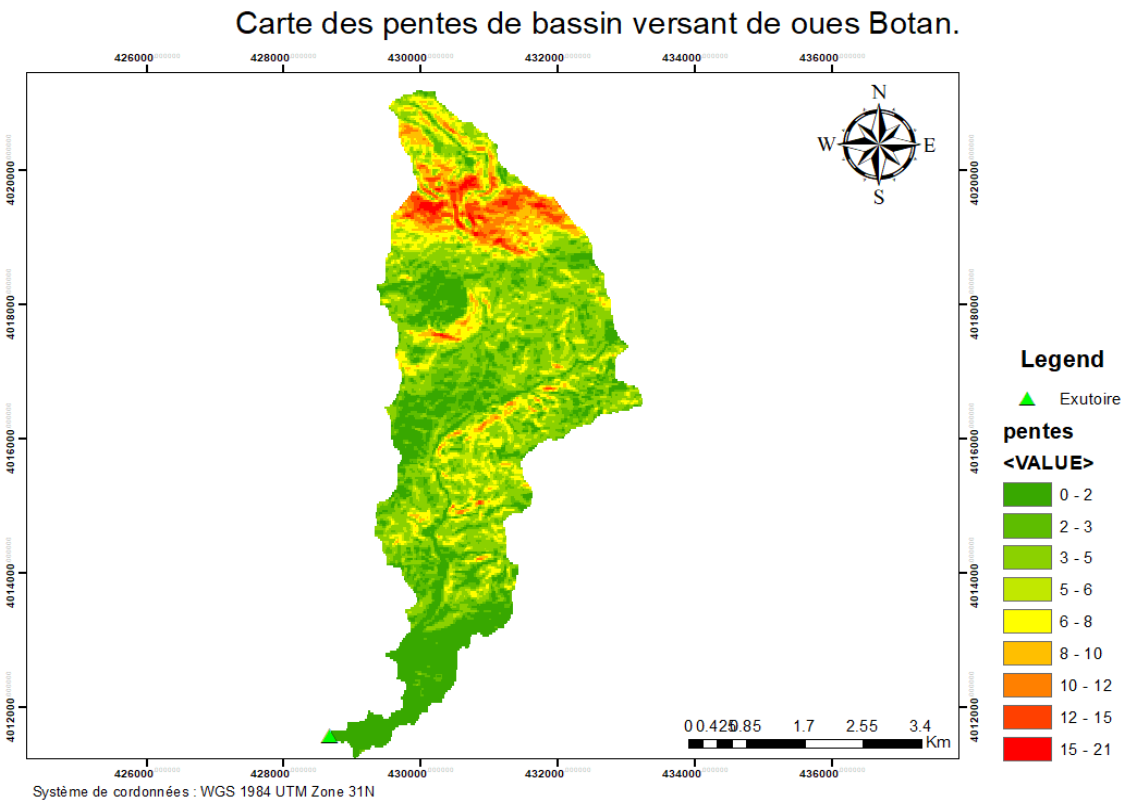


Figure III-5:Carte des pentes du bassin versant d'Oued Botan.

En complément, la carte en courbes de niveau est une représentation topographique qui décrit la morphologie du terrain au moyen de lignes d'altitude constante, espacées de manière régulière. Cette illustration est présentée dans la figure suivante.

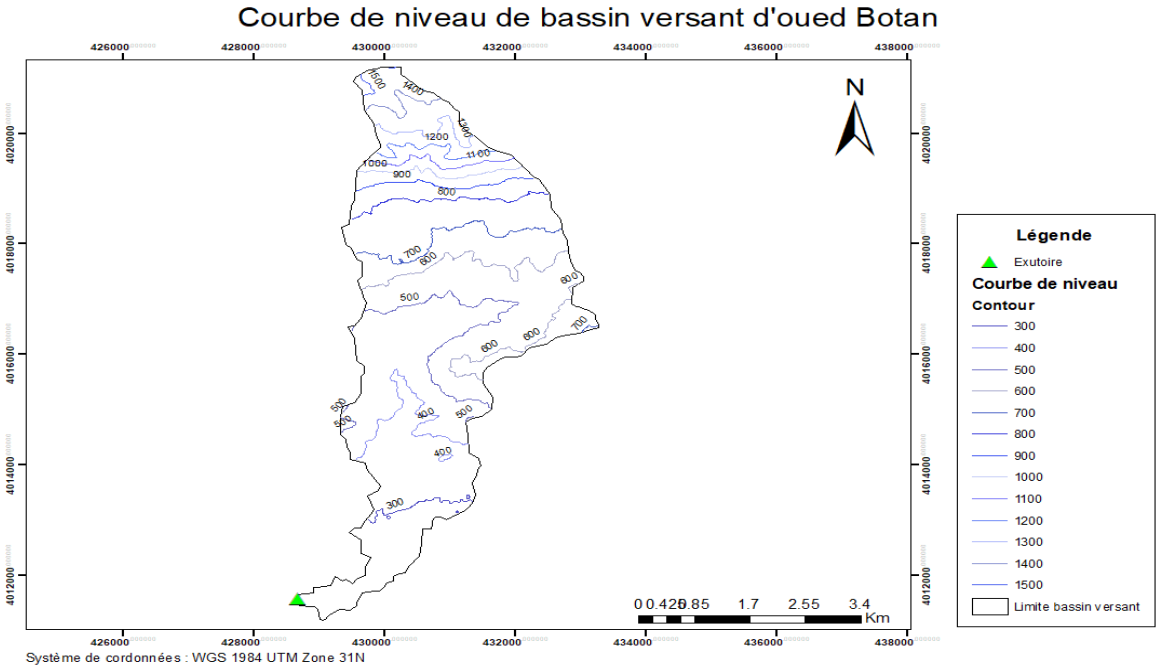


Figure III-6:Carte des courbes des niveaux du bassin versant d'Oued BOUTAN.

❖ **La pente du bassin versant**

$$IBV = \frac{H_{max} - H_{min}}{L_{talwegs}} \qquad \textbf{(III-10)}$$

Avec :

$L_{talwegs}$: Longueur de talwegs (km) ;

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

❖ **La pente moyenne du bassin versant**

$$I_m = \frac{\Delta H(0.5L_1 + L_2 + \cdots + 0.5L_n)}{S_{BV}} \qquad \textbf{(III-11)}$$

Avec :

ΔH: Différence d'altitude en mètres (m)

$L_1, L_2, \ldots L_n$: Les longueurs des courbes de niveaux (Km)

S_{BV} : Superficie du bassin versant (K_m^2)

Tableau III-3:Pente moyenne du bassin versant d'Oued Botan.

Courbe	Longueur (Km)	ΔH (m)	Surface (Km²)	Im (m/Km)
300	2.71	100	20.21	241
400	5.85			
500	7.52			
600	9.04			
700	4.90			
800	3.50			
900	2.87			
1000	2.87			
1100	2.61			
1200	2.86			
1300	2.78			
1400	2.18			
1500	0.75			

❖ **Indice de pente de Roche (I_P)**

L'indice de pente (I_P) de M. Roche est utilisé pour calculer la pente moyenne d'un bassin versant en se basant sur les altitudes relevées sur le terrain.

$$I_p = \frac{1}{\sqrt{L_r}} \sum \sqrt{S_i (H_i - H_{i-1})} \qquad \textbf{(III-12)}$$

Avec :

I_P: Indice de pente de Roche ;

L_r: Longueur du rectangle équivalent (m) ;

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

❖ **Pente moyenne (P_{moy})**

La pente moyenne d'un cours d'eau conditionne la vitesse d'écoulement vers l'exutoire du bassin versant, influençant ainsi le temps de concentration et par conséquent le débit. Une pente forte favorise un ruissellement rapide, tandis qu'une pente faible permet une infiltration partielle ou totale de l'eau dans le sol. Le calcul des pentes s'appuie sur le profil longitudinal du cours d'eau principal et de ses affluents. La méthode courante consiste à diviser la différence d'altitude entre l'amont et l'aval par la longueur totale du cours d'eau.

$$P_{moy} = \frac{H_{max} - H_{min}}{L_r} \qquad \textbf{(III-13)}$$

Avec :

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

L_r: Longueur du rectangle équivalent (k_m)

❖ **Indice de pente globale (Ig)**

En raison de la complexité et du temps requis pour le calcul de l'indice de Roche, une méthode simplifiée a été développée : l'indice de pente globale.

Cet indicateur exprime la pente moyenne représentative de 90 % de la surface du bassin versant. Il se détermine à partir de la courbe hypsométrique, en calculant la dénivelée (D) entre les altitudes correspondant aux 5 % et 95 % de la surface cumulée, soit entre $H_{5\%}$et $H_{95\%}$

$$I_g = \frac{D}{L_r} = \frac{H_{5\%} - H_{95\%}}{L_r} \qquad \textbf{(III-14)}$$

Avec :

D : dénivelée entre les points $H_{5\%}$ et $H_{95\%}(m)$;

L_r: Longueur de rectangle équivalent de bassin versant (m);

$H_{5\%}$; $H_{95\%}$: altitudes correspondant respectivement aux 5 % et 95 % de la surface cumulée du bassin.

Tableau III-4:Classification ORSTOM du relief à partir de l'indice de pente global.

Relief	Valeur de Ig
Relief très faible	Ig < 0,002
Relief faible	0,002 < Ig < 0,005
Relief assez faible	0,005 < Ig < 0,01
Relief modéré	0,01 < Ig < 0,02
Relief assez fort	0,02 < Ig < 0,05
Relief fort	0,05 < Ig < 0,1
Relief très fort	Ig > 0,1

Le relief se classifie seulement avec Ig car la surface ne dépasse pas 25 km².

En conséquence, les résultats sont résumés dans le tableau suivant.

Tableau III-5:Résultats des calculs des pentes du bassin versant de l'Oued Botan.

Paramètres	Symboles	Unités	Valeurs
Pente du bassin versant	IBV	m/km	112.81
Pente moyenne du bassin versant	Im	m/km	241
Indice de pente de Roche	Ip	%	78.31
Indice de pente moyenne	Ipm	m/km	101.34
Indice de pente globale	Ig	%	8.18
Relief	/	/	Fort

III.2 Etude du réseau hydrographique

III.2.1 Caractéristiques du réseau hydrographique

Le cours principal d'un fleuve reçoit les apports d'affluents majeurs, qui sont eux-mêmes alimentés par des affluents de niveaux inférieurs. Cette organisation arborescente se prolonge jusqu'aux petits ruisseaux et aux cours d'eau situés en amont, formant l'ensemble du chevelu hydrographique du bassin versant.

L'analyse d'un réseau hydrographique requiert la détermination de plusieurs paramètres clés, essentiels pour comprendre la structure et le fonctionnement du bassin versant.

- **Hiérarchisation du réseau**

La hiérarchisation d'un réseau hydrographique repose sur une classification numérique des segments de cours d'eau, établie selon leur importance relative. Cette classification suit la méthode de Strahler (1952), selon laquelle un cours d'eau sans affluent est de premier ordre, et la confluence de deux cours d'eau de même ordre donne un segment de rang supérieur (**n+1**). Si deux cours d'eau de rangs différents se rejoignent, l'ordre du cours résultant correspond au plus élevé des deux.

Ce système permet de représenter la complexité structurelle du réseau et d'identifier le niveau d'organisation du cours d'eau principal à l'exutoire. Il est largement utilisé dans l'analyse des réseaux fluviaux pour évaluer les processus hydrologiques tels que la distribution d**es** eaux et l'**é**rosion.

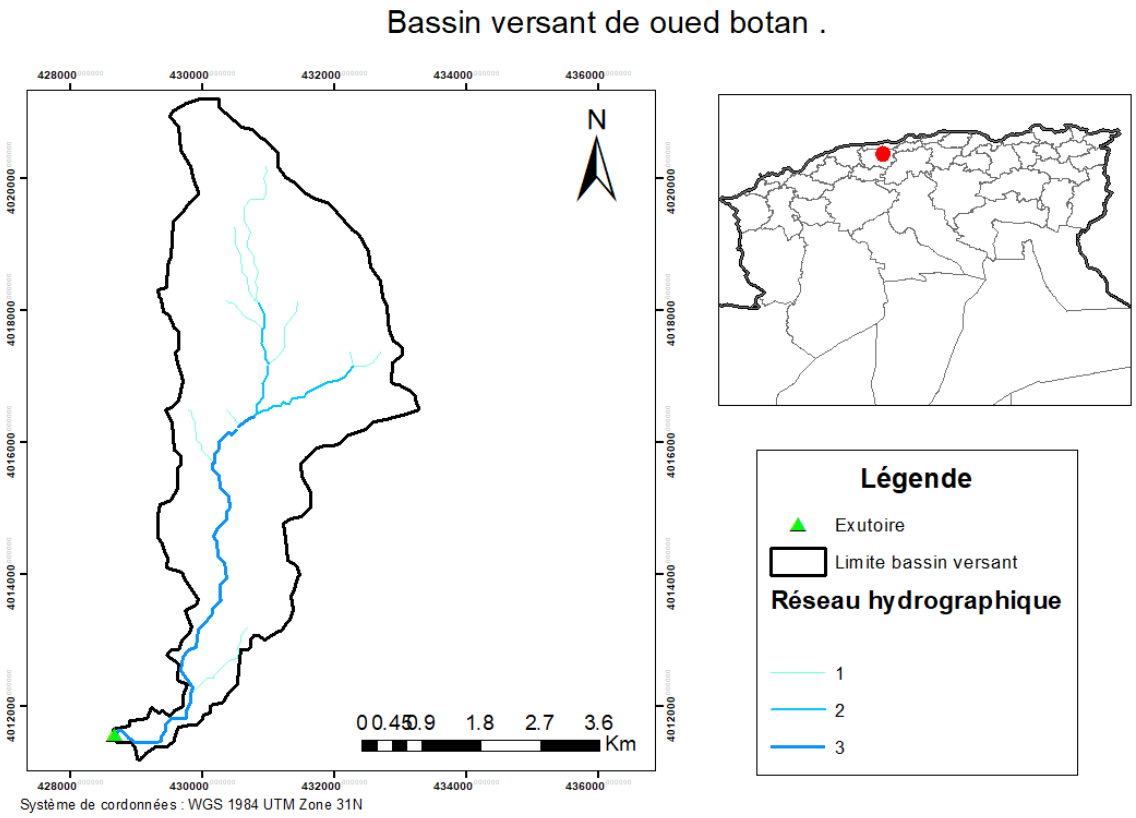


Figure III-7:Réseau hydrographique du bassin versant d'Oued Botan.

III.2.2 Paramètres hydrographiques

III.2.2.1 Densité de drainage (D_d)

La densité de drainage est définie comme le rapport entre la longueur totale de l'ensemble des cours d'eau ou talwegs, notée "Li", dans un bassin versant, et la superficie totale de ce bassin, notée "S". Ce coefficient permet de comprendre la dynamique du bassin, la stabilité de son réseau hydrographique ainsi que le type dominant de ruissellement de surface.

Elle s'exprime en (km/km²) selon la formule suivante :

$$D_d = \frac{\sum_{i=1}^{n} l_i}{S} \qquad \textbf{(III-15)}$$

Avec :

D_d : Densité de drainage

∑li :la longueur totale des cours d'eau (k_m),

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

S : la superficie du bassin versant (k_m^2).

III.2.2.2 La densité hydrographique des thalwegs élémentaires (F_1)

La densité hydrographique des thalwegs élémentaires, notéeF_1 , est un indicateur qui mesure le degré de développement du réseau de drainage primaire à l'échelle d'un bassin versant. Elle correspond au rapport entre la longueur totale des thalwegs élémentaires (ou lignes de moindre pente concentrant le ruissellement en l'absence de chenal bien formé) et la surface totale du bassin.

$$F_1 = \frac{\sum N_1}{S} \qquad \textbf{(III-16)}$$

Avec :

F_1:Densité hydrographique ;

N_1 : Nombre de cours d'eau d'ordre 1 ;

S : Superficie du bassin versant (K_m^2) .

III.2.2.3 Le coefficient de torrentialité (c_t)

Ce coefficient est déterminé à l'aide de l'équation suivante :

$$C_t = D_d \times F \qquad \textbf{(III-17)}$$

Avec :

D_d : densité de drainage ;

F : densité hydrographique.

III.2.2.4 Temps de concentration (Tc)

Le temps de concentration (Tc) correspond au temps nécessaire à une particule d'eau située à la distance hydraulique maximale pour atteindre l'exutoire du bassin versant. Ce temps influence directement les débits de crue. Théoriquement, le temps de concentration est défini comme l'intervalle entre la fin de la précipitation nette et la fin du ruissellement de surface. En pratique, il peut être déterminé par des mesures de terrain ou estimé à l'aide de formules généralement empiriques.

Les formules et méthodes utilisées pour l'estimation du temps de concentration présentent un caractère régional, dans la mesure où elles intègrent des paramètres propres aux contextes dans lesquels elles ont été établies. Il est donc recommandé de retenir la formule la plus pertinente en fonction des caractéristiques du bassin versant étudier, en privilégiant celles développées dans des conditions physico-géographiques proches de celles du nord de l'Algérie.

L'évaluation du temps de concentration s'appuie ainsi sur les formules empiriques suivantes :

- ✓ **Formule de VENTURA**

Est donnée par :

$$T_c = 0.1275 \times \frac{\sqrt{S}}{\sqrt{I_{bv}}} \qquad \textbf{(III-18)}$$

Avec :

T_c: Temps de concentration (h) ;

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

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

✓ **Formule de KIRPICH**

La formule de Kirpich s'applique principalement à des petits bassins versants naturels ou ruraux, caractérisés par une superficie généralement inférieure à 2 km², soit environ 200 hectares. Elle est adaptée aux contextes topographiques présentant des pentes modérées à fortes, n'étant pas conçue pour les terrains plats où l'écoulement est lent et diffus. Son utilisation est particulièrement pertinente dans les zones faiblement anthropisées, c'est-à-dire non urbanisées, car elle ne tient pas compte des effets de l'imperméabilisation dus à l'urbanisation. Par ailleurs, cette formule suppose un écoulement de surface libre, non canalisé, suivant le relief naturel du terrain.

Est donnée par :

$$T_c = 0.0663 \cdot L_{cp}^{0.77} \cdot I_g^{-0.385} \qquad \textbf{(III-19)}$$

Avec :

T_c: Temps de concentration (h) ;

Ig: Indice de pente globale (%) ;

Lc_P: Longueur du cours d'eau principal (m).

✓ **Formule de GIANDOTTI (1937)**

S'exprime selon la relation suivante :

$$T_c = \frac{4\sqrt{S}+1.5L_{cp}}{0.8\sqrt{H_{moy}-H_{min}}} \qquad \textbf{(III-20)}$$

Avec :

T_c: Temps de concentration (h) ;

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

S : Surface du bassin versant (K_m^2) ;

H_{moy}: Altitude moyenne du bassin versant (m) ;

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

✓ **Formule de TURAZZA**

Est définie par l'équation suivante

$$T_c = \frac{0.108 \cdot \sqrt{S} \cdot L_{cp}^3}{\sqrt{I_{pm}}} \qquad \textbf{(III-21)}$$

Avec :

T_c: Temps de concentration (h) ;

S : Surface du bassin versant (K_m^2):

Lc_P : Longueur du cours d'eau principal (Km) :

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

- ✓ **Formule ESPAGNOLE**

Est donnée par la formule :

$$T_c = 0.126 \times \left(\frac{L_{cp}}{I_{pm}^{0.25}}\right)^{0.76} \qquad \textbf{(III-22)}$$

Avec :

T_c: Temps de concentration (h) ;

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

Ipm : Pente moyenne du cours d'eau principal (m/m).

- ✓ **Formule de SOLOVSKY**

$$T_c = 4 \times \left(\frac{(SBV \times L_{cp})^{0.333}}{\sqrt{IBV}}\right)^{0.75} \qquad \textbf{(III-23)}$$

Avec :

T_c: Temps de concentration (h) ;

L_{cp} ; Longueur du thalweg principal (Km) ;

SBV : Superficie du bassin versant $(K_m^2$;

IBV : Pente du bassin versant (m/km).

- ✓ **Choix du temps de concentration**

Le tableau suivant regroupe les valeurs du temps de concentration obtenues à partir des différentes expressions empiriques utilisées

Tableau III-6:Temps de concentration.

Formules utilisées	Temps de concentration (heures)
Formule de VENTURA	1.71
Formule de KIRPICH	39.04
Formule de GIANDOTTI	2.26
Formule de TURAZZA	1.97
Formule ESPAGNOLE	1.25
Formule de SOLOVSKY	2.74

Les formules sélectionnées sont celles couramment recommandées pour les bassins versants situés dans le Nord algérien. Les résultats obtenus présentent une certaine variabilité en raison des hypothèses propres à chaque méthode. Le temps de concentration retenu correspond à la valeur la plus faible parmi les estimations proches, jugées cohérentes. Les valeurs extrêmes, significativement élevées ou faibles, ont été écartées afin de privilégier une estimation représentative, située dans un intervalle central de distribution.

Formules utilisées	Temps de concentration (heures)
Formule de VENTURA	1.71
Formule de ESPAGNOLE	1.25
Formule de TURAZZA	1.97

En conséquence, le temps de concentration retenu est celui fourni par la formule d'ESPAGNOLE. $T_c = 1.25\text{h}$

III.2.2.5 Vitesse de ruissellement

Le ruissellement correspond à l'écoulement gravitaire des eaux météoriques à la surface du sol, suivant la pente topographique et le micro-réseau hydrographique. Il représente la fraction des précipitations qui n'est pas infiltrée, évaporée ou retenue en stockage superficiel temporaire. Ce phénomène hydrologique est étroitement lié au temps de concentration, défini comme la durée nécessaire pour que les eaux de ruissellement issues du point le plus éloigné du bassin versant atteignent l'exutoire en empruntant le trajet hydraulique naturel.

$$\boldsymbol{V_r = \frac{L_{cp}}{T_c}} \qquad \textbf{(III-24)}$$

Avec :

V_r: Vitesse de ruissellement (Km/h) ;

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

T_c: Temps de concentration (h).

Tableau III-7:Paramètres hydrographiques d'Oued BOTAN.

Désignation	Symbole	Unités	Valeur
Densité de drainage	Dd	km/km²	0.98
Densité hydrographique	F	km⁻²	0.44
Coefficient de torrentialité	Ct	/	0.44069
Temps de concentration	Tc	Heures	1.25
Vitesse de ruissellement	V_r	km/h	9.08

Ci-dessus le tableau qui résume les caractéristiques géomorphologiques du bassin versant d'Oued Botan.

Tableau III-8:Caractéristiques géomorphologiques du bassin versant d'Oued Botan.

Désignation	Symbole	Unités	Valeur
Superficie	S	km²	20.21
Périmètre	P	km	28.34
Indice de compacité de Gravelius	KG	/	1.11
Longueur du thalweg principal	Lcp	km	11.32
Coefficient d'allongement	Ca	/	6.34
Indice de compacité de Horton	Kh	/	0.16
Rectangle équivalent - longueur	L	km	12.6
Rectangle équivalent - largeur	l	km	1.6
Altitude maximale	Hmax	m	1548
Altitude moyenne	Hmoy	m	643.5
Altitude minimale	Hmin	m	271
Pente du bassin versant	IBV	m/km	112.81
Pente moyenne du bassin versant	Im	m/km	241
Indice de pente de Roche	Ip	m/km	78.31
Indice de pente moyenne	Ipm	m/km	101.34
Indice de pente globale	Ig	%	8.18
Somme des longueurs des cours d'eau	∑Li	km	20
Nombre des talwegs d'ordre 1	∑N1	/	9
Densité de drainage	Dd	km/km²	0.98
Densité hydrographique	F	km⁻²	0.44
Coefficient de torrentialité	Ct	/	0.44069
Temps de concentration	Tc	heures	1.25
Vitesse de ruissellement	Vr	km/h	9.08

III.3 Etude des crues

L'analyse fréquentielle constitue une méthode statistique largement utilisée en hydrologie pour l'estimation des débits extrêmes. Elle permet d'évaluer à partir des données historiques, la probabilité d'occurrence d'un événement hydrologique (crue, précipitation intense, etc.) en fonction de sa période de retour.

Lorsqu'elles sont disponibles, les données issues de stations hydrométriques situées directement sur le bassin versant étudier sont privilégiées pour ce type d'analyse. À défaut, il est possible d'effectuer une transposition régionale à partir d'un bassin voisin présentant des caractéristiques hydrologiques similaires. En l'absence de mesures directes, des méthodes empiriques fondées sur les données pluviométriques peuvent être appliquées. Ces approches reposent généralement sur des relations entre les précipitations extrêmes, les déficits d'abstraction et la réponse hydrologique du bassin.

Dans le cadre de cette étude, l'estimation du débit de crue fréquentielle du bassin versant a été réalisée à l'aide de deux méthodes principales :

- L'analyse des séries chronologiques de débit enregistrées par la station pluviométrique disponible ;
- L'application de la méthode GRADEX, fondée sur une extrapolation statistique des précipitations extrêmes.

III.3.1 Analyse fréquentielle des crues maximales annuelles avec la station pluviométrique EL KHEMIS

L'analyse fréquentielle constitue une méthode statistique permettant d'estimer la probabilité d'occurrence des crues extrêmes à partir de l'enregistrement historique des pluies. Elle repose sur l'exploitation de séries de crues maximales annuelles pour en déduire les quantiles associés à différentes périodes de retour (5, 10, 20, 50, 100 et 1000 ans).

Dans le cadre de cette étude, les données issues de la station pluviométrique EL KHEMIS ont été utilisées. Plusieurs lois de probabilité ont été testées afin de modéliser au mieux le comportement des crues : notamment la loi de Gumbel et la loi Log-Normale. Ces ajustements ont permis d'identifier la loi la plus représentative pour l'estimation des débits de projet correspondant aux différentes périodes de retour.

III.3.1.1 Présentation de la station pluviométrique

Une station pluviométrique est un dispositif destiné à mesurer et enregistrer la quantité de précipitations tombées sur un point précis, généralement à l'aide d'un pluviomètre, afin d'étudier le régime pluviométrique et d'alimenter les analyses climatiques et hydrologiques.

Dans notre zone d'étude, la station pluviométrique d'El Khemis se distingue par les caractéristiques suivantes.

Tableau III-9:Caractéristique de la station pluviométrique EL KHEMIS.

Station	Code	X (km)	Y (km)	Z (m)	Mise en service
EL KHEMIS	011717	456.2	329	300	1973



Figure III-8:Emplacement de la station pluviométrique EL KHEMIS.

La série pluviométrique présentée ci-après illustre l'évolution des précipitations enregistrées par la station, constituant une base essentielle pour l'analyse hydrologique de la zone.

Tableau III-10:ensemble des précipitations maximales journalières observés à la station 011717.

Année	Pjmax (mm)	Année	Pjmax (mm)
1994	48.34	**2010**	48.95
1995	75.91	**2011**	100.76
1996	55.51	**2012**	59.13
1997	59.45	**2013**	106.73
1998	71.19	**2014**	88.23
1999	107.42	**2015**	114.52
2000	77.06	**2016**	71.52
2001	58.44	**2017**	59.43
2002	95.41	**2018**	99.6
2003	57.71	**2019**	68.5
2004	73.15	**2020**	50.28
2005	85.16	**2021**	82.21
2006	81.76	**2022**	96.5
2007	57.84	**2023**	98.58
2008	79.6	**2024**	55.97
2009	125.47		

III.3.1.2 Choix du modèle fréquentiel

La fiabilité des résultats obtenus par une analyse fréquentielle dépend étroitement du choix du modèle de distribution, notamment du type de loi statistique utilisé pour représenter les données. Bien que diverses méthodes puissent être mobilisées pour orienter ce choix (ajustement visuel, tests statistiques, critères d'information, etc.), il

n'existe pas de procédure systématique garantissant une sélection optimale dans tous les cas.

À partir d'un échantillon de taille n, on établit généralement l'histogramme des fréquences observées ainsi que la courbe des fréquences cumulées de non-dépassement. Lorsque n est suffisamment grand, l'analyse tend à s'orienter vers l'estimation de la loi de probabilité sous-jacente à la population. Dans ce cadre, les fréquences empiriques sont alors interprétées comme des approximations de densités de probabilité, ce qui permet de passer progressivement d'une description discrète à une modélisation continue du phénomène étudié.

Tableau III-11:modèles fréquentiels et leurs validités.

Loi de probabilité	Variables concernées
Normale	Précipitations annuelles, débits, volume de stockage des réservoirs
Log-normale	Débits maxima annuels, précipitations journalières, précipitations annuelles, volume du ruissellement mensuel et annuel
Pearson type III (Gamma)	Débits maxima annuels, précipitations journalières, précipitations annuelles, volume du ruissellement mensuel et annuel
Loi de Gumbel et Fréchet	Débits maxima annuels
Loi exponentielle	Précipitations journalières, durée entre deux événements
Loi de Goodrich	Valeurs moyennes annuelles (débits, précipitations, etc.)

a) Ajustement de la série à la loi de GUMBEL

La loi de Gumbel est largement utilisée pour modéliser la distribution des valeurs extrêmes, en particulier le maxima. Elle correspond à la forme limite (loi double exponentielle) de la distribution du maximum d'un échantillon de taille n, lorsque n devient grand. Dans un contexte hydrologique, le maximum annuel d'une variable (comme le débit ou la précipitation) peut être interprété comme le maximum de 365 valeurs journalières. Par conséquent, la loi de Gumbel s'avère particulièrement adaptée pour représenter les séries de maxima annuels.

La fonction de répartition associée à la loi de Gumbel s'exprime comme suit :

$$F(x) = e^{-e^{-\frac{x-\beta}{\alpha}}} \qquad \textbf{(III-25)}$$

La transformation en variable réduite u dans le cadre de la loi de Gumbel s'écrit :

$$u = \frac{x-\beta}{\alpha} \qquad \textbf{(III-26)}$$

D'où :

$$F(x) = e^{-e^{-u}} \qquad \textbf{(III-27)}$$

Où **α et β** sont les paramètres de la loi de Gumbel. Le paramètre **α** représente l'échelle de dispersion des données, tandis que **β** correspond au mode de la distribution, c'est-à-dire la valeur la plus probable.

Ces paramètres peuvent être estimés à l'aide de la méthode des moments, en utilisant les caractéristiques statistiques de l'échantillon.

$$\alpha = 0.78 \cdot s \qquad \textbf{(III-28)}$$

$$\beta = \overline{x} - 0.45 \cdot s \qquad \textbf{(III-29)}$$

Avec :

S : L'écart type de l'échantillon ;

$\overline{x}$: La moyenne de l'échantillon.

La variable réduite u s'obtient par :

$$u = -log(-log(F(x))) \qquad \textbf{(III-30)}$$

F(x) : la probabilité au non dépassements.

L'équation de fréquence associée à la loi de Gumbel s'exprime sous la forme suivante :

$$x_T = \overline{x} + k_T \cdot s \qquad \textbf{(III-31)}$$

Lorsque la taille de l'échantillon dépasse 100 observations, on peut démontrer, en remplaçant les paramètres α et β par leurs expressions issues de la méthode des moments, que le facteur k_T est donné par :

$$k_T = -0.45 - 0.78 \cdot log\left[-log\left(1 - \frac{1}{T}\right)\right] \qquad \textbf{(III-32)}$$

En revanche, pour un échantillon de taille inférieure à 100, le facteur k_T doit être déterminé à partir de tables spécifiques, en fonction de la taille de l'échantillon et de la période de retour T.

L'ajustement de la série de données à la loi de Gumbel a été réalisé à l'aide du logiciel HYFRAN. Les résultats obtenus sont présentés dans le tableau ci-après

Tableau III-12:Résultat d'ajustement par la loi de Gumbel.

Période de retour T(ans)	Probabilité de fréquence (q)	Précipitations maximales journalières (Pjmax)	Écart-type	Intervalle de confiance
1000	0.999	183	22.2	140– 227
100	0.99	145	15.1	115– 174
50	0.98	133	12.9	108 – 158
20	0.95	117	10.1	97.6 – 137
10	0.9	105	8.02	89.7 – 121
5	0.8	93	5.94	81.3 – 105

Les paramètres estimés de la loi de Gumbel permettent de tracer la courbe théorique correspondante. Le graphique ci-après illustre l'ajustement de cette loi aux données observées, facilitant la visualisation de la concordance entre le modèle et l'échantillon.

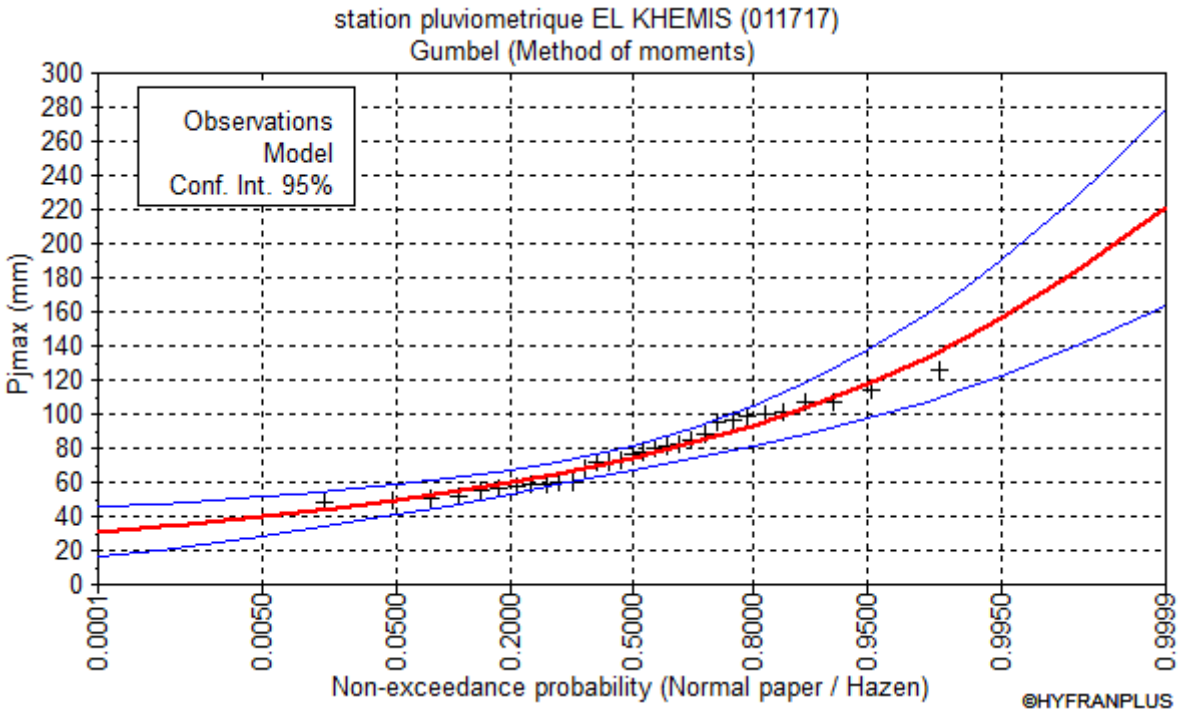


Figure III-9:Graphique de l'ajustement à la loi de GUMBEL.

Afin d'évaluer l'adéquation entre le modèle théorique et les données observées, une comparaison est réalisée entre les caractéristiques statistiques de la loi de Gumbel et celles issues de l'échantillon. Cette analyse permet de vérifier la pertinence de l'ajustement et d'apprécier la représentativité du modèle pour la description des valeurs extrêmes de précipitations.

Tableau III-13:Comparaison des caractéristiques de la loi de GUMBEL et de l'échantillon.

Paramètres	Caractéristiques de la loi	Caractéristiques de l'échantillon
Minimum	Aucun	48.3
Maximum	Aucun	125
Moyenne	77.6	77.6
Écart-type	21.4	21.4
Médiane	74	75.9
Coefficient de variation (Cv)	0.276	0.276
Coefficient d'asymétrie (Cs)	1.14	0.429
Coefficient d'aplatissement (Ck)	2.4	2.02

b) Ajustement à la loi Log Normale (Loi de Galton)

Une variable aléatoire X est dite suivre une distribution log-normale lorsque la variable transformée Y=ln(X) suit une loi normale. La loi de Galton découle de la loi

normale, mais présente une asymétrie introduite par une transformation non linéaire de la variable aléatoire, généralement par changement de variable logarithmique.

La fonction de répartition F(x) correspondant à cette distribution est obtenue par :

$$\boldsymbol{F(x) = \frac{1}{\sqrt{2\pi}} \int e^{-\frac{1}{2}u^2}} \qquad \textbf{(III-33)}$$

De la fréquence de non dépassement

La variable réduite u s'exprime selon la relation :

$$\boldsymbol{u = \frac{ln(x) - ln(\bar{x})}{\sigma_{ln\,x}}} \qquad \textbf{(III-34)}$$

L'expression de la variable réduite, donnée par $\ln(x) = \overline{\ln x} + u \cdot \sigma_{\ln x}$ représente l'équation d'une droite tracée sur un papier gausso-logarithmique, caractérisé par une échelle logarithmique sur l'axe des ordonnées et une échelle normale (gaussienne) sur l'axe des abscisses. Cette représentation permet de vérifier la linéarité de la loi log-normale.

Procédure d'ajustement à la loi log-normale :

- ✓ Trier les valeurs de la série statistique par ordre croissant.
- ✓ Calculer la fréquence expérimentale associée à chaque valeur.
- ✓ Déterminer les paramètres statistiques de la série initiale : la moyenne $\bar{x}$ et l'écart-type σ.
- ✓ Transformer la série en appliquant le logarithme népérien, puis calculer les caractéristiques empiriques de la série transformée : $\overline{\ln x}\ et\ \sigma_{\ln x}$
- ✓ Reporter les points sur un papier gausso-logarithmique, en utilisant une échelle logarithmique pour les ordonnées et une échelle normale pour les abscisses.
- ✓ Tracer la droite d'ajustement de Galton, définie par l'équation :

$$\boldsymbol{ln(x_{P\%}) = \overline{ln\,x} + u \cdot \sigma_{ln\,x}} \qquad \textbf{(III-35)}$$

Avec :

$x_{P\%}$: précipitation probable à $P\%$

$\overline{\ln x}$: Moyenne arithmétique du log des précipitations observées.

$\sigma_{\ln x}$: La variance des précipitations, une fois les données transformées en échelle logarithmique, est déterminée à l'aide de la formule suivante

Si n<30 $$\boldsymbol{\delta\, ln\, x = \sqrt{\frac{1}{n-1}\sum_{i=1}^{n}\left(ln\, x_i - \overline{ln\, x}\right)^2}} \qquad \textbf{(III-36)}$$

Si n≥30 $$\boldsymbol{\delta\, ln\, x = \sqrt{\frac{1}{1-n}\sum_{i=1}^{n}\left(ln\, x_i - \overline{ln\, x}\right)^2}} \qquad \text{(III-37)}$$

Le logiciel HYFRAN a également permis de procéder à l'ajustement de la série selon la loi Log-Normale. Les résultats obtenus sont synthétisés dans le tableau suivant

Tableau III-14:Résultats de l'ajustement à la loi de Log-Normale.

Période de retour T(ans)	Probabilité de fréquence (q)	Précipitations maximales journalières (Pjmax)	Écart-type	Intervalle de confiance
1000	0.999	175	21.2	134– 217
100	0.99	142	13.7	115– 169
50	0.98	132	11.6	109 – 155
20	0.95	118	9.03	100 – 135
10	0.9	106	7.17	92.4 – 121
5	0.8	94.3	5.46	83.6– 105

À partir des paramètres estimés, la courbe théorique de la loi Log-Normale a été tracée. Le graphique suivant présente la superposition de cette courbe aux données observées, permettant d'apprécier visuellement la qualité de l'ajustement.

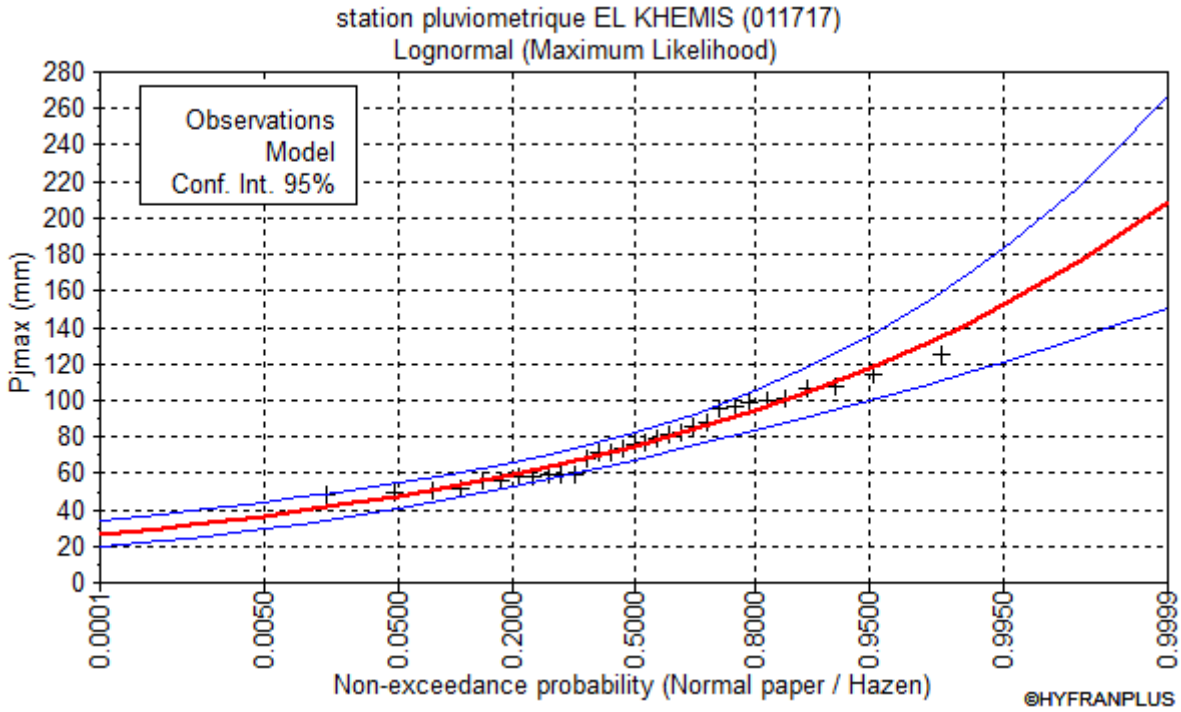


Figure III-10:Graphique de l'ajustement à la loi de Log Normale.

L'examen visuel du graphique constitue une première étape pour évaluer la qualité de l'ajustement. Toutefois, afin de confirmer cette analyse, une comparaison quantitative des caractéristiques statistiques de la loi Log-Normale et de celles issues de l'échantillon est réalisée ci-après.

Tableau III-15:Comparaison des caractéristiques de la loi de Log Normale et de l'échantillon.

Paramètres	Caractéristiques de la loi	Caractéristiques de l'échantillon
Minimum	Aucun	48.3
Maximum	Aucun	125
Moyenne	77.6	77.6

Écart-type	21.8	21.4
Médiane	74.8	75.9
Coefficient de variation (c_v)	0.281	0.276
Coefficient d'asymétrie (C_s)	0..865	0.429
Coefficient d'aplatissement (c_k)	4.36	2.02

c) Choix de la loi d'ajustement

Des divergences persistent systématiquement entre les fréquences empiriques issues des données observées et celles estimées à partir d'une fonction de distribution théorique. Bien que l'ajustement graphique constitue une approche préliminaire utile pour évaluer la pertinence d'une loi, il demeure insuffisant pour valider rigoureusement son adéquation. C'est pourquoi des tests statistiques d'adéquation sont requis afin de comparer objectivement les performances d'ajustement de différentes lois théoriques. Parmi ces tests, le test du khi-deux (χ^2) s'impose comme l'un des plus utilisés pour évaluer la qualité de l'ajustement (Touaibia, 2015).

✓ **Ajustement graphique visuelle (la méthode visuelle)**

La figure ci-jointe affiche les courbes comparatives des résultats obtenus, représentant les probabilités empiriques et théoriques associées aux lois de Gumbel et Log-Normale, générées à l'aide du logiciel HyfranPlus. L'évaluation visuelle de ces ajustements ne permet pas, à elle seule, de trancher quant à la qualité d'adéquation des modèles. Dès lors, le recours à une analyse statistique s'avère indispensable pour identifier la loi théorique offrant la meilleure représentativité des données observées.

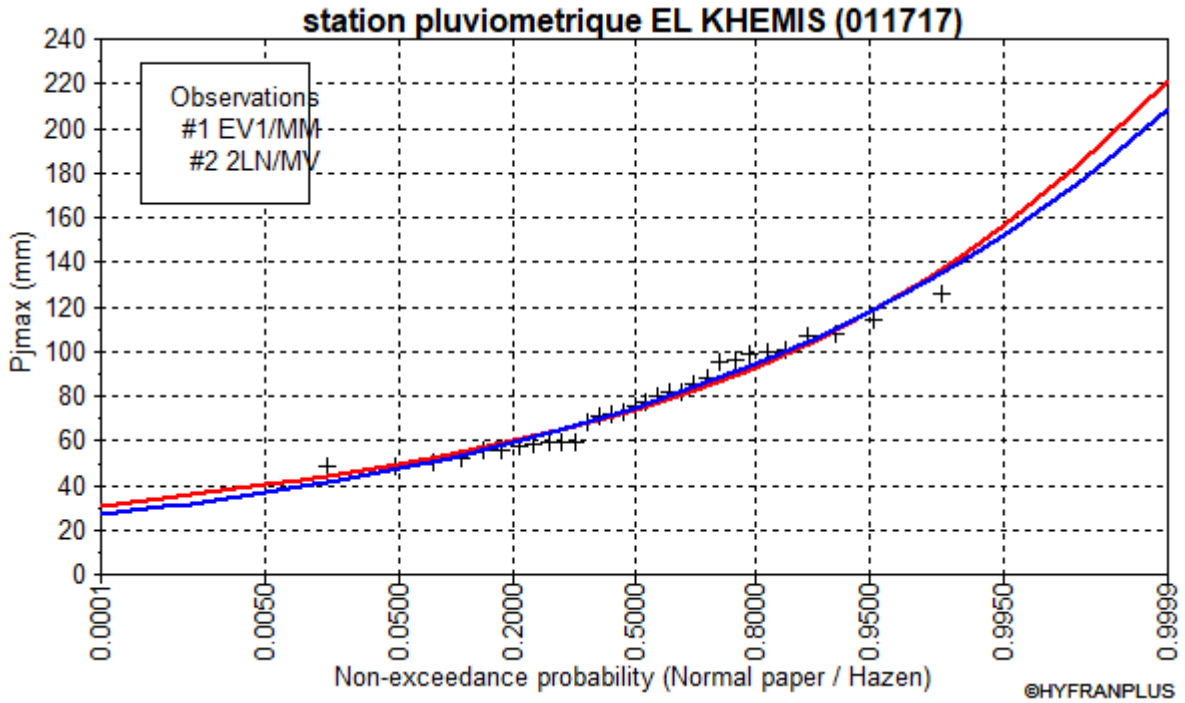


Figure III-11:Comparaison entre les lois de distribution ajustées appliquées à la station 011717.

- ✓ **Analyse de la qualité de l'ajustement : application du test statistique de χ^2 (khi-deux)**

Le test d'ajustement du χ^2 est une méthode statistique permettant d'évaluer la concordance entre une distribution empirique et une distribution théorique. Il sert notamment à vérifier la validité d'un modèle ou l'indépendance entre variables catégorielles. Généralement appliqué avec un seuil de signification de 5 %, il utilise pour les degrés de liberté la relation $\gamma = k - m - 1$, où k est le nombre de classes et m le nombre de paramètres estimés (Touaibia, 2015). La variable aléatoire χ^2, introduite par Pearson, est définie par l'expression suivante :

$$\chi^2_{calculé} = \sum_{i=1}^{k} \frac{(n_i - \mu_i)^2}{\mu_i} \qquad \textbf{(III-38)}$$

Avec :

n_i : effectif observé dans la classe *i*

μ_i : effectif théorique dans la classe *i.*

Pour que les résultats du test du χ^2 soient statistiquement interprétables, il est impératif que l'effectif théorique de chaque classe vérifie la condition $\mu_i \geq 5$.

La valeur du χ^2 calculé ($\chi^2_{\text{calculé}}$) est comparée à la valeur critique tabulée ($\chi^2_{\text{théorique}}$) déterminée en fonction du degré de liberté γ et du seuil de signification α généralement fixé à 5 %. Cette valeur critique est extraite de la table de distribution du χ^2, présentée en annexe.

- Si $\chi^2_{\text{calculé}} > \chi^2_{\text{théorique}}$ l'hypothèse nulle d'ajustement est rejetée ;
- Si $\chi^2_{\text{calculé}} \leq \chi^2_{\text{théorique}}$ la loi théorique testée est considérée comme acceptable pour modéliser la distribution des données observées.

L'application du test d'ajustement du khi-deux via le logiciel HyfranPlus a permis d'obtenir les résultats synthétisés dans le tableau présenté ci-dessus.

Tableau III-16:Résultats du test de Khi carré.

Loi de distribution	Degré de liberté γ	Nombre de classes	$\chi^2_{\text{calculé}}$	$\chi^2_{\text{théorique}}$
Gumbel	4	7	4.00	9.49
Log-Normale	4	7	3.55	9.49

Au vu des résultats issus du test d'ajustement du khi-deux, la série des précipitations maximales journalières présente une conformité satisfaisante à la loi Log-Normale, indiquant que cette dernière constitue un modèle théorique approprié pour représenter la distribution des données.

III.3.2 Détermination des débits maximums fréquentiels par la méthode du GRADEX

III.3.2.1 Description de la méthode

La méthode du gradex est une approche hydro pluviométrique probabiliste du calcul des débits de crues extrêmes d'une rivière pour des périodes de retour allant de 100 à 10000 ans, elle est développée par Guillot et Duband (1967). Elle s'applique à des bassins versants de quelques dizaines à plusieurs milliers de km^2(jusqu'à 5000 km^2), recevant des pluies relativement homogènes du point de vue spatial. La méthode est basée sur le processus physique global :

Pluies brutes ⟹ Pluies efficaces ⟹ Fonction de transfert ⟹ volume, point et forme de la crue.

III.3.2.2 Principe de la méthode

La méthode repose sur l'exploitation des données climatologiques historiques afin d'analyser le comportement asymptotique de la loi de probabilité des volumes de crue rares à partir de celle des pluies extrêmes cumulées**.** En pratique, il est constaté que la capacité moyenne de rétention du bassin tend à se stabiliser pour des événements ayant une période de retour de l'ordre de dix ans.

Le raisonnement de base est qu'au-delà d'un certain seuil de débit, le sol atteint un état de saturation. Ce seuil, appelé débit seuil (ou point pivot), est généralement compris entre le débit de crue décennal et cinquantennal, en fonction des caractéristiques pédologiques et hydrologiques du bassin versant.

Ainsi, durant la période de ruissellement, notée D (correspondant à la durée caractéristique du phénomène), tout excédent de précipitation entraîne un excédent équivalent en débit. Ce comportement linéaire entre l'intensité de la pluie et la réponse en débit est fondamental dans la modélisation adoptée par cette méthode.

III.3.2.3 Hypothèses de la méthode

La méthode repose sur l'hypothèse fondamentale selon laquelle il existe une correspondance directe entre la loi de probabilité des débits de crue et celle des précipitations extrêmes qui les génèrent

Trois hypothèses principales sous-tendent l'application de cette méthode

- **Hypothèse 1**

Les débits maximums recherchés sont provoqués uniquement par des pluies maximales, uniformément réparties sur le bassin. Il n'y a donc pas diverses origines de formation des crues.

- **Hypothèse 2**

Les pluies maximales et les débits correspondants suivent une même loi de distribution statistique, dite des extrême en raison de la nature du phénomène étudié (crues rares). Ceci exprime surtout le fait que le comportement asymptotique des lois de distribution des pluies et des débits est identique. La loi de Gumbel (Gumbel, 1958) est souvent utilisée dans ce but et dans ce cas uniquement, le caractère exponentiel de cette distribution est décrit par la pente de la droite d'ajustement des pluies observées, mesurées sur un diagramme de probabilité adéquat. La pente de cette droite est le gradient de cette distribution exponentielle.

- **Hypothèse 3**

On admet que la rétention moyenne du bassin versant atteint sa valeur maximale pour une crue décennale Q10 ans.

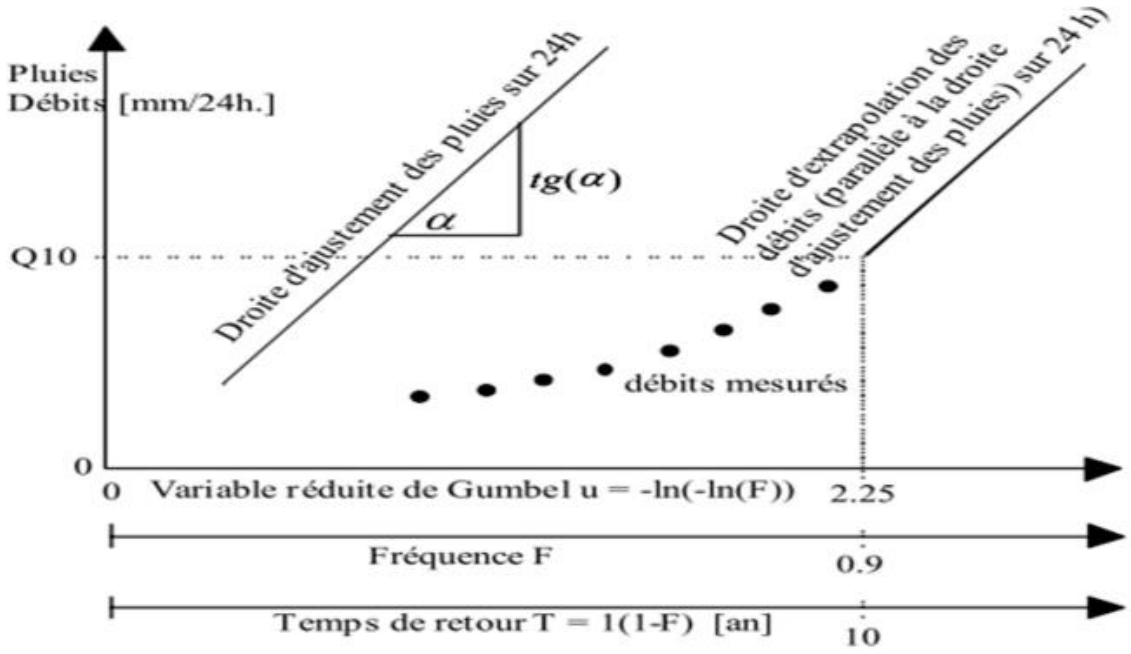


Figure III-12:l'ajustement graphique de la distribution des pluies, ainsi que la droite d'extrapolation utilisée pour estimer les débits extrêmes (selon Laborde, 2000).

III.3.2.4 Les étapes de la méthode

Les étapes à suivre pour mettre en œuvre cette approche sont énumérées ci-dessous

- Déterminer le gradex 'a' à partir de l'ajustement des précipitations maximales journalières (Pjmax) à la loi de Gumbel

$$(Pjmax\ (mm) = a.\ \mu + b) \qquad \text{(III-39)}$$

Avec :

μ : la variable réduite de Gumbel

$$(\mu = -\ln(-\ln(F))) \qquad \text{(III-40)}$$

- Déterminer le débit décennal via l'ajustement des débits à la loi de Gumbel.
- Convertir le débit décennal (m^3/S) en lame d'eau (mm) en utilisant l'équation de transformation suivante

$$\boldsymbol{R\ (mm) = \frac{Q(m^3/S)\times 3{,}6\times n\ (heures)}{S\ (km^2)}} \qquad \textbf{(III-41)}$$

Avec :

n :la moyenne des temps de base des hydrogrammes de crues observés.

- Sur le même graphique d'ajustement des précipitations maximales, tracer une droite, en débutant par le débit décennal (T=10 ans), parallèle à la droite de Gumbel de la série des Pjmax.
- Tracer l'équation de la droite de Gumbel des débits dont la forme est la suivante

$$Q_{u\%} = \mathbf{a.\ \mu + b'} \quad \textbf{(666)} \qquad \textbf{(III-42)}$$

Avec :

a : Le Gradex de la pluie ;

b' = Q_{10ans} – Gradex* μ pour (T=10 ans).

μ : la variable réduite de **Gumbel (μ= -ln (-ln (F))**

Et

$$F = \frac{1}{1-T} \qquad \textbf{III-43)}$$

- A partir de l'équation (666), on détermine les débits de différentes périodes de retour en mm.
- Convertir les débits en m^3 / S par la formule de transformation suivante

$$Q\left(\frac{m^3}{s}\right) = \frac{Q\,(mm) \times S\,(km^2)}{3{,}6 \times n\,(h)} \qquad \textbf{(III-44)}$$

- Calculer les débits de pointes de période de retour par la formule suivante

$$Q_p\,(m^3/S) = \mathbf{Q}\,(m^3/S) * \mathbf{P} \qquad \textbf{(III-45)}$$

Avec :

Le coefficient de pointe égal au rapport :

$$P = \frac{Q_{max}}{Q_{moy}} \qquad \textbf{(III-46)}$$

III.3.2.5 Application de la méthode de GRADEX

Dans la mesure où la station d'observation se situe à Khemis Miliana et que la zone de protection s'étend jusqu'à la ville de Miliana, la méthode GRADEX a été appliquée sur trois autres stations pluviométriques voisines. Cette approche permet d'assurer une meilleure représentativité spatiale des données pluviométriques dans l'analyse des événements extrêmes.

Tableau III-17:Paramètres techniques des stations de mesure pluviométriques et hydrométriques.

		Les coordonnées		
Code de la station	**Nom de la station**	**X (m)**	**Y (m)**	**Z (m)**
011711	Harraza	445.35	321.4	312
011717	Ababbsa	443.95	318.05	320
011718	Sidi Lakhdar	452	329.65	250

Tableau III-18:Série des débits maximaux annuels enregistrés à la station hydrométrique d'Ababbsa (code 011715), d'après les données de l'ANRH.

Année	Qmax (m^3/s)	Année	Qmax (m^3/s)
1972	45.5	**1993**	33.5
1973	31.8	**1994**	56.5
1974	34.7	**1995**	39
1975	27.1	**1996**	30
1977	25.4	**1997**	34.7
1978	38.5	**1998**	37.5
1979	42.4	**1999**	21
1980	30.2	**2000**	44
1981	28.9	**2001**	34.1
1982	63.7	**2002**	41.2
1983	35.1	**2003**	22.2
1984	29.6	**2004**	24.2
1985	44.6	**2005**	46
1986	48.6	**2006**	24.7
1987	31.2	**2007**	49.3
1988	42.1	**2008**	41
1989	23.2	**2009**	28.4
1990	25.2	**2010**	26.5
1992	16.1	**2011**	27.5
2012	46.1	**2014**	25.4
2018	28.4		

Tableau III-19:Résultats d'ajustement de la série de la station hydrométrique Ababbsa (Source : logiciel hyfran).

Période de retour T(ans)	Probabilité de fréquence (q)	Précipitations maximales journalières (Pjmax)	Écart-type	Intervalle de confiance
1000	0.999	85.3	9.25	67.2– 103
100	0.99	66.9	6.28	54.6– 79.2
50	0.98	61.3	5.39	50.7– 71.9
20	0.95	53.9	4.22	45.6 – 62.1
10	0.9	48.1	3.34	41.6 – 54.7
5	0.8	42.1	2.47	37.3 – 47

- Conformément à l'exploitation des données sous HYFRAN, l'équation caractéristique de la droite de Gumbel utilisée pour l'estimation des précipitations extrêmes est

$$\mathbf{P\ (mm) = 7.9\ \mu + 30.1} \qquad \mathbf{(III\text{-}47)}$$

Le GRADEX a= 7.9 mm et b = 30.1

- L'examen des données de crue issues de la station hydrométrique d'Ababbsa (011715) a permis de fixer le temps de base à 24 heures.
- Aucune donnée relative aux crues n'ayant été enregistrée dans la zone d'étude, une estimation du temps de base et du débit décennal a été réalisée par analogie hydrologique avec le bassin versant de l'oued Ababbsa, en considérant que les caractéristiques hydrologiques sont similaires.

Code de la station	Nom de la station	Q_{10ans}	Superficie
011717	Ababbsa	$36(m^3/s)$	$44.95(K_m^2)$

Par analogie on a :

$$\frac{Q_{ababssa\ 10ans}}{S_{ababssa}} = \frac{Q_{el\ khemis\ 10ans}}{S_{el\ khemis}} \qquad \textbf{(III-48)}$$

$$\frac{36}{44.95} = \frac{\mathrm{Q_{el\ khemis\ 10ans}}}{20.21}$$

$$\mathbf{Q_{10ans}=16.19(m^3/s)}$$

- Le débit décennal a été exprimé en lame d'eau équivalente à l'aide de la relation suivante

$$\boldsymbol{R_{10ans}\ (mm)\ =\ \frac{Q\ (m^3/s)\times 3{,}6\times n\ (h)}{S\ (km^2)}} \qquad \textbf{(III-49)}$$

$$\mathrm{R_{10ans}\ (mm)\ =\ \frac{16.19\ \times\ 3.6\times 24}{20.21}}$$

$$\mathbf{R_{10ans}\ (mm)\ =69.21mm/h}$$

- L'extrapolation de la distribution des débits au-delà de la fréquence de 0,9 (correspondant à une période de retour de 10 ans) est réalisée à l'aide d'une droite d'extension dont la pente est déterminée par le coefficient Gradex des précipitations.

$$\boldsymbol{Q_{10\ ans} = a\cdot\mu + b'} \qquad \textbf{(III-50)}$$

$$\boldsymbol{b' = Q_{10\ ans} - a\cdot\mu} \qquad \textbf{(III-51)}$$

$$\textbf{avec :}\quad \boldsymbol{\mu = -\ln(-\ln(F)) = -\ln\left(-\ln\left(\frac{1}{1-10}\right)\right) = 2{,}25}$$

$$\textbf{Donc : b}' \textbf{= 51.43}$$

Il en résulte que : $\mathbf{Q_{u\%} = 7.9\,\mu + 51.43}$

- La courbe des débits a été superposée au graphique représentant l'ajustement des pluies maximales journalières.

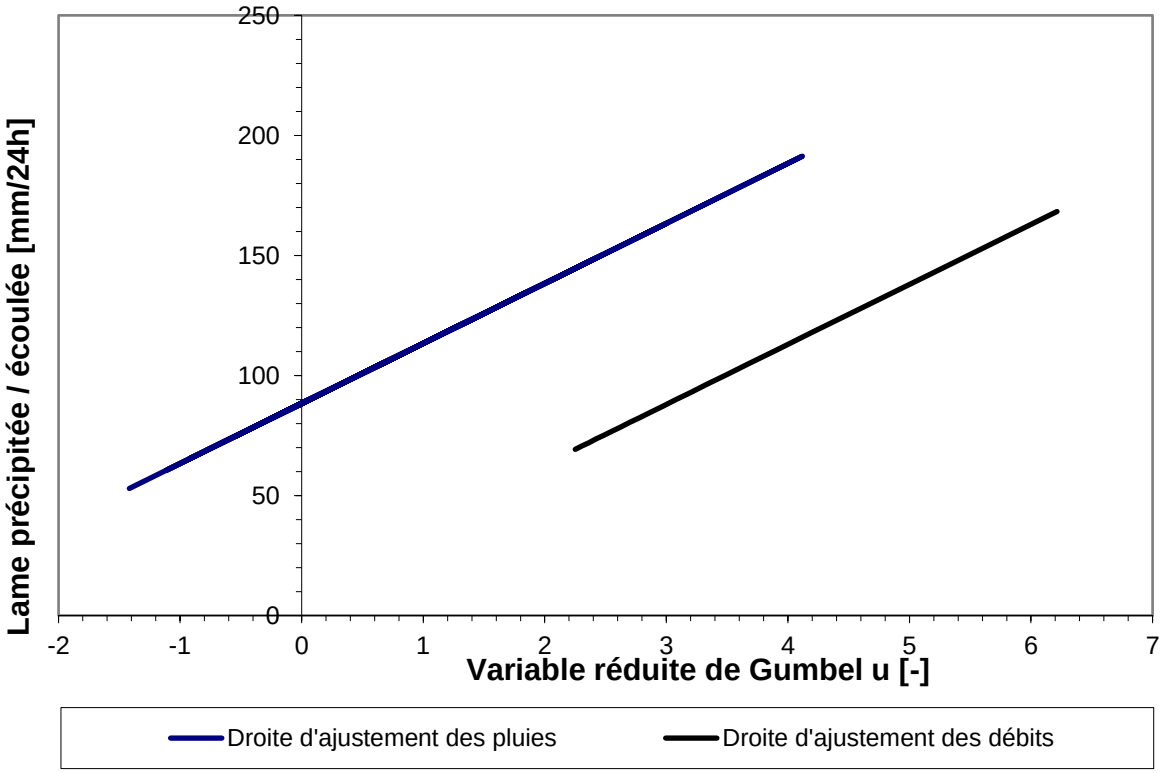


Figure III-16:Représentation graphique de l'ajustement des pluies extrêmes journalières avec superposition de la droite d'extrapolation des débits.

- Les valeurs des débits de pointe ont été déterminées pour diverses périodes de retour, en intégrant un coefficient de majoration de Cp = 3.
- Le tableau ci-après regroupe les résultats issus de l'ajustement statistique pour les diverses périodes de retour considérées.

Tableau III-20:Synthèse des résultats d'ajustement pour les différentes périodes de retour.

Temps de retour (ans)	Fréquence empirique selon Hazen	Variable réduite de Gumbel (u)	Précipitations estimées (mm/24h)	Débits moyens extrapolés (mm/24h)	Débits moyens extrapolés (m^3/s)	Débits de pointe extrapolés (m^3/s)
10	0,900	2,25	144.6	69.2	16	49
20	0,950	2,97	162.6	87,2	20	61
50	0,980	3,90	185.9	110.5	26	78
100	0,990	4,60	203.4	128	30	90

La même méthodologie a été appliquée aux stations d'Ababbsa (011717), Herraza (011711) et Sidi Lakhdar (011718), les résultats obtenus étant présentés dans le tableau III.20 ci-après.

Tableau III-21:Synthèse des résultats d'ajustement obtenus pour l'ensemble des stations étudiées.

		Les station pluviométriques		
Périodes de retour (ans)	**Station hydrométrique EL Ababbsa**	**Khemis Miliana**	**Herraza**	**Sidi Lakhdar**
10	36	49	36	36
20	63	61	60	77
50	98	78	91	130
100	124	90	115	170

L'analyse montre que la station de Sidi Lakhdar génère un débit centennal plus élevé que ceux estimés par la méthode Gradex sur les autres stations. Ainsi, un débit de projet de 170 m³/s est adopté.

III.3.3 Hydrogramme de crue

L'hydrogramme de crue représente la variation temporelle du débit à l'exutoire d'un bassin versant au cours d'un épisode pluvieux intense. Il permet de caractériser plusieurs paramètres hydrologiques essentiels tels que le volume de la crue, le temps de montée, le temps de base ainsi que la forme globale de l'événement.

Pour l'établissement de cet hydrogramme, la méthode empirique de **SOKOLOVSKY** (Touaibia, 2015) a été retenue.

- Branche de crue (montée)

$$Q(t) = Q_{max}\left(\frac{T}{t_c}\right)^n \qquad \textbf{(III-52)}$$

- Branche de décrue (descente)

$$Q(t) = Q_{max}\left(\frac{T_b - t}{T_d}\right)^m \qquad \textbf{(III-53)}$$

Avec :

Qmax : débit maximal de la crue (m³/s).
Q(T) : débit instantané (m³/s).
Tm : temps de montée (h).

$$\mathbf{Tm = Tc} \qquad \textbf{(III-54)}$$

Td : temps de décrue (h).

$$\mathbf{Td = \delta \times Tm} \qquad \textbf{(III-55)}$$

Tb : temps de base (h).

$$\mathbf{Tb = Tm + Td} \qquad \textbf{(III-56)}$$

m, n : Coefficient de courbure des paraboles adapté aux petits bassins versants(m=2,n=3)

Tableau III-22:Paramètre morphologique de l'hydrogramme de crue.

Description du cours d'eau	Valeur de δ
Petits ruisseaux et vallées dans des bassins versants sans végétation et peu perméables	2,0 – 2,5
Petits cours d'eau et vallons dans des bassins versants brisés ou perméables, ainsi que moyens cours d'eau avec terrasses de lit majeur normales	3,0 – 4,0
Rivières de taille moyenne à grande, avec des plaines d'inondation étendues	4,0 – 7,0

On prend $\delta = 2$. (Valeurs empiriques issues d'études sur les bassins versants méditerranéens semi-arides avec relief marqué.)

Le tableau suivant synthétise les hydrogrammes de crue estimée pour une période de retour de 100 ans, en fonction des données relevées aux différentes stations du bassin.

Tableau III-23:Variation des débits de crue au cours du temps.

Temps (h)	Période de retour 100 ans			
	La station hydrométrique	Les	Stations	Pluviométriques
	EL Ababbsa	Khemis Miliana	Herraza	Sidi Lakhdar
0	0	0	0	0
0.05	0.007936	0.00576	0.00736	0.01088
0.1	0.063488	0.04608	0.05888	0.08704
0.15	0.214272	0.15552	0.19872	0.29376
0.2	0.507904	0.36864	0.47104	0.69632
0.25	0.992	0.72	0.92	1.36
0.3	1.714176	1.24416	1.58976	2.35008
0.35	2.722048	1.97568	2.52448	3.73184
0.4	4.063232	2.94912	3.76832	5.57056
0.45	5.785344	4.19904	5.36544	7.93152
0.5	7.936	5.76	7.36	10.88
0.55	10.562816	7.66656	9.79616	14.48128
0.6	13.713408	9.95328	12.71808	18.80064
0.65	17.435392	12.65472	16.16992	23.90336
0.7	21.776384	15.80544	20.19584	29.85472
0.75	26.784	19.44	24.84	36.72
0.8	32.505856	23.59296	30.14656	44.56448
0.85	38.989568	28.29888	36.15968	53.45344
0.9	46.282752	33.59232	42.92352	63.45216
0.95	54.433024	39.50784	50.48224	74.62592

Tableau III-24:Variation des débits de crue au cours du temps. (Suite)

1	63.488	46.08	58.88	87.04
1.05	73.495296	53.34336	68.16096	100.75968
1.1	84.502528	61.33248	78.36928	115.85024
1.15	96.557312	70.08192	89.54912	132.37696
1.2	109.707264	79.62624	101.74464	150.40512
1.25	**124**	**90**	**115**	**170**
1.3	119.0896	86.436	110.446	163.268
1.35	114.2784	82.944	105.984	156.672
1.4	109.5664	79.524	101.614	150.212
1.45	104.9536	76.176	97.336	143.888
1.5	100.44	72.9	93.15	137.7
1.55	96.0256	69.696	89.056	131.648
1.6	91.7104	66.564	85.054	125.732
1.65	87.4944	63.504	81.144	119.952
1.7	83.3776	60.516	77.326	114.308
1.75	79.36	57.6	73.6	108.8
1.8	75.4416	54.756	69.966	103.428
1.85	71.6224	51.984	66.424	98.192
1.9	67.9024	49.284	62.974	93.092
1.95	64.2816	46.656	59.616	88.128
2	60.76	44.1	56.35	83.3
2.05	57.3376	41.616	53.176	78.608
2.1	54.0144	39.204	50.094	74.052
2.15	50.7904	36.864	47.104	69.632
2.2	47.6656	34.596	44.206	65.348
2.25	44.64	32.4	41.4	61.2
2.3	41.7136	30.276	38.686	57.188
2.35	38.8864	28.224	36.064	53.312
2.4	36.1584	26.244	33.534	49.572
2.45	33.5296	24.336	31.096	45.968
2.5	31	22.5	28.75	42.5
2.55	28.5696	20.736	26.496	39.168
2.6	26.2384	19.044	24.334	35.972
2.65	24.0064	17.424	22.264	32.912
2.7	21.8736	15.876	20.286	29.988
2.75	19.84	14.4	18.4	27.2
2.8	17.9056	12.996	16.606	24.548
2.85	16.0704	11.664	14.904	22.032
2.9	14.3344	10.404	13.294	19.652

Tableau III-25:Variation des débits de crue au cours du temps. (Suite et fin)

2.95	12.6976	9.216	11.776	17.408
3	11.16	8.1	10.35	15.3
3.05	9.7216	7.056	9.016	13.328
3.1	8.3824	6.084	7.774	11.492
3.15	7.1424	5.184	6.624	9.792
3.2	6.0016	4.356	5.566	8.228
3.25	4.96	3.6	4.6	6.8
3.3	4.0176	2.916	3.726	5.508
3.35	3.1744	2.304	2.944	4.352
3.4	2.4304	1.764	2.254	3.332
3.45	1.7856	1.296	1.656	2.448
3.5	1.24	0.9	1.15	1.7
3.55	0.7936	0.576	0.736	1.088
3.6	0.4464	0.324	0.414	0.612
3.65	0.1984	0.144	0.184	0.272
3.7	0.0496	0.036	0.046	0.068
3.75	0	0	0	0

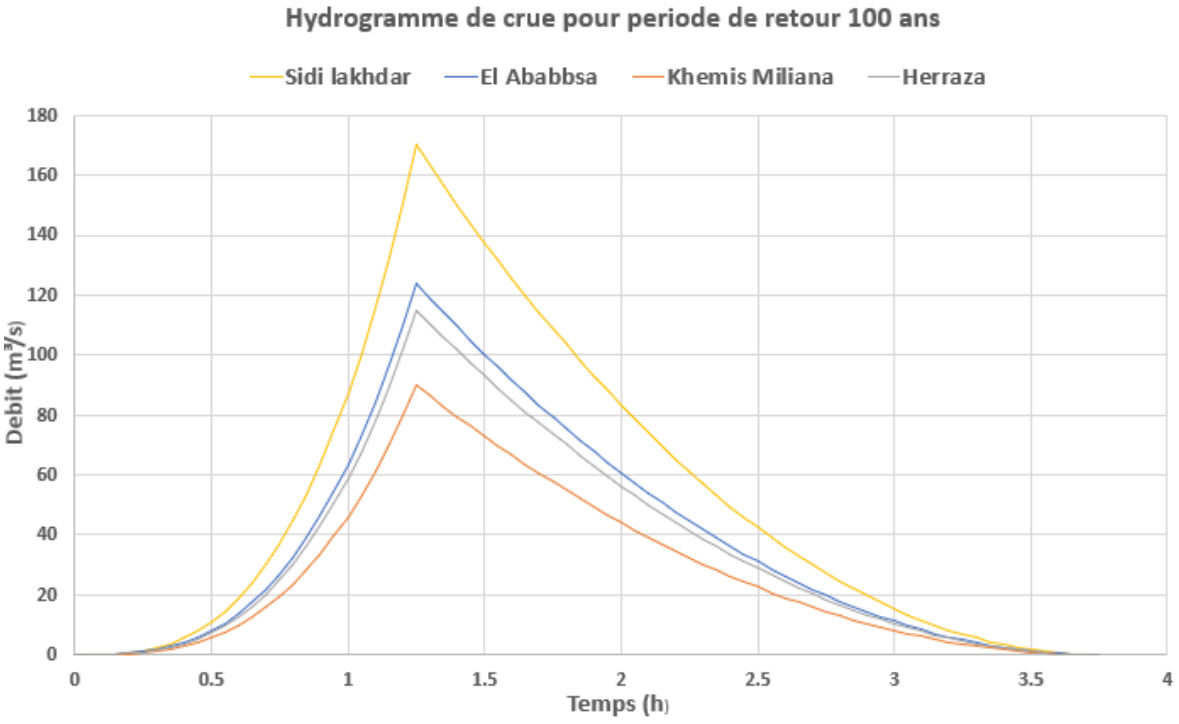


Figure III-17:Hydrogrammes simulés pour un temps de retour de 100 ans au niveau des diverses stations.

III.3.4 Choix de la crue de projet :

La crue de projet correspond à l'événement hydrologique extrême que l'ouvrage hydraulique doit pouvoir supporter, selon une probabilité d'occurrence donnée. Sa détermination repose sur plusieurs critères, notamment l'importance stratégique de l'infrastructure à réaliser, les risques encourus en aval, ainsi que les exigences techniques, économiques et environnementales associées à l'aménagement.

Dans le cadre de cette étude dédiée à la gestion du risque d'inondation, une période de retour centennale (T = 100 ans) a été retenue comme référence hydrologique. L'analyse des débits maximaux estimés aux différentes stations hydrométriques a révélé que la station de Sidi Lakhdar (011718) présente le débit de pointe le plus élevé, soit 170 m³/s, comparé à ceux observés à Ababbsa (124 m³/s), Herraza (115 m³/s) et Khemis Miliana (90m³/s). Ainsi, cette valeur a été adoptée comme débit de projet pour la conception des ouvrages.

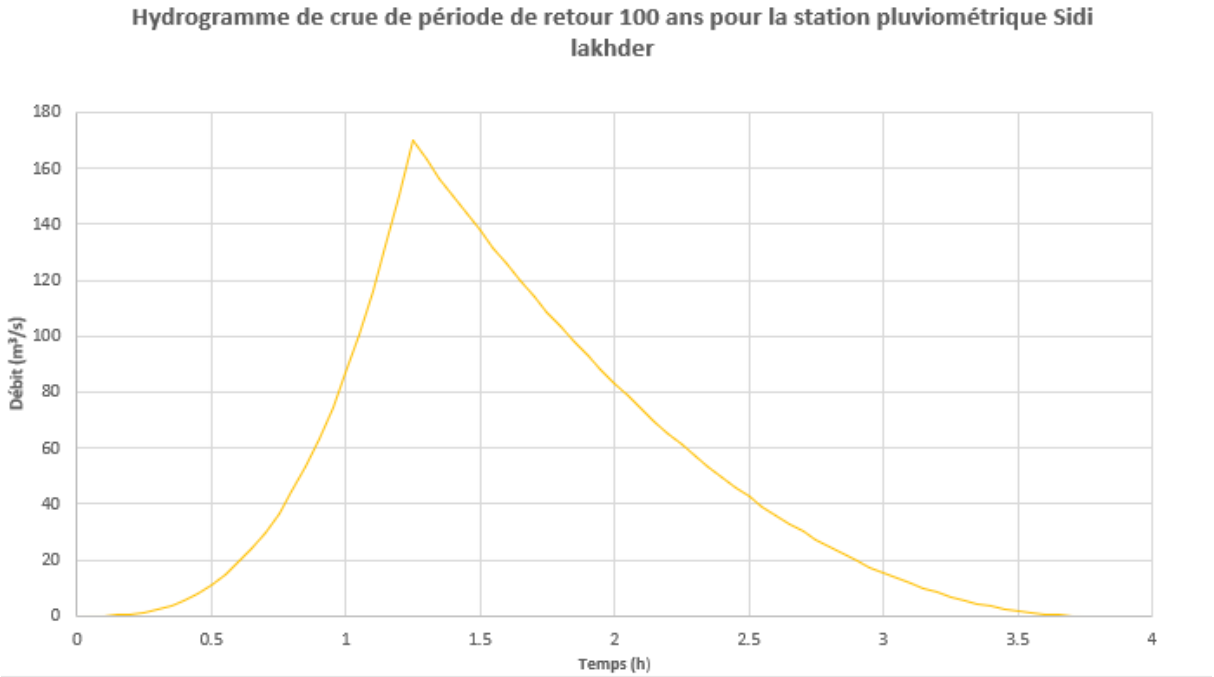


Figure III-18:Hydrogramme de crue de projet.

III.4 Etude des apports solides

L'érosion hydrique, le transport solide et les processus de sédimentation représentent des dynamiques majeures affectant la durabilité des sols agricoles, contribuant à l'envasement accéléré des retenues et engendrant des impacts économiques notables.

En Algérie, la charge solide transportée par les oueds est particulièrement élevée. Néanmoins, sa quantification demeure approximative dans de nombreux bassins versants, en raison du déficit en données hydro sédimentaires, notamment celles relatives aux fractions fines, ainsi que de l'insuffisance du réseau de stations de jaugeage. En l'absence de mesures directes fiables, l'estimation du transport solide repose généralement sur l'application de relations empiriques adaptées au contexte national, parmi lesquelles on peut citer

- La formule de Tixéront (1960)
- La formule de Fournier (1960)
- Formule de SOGREAH (1969)
- La formule de Gavrilovich (1992)
- Formule de Kasoul et al. (1997)
- Formule de Touaïbia et Achite (2003)
- Formules de Meddi (2015)

III.4.1 Apports solides de la zone d'étude

- Formule de Tixéront 1960

Cette formulation empirique intègre les effets conjoints de la lame d'eau ruisselée et des caractéristiques de perméabilité du bassin versant. Elle permet d'estimer le débit solide à partir de la relation suivante :

$$\boldsymbol{Q_s = \alpha . L_e^{0,15} . S} \qquad \textbf{(III-57)}$$

Avec :

Q_s: Débit solide, exprimée en (T/an).

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

α: Le coefficient α dépend de la perméabilité du sol ; pour un bassin versant présentant une perméabilité moyenne, sa valeur est généralement prise égale à 350.

Le : Lame d'eau ruisselée en (mm) =38.65mm

$$\mathbf{Q_s = 12237.89\ (T/ans)}$$

Conclusion

Cette étape de l'étude s'est consacrée à l'analyse morphométrique du bassin versant, dans le but de déterminer les paramètres hydro géographiques nécessaires au calcul du débit de dimensionnement. L'étape suivante a porté sur l'analyse fréquentielle des précipitations maximales journalières, à travers un ajustement statistique visant à quantifier les hauteurs associées aux différentes périodes de retour, en se basant sur les lois de probabilité adaptées aux données observées. Sur cette base, les débits de crue ont été estimés à l'aide de la méthode Gradex, permettant par la suite la construction de l'hydrogramme de dimensionnement.

Chapitre IV :
Etude hydraulique

Introduction

L'ingénierie hydraulique représente une composante essentielle dans tout projet d'aménagement, en particulier dans le domaine de la prévention des crues. Cette discipline scientifique et technique s'attache à l'étude détaillée des écoulements au sein des systèmes hydrauliques, qu'ils soient artificiels (canaux, conduites) ou naturels (cours d'eau) en régime à surface libre ou sous pression.

La gestion des risques d'inondation constitue un enjeu complexe, notamment en présence de niveaux d'eau élevés et de vitesses d'écoulement importantes. Les approches conventionnelles en matière de conception des ouvrages de protection contre les inondations ont historiquement privilégié le contrôle des hauteurs d'eau, en négligeant souvent les problématiques liées à l'érosion hydraulique.

Dans ce contexte, la modélisation hydraulique s'impose comme un outil d'aide à la décision incontournable. Elle permet de reproduire de manière numérique le comportement temporel et spatial des paramètres hydrauliques au cours d'un événement de crue, tels que les débits, les vitesses d'écoulement et les hauteurs d'eau dans les zones vulnérables. Ces simulations permettent d'identifier les secteurs à risque d'inondation, d'évaluer la durée de submersion et de quantifier la dynamique de montée des eaux.

Il convient néanmoins de rappeler qu'un modèle hydraulique constitue une abstraction du système réel. En tant que tel, il fournit une représentation simplifiée qui bien que précieuse pour l'analyse et la prévision, demeure une approximation partielle de la réalité.

IV.1 Généralités

L'étude des écoulements naturels relève du domaine de l'hydraulique à surface libre, qui se distingue de l'hydraulique en charge par la présence d'une surface libre en contact direct avec l'atmosphère, où la pression est constante et équivalente à la pression atmosphérique. Dans ce type d'écoulement, le principal mécanisme moteur est la gravité, par opposition aux écoulements en charge qui sont régis principalement par des gradients de pression internes au fluide. On qualifie ainsi ces écoulements de gravitaires.

Une propriété essentielle des écoulements à surface libre réside dans leur rapport géométrique caractéristique : la profondeur du fluide est généralement faible comparée à la longueur caractéristique du lit ou de l'ouvrage hydraulique. Ce type d'écoulement intervient dans une grande variété de contextes pratiques : rivières, fleuves, canaux, fossés, ainsi que dans des conduites partiellement remplies utilisées dans les réseaux d'irrigation, d'assainissement ou de drainage urbain.

La modélisation physique et numérique de ces écoulements nécessite une décomposition du domaine fluide global en deux sous-domaines :

- Le premier est occupé par la phase liquide (généralement de l'eau),
- Le second, situé au-dessus, correspond à la phase gazeuse (air), séparée de la phase liquide par une interface dynamique : la surface libre.

Cette interface libre, dont la position évolue avec le temps et l'espace, constitue une condition aux limites mobile du problème, rendant la modélisation particulièrement complexe d'un point de vue mathématique et numérique.

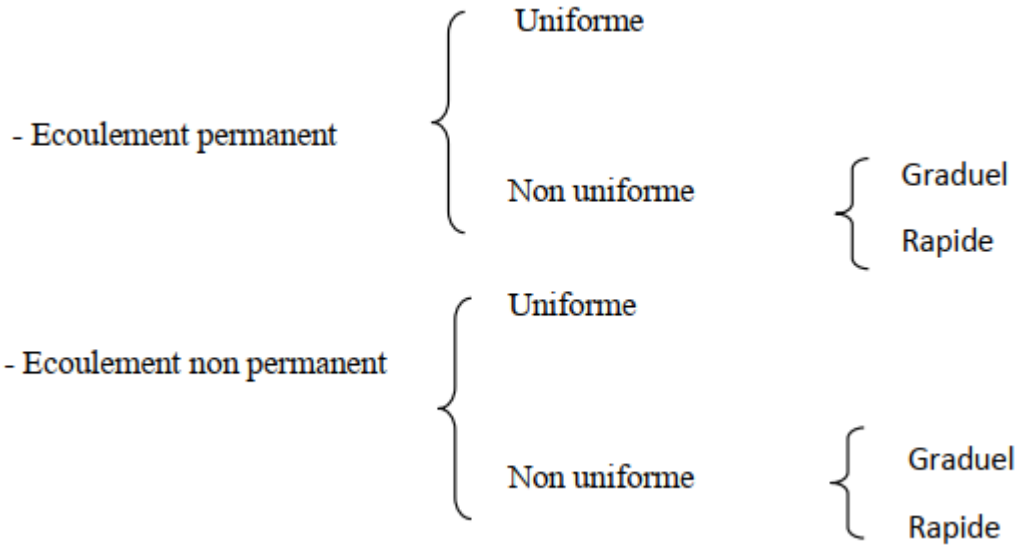
IV.1.1 Ecoulement à surface libre

Un écoulement à surface libre est un écoulement dans lequel une surface du fluide est en contact direct avec une phase gazeuse (souvent l'air), et où cette surface peut se

déformer librement sous l'action de la gravité et des forces de pression. La forme de la surface peut donc varier avec le temps et la géométrie du conduit.

L'hydraulique fluviale, branche de l'hydraulique, s'intéresse aux écoulements dans les canaux naturels et artificiels présentant une surface libre soumise à la pression atmosphérique. Ces écoulements se caractérisent par une forme variable de la surface libre, ce qui entraîne une évolution possible de la forme et des dimensions de la section transversale du fluide.

Dans ce domaine, on rencontre différents types d'écoulements, selon les conditions hydrauliques et géométriques du lit.



IV.1.2 Types d'écoulements

Les types d'écoulements peuvent être définis en fonction de la variation des caractéristiques hydrauliques, telles que la hauteur d'eau (tirant d'eau) et la vitesse, selon le temps et la position dans l'espace.

a. Variabilité dans le temps

i. **Ecoulement permanent**

Un écoulement est dit permanent si toutes les grandeurs caractéristiques du fluide en un point donné restent constantes au cours du temps, c'est-à-dire :

$$\frac{\partial}{\partial t}(\vec{v}, P, \rho, T) = 0 \qquad \textbf{(IV-1)}$$

Où :

- $\vec{v}$: est la vitesse du fluide,
- P : est la pression,
- ρ : est la densité,
- T : est la température.

Il existe deux formes principales :

- Écoulement uniforme

- Écoulement non uniforme

ii. Ecoulement non permanant

Un écoulement est dit non permanent **si** au moins une grandeur caractéristique du fluide (comme la vitesse, la pression, la température ou la densité) dépend explicitement du temps, c'est-à-dire :

$$\frac{\partial}{\partial t}(\vec{v}, P, \rho, T) \neq 0 \qquad \textbf{(IV-2)}$$

Il existe deux formes principales :

- Écoulement uniforme
- Écoulement non uniforme : Peut évoluer lentement ou rapidement.

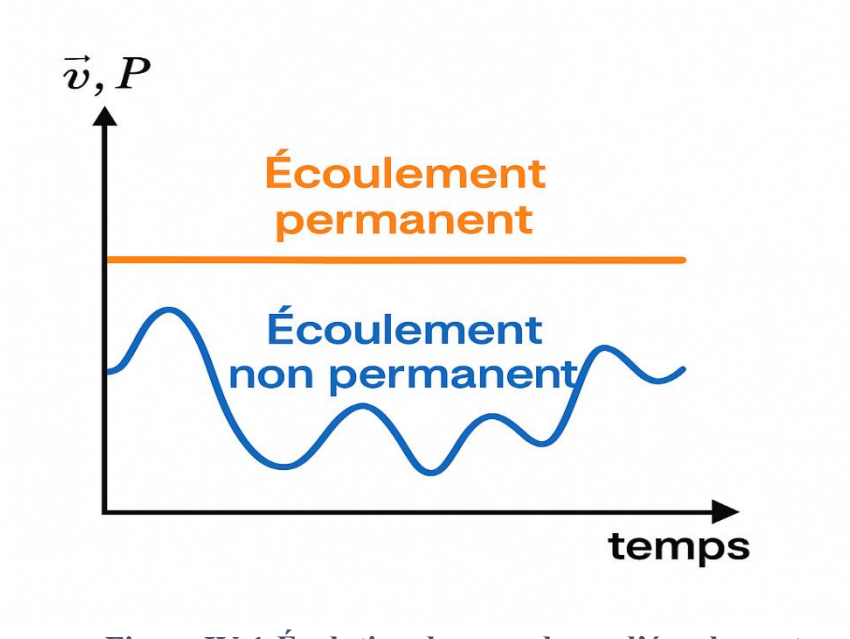


Figure IV-1:Évolution des grandeurs d'écoulement au cours du temps (dynamique des fluides université physiques volume 1).

b. Variabilité dans l'espace

i. Ecoulement uniforme

Un écoulement est dit uniforme si, à un instant t donné, les grandeurs du fluide ne varient pas selon la position dans l'espace, c'est-à-dire :

$$\frac{\partial}{\partial x}(\vec{v}, P, \rho, T) = \frac{\partial}{\partial y}(\vec{v}, P, \rho, T) = \frac{\partial}{\partial z}(\vec{v}, P, \rho, T) = 0 \qquad \textbf{(IV-3)}$$

ii. Ecoulement non uniforme

Un écoulement est dit non uniforme si, à un instant t donné, les grandeurs du fluide varient selon la position dans l'espace, c'est-à-dire :

$$\frac{\partial}{\partial x}(\vec{v}, P, \rho, T) \neq 0 \quad \text{ou} \quad \frac{\partial}{\partial y}(\vec{v}, P, \rho, T) \neq 0 \quad \text{ou} \quad \frac{\partial}{\partial z}(\vec{v}, P, \rho, T) \neq 0 \qquad \textbf{(IV-4)}$$

➢ **Ecoulement non uniforme graduellement varié**

Il s'agit d'un régime d'écoulement dans lequel la variation de hauteur le long de la direction d'écoulement est très faible**.** Typiquement, si x représente la longueur d'écoulement et h la variation de hauteur, on a $\frac{\Delta h}{x} \ll 1$

➢ **Ecoulement non uniforme rapidement varié**

C'est un régime d'écoulement caractérisé par une variation importante de la hauteur dans la direction de l'écoulement**.** En effet, à proximité d'une singularité ou lors de la formation d'un ressaut hydraulique, l'écoulement peut passer à un régime rapidement varié.

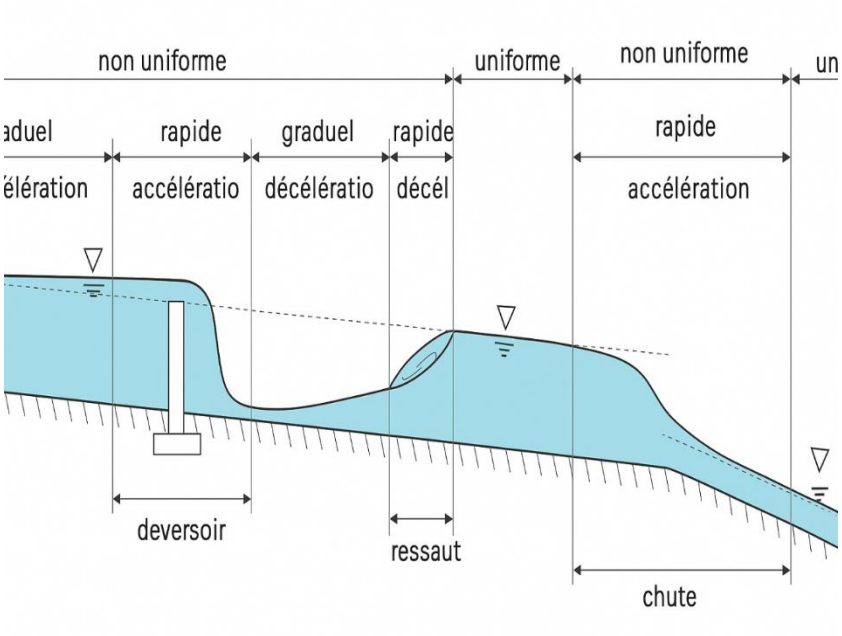


Figure IV-2:Schéma des différents types d'écoulements dans un canal à surface libre (Southard, J. (2006). Hydraulic Regimes of Open-Channel Flow).

IV.1.3 Régime d'écoulement

La détermination du régime d'écoulement repose sur l'évaluation du nombre de Froude, exprimé par la formule suivante

$$Fr = \frac{V}{\sqrt{gh}} \qquad \textbf{(IV-5)}$$

Avec :

V **:** vitesse moyenne de l'écoulement (m/s) ;

h: hauteur (profondeur) hydraulique du fluide (m) ;

g : accélération gravitationnelle (≈ 9,81 m/s²).

Tableau IV-1:Interprétation du nombre de Froude.

Nombre de Froude (Fr)	Régime d'écoulement	Description
Fr < 1	Subcritique (fluviale)	Écoulement lent, dominé par la gravité.
Fr = 1	Critique	État limite entre lent et rapide.
Fr > 1	Supercritique (torrentiel)	Écoulement rapide, dominé par l'inertie.

Les notions de régime fluvial, torrentiel ou critique trouvent leur pertinence principalement dans le contexte d'un régime uniforme.

On a :

- ✓ Yn<Yc : écoulement uniforme torrentiel.
- ✓ Yn>Yc : écoulement uniforme fluvial.

L'analyse conjointe des nombres de Reynolds (Re) et de Froude (Fr) permet de définir quatre types distincts de régimes d'écoulement.

Le nombre de Reynolds est un nombre sans dimension représente le rapport entre **les** forces d'inertie (liées à la vitesse du fluide) et les forces visqueuses (liées à la résistance interne du fluide).

$$\boldsymbol{Re = \frac{V \times h}{\nu}} \qquad \textbf{(IV-6)}$$

Tableau IV-2:Classification des régimes d'écoulement selon le nombre de Reynolds.

Nombre de Reynolds (Re)	Type d'écoulement	Caractéristiques
Re < 500	**Laminaire**	Écoulement régulier, fluide en couches parallèles, sans turbulence.
500 < Re < 2000	**Transition**	Zone instable, passage progressif du régime laminaire au turbulent.
Re > 2000	**Turbulent**	Écoulement désordonné, présence de tourbillons et de fluctuations.

L'analyse croisée des deux nombres permet d'établir la classification suivante

- o Re < 500 ; Fr< 1 ⟹ écoulement fluvial-laminaire.
- o Re > 2000 ; Fr< 1 ⟹ écoulement fluvial-turbulent.
- o Re < 500, Fr > 1 ⟹ écoulement torrentiel-laminaire.
- o Re > 2000, Fr > 1 ⟹écoulement torrentiel-turbulent.

IV.1.4 Canaux à ciel ouvert

Un canal à ciel ouvert est un conduit dans lequel un liquide s'écoule avec une surface libre exposée à la pression atmosphérique.

IV.1.4.1 Types de canaux

A. Les canaux naturels

Les canaux naturels désignent les cours d'eau qui se développent spontanément à la surface ou en sous-sol de la Terre, comme les rivières, fleuves, estuaires, torrents et les ruisselets. Ces canaux se caractérisent par une grande variabilité de leurs propriétés géométriques et hydrauliques, souvent irrégulières.

B. Les canaux artificiels

Les canaux artificiels sont des cours d'eau créés par l'homme dans le but de gérer, transporter ou distribuer de l'eau. Ils sont conçus pour répondre à divers besoins humains, allant de l'irrigation agricole à la navigation, en passant par l'approvisionnement en eau potable, le drainage et d'autres applications.

Les canaux peuvent être classés en deux catégories principales en fonction de leur structure : Canaux Découverts (de navigation, d'adduction et d'évacuation, d'irrigation et de drainage) et les canaux couverts (tunnels hydrauliques, aqueducs, drains et égouts)

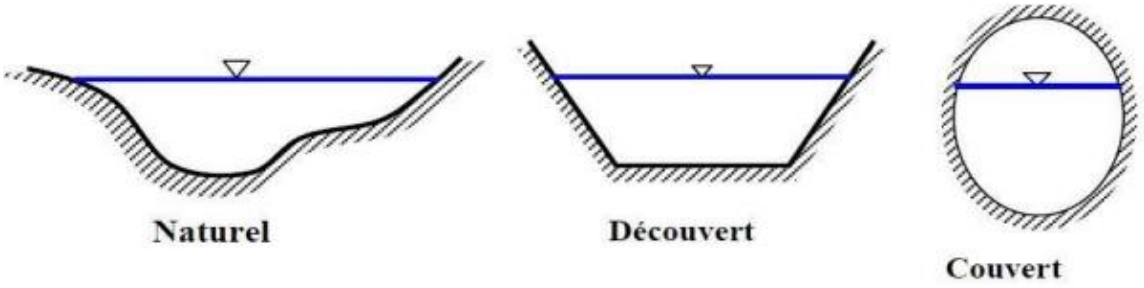


Figure IV-3:types des canaux (Mécanique des fluides — C. Bourdarias & S. Gerbi (2011)).

IV.1.4.2 Propriétés des canaux

IV.1.4.2.1 Propriétés géométriques

Tableau IV-3:les paramètres géométriques d'un canal.

Paramètre	Symbole	Définition
Profondeur d'eau	H	Distance verticale entre la surface libre et le fond du canal.
Largeur	B	Largeur de la surface libre de l'eau.
Périmètre mouillé	P_m	Longueur du contour en contact avec l'eau (fond + parois).
Aire mouillée	$\mathbf{s_m}$	Surface de la section transversale occupée par le fluide.
Rayon hydraulique	$R_h = \frac{s_m}{Pm}$	Rapport entre l'aire mouillée et le périmètre mouillé.
Pente de la surface libre	$\mathbf{s_w}$	Rapport entre la variation de hauteur et la longueur du canal.
Section transversale	A	Forme de la coupe (rectangulaire, trapézoïdale, naturelle, etc.).
Angle de talus	Ɵ	Angle d'inclinaison des parois latérales par rapport à l'horizontale.

La profondeur hydraulique	$D_{\mathrm{h}} = \frac{\mathrm{S_m}}{B}$	Le rapport entre la surface mouillée et la largeur

IV.1.4.2.2 Propriétés hydrauliques

i. Débit Q

Le débit désigne la quantité de fluide qui traverse une section donnée d'un canal ou d'une conduite par unité de temps**.**

ii. Masse volumique (ρeau)

La masse volumique de l'eau correspond au rapport entre la masse d'une quantité d'eau et le volume qu'elle occupe. Elle s'exprime généralement en kilogrammes par mètre cube (kg/m³). Pour de l'eau pure, cette valeur est d'environ 1000 kg/m³ à 4 °C, température à laquelle elle atteint sa densité maximale.

iii. Poids volumique (γ_w)

Le poids volumique, qui correspond à la force gravitationnelle exercée sur un volume d'eau, est obtenu en multipliant la masse volumique par l'accélération de la pesanteur

$$\gamma_w = \rho g \qquad \textbf{(IV-7)}$$

iv. Vitesse en un point de l'écoulement v

La vitesse en un point de l'écoulement correspond à celle de la particule fluide située à cet endroit à l'instant considéré. Elle représente donc la vitesse instantanée locale du fluide.

v. Vitesse moyenne

La vitesse moyenne est définie comme le rapport entre le débit volumique **Q** et la surface de section **S**, soit :

$$V = \frac{Q}{S} \qquad \textbf{(IV-8)}$$

Elle peut également s'exprimer sous forme intégrale :

$$V = \frac{\iint_S v\, ds}{\iint_S ds} \qquad \textbf{(IV-9)}$$

Où v est la vitesse locale du fluide en chaque point de la surface S, et ds représente un élément infinitésimal de cette surface.

IV.1.5 Dimensionnement des canaux

Dans le cas d'un écoulement lentement variable, on peut considérer que la pente de la ligne de charge, en tout point de la section, est assimilable à celle d'un régime uniforme**.**

IV.1.5.1 Conditions de l'écoulement uniforme

1) Le débit d'eau reste constant dans chaque section des tronçons considérés.
2) Le canal est prismatique, c'est-à-dire de forme géométrique constante sur toute sa longueur.
3) La profondeur h de l'écoulement est invariable le long du canal.
4) La pente du fond est uniforme pour chaque section.
5) La rugosité des parois du canal est constante.

6) Aucune résistance locale (obstacle, variation de forme, pertes singulières) n'est présente.

IV.1.5.2 Formules de calcul

L'écoulement permanent uniforme est généralement modélisé à l'aide de la formule de Chézy, qui en représente l'expression fondamentale.

La formule de la vitesse moyenne est :

$$\boldsymbol{V = C \cdot \sqrt{R \cdot I}} \qquad \textbf{(IV-10)}$$

On remplace dans la formule de débit :

$$\boldsymbol{Q = V \times S} \qquad \textbf{(IV-11)}$$

On obtient :

$$\boldsymbol{Q = C \cdot S \cdot \sqrt{R \cdot I}} \qquad \textbf{(IV-12)}$$

Avec :

C : coefficient de Chézy ($m^{0,5}/S$),

R : rayon hydraulique (R_h),

I : pente de fond de canal.

✓ **Détermination de coefficient de Chézy**

Diverses formules permettent d'estimer le coefficient de Chézy, parmi lesquelles les plus usuelles sont détaillées ci-dessous.

1) Formule d'AGROSKINE

$$\boldsymbol{C = \frac{1}{n} + 17.72 \cdot log(R_h)} \qquad \textbf{(IV-13)}$$

Avec :

C : coefficient de Chézy ($m^{0,5}/S$) ;

n : coefficient de rugosité ;

R_h : rayon hydraulique.

2) Formule de MANING-STRICKLER

$$\boldsymbol{C = \frac{1}{n} R^{1/6}} \qquad \textbf{(IV-14)}$$

Avec :

C : coefficient de Chézy ($m^{0,5}/S$) ;

n : coefficient de rugosité ; et 1/n =ks coefficient de Strickler

R_h : rayon hydraulique.

$$\boldsymbol{C = Ks \cdot R^{1/6}} \qquad \textbf{(IV-15)}$$

3) Formule de PAVLOVSKY

$$C = \frac{1}{n} R_h^{1/y} \quad \textbf{(IV-16)}$$

Avec :

C : coefficient de Chézy ($m^{0,5}/S$) ;

n : coefficient de rugosité ;

R_h : rayon hydraulique, et Y exposant dépendant de n et R_h

$$y = 2.5\sqrt{n} - 0.13 - 0.75\sqrt{R_h}\left(\sqrt{n} - 0.10\right) \quad \textbf{(IV-17)}$$

4) Formule de BAZIN

$$C = \frac{87}{1+\frac{m_b}{\sqrt{R_h}}} \quad \textbf{(IV-18)}$$

Avec :

C : coefficient de Chézy ($m^{0,5}/S$) ;

R_h : rayon hydraulique

$\mathbf{m_b}$: coefficient de Bazin, avec $\mathbf{m_b} \in [0.06, 1.75]$

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

IV.2.1 Etat de l'oued à la zone d'étude

L'étude concerne un tronçon hydraulique naturel s'étendant du pont ferroviaire de Jardin City jusqu'au sud du quartier Botan. Une inspection de terrain par les visiteurs d'oued botan a permis de dresser un état hydraulique détaillé de la zone.

La vallée de Botan prend naissance au nord de Khemis Meliana, à environ 2 km en aval des montagnes de Zakkar. Historiquement exploitée pour l'irrigation, l'alimentation en eau, la pêche et la navigation, elle a été affectée par l'urbanisation croissante, entraînant une réduction du bassin actif et une dégradation de la qualité de l'eau.

En hiver, le niveau d'eau augmente sous l'effet des sources issues du massif de Zakkar. Cette ressource est encore utilisée pour l'irrigation dans le sud de Meliana. En aval, la vallée traverse le quartier populaire de Botan, où l'on observe une dégradation importante du lit hydraulique, avec un risque élevé d'inondation — la dernière crue majeure ayant eu lieu en 2017.

IV.2.2 Modélisation de l'écoulement

IV.2.2.1 Choix du type de modèle hydraulique

Le choix d'utiliser HEC-RAS (version 6.3.1) repose sur les considérations suivantes :

- Logiciel libre et gratuit, téléchargeable en ligne.
- Évaluation des effets hydrauliques des ponts, seuils, digues, épis, etc. (analyse d'infrastructures)
- Détection et modélisation des zones à risque d'inondation.
- Prise en compte des régimes Subcritique, critique, supercritique, et transitions.
- Production de cartes d'inondation et identification visuelle des zones à risque.

IV.2.2.2 Présentation du logiciel HEC-RAS

HEC-RAS (Hydrologic Engineering Center's River Analysis System) est un programme informatique avancé développé par le Hydrologic Engineering Center du Corps des ingénieurs de l'armée des États-Unis. Ce logiciel est conçu pour modéliser et analyser les systèmes hydrauliques et fluviaux dans les rivières et les cours d'eau. HEC-RAS est largement utilisé par les ingénieurs hydrauliciens et les aménageurs pour évaluer et concevoir des projets liés à la gestion des ressources en eau.

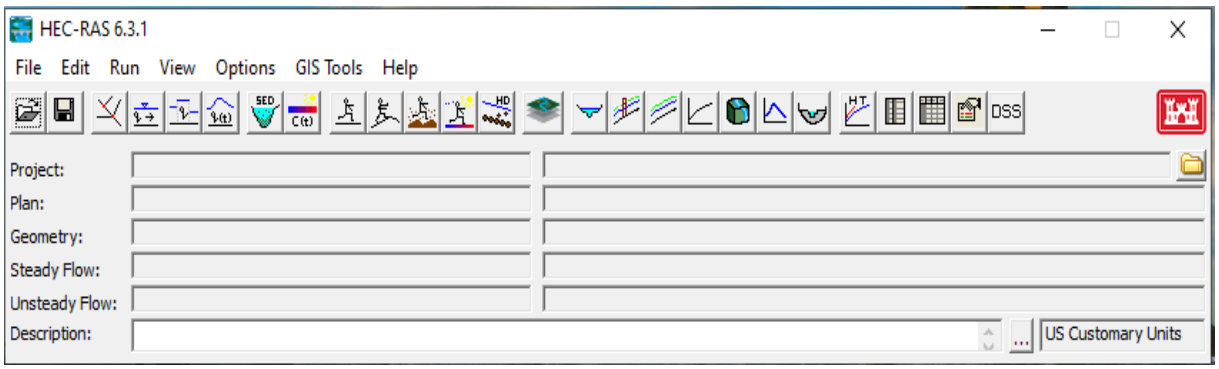


Figure IV-4:Environnement utilisateur de HEC-RAS (v. 6.3.1).

IV.2.2.3 Etapes de simulation par HEC-RAS

Avant toute opération, il est nécessaire d'initialiser un nouveau projet en définissant son nom, son intitulé et le répertoire de stockage associé.

i. Modélisation géométrique du cours d'eau

La modélisation de la rivière repose sur la définition des paramètres géométriques des oueds étudiés (sections en travers, caractéristiques des ouvrages existants). Un modèle de terrain (.tif) a été généré via GLOBAL MAPPER (v17.1) à partir des données topographiques (.dxf), puis importé dans HEC-RAS avec un fichier de projection ESRI **(.prj)**, téléchargé depuis *Spatial Reference*, afin de garantir la compatibilité avec les cartes de base de RAS Mapper.

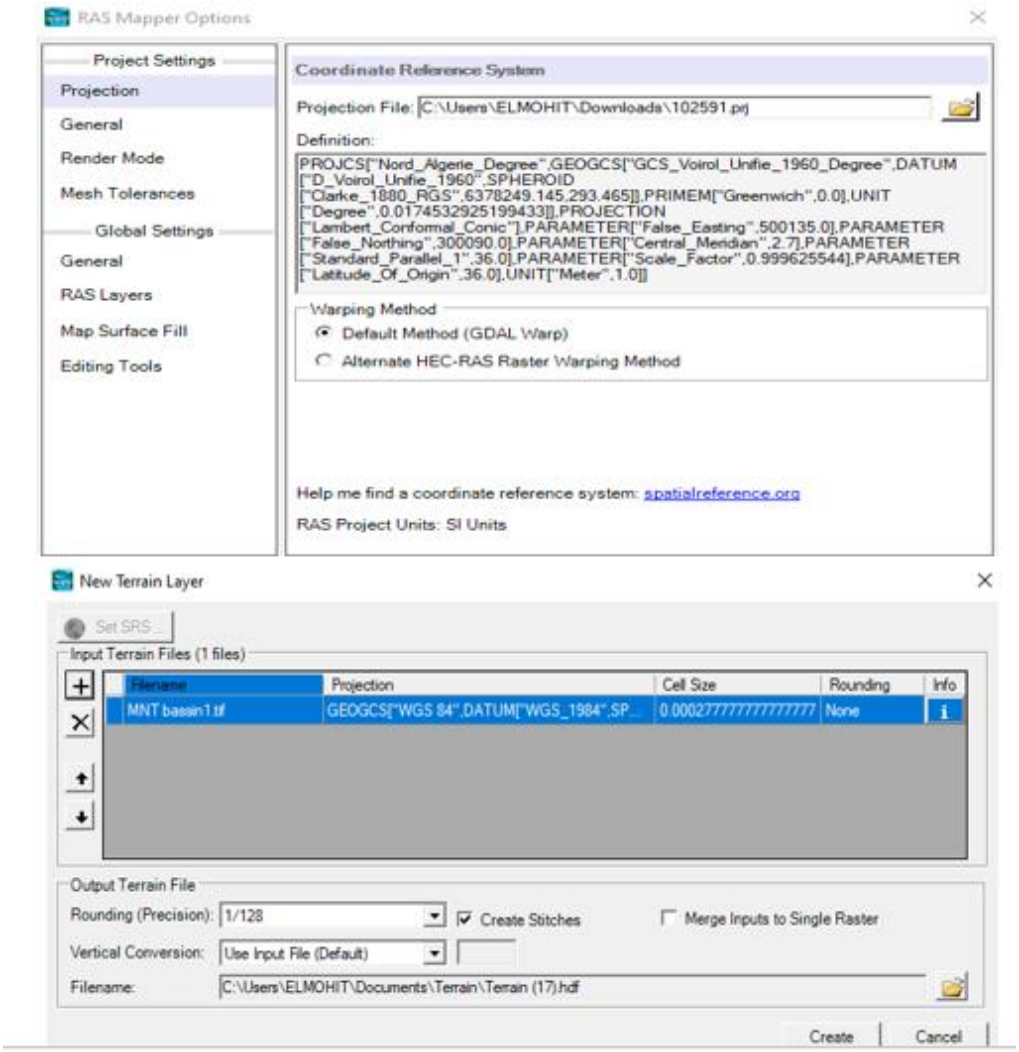


Figure IV-5:Importation du fichier de projection (.prj) et du modèle de terrain (.tif) dans RAS Mapper.

Après l'importation réussie des données dans HEC-RAS, la première étape consiste à digitaliser l'axe de la rivière, les limites du lit mineur et du lit majeur, ainsi que les sections transversales.

Les profils générés initialement ne présentant pas les profondeurs attendues, un ajustement de leur géométrie s'avère nécessaire afin d'obtenir des sections correctement configurées, garantissant une représentation fidèle du cours d'eau et de son lit.

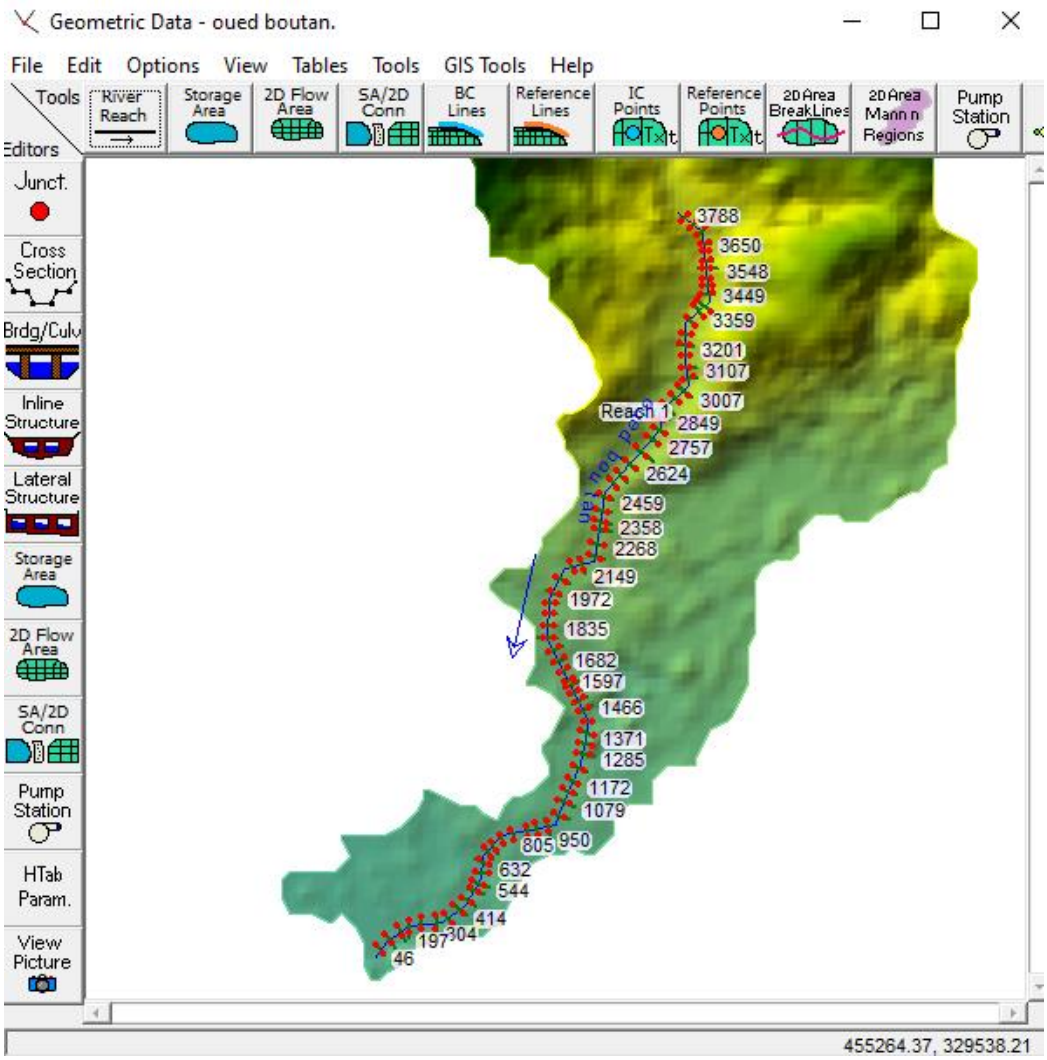


Figure IV-6:Représentation géométrique de l'oued BOTAN et de ses sections en travers.

ii. Données hydrométriques et conditions aux limites

Cette étape consiste à intégrer le débit de crue dans le modèle et à paramétrer les conditions aux limites amont et aval.

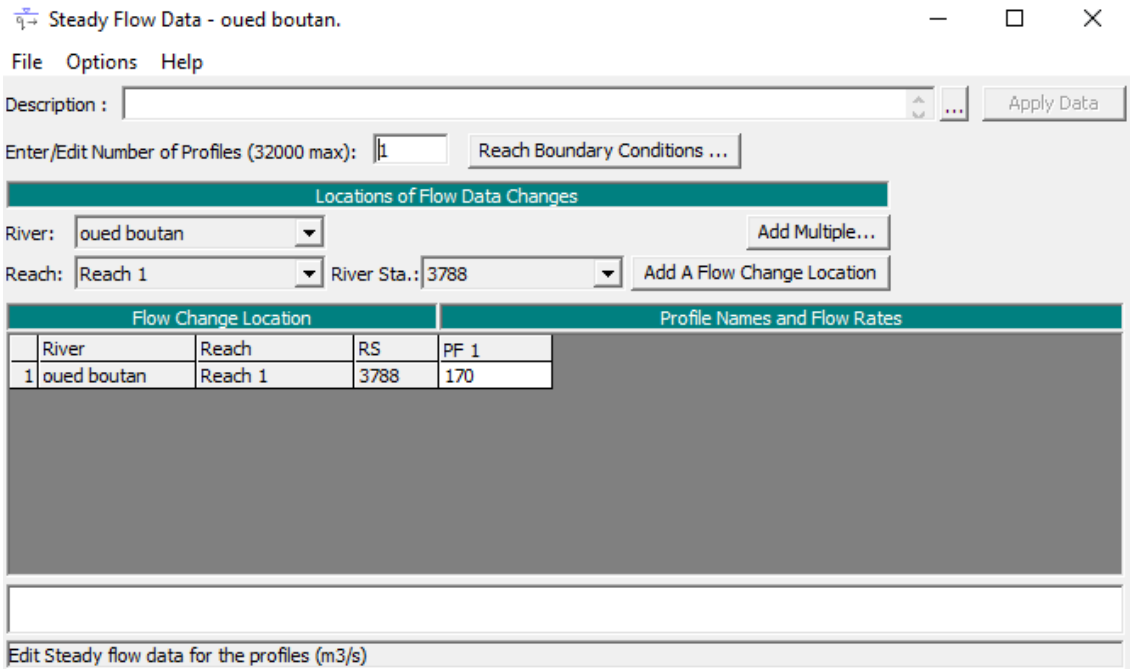


Figure IV-8:Affectation du débit de projet au modèle.

Par la suite, les conditions aux limites ont été définies et intégrées au modèle afin de compléter le paramétrage hydraulique.

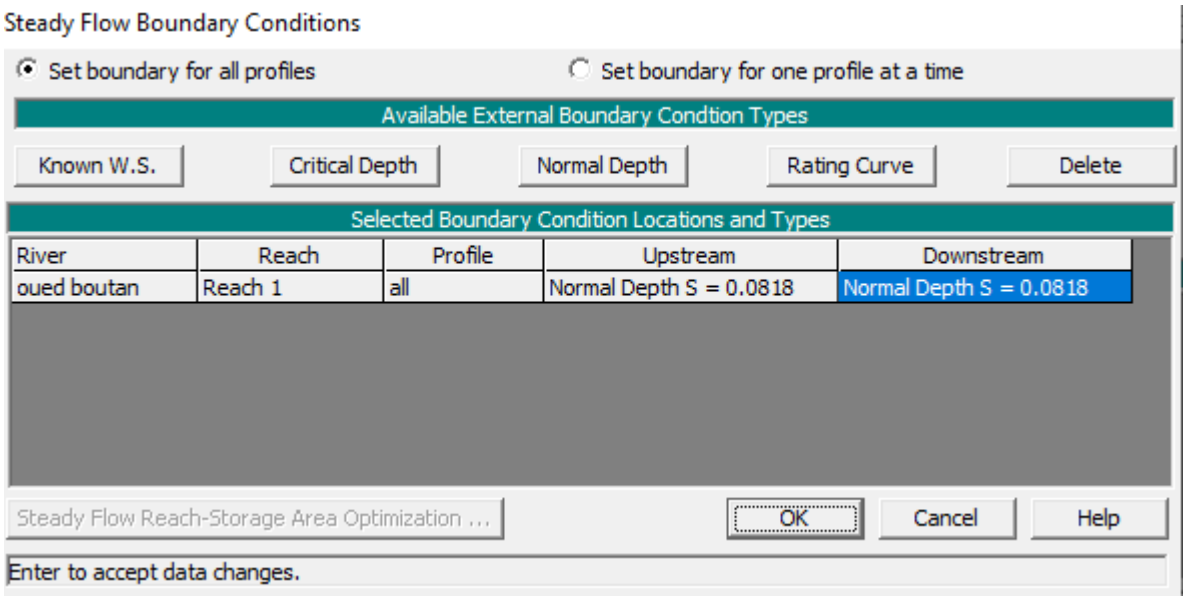


Figure IV-7:Introduction des conditions aux limites.

iii. Simulation

Une fois les données géométriques et hydrométriques saisies et les conditions aux limites paramétrées, il convient de sélectionner le régime d'écoulement approprié parmi les options disponibles : fluvial, torrentiel ou mixte, avant de lancer les calculs. Dans notre étude, un régime mixte a été retenu pour la simulation. Le débit centennal, déterminé lors de l'analyse hydrologique, est de 170 m³/s.

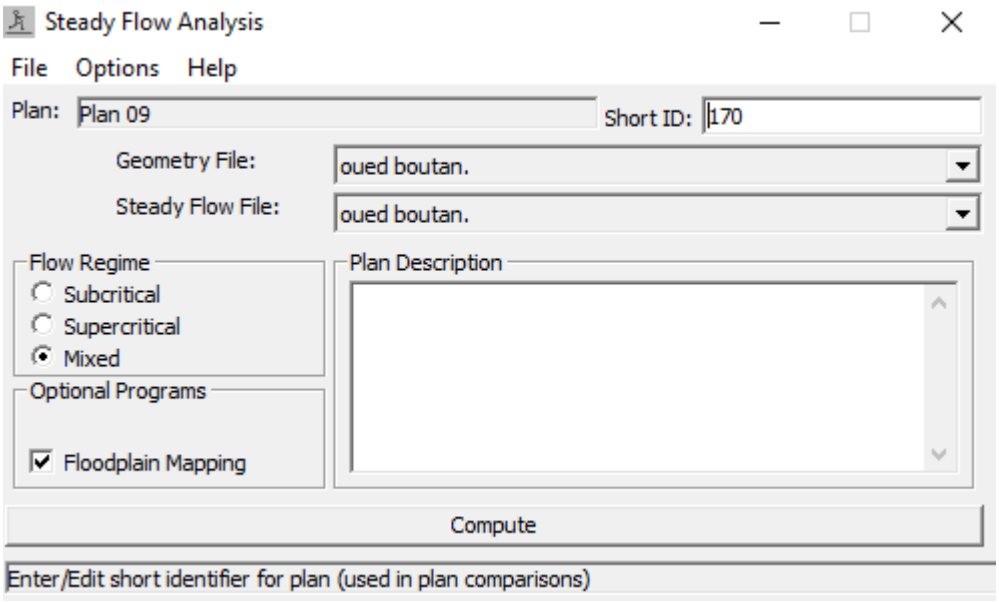


Figure IV-9:Réglage du régime d'écoulement et initialisation de la simulation.

iv. Résultats de la simulation

Les résultats obtenus à partir de la simulation HEC-RAS constituent un outil précieux pour l'analyse d'un écoulement permanent dans un système fluvial ou hydraulique. Ils permettent d'examiner avec précision la distribution des vitesses, les hauteurs d'eau et les débits le long du réseau hydrographique, offrant ainsi une base solide pour l'évaluation et la prévision des risques d'inondation.

- **Profil en long**

Le profil en long du tronçon analysé met en évidence la morphologie du lit de l'oued, la ligne d'eau de l'écoulement ainsi que le niveau atteint lors de la crue centennale. Les résultats montrent que la dynamique de l'onde de crue est fortement conditionnée par les variations topographiques, lesquelles induisent des modifications localisées des hauteurs d'eau et génèrent des zones potentielles de débordement.

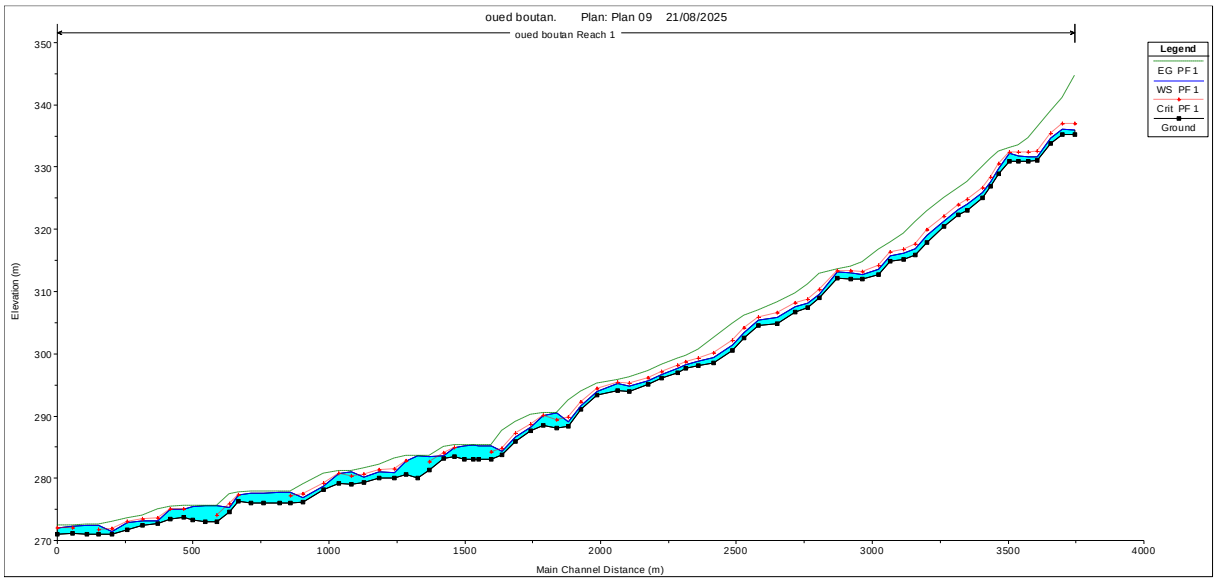


Figure IV-10:Profil en long du cours d'eau à l'état naturel d'une crue de période de retour centennale.

- **Vue en trois dimensions du tronçon modélisé**

La représentation tridimensionnelle du tronçon étudié offre une visualisation réaliste de la géométrie du lit du cours d'eau, ainsi que des niveaux d'eau issus de la simulation. La modélisation 3D de l'Oued Boutan révèle des débordements en amont (stations **1296–2132**) et en aval (stations **2759–3332**), où le lit mineur est dépassé, provoquant l'inondation des zones adjacentes. Les tronçons intermédiaires, plus confinés, contiennent l'écoulement mais avec des vitesses accrues.

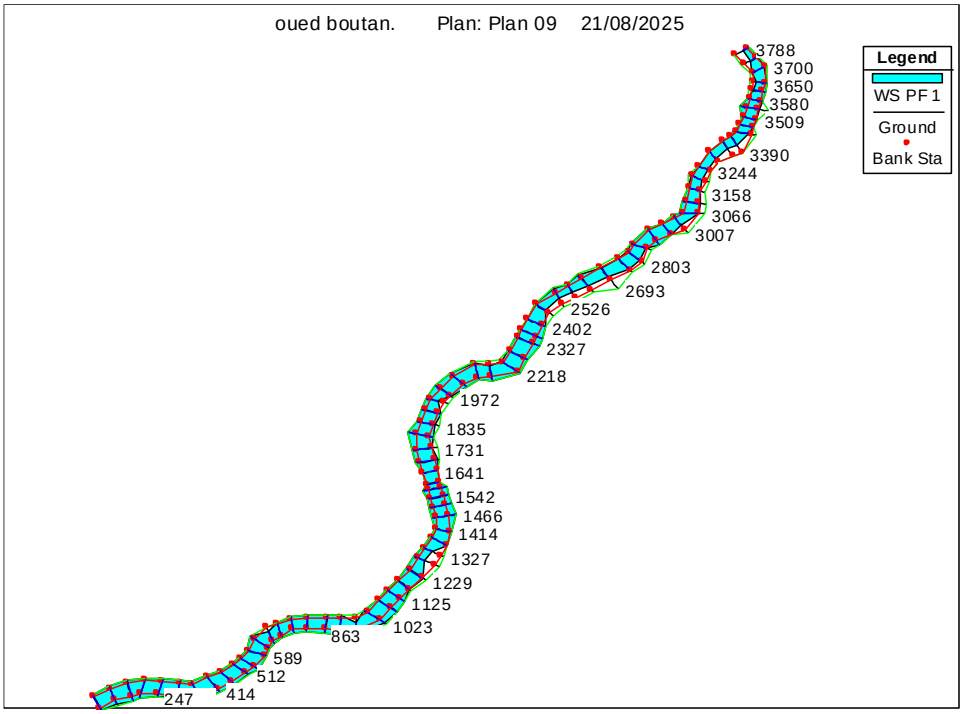


Figure IV-11:Visualisation 3D de l'Oued Boutan.

- **Restitution de la courbe de tarage**

Le modèle HEC-RAS a généré la courbe illustrant la variation de la hauteur d'eau, exprimée en mètres, en fonction du débit, exprimé en m³/s.

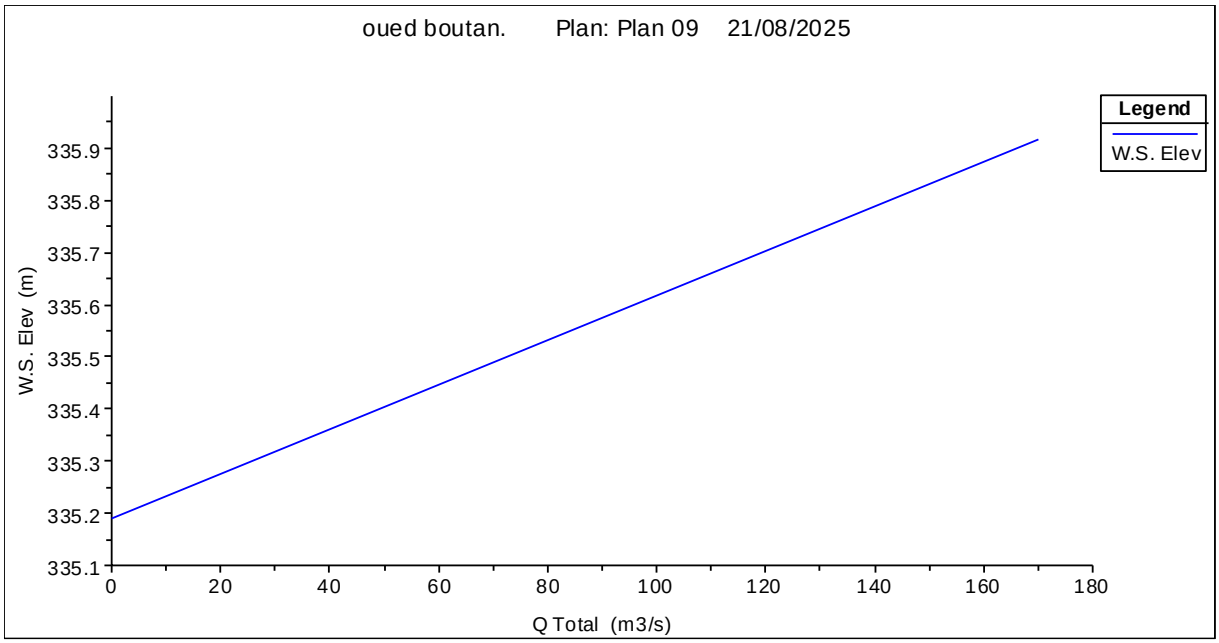


Figure IV-12:Courbe de tarage du tronçon modélisé de l'oued BOUTAN.

- **Les profils en travers**

Les profils transversaux constituent un outil d'analyse permettant de caractériser la morphologie et les dimensions respectives du lit mineur et du lit majeur du cours d'eau.

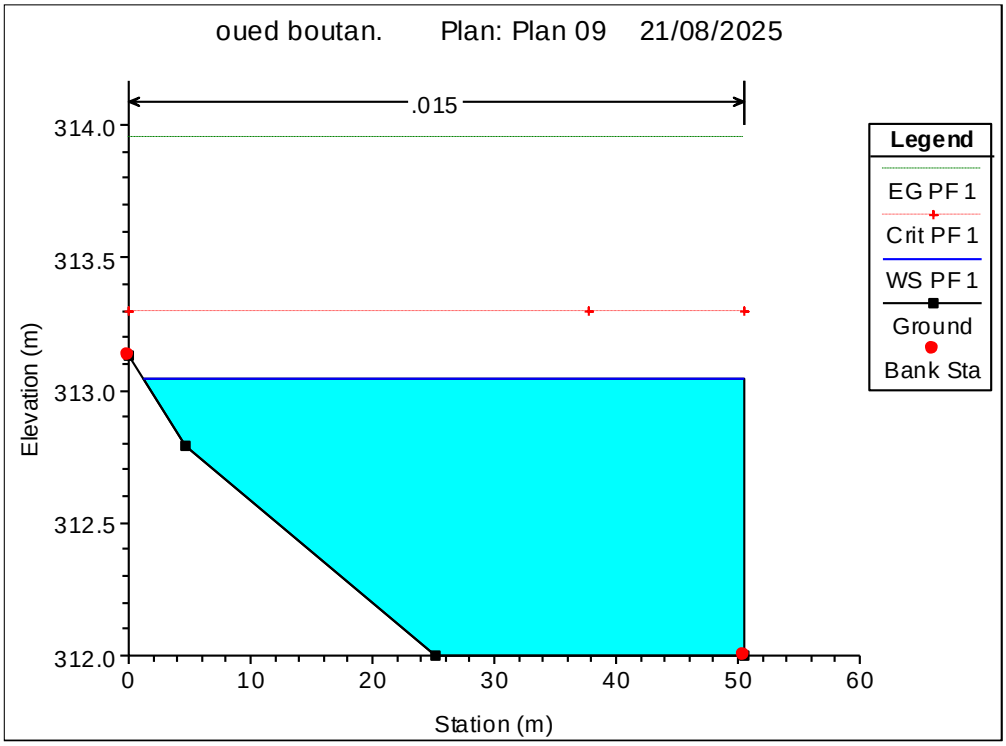


Figure IV-13:profil en travers de la section 2963.

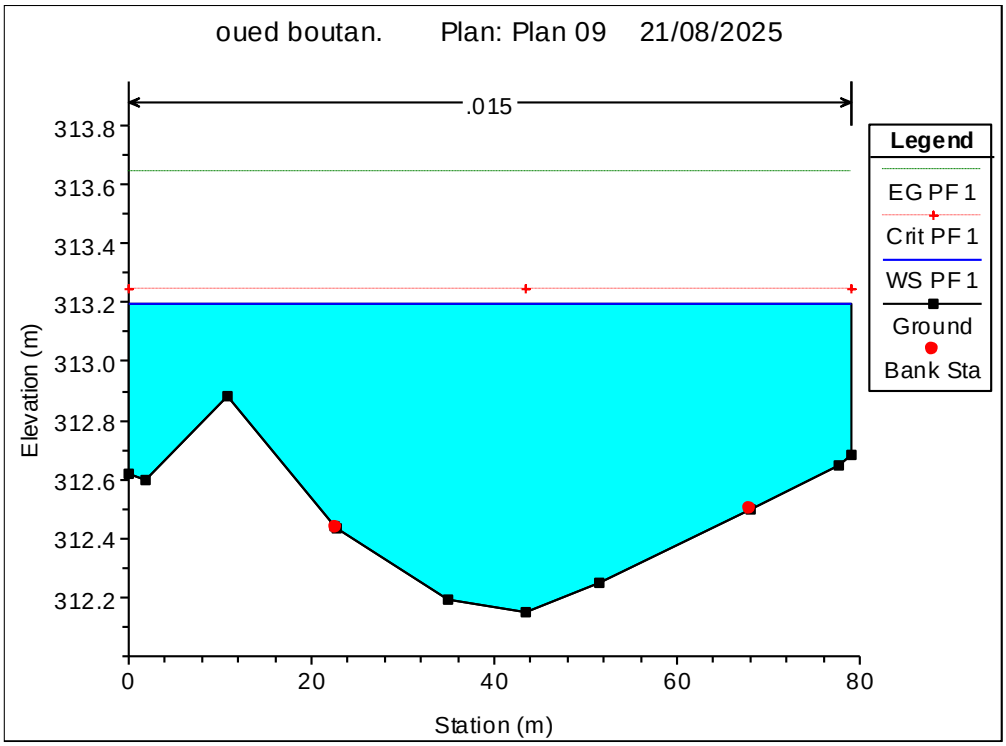


Figure IV-14:profil en travers de la section 2914.

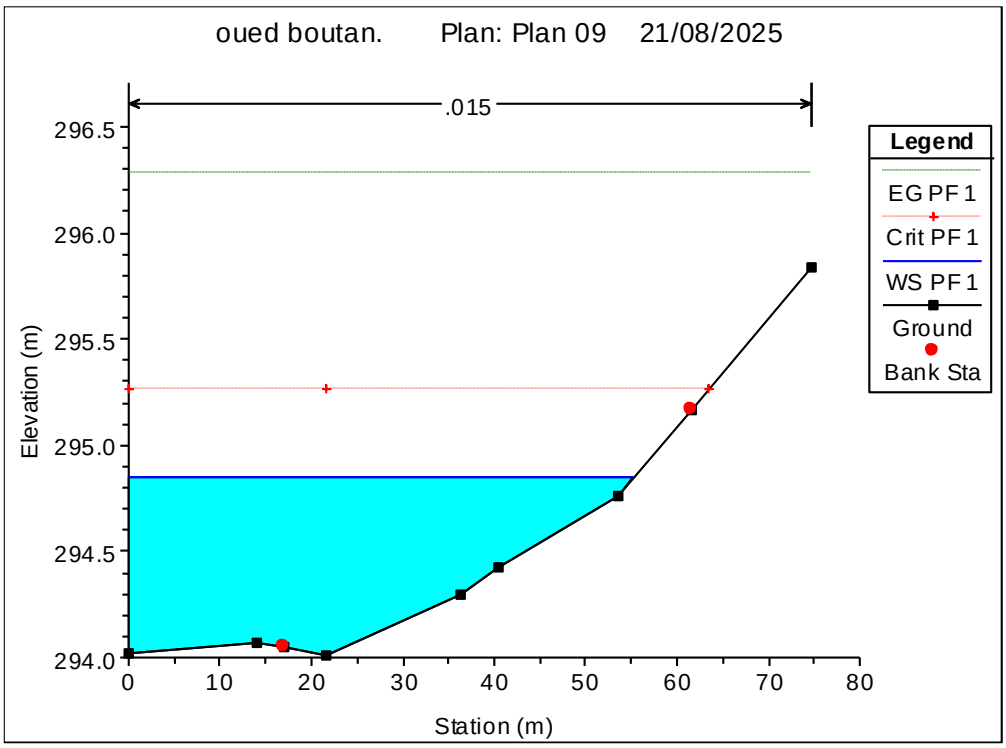


Figure IV-18:profil en travers de la section 2149.

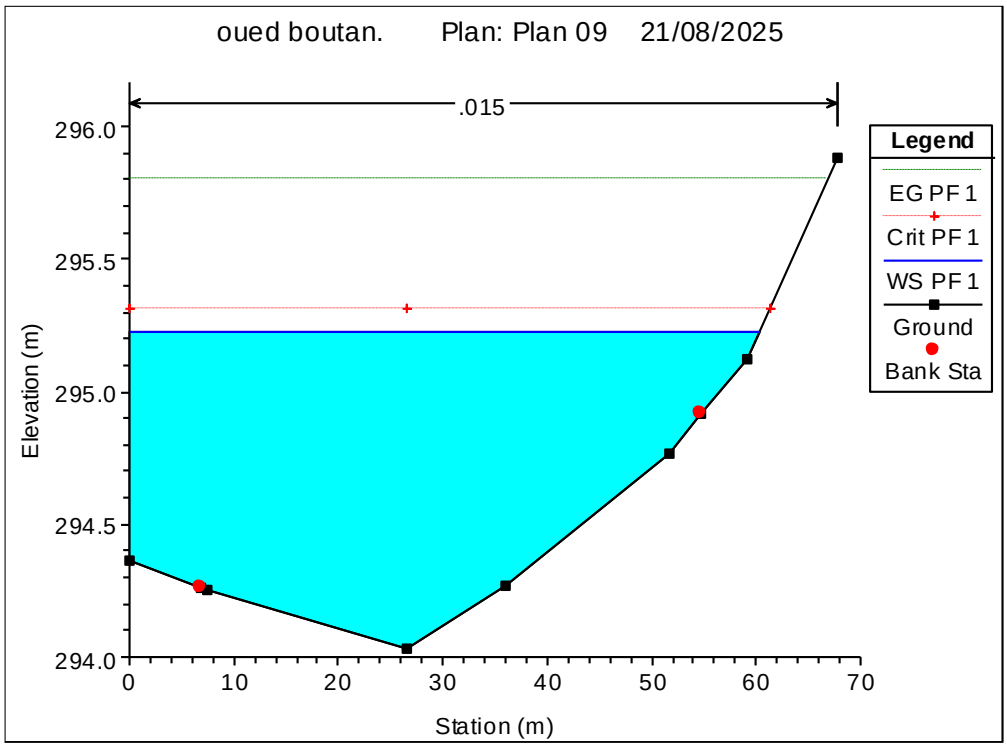


Figure IV-19:profil en travers de la section 2107.

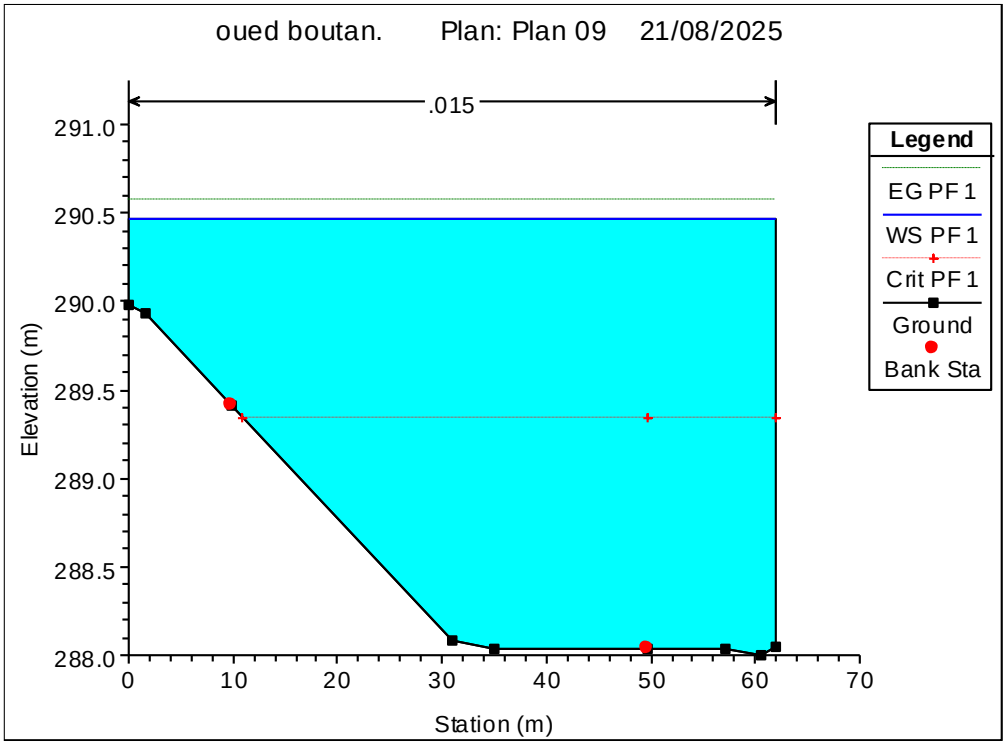


Figure IV-20:profil en travers de la section 1883.

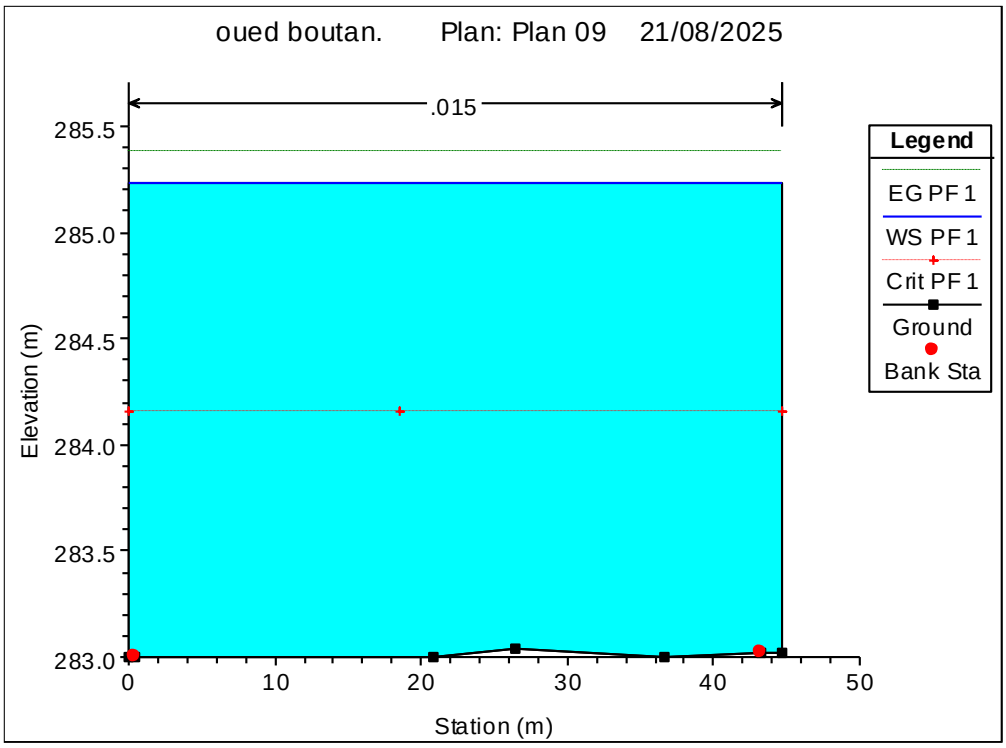


Figure IV-21:profil en travers de la section 1641.

- **Vitesse d'écoulement**

La figure IV-22 illustre l'évolution de la vitesse totale de l'écoulement, en fonction de la distance mesurée depuis l'exutoire.

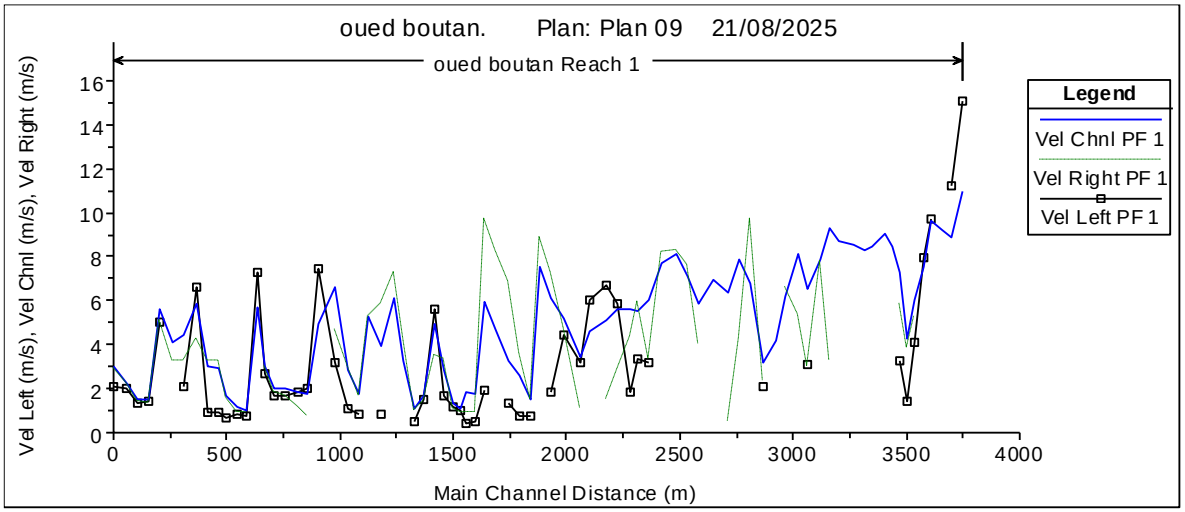


Figure IV-22:Variation spatiale de la vitesse.

- **Nombre de Froude**

La figure IV-23 illustre l'évolution de nombre de Froude, en fonction de la distance mesurée depuis l'exutoire.

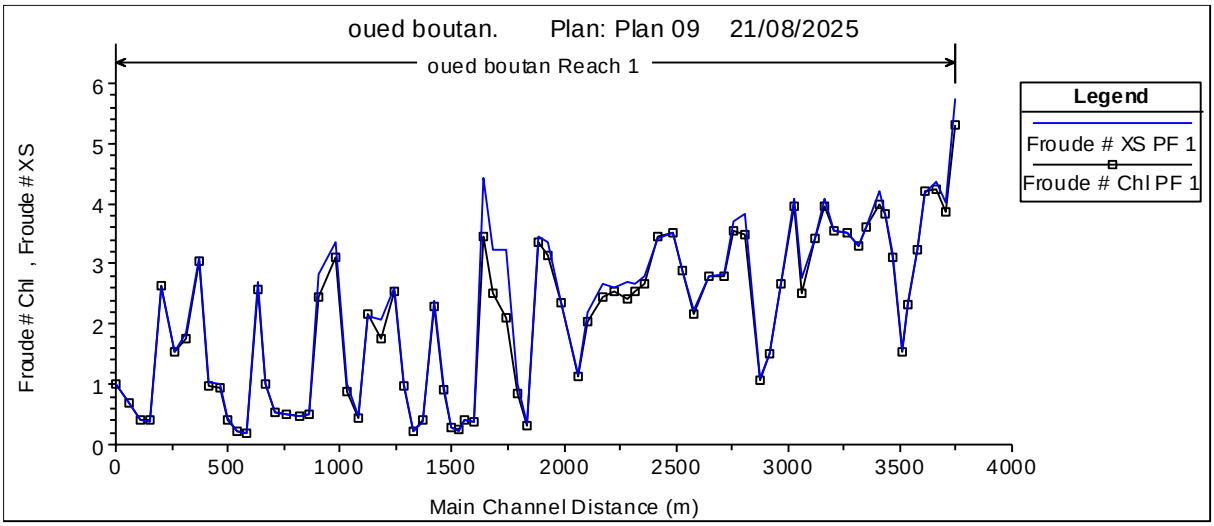


Figure IV-23:Variation spatiale de nombre de Froude.

Le logiciel offre la possibilité de générer des tableaux synthétiques regroupant l'ensemble des paramètres hydrauliques relatifs à différentes structures (barrage, ouvrage annexe, etc.) ainsi qu'à une zone de stockage définie. Ces tableaux peuvent être établis pour chaque section transversale individuellement ou pour l'ensemble des sections simultanément.

Tableau IV-4:Ensemble des paramètres hydrauliques caractéristiques par station.

River Sta	Q Total (m3/s)	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
3788	170	335.19	335.92	337	344.69	0.081841	10.99	13.46	25.36	5.3
3743	170	335.2	336.1	337.02	341.05	0.040751	8.9	17.61	28.94	3.87
3700	170	333.86	334.66	335.36	338.92	0.050659	9.23	18.86	42.31	4.24
3650	170	331.02	331.65	332.51	336.4	0.04837	9.61	17.63	32.47	4.21
3616	170	331	331.65	332.33	334.62	0.028207	7.52	22.28	38.96	3.24
3580	170	331	331.85	332.31	333.56	0.0136	6.04	29.81	48.2	2.33
3548	170	331	332.19	332.43	333.04	0.005546	4.25	42.03	59.89	1.52
3509	170	328.99	329.82	330.43	332.46	0.025911	7.33	23.89	45.29	3.11
3476	170	326.88	327.63	328.35	331.3	0.041886	8.49	20.03	40.34	3.85
3449	170	325.06	325.97	326.67	330.1	0.043811	9.07	19.27	41.29	4
3390	170	323.07	323.99	324.73	327.68	0.034698	8.5	20	35.24	3.6
3359	170	322.37	323.14	323.93	326.66	0.02834	8.31	20.45	31.42	3.29
3306	170	320.44	321.31	322.07	325.02	0.03373	8.53	19.94	33.42	3.53
3244	170	317.89	319.05	319.85	322.9	0.033969	8.69	19.57	31.81	3.54
3201	170	315.84	316.85	317.62	321.23	0.041996	9.3	18.51	35.37	3.96
3158	170	315.16	316.1	316.78	319.27	0.032059	7.9	21.57	39.72	3.44
3107	170	314.85	315.74	316.27	317.82	0.015878	6.55	27.91	51.79	2.52
3066	170	312.77	313.56	314.13	316.69	0.046047	8.12	22.3	59.88	3.96
3007	170	312.01	312.65	313.19	314.7	0.018938	6.23	26.85	46.23	2.66
2963	170	312	313.04	313.3	313.95	0.005434	4.23	40.22	49.37	1.5
2914	170	312.15	313.19	313.24	313.64	0.002591	3.17	59.14	79.1	1.07
2849	170	308.98	309.59	310.23	312.93	0.036712	6.8	22	48.49	3.48
2803	170	307.42	308.14	308.75	311.22	0.035101	7.89	22.36	49.92	3.56
2757	170	306.76	307.61	308.14	309.68	0.021389	6.37	26.69	51.08	2.8
2693	170	304.84	305.86	306.49	308.31	0.020073	6.94	24.5	38.85	2.79
2624	170	304.52	305.45	305.9	307.02	0.011432	5.84	31.6	50.71	2.16
2572	170	302.54	303.42	304.09	306.11	0.021839	7.09	23.46	36.63	2.9
2526	170	300.5	301.39	302.12	304.81	0.033244	8.12	20.77	37.53	3.51
2459	170	298.55	299.38	300.04	302.48	0.032869	7.72	21.83	41.64	3.45
2402	170	298.1	298.87	299.31	300.67	0.019374	6.07	29.39	64.1	2.66
2358	170	297.63	298.22	298.61	299.74	0.0183	5.56	32	74.4	2.55
2327	170	297.01	297.68	298.07	299.21	0.015975	5.62	32.25	77.31	2.43
2268	170	296.07	296.62	297.03	298.2	0.018074	5.57	30.89	66	2.54
2218	170	295.13	295.71	296.13	297.31	0.017367	5.12	31.32	69.55	2.45
2149	170	294.01	294.85	295.27	296.28	0.01166	4.58	32.93	55.19	2.05
2107	170	294.03	295.23	295.31	295.81	0.002957	3.41	50.97	60.3	1.14
2032	170	293.44	294.01	294.37	295.29	0.015531	5.19	34.08	72.9	2.36
1972	170	291.12	291.67	292.16	293.94	0.030069	6.13	26.01	65.24	3.15
1927	170	288.34	289.02	289.77	292.46	0.031076	7.56	20.91	36.06	3.36
1883	170	288.03	290.46	289.34	290.57	0.000188	1.48	119.02	62	0.33
1835	170	288.5	290.03	290.03	290.51	0.0017	2.57	57.93	58.4	0.86

Tableau IV-5:Ensemble des paramètres hydrauliques caractéristiques par station. (Suite et fin)

1788	170	287.56	288.15	288.59	290.17	0.015799	3.24	30.67	79.8	2.11
1731	170	285.86	286.65	287.15	289.13	0.019798	4.65	27.36	57.89	2.51
1682	170	283.72	284.27	284.81	287.7	0.039856	5.92	22.91	65.6	3.47
1641	170	283	285.23	284.15	285.39	0.000237	1.75	99.37	44.7	0.37
1597	170	283	285.2		285.37	0.000277	1.86	93.19	43	0.4
1576	170	283	285.28		285.34	0.000097	1.12	158.36	72.7	0.24
1542	170	283.01	285.25		285.33	0.000147	1.34	134.26	65.6	0.29
1507	170	283.53	284.84	284.84	285.28	0.00188	2.81	60.23	65.8	0.92
1466	170	283.18	283.69	284.05	285.03	0.015129	4.91	33.88	72.5	2.3
1414	170	281.27	283.53	282.63	283.66	0.000281	1.7	103.79	54.9	0.4
1371	170	280.06	283.58		283.63	0.000072	1.07	162.13	61.7	0.21
1327	170	280.59	282.81	282.81	283.56	0.001962	3.3	45.8	31.03	0.97
1285	170	280.05	280.89	281.51	283.21	0.016892	6.1	25.45	37.31	2.53
1229	170	280.09	280.99	281.37	282.23	0.008783	3.9	36.7	63.16	1.77
1172	170	279.29	280.2	280.62	281.63	0.01211	5.28	32.16	51.89	2.16
1125	170	279.02	281.03	280.34	281.18	0.000362	1.77	101.25	70.7	0.44
1079	170	279.24	280.71	280.71	281.12	0.001703	2.87	62.59	76.3	0.89
1023	170	278.16	278.71	279.13	280.72	0.027174	6.64	28.57	80.95	3.09
950	170	276.15	276.85	277.42	279.09	0.017708	4.97	27.07	48.18	2.45
904	170	276	277.73	277.22	277.9	0.000481	1.75	94.81	73	0.49
863	170	276	277.71		277.88	0.000435	1.81	95.92	66.2	0.47
805	170	276	277.66		277.85	0.000512	1.99	90.4	63.5	0.52
758	170	276	277.63		277.82	0.000545	2.03	87.89	61.7	0.53
712	170	276.25	277.29	277.29	277.75	0.002383	3.03	57.02	63.5	1.02
678	170	274.58	275.36	275.9	277.42	0.018366	5.72	27.33	48.23	2.57
632	170	273.06	275.57	273.98	275.62	0.000066	0.97	181.01	75.4	0.2
589	170	273	275.55		275.61	0.00009	1.15	154.2	63.5	0.23
544	170	273.25	275.46		275.6	0.000322	1.71	105.95	76.8	0.42
512	170	273.72	275.09	275.07	275.55	0.001925	2.94	57.85	63.37	0.94
462	170	273.45	274.96	274.96	275.44	0.002043	3.04	57.01	66.01	0.96
414	170	272.68	273.21	273.64	275.06	0.028061	5.89	28.61	74.6	3.04
357	170	272.37	273.1	273.39	274.03	0.007755	4.43	41.08	75.3	1.75
304	170	271.78	272.81	273.05	273.64	0.005903	4.12	42.49	61.8	1.55
247	170	271	271.49	271.89	273.01	0.019675	5.6	31.24	69.9	2.63
197	170	271	272.46	271.78	272.57	0.000308	1.5	115.73	79.5	0.4
154	170	271	272.44		272.55	0.000329	1.54	115.34	84.1	0.41
101	170	271.08	272.26	272.03	272.51	0.001081	2.26	77.04	75.36	0.71
46	170	271	271.97	271.97	272.41	0.00223	3	58.5	66	0.99

Avec :

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

Interprétation

L'analyse des résultats de simulation met en évidence que :

- On enregistre des vitesses comprises entre 0,97 et 10.99 m/s.
- La hauteur d'eau varie entre 0,49 m et 3,52 m.
- L'analyse met en évidence une variation du régime d'écoulement le long de l'Oued, confirmée par des nombres de Froude oscillant entre 0 ,2 et 5,3.

IV.3 Les zones inondables

Une fois les profils de crue établis à l'aide du logiciel HEC-RAS, l'étape suivante vise à délimiter et cartographier les zones exposées au risque d'inondation. Cette opération requiert la détermination des niveaux d'eau dans les différentes sections de la vallée.

IV.3.1 Carte des profondeurs

L'évaluation d'un phénomène d'inondation repose principalement sur deux paramètres essentiels : son extension spatiale et la profondeur d'eau associée. La détermination de ces caractéristiques requiert l'emploi de modèles hydrauliques intégrant une reproduction numérique précise de la topographie des lits mineur et majeur du cours d'eau. Sur cette base, trois classes de submersion sont définies en fonction de la hauteur d'eau :

- **Submersion faible** : hauteur d'eau inférieure à 0,50 m ;
- **Submersion moyenne** : hauteur d'eau comprise entre 0,50 m et 1,00 m ;
- **Submersion forte** : hauteur d'eau supérieure à 1,00 m (Graguid, 2011).



Figure IV-24:Carte de répartition des profondeurs d'eau pour une crue centennale.

Interprétation : l'analyse de la carte des profondeurs d'eau révèle des hauteurs comprises entre 0 ,49 m et 3,45 m, avec une vulnérabilité accrue aux inondations dans les secteurs situés au nord et au sud de la ville.

IV.3.2 Cartes des vitesses

Les vitesses d'écoulement sont réparties en trois catégories.

- **Faible vitesse** : inférieure à 0,20 m/s ;
- **Vitesse modérée** : comprise entre 0,20 m/s et 0,50 m/s ;
- **Forte vitesse** : supérieure à 0,50 m/s.

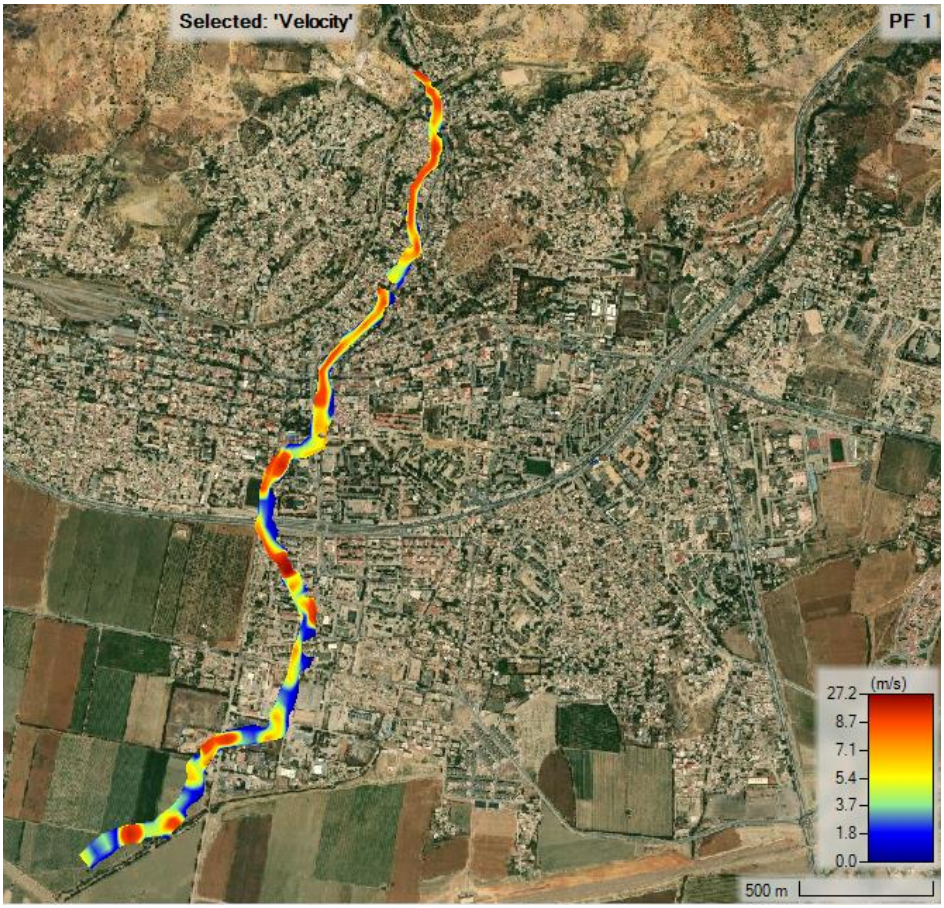


Figure IV-25:Carte de répartition des vitesses d'écoulement pour une crue centennale.

Conclusion

Ce chapitre a permis d'effectuer la simulation numérique des écoulements au sein de la vallée de Botan afin d'appréhender leur comportement hydraulique lors d'une crue exceptionnelle de période centennale. Cette démarche a conduit à la localisation précise des zones exposées à l'inondation et à l'estimation de plusieurs indicateurs hydrauliques représentatifs.

Les analyses révèlent qu'une grande partie des zones riveraines demeure vulnérable lors d'un tel événement, en raison principalement du franchissement des berges et de l'extension des écoulements du lit mineur vers le lit majeur.

CHAPITRE V :

Etudes des variantes d'aménagement

Introduction

Cette étude a pour finalité de concevoir un dispositif optimal de protection contre les inondations pour les agglomérations implantées le long de la vallée de Botan. Elle consiste à sélectionner parmi les alternatives d'aménagement analysées dans les chapitres précédents, celles présentant la meilleure adéquation avec les contraintes et potentialités naturelles propres à la zone d'étude.

Les aménagements retenus auront pour objectif d'assurer une protection intégrale des zones urbanisées riveraines, notamment par la canalisation contrôlée des débits de crue vers des exutoires adaptés. Leur conception devra intégrer des paramètres essentiels tels que la capacité hydraulique requise, la stabilité géotechnique des berges et l'évaluation des impacts environnementaux associés.

La sélection des solutions s'effectuera selon un processus méthodologique en plusieurs phases successives, visant à déterminer les options les plus performantes et les plus pérennes pour la maîtrise du risque inondation à l'échelle régionale.

V.1 Principe d'aménagement

Les alternatives proposées ont été définies dans l'optique d'assurer la protection de la ville de Khemis Miliana contre les inondations, en orientant les eaux de crue vers un exutoire approprié tout en respectant les conditions hydrauliques d'écoulement, en garantissant la stabilité des berges et en prenant en considération l'impact environnemental des aménagements envisagés. Le choix de la variante retenue résulte d'un ensemble d'étapes d'évaluation. Les ouvrages de protection peuvent être classés en deux catégories : mesures directes et mesures indirectes.

V.1.1 Différents types d'aménagements

V.1.1.1 Protection directe

La protection directe se définit comme une intervention ciblée sur la zone à risque, consistant en la mise en œuvre d'aménagements ou de dispositifs spécifiques destinés à réduire ou neutraliser l'impact des crues par les actions suivantes :

- **Curage**

Cette approche consiste à optimiser l'écoulement hydraulique en supprimant les obstacles physiques et les dépôts sédimentaires limitant la circulation de l'eau dans le lit mineur. Elle poursuit un double objectif : diminuer les pertes de charge et accroître la capacité d'évacuation du cours d'eau.

- **Recalibrage**

Cette méthode repose sur l'agrandissement du lit fluvial, en largeur et en profondeur, dans le but d'augmenter la capacité d'écoulement et d'assurer une section mouillée suffisante pour atteindre le niveau de protection requis contre les crues.

- **Réalisation des canaux**

Cette méthode vise à restaurer le tracé naturel du cours d'eau, en particulier lorsque des infrastructures telles que des bâtiments ou des voies de communication ont empiété sur son lit originel et sa zone fonctionnelle d'écoulement.

- **Protection des berges**

Ces interventions englobent l'ensemble des ouvrages et aménagements visant à préserver la stabilité et la cohésion des terrains soumis aux sollicitations hydrauliques. Les berges fluviales sont particulièrement vulnérables aux effets érosifs induits par les turbulences lors des crues, tandis que les sols peuvent subir des tassements différés dus à l'infiltration et à la récession des eaux. Le renforcement et la stabilisation des berges constituent ainsi une mesure prioritaire, notamment à proximité des ouvrages et infrastructures sensibles.

- **Endiguement des oueds**

La construction de digues le long des deux berges du cours d'eau constitue une solution réalisable localement grâce aux ressources en main-d'œuvre et en matériaux. Elle permet une protection progressive, priorisant les zones les plus peuplées et à forte valeur. Cependant, cette méthode peut entraîner une élévation significative du niveau des eaux et compliquer le drainage des terrains situés en contrebas.

V.1.1.2 Protection indirecte

La protection indirecte consiste, quant à elle, à intervenir en amont ou à distance des zones menacées, en dehors du périmètre d'aménagement, par la mise en place d'ouvrages sur les oueds à l'origine des inondations.

- **Création des canaux périphériques**

Cette intervention vise à réorienter les flux hydrauliques vers des oueds assurant leur évacuation vers des zones extérieures au périmètre à protéger. La dérivation peut porter sur une partie du débit ou sur la totalité des écoulements d'un cours d'eau, redirigés vers un autre bassin versant.

- **Réalisation des barrages**

Installation de seuils visant à assurer le stockage temporaire et l'atténuation des crues en amont des secteurs exposés. Le volume de retenue et la performance de laminage du barrage devront être calibrés de façon optimale pour satisfaire les objectifs de protection fixés.

- **Aménagement des bassins versants**

L'aménagement anti-érosion peut être réalisé par des techniques biologiques et/ou par l'implantation de seuils en gabions, favorisant la diminution de la vitesse d'écoulement et le piégeage des sédiments en amont.

V.1.2 Calcul hydraulique des canaux

Le dimensionnement est effectué à l'aide de la formule de Manning-Strickler, exprimée comme suit :

$$\boldsymbol{Q = \frac{1}{n}\ R_h^{\frac{2}{3}}\ I^{\frac{1}{2}}\ S} \qquad \textbf{(V-1)}$$

Avec :

Q : Débit de calcul ou débit de dimensionnement (m^3/s).

n : Coefficient de rugosité de Manning représentant la résistance à l'écoulement du canal.

S : Section mouillée du canal, exprimée en mètres carrés (m²).

I : Pente hydraulique du tronçon étudié, correspondant à la déclivité du fond du cours d'eau (m/m).

Rh : Rayon hydraulique (m), défini comme le rapport entre la surface mouillée et le périmètre mouillé.

La figure ci-après illustre les expressions mathématiques des paramètres géométriques fondamentaux correspondant à cinq configurations distinctes de sections de canaux.

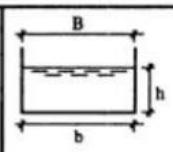
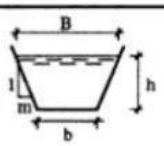
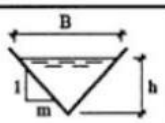
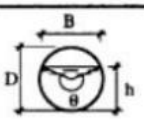
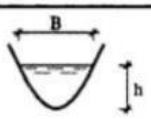
	 Rectangle	 Trapèze	 Triangle	 Cercle	 Parabole
Surface S	$b\,h$	$(b+mh)h$	mh^2	$\frac{1}{8}(\theta-\sin\theta)\,D^2$	$\frac{2}{3}\,B\,h$
Périmètre mouillé P	$b+2h$	$b+2h\sqrt{1+m^2}$	$2h\sqrt{1+m^2}$	$\frac{1}{2}\,\theta\,D$	$B+\frac{8}{3}\,\frac{h^2}{B}$ *
Rayon hydraulique R_h	$\frac{b\,h}{b+2h}$	$\frac{(b+mh)\,h}{b+2h\sqrt{1+m^2}}$	$\frac{mh}{2\sqrt{1+m^2}}$	$\frac{1}{4}\left[1-\frac{\sin\theta}{\theta}\right]D$	$\frac{2B^2h}{3B^2+8h^2}$ *
Largeur B	b	$b+2mh$	$2mh$	$(\sin\theta/2)\,D$ ou $2\sqrt{h\,(D-h)}$	$\frac{3}{2}\,\frac{S}{h}$
Profondeur hydraulique D_h	h	$\frac{(b+mh)\,h}{b+2mh}$	$\frac{1}{2}h$	$\left[\frac{\theta-\sin\theta}{\sin\theta/2}\right]\frac{D}{8}$	$\frac{2}{3}h$

Figure V-1:Paramètres géométriques des différentes configurations de sections de canaux ouverts (Braudeau, M. (1991). Hydraulique générale et appliquée. Éditions Eyrolles)

V.1.3 Choix des paramètres de dimensionnement

1) La pente du projet

La détermination de la pente du projet constitue une étape préalable essentielle au calcul hydraulique. Dans notre étude, une pente uniforme a été retenue pour chaque tronçon considéré.

2) Le coefficient de rugosité

La rugosité du canal varie en fonction de la nature du revêtement. À titre d'exemple, les valeurs de rugosité associées à différents types de revêtement sont présentées dans le tableau suivant.

Tableau V-1:Les valeurs du coefficient de rugosité n.

Caractéristiques du lit ou du revêtement	Valeur de la rugosité n
Canal avec revêtement en béton	0,014
Canal en terre	0,022
Canal en pierre	0,025

Canal en gabions	0,030

3) Marge de sécurité dans les canaux (Revanche)

La marge de sécurité, ou facteur de réserve, est un élément clé dans la conception des canaux, visant à garantir leur fiabilité face aux variations imprévues des débits et aux incertitudes de calcul. Elle consiste à dimensionner les ouvrages avec une capacité supplémentaire, généralement comprise entre 10 % et 30 % du débit maximal estimé, afin d'éviter les débordements et d'assurer une gestion hydraulique durable et sécurisée.

Tableau V-2:Marges de sécurité appliquées (Degoutte, 2012).

Débit (m^3/s)	**Q<0,75**	**0,75<Q<1,50**	**1,5<Q<8,5**	**Q>8,**
Marge de sécurité (m)	0,45	0,6	0,75	0,9

4) Vitesse d'érosion

Pour éviter les dommages causés aux fonds et aux berges des canaux par l'action dynamique des écoulements, il est indispensable de limiter la vitesse de l'eau en dessous du seuil critique d'érosion. Les valeurs maximales admissibles de cette vitesse, selon les différents types de revêtement du lit, sont indiquées dans le tableau suivant (Degoutte, 2012).

Tableau V-3:Vitesses limites d'érosion selon le type de revêtement des lits de canaux.

Lit	**Vitesse limite (m/s)**
Pavage de pierre à une couche	2,50 – 4,00
Gabions	4,00 – 6,00
Revêtement en béton	6,00 – 10,00
Béton amélioré	< 10,00

V.2 Etude de variantes

Les solutions proposées pour l'aménagement du cours d'eau dans cette étude sont :

- Un canal trapézoïdal en béton.
- Marche d'escalier.

V.2.1 Première variante : Canal en béton armé

Le canal trapézoïdal en béton armé est un ouvrage hydraulique de forme trapézoïdale conçu pour assurer un écoulement contrôlé des eaux. Sa structure en béton armé confère une grande stabilité hydraulique, une résistance élevée à l'érosion et une durabilité prolongée. Pour le fruit de talus, nous choisissons m = 0.5 pour la facilité technique de réalisation sur le terrain. De plus, ce type de canal permet une construction rapide, nécessite un entretien minimal et s'intègre efficacement dans les environnements urbains.

V.2.1.1 Dimensionnement

Les paramètres géométriques et hydrauliques du canal ont été établis à l'aide du logiciel Flow-Master. Les résultats détaillés du dimensionnement hydraulique du canal trapézoïdal sont présentés ci-après.

Tableau V-4:Caractéristiques dimensionnelles de l'ouvrage en béton armé de l'Oued BOUTAN.

Tronçon	Complet
Section de départ	46
Section d'arrivé	3788
Longueur (m)	4000
Pente de projet (%)	8.18
Fruit de talus	0.5
La largeur au miroir (m)	5.59
Largeur du fond (m)	1.09
Hauteur du canal (m)	3.5
La rugosité	0.018

La figure ci-dessous présente les dimensions du canal issu à l'aide de logiciel FLOW Master.

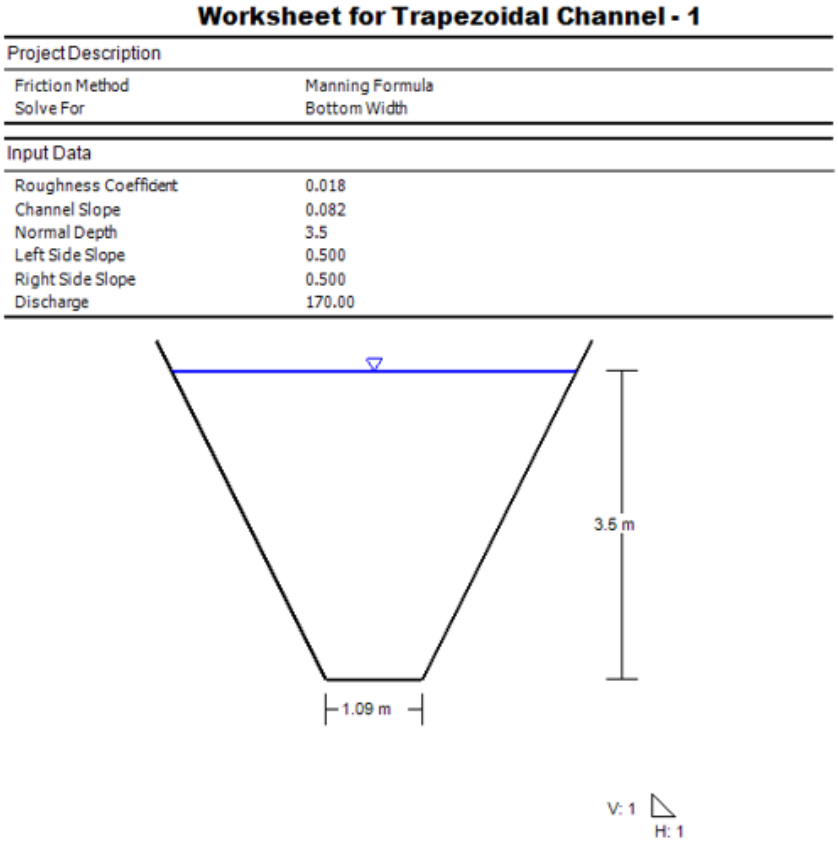


Figure V-2:Dimensions du canal trapézoïdal en béton armé de l'Oued BOUTAN.

V.2.1.2 Paramètres d'écoulement

Le tableau ci-dessus illustre les résultats obtenus lors de la simulation.

Tableau V-5:Bilan de la simulation.

River Sta	Q Total	Min Ch El	W.S. Elev	Crit W.S.	E.G. Elev	E.G. Slope	Vel Chnl	Flow Area	Top Width	Froude # Chl
	(m3/s)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m/m)	(m/s)	(m2)	(m)	
3788	170	341.47	345.34	348.31	359.6	0.08186	16.73	10.16	4.17	3.42
3743	170	339	341.41	343.93	356.11	0.073419	16.98	10.01	5.91	4.16
3700	170	334.5	337.06	339.79	352.75	0.080112	17.55	9.69	5.19	4.1
3650	170	330.5	333.06	335.79	348.74	0.080032	17.54	9.69	5.19	4.1
3616	170	327.77	330.32	333.06	346.01	0.080027	17.54	9.69	5.19	4.1
3580	170	324.87	327.42	330.16	343.11	0.080015	17.54	9.69	5.19	4.1
3548	170	322.29	324.85	327.58	340.54	0.080058	17.54	9.69	5.19	4.1
3509	170	319.21	321.76	324.5	337.45	0.080052	17.54	9.69	5.19	4.1
3476	170	316.6	319.15	321.89	334.84	0.080057	17.54	9.69	5.19	4.1
3449	170	314.44	316.99	319.73	332.68	0.080059	17.54	9.69	5.19	4.1
3390	170	309.73	312.28	315.02	327.97	0.080057	17.54	9.69	5.19	4.1
3359	170	307.28	309.83	312.57	325.52	0.080057	17.54	9.69	5.19	4.1
3306	170	303.07	314.43	308.36	314.72	0.00049	2.39	71.2	7.2	0.24
3244	170	298.09	314.52		314.65	0.00019	1.58	107.78	7.2	0.13
3201	170	294.65	314.55		314.63	0.00012	1.28	132.72	7.2	0.1
3158	170	291.17	314.56		314.62	0.000082	1.08	157.81	7.2	0.07
3107	170	287.08	314.57		314.61	0.000057	0.91	187.37	7.2	0.06
3066	170	312.77	314.13	314.13	314.56	0.002101	3.03	60.13	72.83	0.97
3007	170	312.01	312.76	313.19	314.22	0.011142	5.26	31.8	47.29	2.09
2963	170	312	313.23	313.3	313.83	0.002842	3.44	49.43	50.58	1.11
2914	170	312.15	313.16	313.24	313.66	0.002991	3.32	56.53	79.1	1.14
2849	170	308.98	309.59	310.23	312.9	0.036256	6.77	22.1	48.57	3.46
2803	170	307.42	308.14	308.75	311.21	0.034997	7.89	22.39	49.94	3.55
2757	170	306.76	307.61	308.14	309.68	0.021353	6.37	26.71	51.09	2.8
2693	170	304.84	305.86	306.49	308.31	0.020051	6.94	24.51	38.85	2.79
2624	170	304.52	305.45	305.9	307.02	0.011426	5.84	31.6	50.71	2.16
2572	170	302.54	303.42	304.09	306.11	0.021837	7.09	23.46	36.63	2.9
2526	170	300.5	301.39	302.12	304.81	0.033244	8.12	20.77	37.53	3.51
2459	170	298.55	299.38	300.04	302.48	0.032869	7.72	21.83	41.64	3.45
2402	170	298.1	298.87	299.31	300.67	0.019374	6.07	29.39	64.1	2.66
2358	170	297.63	298.22	298.61	299.74	0.0183	5.56	32	74.4	2.55
2327	170	297.01	297.68	298.07	299.21	0.015975	5.62	32.25	77.31	2.43
2268	170	296.07	296.62	297.03	298.2	0.018074	5.57	30.89	66	2.54
2218	170	295.13	295.71	296.13	297.31	0.017367	5.12	31.32	69.55	2.45
2149	170	294.01	294.85	295.27	296.28	0.01166	4.58	32.93	55.19	2.05
2107	170	294.03	295.23	295.31	295.81	0.002957	3.41	50.97	60.3	1.14
2032	170	293.44	294.01	294.37	295.29	0.015531	5.19	34.08	72.9	2.36
1972	170	291.12	291.67	292.16	293.94	0.030069	6.13	26.01	65.24	3.15
1927	170	288.34	289.02	289.77	292.46	0.031076	7.56	20.91	36.06	3.36

Tableau V-6:Bilan de la simulation. (Suite et fin)

1883	170	288.03	290.46	289.34	290.57	0.000188	1.48	119.02	62	0.33
1835	170	288.5	290.03	290.03	290.51	0.0017	2.57	57.93	58.4	0.86
1788	170	287.56	288.15	288.59	290.17	0.015799	3.24	30.67	79.8	2.11
1731	170	285.86	286.65	287.15	289.13	0.019798	4.65	27.36	57.89	2.51
1682	170	283.72	284.27	284.81	287.7	0.039856	5.92	22.91	65.6	3.47
1641	170	283	285.23	284.15	285.39	0.000237	1.75	99.37	44.7	0.37
1597	170	283	285.2		285.37	0.000277	1.86	93.19	43	0.4
1576	170	283	285.28		285.34	0.000097	1.12	158.36	72.7	0.24
1542	170	283.01	285.25		285.33	0.000147	1.34	134.26	65.6	0.29
1507	170	283.53	284.84	284.84	285.28	0.00188	2.81	60.23	65.8	0.92
1466	170	283.18	283.69	284.05	285.03	0.015129	4.91	33.88	72.5	2.3
1414	170	281.27	283.53	282.63	283.66	0.000281	1.7	103.79	54.9	0.4
1371	170	280.06	283.58		283.63	0.000072	1.07	162.13	61.7	0.21
1327	170	280.59	282.81	282.81	283.56	0.001962	3.3	45.8	31.03	0.97
1285	170	280.05	280.89	281.51	283.21	0.016892	6.1	25.45	37.31	2.53
1229	170	280.09	280.99	281.37	282.23	0.008783	3.9	36.7	63.16	1.77
1172	170	279.29	280.2	280.62	281.63	0.01211	5.28	32.16	51.89	2.16
1125	170	279.02	281.03	280.34	281.18	0.000362	1.77	101.25	70.7	0.44
1079	170	279.24	280.71	280.71	281.12	0.001703	2.87	62.59	76.3	0.89
1023	170	278.16	278.71	279.13	280.72	0.027174	6.64	28.57	80.95	3.09
950	170	276.15	276.85	277.42	279.09	0.017708	4.97	27.07	48.18	2.45
904	170	276	277.73	277.22	277.9	0.000481	1.75	94.81	73	0.49
863	170	276	277.71		277.88	0.000435	1.81	95.92	66.2	0.47
805	170	276	277.66		277.85	0.000512	1.99	90.4	63.5	0.52
758	170	276	277.63		277.82	0.000545	2.03	87.89	61.7	0.53
712	170	276.25	277.29	277.29	277.75	0.002383	3.03	57.02	63.5	1.02
678	170	274.58	275.36	275.9	277.42	0.018366	5.72	27.33	48.23	2.57
632	170	273.06	275.57	273.98	275.62	0.000066	0.97	181.01	75.4	0.2
589	170	273	275.55		275.61	0.00009	1.15	154.2	63.5	0.23
544	170	273.25	275.46		275.6	0.000322	1.71	105.95	76.8	0.42
512	170	273.72	275.09	275.07	275.55	0.001925	2.94	57.85	63.37	0.94
462	170	273.45	274.96	274.96	275.44	0.002043	3.04	57.01	66.01	0.96
414	170	272.68	273.21	273.64	275.06	0.028061	5.89	28.61	74.6	3.04
357	170	272.37	273.1	273.39	274.03	0.007755	4.43	41.08	75.3	1.75
304	170	271.78	272.81	273.05	273.64	0.005903	4.12	42.49	61.8	1.55
247	170	271	271.49	271.89	273.01	0.019675	5.6	31.24	69.9	2.63
197	170	271	272.46	271.78	272.57	0.000308	1.5	115.73	79.5	0.4
154	170	271	272.44		272.55	0.000329	1.54	115.34	84.1	0.41
101	170	271.08	272.26	272.03	272.51	0.001081	2.26	77.04	75.36	0.71
46	170	271	271.97	271.97	272.41	0.00223	3	58.5	66	0.99

Avec :

Min Ch. El : Altitude du radier du canal
W.S Elev : Altitude du plan d'eau calculé
Velchnl : Vitesse d'écoulement
Flowarea : Section mouillée

Top Width : Largeur au miroir
Froude # chl : Nombre de Froude

E.G Elev : Altitudes de la ligne d'énergie
E.G slope : Pente de la ligne d'énergie

- **Les sections en travers**

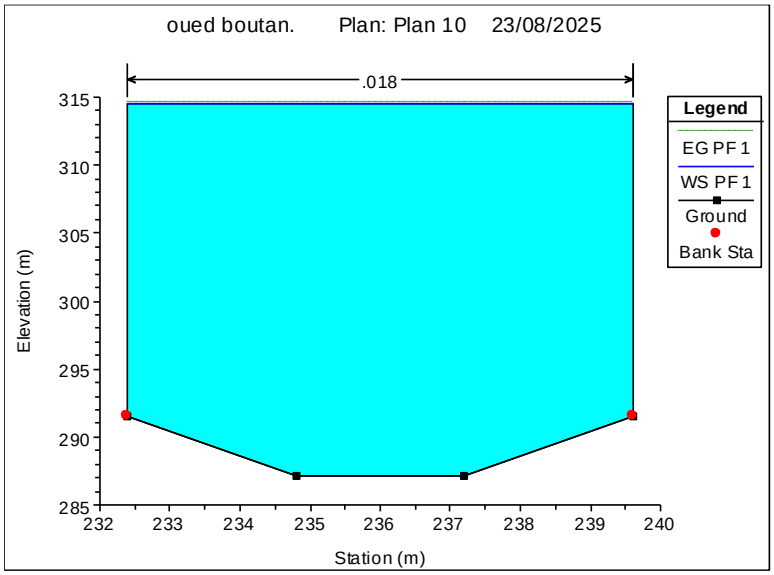


Figure V-3:section en travers (3107) du canal trapézoïdal en béton armé.

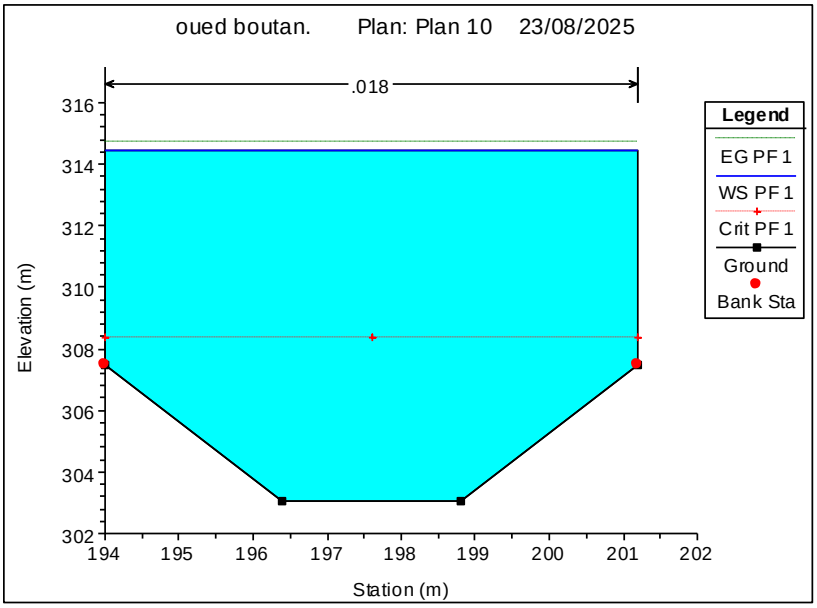


Figure V-7:section en travers (3306) du canal trapézoïdal en béton armé.

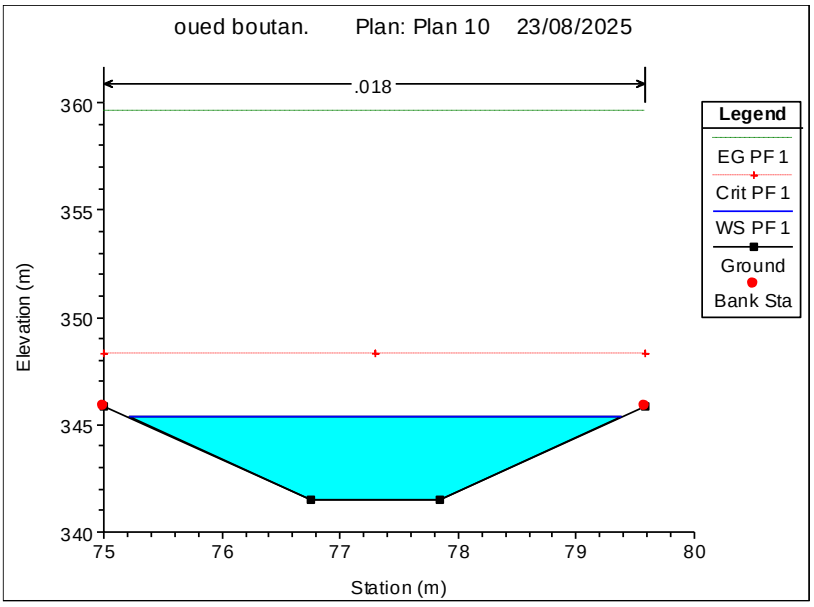


Figure V-8:section en travers (3788) du canal trapézoïdal en béton armé.

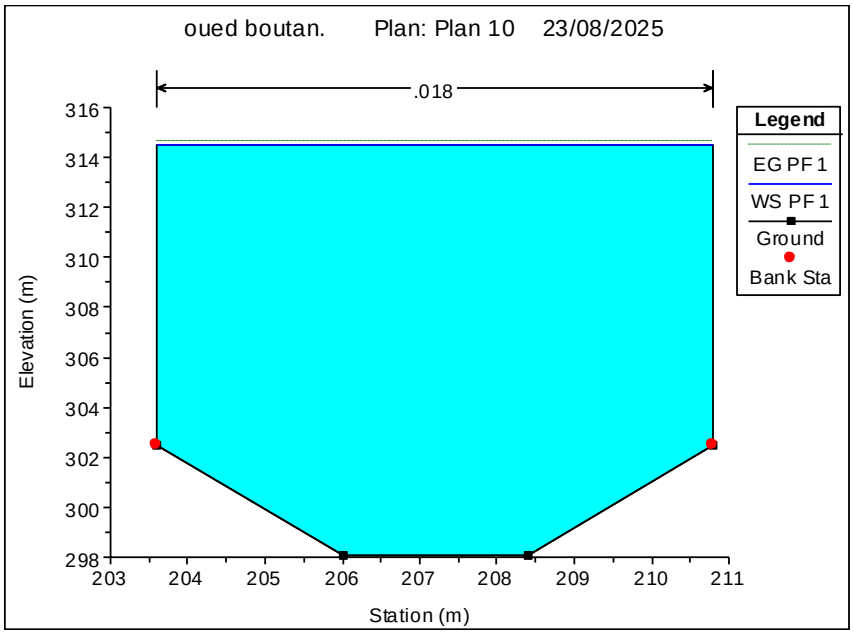


Figure V-12:section en travers (3224) du canal trapézoïdal en béton armé.

On a appliqué les dimensions du canal fournies par le logiciel Flow Master uniquement pour les premières zones (14 zones). Il ressort de l'analyse que, malgré l'aménagement des sections par un canal trapézoïdale en béton armé, le risque de crue persiste. De plus, les vitesses d'écoulement enregistrées demeurent très élevées, ce qui constitue une menace considérable pour la stabilité du lit du cours d'eau. Afin de réduire cette vitesse, une solution théorique consisterait à modifier les dimensions de la section de canal, tel que :

A. En conservant S = 8 % et y = 3,5 m :

- Débit obtenu : Q ≈ 2808 m³/s (>> 170 m³/s)
- Vitesse : V ≈ 36,9 m/s, Fr ≈ 6,5 (écoulement très supercritique)
- Conclusion : La géométrie est surdimensionnée pour un débit de 170 m³/s. L'eau circulerait avec des vitesses extrêmes, entraînant des risques d'érosion et d'arrachement.

B. En conservant y = 3,5 m et Q = 170 m³/s avec b = 20 m :

- Pente requise : S ≈ 0,029 % au lieu de 8 %

Il faudrait aplatir la pente d'ouvrage d'un facteur ~275 par rapport au terrain, et ça s'avère irréalisable en raison des couts supplémentaires très élevés qu'elle engendrait auxquels s'ajoute déjà l'investissement initial nécessaire à l'aménagement de canal.il s'agit donc d'une variante **écartée**.

L'exploitation des résultats de simulation hydraulique et l'analyse du profil en long de l'état naturel de la vallée mettent en évidence la présence de tronçons caractérisés par des pentes particulièrement accentuées. Ces conditions topographiques induisent une augmentation significative de la vitesse d'écoulement et une élévation du nombre de Froude, accentuant ainsi les risques de désordres hydrauliques et de sécurité. Afin de limiter ces effets, une variante d'aménagement est proposée. Celle-ci repose sur l'intégration d'un dispositif hydraulique permettant de réduire la pente effective, de contrôler la dynamique de l'écoulement et de dissiper l'énergie excédentaire, contribuant ainsi à la sécurisation et à la stabilisation de la vallée.

V.2.2 Deuxième variante : Marches d'Escalier

V.2.2.1 Présentation technique de la marche escalier hydraulique

- **Définition**

Les ouvrages en gradins (ou canaux à marches, *stepped chutes*) constituent des structures hydrauliques utilisées principalement pour l'évacuation des eaux sur des pentes prononcées. Leur conception repose sur l'intégration de marches successives le long du canal, permettant de dissiper progressivement l'énergie de l'écoulement et de réduire la vitesse de l'eau, limitant ainsi les risques d'érosion en aval.

- **Intérêt technique**

L'utilisation des marches escalier présente plusieurs avantages :

- Dissipation d'énergie : réduction de la charge énergétique en amont, évitant la concentration d'un ressaut hydraulique majeur en aval.

- Stabilité structurelle : limitation des contraintes hydrodynamiques sur les ouvrages et sur le terrain naturel.
- Adaptabilité géologique : permet de s'intégrer dans des vallées à fortes pentes et conditions géotechniques complexes.
- Polyvalence : utilisé dans les déversoirs de barrages, canaux de dérivation, évacuateurs de crues et dispositifs anti-érosion.

V.2.2.2 Fonctionnement hydraulique

L'écoulement sur un ouvrage en gradins est fortement conditionné par plusieurs paramètres géométriques et hydrauliques, parmi lesquels :

- **Hauteur de marche (h)** : correspond à la différence d'altitude entre deux gradins consécutifs.
- **Longueur de marche (l)** : dimension horizontale du gradin mesurée entre deux contremarches.
- **Pente de l'ouvrage (S =h/l)** : rapport géométrique traduisant la déclivité globale du canal.
- **Débit unitaire (q)** : volume d'eau transitant par unité de largeur de l'ouvrage.

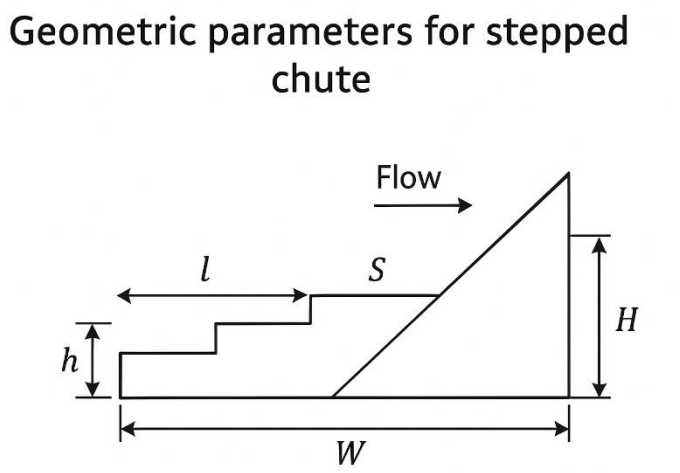


Figure V-13:paramètres géométriques d'un ouvrage en gradins (Novak, P. et al. (2007). Hydraulic Structures. Taylor & Francis.)

Avec :

h : Hauteur de la marche ;

l : Longueur de la marche ;

S : Pente de l'ouvrage ;

W : Largeur de l'ouvrage ;

H : Hauteur totale de l'ouvrage ;

→ Flow : Sens d'écoulement de l'eau.

V.2.2.3 Régimes d'écoulement sur les seuils à marches

Le comportement hydraulique sur un seuil à marches dépend principalement du débit, de la géométrie des marches et de la pente du canal. Trois régimes principaux sont généralement distingués.

1. **Écoulement en nappe (Nappe Flow)**

Pour de faibles débits, l'écoulement sur les marches se manifeste sous forme de nappes libres successives. Ce régime se caractérise par la formation de ressauts hydrauliques localisés sur chaque marche, accompagnés d'un fort entraînement d'air et de projections d'eau. La dissipation d'énergie est particulièrement marquée à l'échelle de chaque gradin, ce qui contribue à réduire l'énergie de l'écoulement. Ce type de fonctionnement est généralement observé dans le cas de petits débits associés à de fortes pentes.

1. **Écoulement en nappe avec ressaut hydraulique pleinement développé**

Ce régime se manifeste généralement pour de faibles à moyens débits sur des ouvrages à marches relativement hautes. L'écoulement se fait par chutes successives sous forme de nappes libres, séparées par des zones d'air, et chaque marche engendre un ressaut hydraulique pleinement développé. Ce processus favorise une dissipation progressive et efficace de l'énergie, limite l'érosion en aval et protège le radier. Il s'accompagne d'un fort entraînement d'air, d'une turbulence marquée et d'une oxygénation accrue de l'eau.

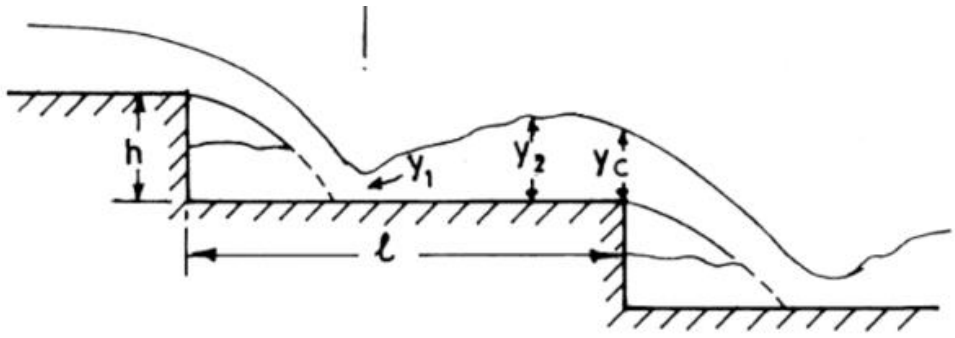


Figure V-14: Schéma caractéristique d'un écoulement en nappe avec ressaut hydraulique développé (Hager, W. H. (1992). Energy Dissipators and Hydraulic Jump. Kluwer Academic Publishers.)

2. **Écoulement en nappe avec ressaut hydraulique partiel**

L'écoulement apparaît lorsque le débit devient plus important que dans le cas du ressaut pleinement développé, sans pour autant atteindre le régime de transition. L'eau s'écoule encore sous forme de fines nappes successives, mais le ressaut hydraulique ne se forme pas complètement sur chaque marche. Il en résulte une dissipation d'énergie incomplète, une turbulence modérée et un entraînement d'air réduit par rapport au cas pleinement développé. Ce régime intermédiaire, caractérisé par des vitesses plus élevées et une moindre efficacité dissipative, survient généralement sur des pentes modérées et pour des nombres de Froude relativement élevés.

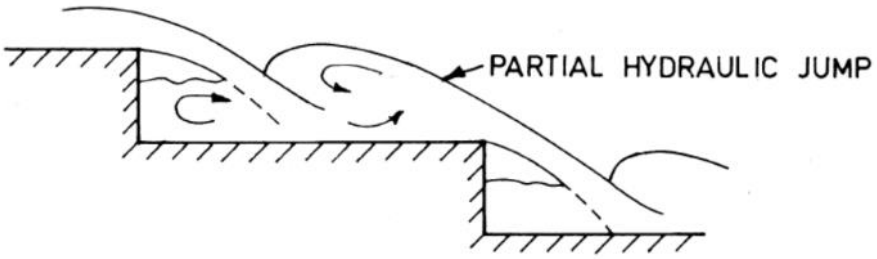


Figure V-15:Schéma caractéristique d'un écoulement en nappe avec ressaut hydraulique partiel. (Hager, W. H. (1992). Energy Dissipators and Hydraulic Jump. Kluwer Academic Publishers.)

2. Écoulement de transition (Transition Flow)

L'écoulement de transition constitue une condition intermédiaire entre l'écoulement en nappe et l'écoulement rasant. Il se caractérise par une alternance de nappes et de zones d'écoulement rasant, traduisant un régime instable et marqué par un entraînement d'air irrégulier. La dissipation d'énergie y est moins efficace que dans le régime en nappe, et ce type d'écoulement n'apparaît généralement que dans une plage réduite de débits.

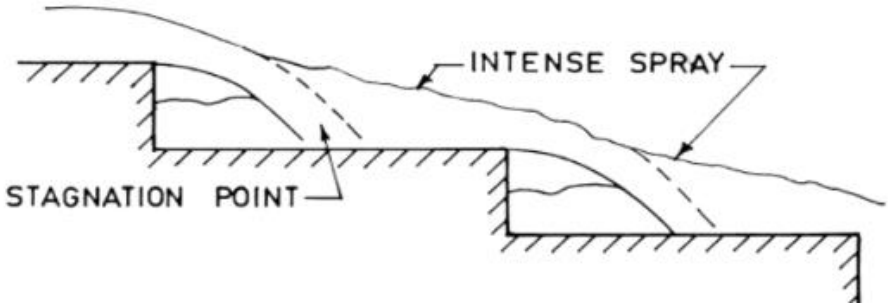


Figure V-16:Schéma caractéristique d'un écoulement de transition(Hager, W. H. (1992). Energy Dissipators and Hydraulic Jump. Kluwer Academic Publishers.)

3. Écoulement rasant (Skimming Flow)

Pour de forts débits, l'écoulement adopte un régime rasant, dans lequel l'eau glisse en continu sur les marches sans plonger dans chacune d'elles. Le courant principal s'écoule ainsi au-dessus d'un pseudo-fond constitué par les arêtes des gradins, tandis que de grands tourbillons de recirculation se développent dans les contre-marches, piégeant de l'air. Dans ce régime, la dissipation d'énergie est essentiellement assurée par la turbulence et les zones de recirculation. Ce comportement hydraulique est caractéristique des forts débits et des pentes modérées à fortes.

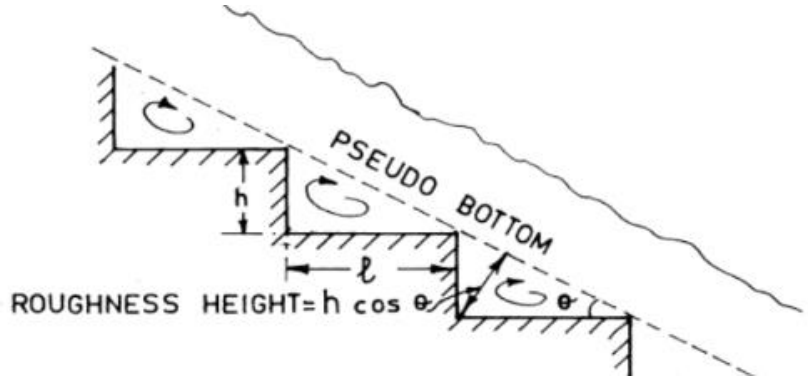


Figure V-17:Schéma caractéristique d'un écoulement rasant (Hager, W. H. (1992). Energy Dissipators and Hydraulic Jump. Kluwer Academic Publishers.)

Les conditions d'écoulement sur une chute en marches sont régies par la hauteur de marche, la longueur de marche, l'inclinaison de la chute par rapport à l'horizontale, ainsi que le débit unitaire.

La plupart des chercheurs ont développé des relations empiriques basées sur les paramètres (y/h) et (h/l), où y représente la profondeur critique, h la hauteur de marche et l la longueur de marche. Le paramètre (h/l) caractérise ainsi la pente de la chute.

À partir des résultats présentés par Rand (1955) concernant la géométrie de l'écoulement au niveau des seuils à chute libre, Chanson (1994-a) a proposé la condition suivante pour l'apparition d'un écoulement en nappe isolée, associé à un ressaut hydraulique pleinement développé. Cette condition a été établie pour l'intervalle :

$$\mathbf{0.2} \leq \frac{h}{l} \leq \mathbf{0.6} \qquad \textbf{(V-2)}$$

$$\frac{y_c}{h} \leq \mathbf{0.0916}\left(\frac{h}{l}\right)^{\mathbf{-1.276}} \qquad \textbf{(V-3)}$$

Un ressaut hydraulique ne se formerait pas avec l'augmentation du débit ou de la pente de la chute.

Yasuda et al. (2001) ont développé la relation suivante pour la limite inférieure de la hauteur de marche nécessaire à la formation d'un écoulement en nappe.

$$\frac{h}{y_c} = \mathbf{0.57}\left(\frac{h}{l}\right)^{\mathbf{3}} + \mathbf{1.3} \qquad \textbf{(V-4)}$$

Chanson (2001-a) a défini la limite supérieure du régime d'écoulement en nappe comme

$$\frac{y_c}{h} = \mathbf{0.89} - \mathbf{0.4}\left(\frac{h}{l}\right) \qquad \textbf{(V-5)}$$

La relation ci-dessus est valable pour un écoulement uniforme ou quasi-uniforme (et non pour un écoulement rapidement varié), et dans l'intervalle

$$\mathbf{0.05} \leq \frac{h}{l} \leq \mathbf{1.7} \qquad \textbf{(V-6)}$$

Chinnarasri (2002) indique la limite supérieure de l'écoulement en nappe comme suit

$$\frac{y_c}{h} = 0.98 \cdot 0.55^{\frac{h}{l}} \qquad \text{(V-7)}$$

Il apparaît qu'une augmentation du débit nécessiterait un aplatissement de la pente du canal à gradins afin de maintenir l'écoulement en régime de nappe, pour une hauteur de marche donnée.

Par ailleurs, une réduction de la hauteur des marches, sans modification de la pente du canal, impliquerait une diminution du débit.

Les relations présentées ci-dessus révèlent une cohérence appréciable entre les résultats obtenus par différents chercheurs.

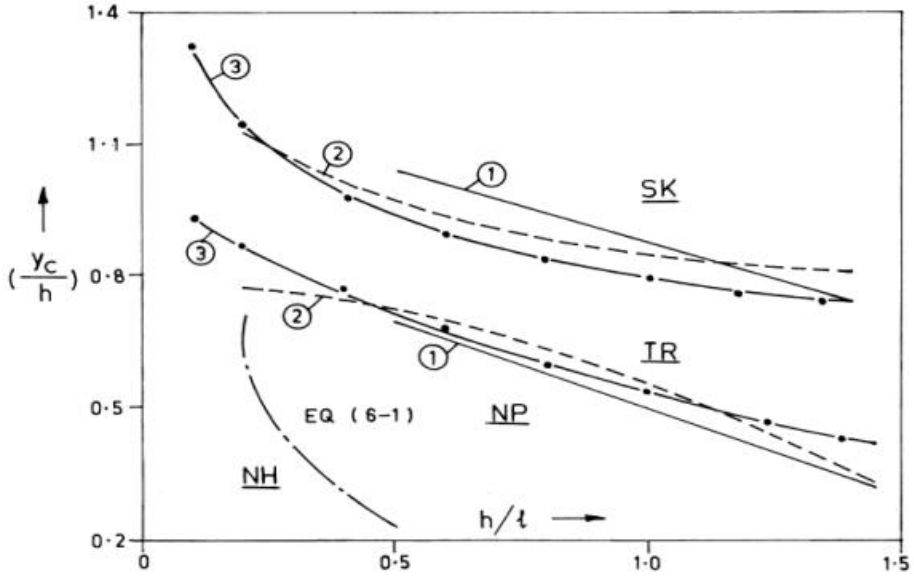


Figure V-18:Diagramme de classification des régimes d'écoulement.

Comme indiqué précédemment, l'oued se situe dans une zone à forte pente longitudinale, ce qui influe considérablement sur la stabilité de l'écoulement dans le lit. L'analyse du tableau (IV-5) permet de délimiter les tronçons concernés par l'implantation de canaux à marches escalier, à savoir ceux où le nombre de Froude excède la valeur critique de 2,5.

. Les sections retenues à cet effet sont recapitulées dans le tableau ci-après.

Tableau V-7:les parties d'oued BOUTAN concernées par la marche escalier.

Tronçon	Sections concernées
1	3788→3616
2	3509→3007
3	2849→2149
4	1972→1927
5	1731→1682
6	1285
7	1023

8	678
9	414

V.2.2.4 Dimensionnement hydraulique des marches d'escalier

Le dimensionnement des marches d'escalier repose principalement sur la hauteur et la longueur des marches, la pente longitudinale de l'ouvrage et le débit à évacuer. La hauteur des gradins doit rester modérée afin de permettre la formation d'écoulements en nappe successifs et d'éviter une concentration excessive de l'énergie. Ces critères garantissent une dissipation progressive de l'énergie et une réduction de la vitesse en aval, limitant ainsi les risques d'érosion.

Proposition 1

- **La hauteur critique**

On a B=12m, Q=170$m^3|s$,on suppose la hauteur de la marche h=0.5m.

$$y_c = \sqrt[3]{\frac{q^2}{g}} \qquad \textbf{(V-8)}$$

Avec :

y_c : la hauteur critique (m)

q : débit unitaire $(m^3/S) \Longrightarrow$ q=Q/B

g **:** l'accélération de la pesanteur m/s².

Donc : $\mathbf{y_c}$**=2.73m**

- **Développement de ressaut hydraulique**

Pour vérifier le développement du ressaut hydraulique au sein de la marche, nous avons utilisé l'équation de Chinnarasi & Nalluri (2002).

$$\frac{y_c}{h} \leq \mathbf{0.0916}\left(\frac{h}{l}\right)^{\mathbf{-1.276}} \qquad \textbf{(V-9)}$$

Avec :

y_c= profondeur critique de l'écoulement(m),

h = hauteur de marche (m) ,

l = longueur horizontal (ou giron) de la marche (m). l=B

$$\frac{2.73}{0.5} \leq 0.0916\left(\frac{0.5}{12}\right)^{\mathbf{-1.276}}$$

5.46≤5.28

Comme la condition n'est pas satisfaite, donc le ressaut n'est pas développé complètement dans la marche. Les dimensions attribuées à la marche d'escalier semblent

présenter une non-conformité susceptible de provenir la hauteur de la marche. Il convient dès lors de contrôler la validité par rapport aux contraintes de la borne supérieure et la borne inferieure.

- **Vérification de la limite inferieure**

Le développement du ressaut n'étant pas assure complétement au niveau de la marche, il est nécessaire de vérifier si l'anomalie provient d'une hauteur de marche inferieure à la valeur limite minimale. L'expression complète de la relation empirique pour la vérification, applicable dans ce cas, s'écrit comme suit

$$\frac{h}{y_c} = 0.57\left(\frac{h}{l}\right)^3 + 1.3 \qquad \textbf{(V-10)}$$

Nous cherchons la valeur de la hauteur h de marche de manière à satisfaire les conditions de validité de cette équation.

$$\frac{\text{h}}{\mathbf{2.73}} = 0.57\left(\frac{0.5}{12}\right)^3 + 1.3$$

h = 2.87m

La hauteur de marche adoptée égale à 0.5m, est inferieure a la valeur limite calculée de 2.87m. Ainsi, la non-conformité observée ne résulte pas de la contrainte de la borne inferieure

- **Vérification de la limite supérieure**

L'expression complète de la relation empirique pour la vérification, applicable dans ce cas, s'écrit comme suit (V-5)

$$\frac{y_c}{h} = 0.98 \cdot 0.55^{\frac{h}{l}} \qquad \textbf{(V-11)}$$

$$\frac{\mathbf{2.73}}{\text{h}} = 0.98 \cdot 0.55^{\frac{0.5}{12}}$$

h =3.54m

La hauteur de marche retenue, fixée à 0,5 m, demeure inférieure à la valeur limite supérieure calculée de 3.54 m. Par conséquent, la non-conformité constatée ne peut être attribuée à la contrainte imposée par cette borne maximale.

- **Dissipation d'énergie**

Ce cas, caractérisé par l'absence de ressaut développé, est traité à l'aide de l'équation d'énergie suivante.

$$\frac{\Delta E}{E_0} = 1 - \frac{(1-\alpha)\left[1+1.5\left(\frac{y_c}{h}\right)\right]+\Sigma(1-\alpha)}{N+1.5\left(\frac{y_c}{h}\right)} \qquad \textbf{(V-12)}$$

Avec :

N = nombre de marches (164 marches pour tous les tronçons) ;

α = perte d'énergie moyenne par marche.

La proportion de l'énergie dissipée par marche, notée α, n'est pas fixe ; elle dépend des rapports (h/A) et (y/h) dans le cas d'une marche horizontal. Pour une marche inclinée d'un angle θ, la valeur de α est également influencée par cet angle.

a. Marche horizontale

$$\boldsymbol{\alpha = -0.746 * log\frac{y}{h} - 0.5481 * log\frac{h}{l} - 0.0455} \qquad \textbf{(V-13)}$$

$$\boldsymbol{\alpha = 0.16}$$

Et donc $\boldsymbol{\frac{\Delta E}{E_0} = 0.16 \Longrightarrow 16\%}$

b. Marche inclinée

$$\boldsymbol{\alpha = -0.1169 - 0.822 log\left(\frac{y}{h}\right) + 0.0675 log\, \Phi - 0.5481 log\left(\frac{h}{l}\right)} \qquad \textbf{(V-14)}$$

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant.

Tableau V-8: calcul de rapport d'énergie pour diffèrent angle d'inclinaison d'une marche.

Φ °	**α**	$\boldsymbol{\frac{\Delta E}{E_0}}$
10	0.101	0.101
15	0.113	0.113
20	0.121	0.121

La dissipation d'énergie pour les deux cas est dans le tableau suivant.

Tableau V-9:pourcentage de la dissipation d'énergie.

N	$\boldsymbol{\frac{\Delta E}{E_0}}$	**Dissipation d'énergie %**
164	0.16	16
	0.101	10.1
	0.113	11.3
	0.121	12.1

<u>Proposition 2 :</u>

Les dimensions de la marche ont été ajustées afin d'obtenir un ressaut développé au niveau de la marche.

On a B=12m, y_c=2.73m, Q=170$m^3|s$ et on suppose h=0.75m.

- **Développement de ressaut hydraulique**

On applique la même équation celle de Chinnarasi & Nalluri (2002) précédemment employée dans le cadre du calcul.

$$\frac{y_c}{h} \leq 0.0916\left(\frac{h}{l}\right)^{-1.276} \qquad \textbf{(V-15)}$$

$$\frac{2.73}{0.75} \leq 0.0916\left(\frac{0.75}{12}\right)^{-1.276}$$

$$\mathbf{3.64 \leq 3.15}$$

La condition n'étant pas satisfaite, cela confirme que le ressaut hydraulique ne se développe pas entièrement au niveau de la marche. Donc on doit vérifier la limite supérieure et la limite inférieure.

- **Vérification de la limite inferieure**

On applique la même méthode utilise dans la proposition 1.

$$\frac{h}{y_c} = 0.57\left(\frac{h}{l}\right)^{3} + 1.3 \qquad \textbf{(V-16)}$$

$$\frac{\text{h}}{\mathbf{2.73}} = 0.57\left(\frac{0.75}{12}\right)^{3} + 1.3$$

h = 3.15m

La hauteur de marche adoptée égale à 0.75m, est inferieure a la valeur limite calculée de 3.15m. Ainsi, la non-conformité observée ne résulte pas de la contrainte de la borne inferieure

- **Vérification de la limite supérieure**

La relation empirique complète applicable à cette vérification est donnée par ;

$$\frac{y_c}{h} = 0.98 \cdot 0.55^{\frac{h}{l}} \qquad \textbf{(V-17)}$$

$$\frac{\mathbf{2.73}}{\text{h}} = 0.98 \cdot 0.55^{\frac{0.75}{12}}$$

h =3.56m

La hauteur de marche adoptée, fixée à 0,75 m, reste inférieure à la valeur limite supérieure estimée à 3.56 m. Dès lors, la non-conformité observée ne peut être imputée à la contrainte associée à cette borne maximale.

- **Dissipation d'énergie**

Ainsi, comme mentionné plus haut, l'équation s'écrit de la manière suivante.

$$\frac{\Delta E}{E_0} = 1 - \frac{(1-\alpha)\left[1+1.5\left(\frac{y_c}{h}\right)\right]+\Sigma(1-\alpha)}{N+1.5\left(\frac{y_c}{h}\right)} \qquad \textbf{(V-18)}$$

Avec :

N = nombre de marches ;

α = perte d'énergie moyenne par marche.

- **Marche inclinée**

$$\boldsymbol{\alpha = -0.1169 - 0.822 log\left(\frac{y}{h}\right) + 0.0675 log\, \Phi - 0.5481 log\left(\frac{h}{l}\right)} \quad \textbf{(V-19)}$$

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant.

Tableau V-10:paramètres d'une marche inclinée.

Φ °	**α**	$\frac{\Delta E}{E_0}$	**Pourcentage%**
10	0.149	0.149	14.9
15	0.161	0.161	16.1
20	0.169	0.169	16.9

- **Marche horizontale**

$$\boldsymbol{\alpha = -0.746 * log\frac{y}{h} - 0.5481 * log\frac{h}{l} - 0.0455} \quad \textbf{(V-20)}$$

$$\boldsymbol{\alpha = 0.195}$$

Et donc $\frac{\Delta E}{E_0}$ =0.195⟹19.5%

Proposition 3

La variante marche escalier peut être dimensionné de façon à ce que chaque marche agisse comme un bassin de dissipation autonome, où se forme un ressaut hydraulique grâce à la mise en place d'un déversoir à son extrémité Figure V-13.

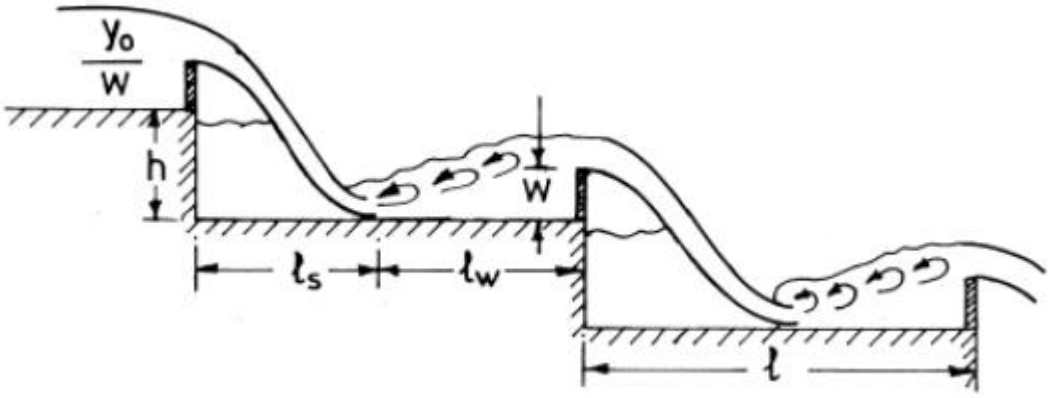


Figure V-19: schéma caractéristique d'une chute à marches avec bassins (Chanson, H. (2002). Hydraulics of Stepped Chutes and Spillways. A.A. Balkema.)

Aigner (2001) propose une méthode de calcul pour ce type d'ouvrage. Pour un débit unitaire fixé (donc une hauteur critique *yc*) et une hauteur de marche *h*, la profondeur

conjuguée y_2 du ressaut est déterminée à partir de l'énergie totale disponible à l'entrée de la marche.

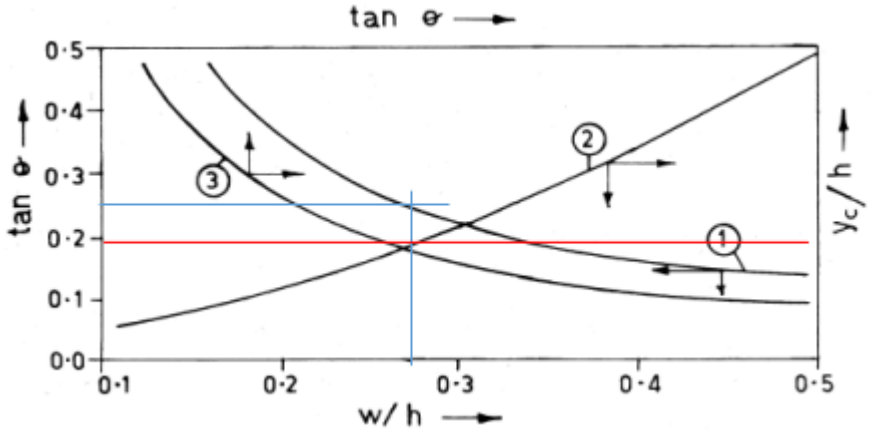


Figure V-20:abaque de dimensionnement (Chanson, H. (2002). Hydraulics of Stepped Chutes and Spillways. A.A. Balkema).

Le choix s'est porté sur la proposition 2 pour le dimensionnement de la cascade à marches avec bassins, dans la mesure où elle permet une dissipation d'énergie supérieure à celle obtenue avec la proposition 1.

On a B=12m, Q=$170m^3|s$ et h=0.75m.

✓ **Pour Φ = 10°**

De la courbe 1 on à :

tag Φ = 0.176$\Longrightarrow$ $\frac{\mathbf{w}}{\mathbf{h}}$ =0.37 $\Longrightarrow$ W = 0.37*h = 0.27≈ 0.3m

De la courbe 2 on a :

$\frac{\mathbf{w}}{\mathbf{h}}$ =0.37$\Longrightarrow$ $\frac{\mathbf{y_c}}{\mathbf{h}} = 0.32 \Longrightarrow$ yc = 0.24m

✓ **Pour Φ = 15°**

De la courbe 1 on a :

tag Φ = 0.268 $\Longrightarrow$ $\frac{\mathbf{w}}{\mathbf{h}}$ =0.27 $\Longrightarrow$ W = 0.27*h = 0.2m

De la courbe 2 on a :

$\frac{\mathbf{w}}{\mathbf{h}}$ =0.27 $\Longrightarrow$ $\frac{\mathbf{y_c}}{\mathbf{h}} = 0.2 \Longrightarrow$ yc = 0.15m

✓ **Pour Φ = 20°**

De la courbe 1 on a :

tag Φ = 0.364 $\Longrightarrow$ $\frac{\mathbf{w}}{\mathbf{h}}$ =0.2 $\Longrightarrow$ W = 0.2*h = 0.15m

De la courbe 2 on a :

$\frac{w}{h}$ =0.2 ⟹ $\frac{y_c}{h} = 0.124 \Longrightarrow yc = 0.1m$

La dissipation d'énergie est déterminée selon l'équation ci-après.

$$E = h + W + Y_0 + \frac{y_c^3}{2(w+y_0)^2} \qquad \textbf{(V-21)}$$

Avec :

$$Y_0 = \frac{2}{3}\, yc \qquad \textbf{(V-22)}$$

On a effectué le calcul pour différent **Φ ,** les résultats sont résumés dans le tableau suivant

Tableau V-11: résumé des calculs.

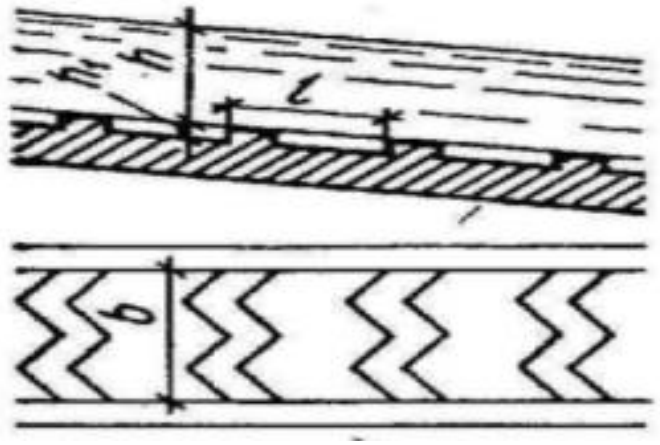
Φ°	**W (m)**	***yc* (m)**	**E**
10	0.3	0.24	1.24
15	0.2	0.15	1.06
20	0.15	0.1	0.97

Proposition 4

La rugosité artificielle s'agit d'un canal dont le radier ou le parement est équipé d'éléments de rugosité (blocs, bossages, baffles, marches, gabions ou dispositifs en béton armé) destinés à accroître les pertes par frottement et turbulence. Ces aménagements visent principalement à dissiper l'énergie, limiter l'érosion en aval, réduire la vitesse d'écoulement, favoriser l'aération et assurer la stabilité des berges.

La rugosité artificielle peut être de différents types

- Rugosité en double zigzag.



FigureV-21:schéma caractéristique d'une rugosité en double zigzag (Bélorgey, M. (1974). Dissipateurs d'énergie. Éditions du Centre de Recherche et d'Essais de Chatou (Cemagref/EDF).

- Rugosité en mono zigzag.

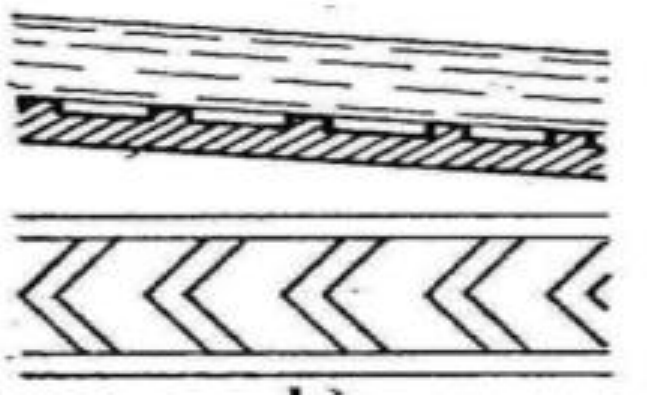


Figure V-22: schéma caractéristique d'une rugosité en mono zigzag (Bélorgey, M. (1974). Dissipateurs d'énergie. Éditions du Centre de Recherche et d'Essais de Chatou (Cemagref/EDF).

- Rugosité en travers normal ou arrondies.

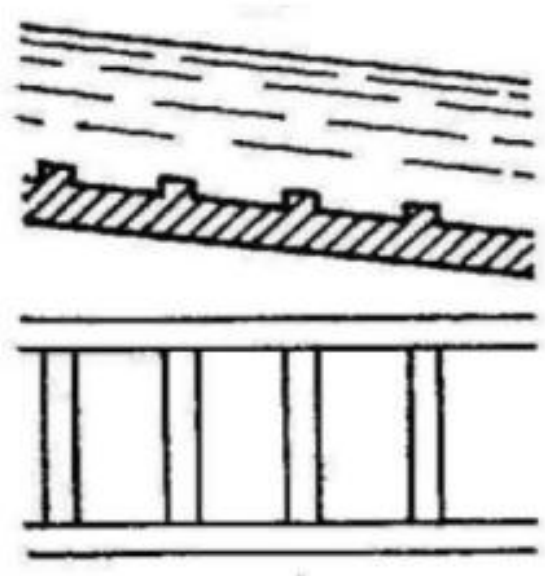


Figure V-23:schéma caractéristique d'une rugosité en travers normal ou arrondies (Bélorgey, M. (1974). Dissipateurs d'énergie. Éditions du Centre de Recherche et d'Essais de Chatou (Cemagref/EDF).

- Rugosité a redans le Lang de l'écoulement.

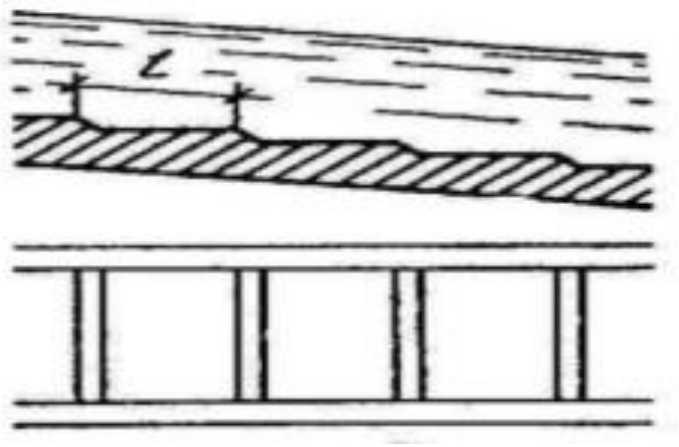


Figure V-24: schéma caractéristique d'une Rugosité a redans le Long de l'écoulement (Bélorgey, M. (1974). Dissipateurs d'énergie. Éditions du Centre de Recherche et d'Essais de Chatou (Cemagref/EDF).

- Rugosité de bord sous forme de poutres normales.

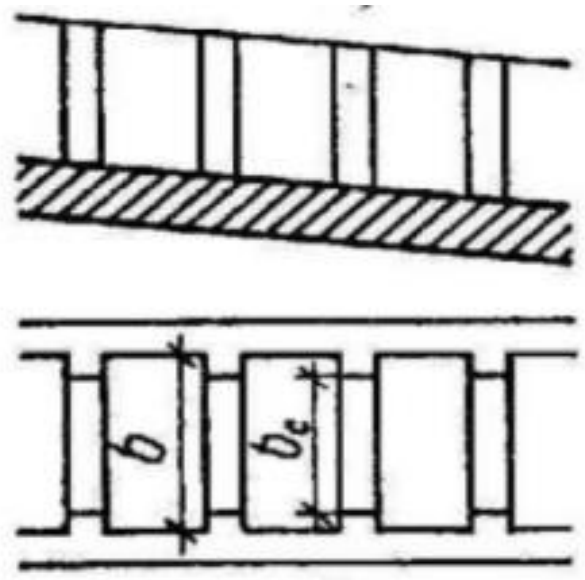


Figure V-25:schéma caractéristique d'une Rugosité de bord sous forme de poutres normales (Bélorgey, M. (1974). Dissipateurs d'énergie. Éditions du Centre de Recherche et d'Essais de Chatou (Cemagref/EDF).

- Rugosité combinée.

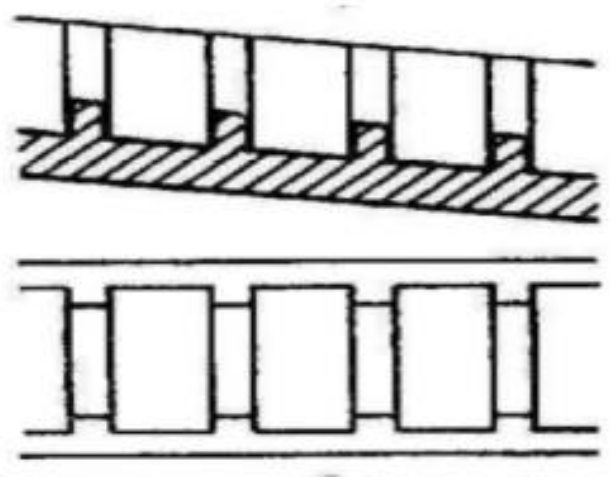


Figure V-26:schéma caractéristique d'une Rugosité combinée (Bélorgey, M. (1974). Dissipateurs d'énergie. Éditions du Centre de Recherche et d'Essais de Chatou (Cemagref/EDF).

Le choix de la rugosité artificielle s'est porté sur une configuration en mono-zigzag. Cette géométrie est régie par des relations empiriques établies dans la littérature, permettant de définir ses dimensions et son comportement hydraulique en fonction des conditions d'écoulement.

Pour déterminer les caractéristiques des différents types de rugosité, on a introduit la notion de rugosité spécifique, définie par un rapport précis.

$$\boldsymbol{K} = \frac{\mathbf{1}}{\boldsymbol{c}} = \sqrt{\frac{\boldsymbol{R_i}}{\boldsymbol{V_{adm}}}} \qquad \textbf{(V-23)}$$

Le rapport entre la profondeur d'eau au-dessus de l'élément rugueux et la hauteur de cet élément rugueux est défini comme suit :

$$\boldsymbol{K_1} = \frac{\boldsymbol{h'}}{\boldsymbol{h_1}} \qquad \textbf{(V-24)}$$

Avec :

h' : hauteur d'eau

h_1 : hauteur de la dent

Le rapport entre la largeur du canal rectangulaire B et la hauteur d'eau h au-dessus des dents de rugosité.

$$\boldsymbol{K_2} = \frac{\boldsymbol{B}}{\boldsymbol{h'}} \qquad \textbf{(V-25)}$$

La détermination de la rugosité spécifique pour différents types de rugosité repose sur des formules établies dont les limites d'application dépendent des coefficients K_1 et K_2.

Dans le cas d'une rugosité artificielle en mono zigzag, la rugosité spécifique se calcule de la manière suivante

$$\mathbf{1000}\boldsymbol{K} = \mathbf{85.8} - \mathbf{3.9}\boldsymbol{K_1} - \mathbf{0.8}\boldsymbol{K_2} \qquad \textbf{(V-26)}$$

Cette formule est recommandée pour une pente de 0,15,

$$\textbf{Avec : } \mathbf{8} \geq \boldsymbol{K_1} \geq \mathbf{35} \qquad \textbf{(V-27)}$$

Et

$$\mathbf{6} \geq \boldsymbol{K_2} \geq \mathbf{1} \qquad \textbf{(V-28)}$$

$$\boldsymbol{l} = \mathbf{8}\boldsymbol{h_1} \qquad \textbf{(V-29)}$$

Pour les autres types de profils, la rugosité spécifique K_i est choisie en fonction de la rugosité spécifique correspondant au profil i.

i	0.04	0.07	0.10	0.15
$\mathbf{K_1/K}$	0.75	0.85	0.93	1

Par interpolation pour notre pente (i=0.0818), le rapport $\mathbf{K_1}$/K =0.882.

On a B=12m, Q=170$m^3|s$, $V_{adm} = 7\text{m/s}$

$$\textbf{Q=V*S} \qquad \textbf{(V-30)}$$

$$\textbf{S=Q/V} \qquad \textbf{(V-31)}$$

$$\textbf{S=24.28}\boldsymbol{m^2}$$

$$\textbf{S=b*h} \qquad \textbf{(V-32)}$$

Alors la hauteur d'eau égale à **h=2.02m**

Et

$$\mathbf{R=}\frac{\boldsymbol{S}}{\boldsymbol{P}}\mathbf{=}\frac{\boldsymbol{b*h}}{\boldsymbol{b+2h}} \qquad \textbf{(V-33)}$$

$$\textbf{R= 1.51}$$

Donc **K = 0.05, K_2=5.94**

En remplaçant dans l'équation de la rugosité mono zigzag, on obtient K_1=7.02 et donc la hauteur de dent h_1=0.28m et l = 8*0.28=2.24m.

Proposition 5

Cette proposition repose sur la conception d'une marche escalier horizontale dont les dimensions sont les suivantes

- **La hauteur critique**

On a B=14m, Q=170$m^3|s$,on suppose la hauteur de la marche h=0.5m.

$$y_c = \sqrt[3]{\frac{q^2}{g}} \qquad \textbf{(V-34)}$$

Avec :

y_c : la hauteur critique (m)

q : débit unitaire (m^3/S) $\Longrightarrow$ q=Q/B

g **:** l'accélération de la pesanteur m/s².

Donc : $\mathbf{y_c}$**=2.46m**

- **Développement de ressaut hydraulique**

Pour vérifier le développement du ressaut hydraulique au sein de la marche, nous avons utilisé l'équation de Chinnarasi & Nalluri (2002).

$$\frac{y_c}{h} \leq \mathbf{0.0916}\left(\frac{h}{l}\right)^{\mathbf{-1.276}} \qquad \textbf{(V-35)}$$

Avec :

y_c= profondeur critique de l'écoulement(m),

h = hauteur de marche (m) ,

l = longueur (ou giron) de la marche (m).

$$\frac{2.46}{0.5} \leq 0.0916\left(\frac{0.5}{14}\right)^{-1.276}$$

$$\mathbf{4.93 \leq 6.43}$$

La satisfaction de la condition confirme que le ressaut hydraulique se développe complètement au niveau de la marche.

- **Dissipation d'énergie**

L'énergie dissipée au niveau d'une marche, lorsque le ressaut hydraulique s'y développe entièrement, se calcule à l'aide de la formule suivante.

$$\frac{H_R}{H_{max}} = \frac{\mathbf{0.54}\left(\frac{Y_c}{h}\right)^{\mathbf{0.275}} \mathbf{+1.715}\left(\frac{Y_c}{h}\right)^{\mathbf{0.55}}}{\mathbf{1.5}+\frac{H_d}{Y_c}} \qquad \textbf{(V-36)}$$

Avec :

H_R :la hauteur résiduelle ;

H_{max} :la hauteur maximale ;

H_d :la hauteur dissipée ;

Y_c :la hauteur critique.

$$\boldsymbol{H_d = N * h}\ \textbf{(N=127)} \qquad \textbf{(V-37)}$$

Et

$$\boldsymbol{H_{max}=H_d + \frac{3}{2} y_c} \qquad \textbf{(V-38)}$$

$$\frac{H_R}{H_{max}} = \frac{0.54\left(\frac{2.46}{0.5}\right)^{0.275} + 1.715\left(\frac{2.46}{0.5}\right)^{0.55}}{1.5 + \frac{63.5}{2.46}}$$

$$\frac{\mathbf{H_R}}{\mathbf{H_{max}}} = \mathbf{0.181}$$

$$\frac{\boldsymbol{\Delta E}}{\boldsymbol{H_{max}}} = \mathbf{1} - \frac{\boldsymbol{H_r}}{\boldsymbol{H_{max}}} \qquad \textbf{(V-39)}$$

$$\frac{\mathbf{\Delta E}}{\mathbf{H_{max}}} = \mathbf{1 - 0.181}$$

$$\frac{\mathbf{\Delta E}}{\mathbf{H_{max}}} = \mathbf{0.818}$$

$$\mathbf{\Delta E\%} = \frac{\mathbf{\Delta E}}{\mathbf{H_{max}}} * \mathbf{100} = \mathbf{81.8\%}$$

V.3 Choix de la variante d'aménagement

D'après l'analyse topographique du site, la variante de la marche en gradins constitue la solution la plus adaptée pour protéger la ville de Khemis Miliana contre les inondations. Les cinq propositions de dimensionnement étudiées sont toutes techniquement viables, mais certaines présentent des limites. Ainsi, la marche inclinée a été écartée, car son fonctionnement hydraulique n'est pas toujours compatible avec le débit maximal, ce qui peut entraîner un risque de submersion.

Par ailleurs, la cascade s'avère mieux adaptée en zone isolée qu'en contexte urbain : en ville, elle engendre des risques pour la sécurité des habitants (chutes, noyades, accès non contrôlé), des nuisances sonores, des contraintes d'intégration spatiale et un entretien lourd lié aux dépôts de sédiments et de déchets. Dans un site isolé, ces inconvénients sont atténués grâce à la faible présence humaine, à la disponibilité d'espace et à la possibilité de mettre en valeur ses aspects paysagers et écologiques.

De même, la solution à rugosité artificielle, généralement réservée à des ouvrages temporaires ou expérimentaux, a été rejetée, car elle est peu durable, coûteuse en entretien et sensible à l'obstruction par les dépôts solides.

En définitive, le choix s'est porté sur la proposition n°5, à savoir la marche horizontale de 0,5 m de hauteur et 14m de largeur, qui se distingue par sa simplicité, sa fiabilité, son économie et sa durabilité, tout en assurant une dissipation d'énergie efficace. (La largeur de l'escalier a été fixée à 14 mètres, en maintenant des zones de sécurité le long des deux rives de l'oued, afin d'assurer la protection et la sécurité des riverains.)

Outre son rôle fonctionnel, l'escalier contribuera à l'embellissement du site grâce à l'aménagement d'un espace vert sur la rive nord de l'oued. Ce dernier pourra être transformé en jardin équipé, offrant aux habitants un lieu de détente et constituant une attraction touristique pour la région.

En ce qui concerne les points d'intersection de l'oued avec la Route Nationale n°4, la zone présente un fort dénivelé. Nous proposons donc l'installation d'un passage destiné à la réalisation des marches, afin de préserver la connexion entre la partie est de la région et Jardin City.

Remarque : Conformément à la variante retenue, il convient de déterminer les hauteurs des murs bajoyers. Ce calcul sera réalisé sur le premier tronçon de l'oued concernés par l'aménagement en marche escalier.

V.4 Les murs bajoyers

Pour le dimensionnement des hauteurs des murs bajoyers, les équations suivantes ont été appliquées à chaque marche.

$$\boldsymbol{P + Y_0 + \frac{V_0^2}{2g} = Y_1 + \frac{V_1^2}{2g}} \qquad \textbf{(V-40)}$$

Avec :

P : la hauteur de la marche ;

$$\boldsymbol{Y_0 = \frac{2}{3}\, y_c} \qquad \textbf{(V-41)}$$

$$\boldsymbol{V_1^2 = \frac{q^2}{Y_1^2}} \qquad \textbf{(V-42)}$$

Donc :

$$\boldsymbol{P + \frac{2}{3}\, y_c + \frac{V_0^2}{2g} = Y_1 + \frac{q^2}{2gY_1^2}} \qquad \textbf{(V-43)}$$

Pour la première marche de tronçon 1 d'oued BOUTAN on a :

$$\mathbf{Y_1 = 1.55m}$$

$$\mathbf{v_1 = 7.25}\boldsymbol{m/s}$$

Ce qui donne :

$$\boldsymbol{Fr_1 = \frac{V_1}{\sqrt{g\, y_1}}} \qquad \textbf{(V-44)}$$

$$\mathbf{Fr_1 = 2}$$

On remplace dans l'équation ci-dessous pour obtenir y_2,

$$\frac{Y_2}{Y_1} = \frac{1}{2}\left(\sqrt{1 + 8Fr_1^2} - 1\right) \qquad \textbf{(V-45)}$$

$$\mathbf{Y_2 = 3.47m}$$

Et en fin la hauteur de murs bajoyers égale :

$$\mathbf{H_{mur}=Y_2 * 1.15 = 4.22m}$$

Le calcul a ensuite été poursuivi de manière identique pour l'ensemble des marches restantes du premier tronçon de l'oued, les résultats étant synthétisés dans le tableau ci-après.

Tableau V-12:les hauteurs des murs bajoyers de tronçon 1 d'oued Boutane.

Tronçon	Marche	H_{mur} (m)	Tronçon	Marche	H_{mur}
1	1	4.22	1	8	3.96
	2	4.19		9	3.93
	3	1.16		10	3.9
	4	4.11		11	3.87
	5	4.05		12	3.84
	6	4.02		13	3.81
	7	3.99		14	3.78

V.4.1 La stabilité des murs bajoyers

On a :

- Hauteur du mur H=4.22m
- Largeur de la semelle B=14m
- Poids volumique du sol γs=18 kN/m^3
- Angle de frottement du sol (pour remblai) : φ=30°, Cohésion c=0.
- Poids volumique du béton γc=24 kN/m^3
- Semelle (dalle) épaisseur $\mathbf{t_{base}}$=0.5m sur toute la largeur B.
- Âme (fût) d'épaisseur $\mathbf{t_{stem}}$=0.30 m et hauteur H.
- Coefficient actif de poussée (formule de Rankine) :

$$\mathbf{Ka=}tan^{\,2}\,\mathbf{(45\circ-\varphi/2)} \qquad \textbf{(V-46)}$$

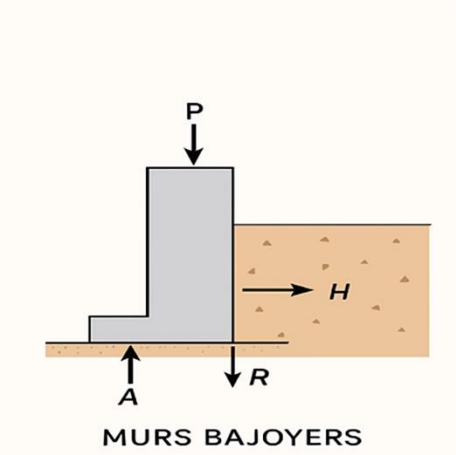


Figure V-27:les forces agit sur le mur bajoyers.

Avec :

P et R → efforts verticaux (poids et réaction du sol).

H → effort horizontal de poussée (sol ou eau).

A → résistance au glissement (frottement/adhérence).

Ces forces sont utilisées pour vérifier la stabilité au glissement, au renversement et à la portance du mur bajoyer.

a. Pression latérale active et force résultante

$$\Phi=30°\Rightarrow Ka=\tan^2(45°-15°)=\tan^2(30°)=0{,}333333$$

Donc la force active est :

$$Pa=\frac{1}{2}\gamma s*H^2*Ka \qquad \textbf{(a-47)}$$

$$Pa= 53.4252\ KN/m$$

b. Poids estimé du mur (résistance verticale)

Volumes par mètre linéaire :

- Volume semelle

$$Vs= B\times t_{base} \qquad \textbf{(a-48)}$$

$$Vs =7m^3$$

- Volume fût

$$Vf=t_{stem}\times H \qquad \textbf{(a-49)}$$

$$\mathbf{Vf=1.266}m^3$$

- Volume total

$$\mathbf{V= Vs+ Vf} \qquad \mathbf{(a\text{-}50)}$$

$$\mathbf{V=8{,}266}\ m^3$$

- Poids

$$\mathbf{W=V\times\gamma c} \qquad \mathbf{(a\text{-}51)}$$

$$\mathbf{W=198{,}384\ kN/m}$$

c. Glissement

i. <u>La résistance au glissement</u>

$$\mathbf{R= W^*\ tag\ \Phi} \qquad \mathbf{(a\text{-}52)}$$

$$\mathbf{R= 114.5KN/m}$$

ii. <u>Facteur de sécurité</u>

$$\mathbf{FS_{glissement}} = \frac{\mathbf{R}}{\mathbf{Pa}} \qquad \mathbf{(a\text{-}53)}$$

$$\mathbf{FS_{glissement}} = \mathbf{2.14}$$

Le facteur de sécurité est largement supérieur aux valeurs minimales usuelles (FS≥1.5), ce qui exclut tout risque de glissement.

d. Renversement

i. <u>Moment résistent</u>

$$\boldsymbol{M_R} = \mathbf{W^*}\boldsymbol{X_W} \qquad \mathbf{(a\text{-}54)}$$

$X_W = 7$: Le centre de gravité de la semelle au milieu

$$\mathbf{M_R = 1388.69\ kN/m}$$

ii. <u>Moment renversant</u>

$$\mathbf{M_o = Pa\ ^*(H/3)^*\ X_h} \qquad \mathbf{(a\text{-}55)}$$

$X_h = 5$:Distance horizontale entre la ligne d'action de Pa (face du mur) et le point de rotation.

$$\mathbf{M_o = 375.90\ kN/m}$$

iii. <u>Facteur de sécurité</u>

$$\boldsymbol{FS_{renversement}} = \frac{\boldsymbol{M_R}}{\boldsymbol{M_o}} \qquad \mathbf{(a\text{-}56)}$$

$$\boldsymbol{FS_{renversement}} = 3.70$$

Le facteur de sécurité est largement supérieur aux valeurs minimales usuelles (FS≥2), ce qui exclut tout risque de renversement.

Il en résulte que le mur bajoyer satisfait aux conditions de stabilité, et qu'il est en mesure d'assurer de façon durable son rôle de guidage des écoulements et de protection hydraulique de l'ouvrage.

Conclusion

Dans le cadre de la protection de la ville de Khemis Miliana contre les inondations deux variantes ont été étudiées. La première consistait en l'élargissement de la base du canal, une option techniquement efficace mais rendue inapplicable en raison des contraintes topographiques du site. La seconde variante, fondée sur l'aménagement d'un déversoir en marches, s'avère plus adaptée. Elle constitue une solution durable assurant la sécurité de la ville tout en participant à l'intégration paysagère et à l'amélioration de l'esthétique naturelle de l'environnement urbain.

CHAPITRE VI :

Organisation de chantier

Introduction

L'organisation d'un chantier regroupe l'ensemble des dispositions planifiées pour assurer l'exécution des travaux dans des conditions optimales. Elle vise à réduire les coûts de production**,** minimiser les pertes de temps et de ressources, tout en offrant un environnement de travail favorable à l'homme et à la machine, afin de maximiser la productivité globale. Cette organisation ne se limite pas à la simple planification des tâches ; elle englobe également la coordination des ressources humaines et matérielles, la gestion des flux de matériaux, l'implantation optimale des équipements et la maîtrise des contraintes spatiales et temporelles.

Une connaissance approfondie du site constitue une étape préalable indispensable. Elle permet de définir un planning précis et cohérent pour l'utilisation rationnelle des engins et des ressources dans les différentes opérations. Cette analyse inclut l'étude des contraintes topographiques, géotechniques et logistiques, ainsi que l'identification des zones de stockage, des accès aux postes de travail et des itinéraires de circulation des véhicules et des équipements lourds. En anticipant ces éléments, l'organisation du chantier assure non seulement un déroulement efficace des travaux, mais contribue également à la maîtrise du coût global de l'ouvrage en limitant les pertes de temps et les interventions superflues.

Bien que les travaux de construction soient souvent confrontés à des difficultés importantes – telles que des conditions climatiques défavorables, la complexité des ouvrages ou des contraintes réglementaires – il demeure impératif de disposer d'une maîtrise rigoureuse de l'organisation du chantier. Cette maîtrise repose sur une planification méthodique et sur la capacité à ajuster les ressources et les méthodes d'exécution en fonction des aléas rencontrés.

Pour atteindre ces objectifs, plusieurs axes doivent être considérés :

1. **Définition des méthodes et procédures d'exécution**
    - Identifier les techniques de construction adaptées à chaque phase du chantier.
    - Déterminer les procédés opératoires permettant l'application efficace des techniques modernes, telles que la préfabrication, la mécanisation ou l'automatisation partielle, afin d'assurer un haut rendement et de réduire les temps morts.
2. **Répartition et coordination des tâches**
    - Organiser les activités en fonction des compétences et de la spécialisation de la main-d'œuvre.
    - Assurer la coordination entre les différents corps de métier pour éviter les conflits d'interférence et garantir la continuité des opérations.
    - Mettre en place des procédures de suivi et de contrôle pour détecter rapidement les dysfonctionnements et corriger les écarts.
3. **Structuration des postes de travail et mécanisation**
    - Aménager les postes de travail de manière stable et sécurisée, en tenant compte des flux logistiques et des besoins de manutention.
    - Optimiser l'utilisation des équipements et engins mécaniques pour améliorer l'efficacité et réduire la pénibilité du travail manuel.
4. **Gestion du personnel et des ressources humaines**
    - Déterminer avec précision la quantité et la qualité du personnel nécessaire pour chaque activité.

- Prendre en compte le coût de la main-d'œuvre, qui constitue une part importante du prix de revient de l'ouvrage, tout en veillant à maintenir un niveau de compétence suffisant pour garantir la qualité des travaux.

Ainsi, une organisation de chantier rigoureuse et méthodique constitue un levier stratégique pour la réussite du projet, permettant d'assurer simultanément la sécurité, la qualité, le respect des délais et la maîtrise des coûts. Elle représente un élément fondamental dans la planification et la réalisation efficace de tout ouvrage.

VI.1 Généralités

VI.1.1 Définition d'un chantier

Un chantier est un espace dédié à l'exécution des travaux de construction. Il constitue à la fois le site où les travaux sont réalisés et la matérialisation de l'ouvrage projeté dans un délai déterminé. Par conséquent, un chantier est limité dans le temps et dans l'espace, généralement fermé au public, et présente des caractéristiques qui le rendent différent de tout autre chantier précédent.

Chaque projet nécessite donc une réflexion spécifique sur son organisation, adaptée aux particularités du site, aux contraintes techniques et aux objectifs fixés. En raison de son unicité (critère d'unicité des ouvrages), chaque chantier fait l'objet de mesures de sécurité strictes pour protéger le personnel, les équipements et le public.

Les chantiers peuvent être classés selon le lieu, la nature des travaux, le délai de réalisation, et le nombre de travailleurs.

VI.1.2 Rôles et responsabilités des intervenants sur un chantier

Dans un chantier de réalisation, plusieurs intervenantes participent avec des rôles bien définis pour veiller à la conformité et à la performance du projet.

VI.1.2.1 Maître d'ouvrage

Le maître d'ouvrage (MOA) est l'acteur principal d'un projet, c'est la personne physique ou morale (entreprise, institution, particulier) pour le compte de laquelle l'ouvrage est réalisé. En d'autres termes, c'est le commanditaire / propriétaire du projet, celui qui exprime les besoins et finance les travaux.

Ses missions consistent à :

- Définir les objectifs du projet (qualité, coûts, délais).
- Assurer le financement.
- Choisir le maître d'œuvre et les entreprises.
- Valider les études, plans et choix techniques.
- Suivre l'avancement et prendre les décisions stratégiques.
- Réceptionner l'ouvrage à la fin du chantier.

VI.1.2.2 Maître d'œuvre

Le maître d'œuvre (MOE) est l'acteur technique central d'un projet de construction. C'est la personne physique ou morale chargée par le maître d'ouvrage de concevoir, diriger et contrôler la réalisation d'un ouvrage. Il peut s'agir d'un architecte, d'un bureau d'études techniques, ou d'un ingénieur-conseil.

Il a pour mission de :

- Établir les plans, études techniques et documents d'exécution.
- Assister le maître d'ouvrage dans ses choix techniques et administratifs.
- Organiser, coordonner et surveiller le chantier.
- Veiller à la conformité des travaux aux plans, normes et délais.
- Assister le maître d'ouvrage lors de la réception de l'ouvrage.

VI.1.2.3 L'entreprise

L'entreprise est l'acteur chargé de réaliser concrètement les travaux définis par le maître d'ouvrage et conçus par le maître d'œuvre. C'est elle qui mobilise la main-d'œuvre, le matériel et les matériaux pour exécuter le projet.

Ses taches consistent à :

- Réaliser les travaux conformément aux plans, études et prescriptions techniques.

- Planifier les ressources humaines, matérielles et financières nécessaires.
- Garantir que l'ouvrage respecte les normes techniques et de sécurité.
- Appliquer et faire respecter les règles de sécurité sur le chantier.
- Assurer le respect du planning et du budget fixés.
- Collaborer avec le maître d'œuvre et le maître d'ouvrage pour signaler tout problème ou aléa.

VI.1.2.4 L'entrepreneur

L'entrepreneur est la personne physique ou morale (souvent une entreprise de BTP) qui s'engage contractuellement auprès du maître d'ouvrage pour exécuter les travaux d'un chantier, conformément aux plans et aux prescriptions du maître d'œuvre.

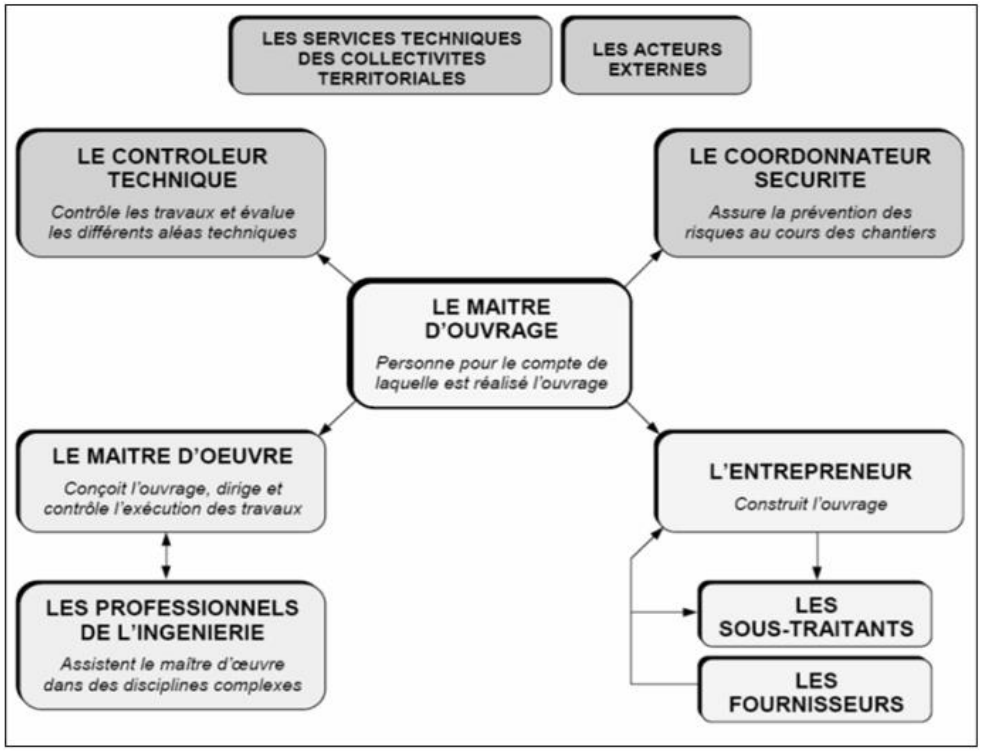


Figure VI-1:Relation entre les personnes du chantier.

VI.2 Estimation de cout de la variante

L'évaluation économique réalisée indique que le coût unitaire prévisionnel associé à l'exécution d'une marche est de l'ordre de 3241500 DA.

Tableau VI-1:tableau récapitulatif des couts estimatifs.

Poste	% du coût	Coût unitaire (DA)
Béton (fourniture+mise en place)	70 %	2 269 500
Acier (ferraillage+façonnage+ pose)	20 %	648 000
Coffrage+main d'œuvre	10 %	324 000
Total	100 %	3 241 500

Tableau VI-2:Devis de la proposition marche escalier Totale d'oued BOUTAN.

	Tronçon
Montant total (DA)	411.670.500,00
TVA (19%)	78.217.395,00
Total TTC (DA)	489.933.234,00

VI.3 Installations du chantier

L'installation de chantier sert à

- Organiser le déroulement du chantier
- Ordonner le chantier
- Positionner les éléments **(**humains, matériels, réseaux)

VI.3.1 Installations destinées au personnel

Les installations réservées au personnel comprennent l'ensemble des aménagements destinés à assurer le confort, la santé et la sécurité des travailleurs sur le chantier, notamment les bureaux, les vestiaires, les sanitaires, les réfectoires ainsi que les espaces de repos.

VI.3.2 Installations destinées au stockage des matériaux

- **Agrégats**

Les agrégats (sable et graviers) utilisés pour la fabrication du béton doivent être contrôlés dès leur réception, notamment par un essai de granulométrie sur échantillons prélevés. Leur stockage sera effectué séparément, en tas distincts disposés en étoile, afin d'éviter tout mélange pouvant fausser la pesée en raison de la différence de densité des matériaux. La teneur en eau devra être mesurée avant chaque utilisation, car elle varie selon l'humidité de l'air et les précipitations.

Tableau VI-3:Matières indésirables dans les granulats.

Matières indésirables	% maximum du poids du plus gros granulat
Argile, limon, vases	1 %
Charbon, bois	1 %
Matériaux tendres	8 %

- **Le Ciment et les aciers**

Le ciment et les aciers doivent être stockés dans des conditions rigoureusement contrôlées afin de préserver leur qualité et d'assurer la sécurité sur le chantier. Le ciment, qu'il soit en sacs ou en vrac, doit être entreposé dans un local couvert, sec et bien ventilé, à l'abri de toute humidité. Les sacs sont posés sur des palettes et empilés à hauteur limitée, tandis que le ciment en vrac est stocké dans des silos métalliques hermétiques. Quant aux aciers (barres, treillis, armatures), ils doivent être disposés sur des cales ou traverses en bois, de manière à éviter tout contact direct avec le sol et à prévenir la corrosion. Leur classement par diamètre et par type facilite l'approvisionnement et la mise en œuvre. Lorsque le stockage est prolongé, il est recommandé de protéger les aciers à l'aide de bâches ou de les abriter sous un hangar afin de limiter l'exposition aux intempéries.

- **L'eau de gâchage**

L'eau destinée au gâchage du béton doit répondre aux normes internationales de qualité afin de ne pas altérer les propriétés mécaniques et la durabilité du béton. À ce titre, elle doit contenir au maximum : 0,1 g/l de matières organiques, 0,2 g/l de matières en suspension**,** 1,5 g/l de sels dissous**,** 1,0 g/l de sulfates**,** 0,05 g/l d'acide humique**,** 0,05 g/l d'acide sulfhydrique **et** 0,1 g/l de chlorures. Son stockage doit être assuré dans des réservoirs ou citernes fermés, protégés contre toute pollution extérieure (poussières, hydrocarbures, déchets organiques) et placés à l'abri des sources de contamination. La capacité de stockage doit être suffisante pour couvrir les besoins journaliers du chantier et permettre une distribution facile vers les zones de malaxage, tout en veillant à des contrôles réguliers pour garantir la conformité de l'eau aux exigences prescrites.

- **Le Béton**

Béton n'est pas un matériau que l'on stocke longtemps comme les agrégats, le ciment ou l'acier, car il est un produit périssable qui commence à prendre dès son malaxage. Toutefois, sur chantier, certaines règles de gestion et de manutention s'appliquent : Le béton, une fois fabriqué, doit être transporté et mis en place dans un délai limité (généralement inférieur à 90 minutes après le malaxage, selon la température ambiante et la norme en vigueur). Il est généralement conservé transitoirement dans des camions-toupies, des bennes basculantes, ou encore dans des bennes aériennes pour acheminement par grue. Dans le cas d'un malaxage sur site, le béton peut être maintenu dans le malaxeur uniquement le temps nécessaire à son transport et à sa mise en œuvre, mais jamais stocké durablement. En cas d'attente prolongée, un retardateur de prise peut être utilisé afin de préserver la maniabilité du mélange.

- **L'énergie électrique**

L'alimentation en énergie électrique sera assurée par un groupe électrogène, sans recours à un branchement sur le réseau de moyenne tension (SONELGAZ).

- **L’alimentation en eau potable**

L’alimentation en eau potable sur chantier est indispensable pour répondre aux besoins du personnel et assurer l’hygiène. Elle est généralement assurée par un branchement provisoire au réseau public de distribution ou, à défaut, par une citerne ou un réservoir approvisionné régulièrement. L’eau doit être stockée dans des installations propres, fermées et protégées de toute contamination. La distribution doit couvrir les besoins en consommation, nettoyage, sanitaires et premiers secours, conformément aux normes d’hygiène et de sécurité applicables sur les chantiers.

- **L’alimentation en carburant**

L’alimentation en carburant sera assurée par des cuves mobiles installées dans une zone sécurisée et équipée d’un dispositif de rétention. Le stockage et la distribution se feront conformément aux normes de sécurité afin de prévenir tout risque d’incendie ou de pollution.

VI.3.3 Installations destinées à la réparation des engins

Les installations prévues pour la réparation des engins doivent permettre d’assurer efficacement l’entretien courant et les réparations d’urgence du matériel de chantier. Elles comprennent généralement un atelier équipé des outils et dispositifs nécessaires (poste de soudure, compresseur, outillage mécanique, fosse ou pont de levage), ainsi qu’une zone de stockage des pièces de rechange et consommables. Les grosses réparations, nécessitant des moyens spécialisés, sont en revanche effectuées en dehors du chantier, dans des ateliers centraux ou chez des prestataires agréés.

VI.3.4 Installations pour la préfabrication

Les installations de préfabrication comprennent une aire aménagée pour le moulage, le coulage et le stockage temporaire des éléments, ainsi qu’un atelier équipé des outils nécessaires. Elles permettent d’assurer une exécution de qualité et de réduire les délais de mise en œuvre.

VI.4 Les moyens de chantier

VI.4.1 Les moyens humains

Les moyens humains de chantier désignent l’ensemble du personnel mobilisé pour la réalisation des travaux. Ils regroupent les ouvriers, techniciens, ingénieurs, conducteurs de chantier et encadrants, chacun ayant un rôle précis dans l’exécution, la gestion et le suivi des opérations.

VI.4.2 Les moyens matériels

Les moyens matériels de chantier regroupent l’ensemble des équipements, engins, outils et installations nécessaires à l’exécution et au bon déroulement des travaux sur le chantier.

VI.5 Planification

Avant le démarrage des travaux sur chantier, il est indispensable de procéder à une étude préalable, appelée planification. La planification des travaux constitue un outil de gestion visant à déterminer la meilleure organisation possible des ressources disponibles (main-d’œuvre, matériels et moyens logistiques), afin d’optimiser leur utilisation et garantir l’efficacité des opérations. Elle a pour objectif d’assurer une exécution ordonnée des tâches, dans une succession logique, respectant les délais impartis tout en minimisant les coûts, de manière à garantir la rentabilité du projet.

Cette planification repose sur l'application de méthodes modernes d'ordonnancement et de gestion de projet.

VI.5.1 Étapes de la planification

Le processus de planification d'un chantier passe par les étapes suivantes :

- **Collecte des données** : rassembler l'ensemble des informations nécessaires, notamment les plans d'architecture, le cahier des charges, les normes d'exécution, les caractéristiques des matériels ainsi que les prix des matériaux.
- **Décomposition du projet** : fractionner l'ouvrage en opérations élémentaires, soit par composants de construction (poteaux, poutres, dalles, etc.), soit par type de ressource à mobiliser (terrassements, coffrage, bétonnage, etc.)**.**
- **Définition des relations entre opérations** :

a. *Relations logiques* : certaines tâches doivent impérativement être réalisées dans un ordre donné (exemple : le bétonnage ne peut commencer qu'après la fin du coffrage).
b. *Relations préférentielles* : certaines opérations peuvent être effectuées en parallèle pour optimiser les délais (exemple : réalisation simultanée de deux poteaux avec deux équipes, au lieu de les exécuter successivement avec une seule équipe).

- **Estimation des durées** : déterminer le temps nécessaire à l'exécution de chaque opération, généralement à l'aide d'une formule ou de méthodes de calcul adaptées (tenant compte du rendement des équipes, des moyens matériels et des conditions d'exécution).
- **Choix de la méthode de calcul** : Le choix de la méthode de calcul dépend principalement de la nature de l'ouvrage à réaliser. Dans le cas d'opérations s'enchaînant successivement, comme dans notre situation, il est recommandé d'adopter la méthode C.P.M. (Critical Path Method)**.**

VI.5.2 Plannings des travaux

Trois modes de planification des travaux peuvent être distingués.

- **Plan de travail au plus tôt**
  Dans ce mode de planification, chaque opération débute dès sa date la plus rapprochée possible. Il est généralement adopté par les entreprises disposant de moyens abondants et intervenant simultanément sur plusieurs chantiers.
- **Plan de travail au plus tard**
  Ici, chaque opération commence à sa date limite sans engendrer de retard global. Cette approche est privilégiée par les entreprises disposant de moyens restreints, car elle permet une gestion plus économique des ressources.
- **Plan de travail intermédiaire**
  Les opérations démarrent à des dates situées entre le plus tôt et le plus tard. Ce type de planification est utilisé lorsque l'entreprise dispose de moyens suffisants et concentre ses efforts sur un seul chantier, permettant ainsi une organisation optimale.

VI.5.3 Techniques de la planification

Deux méthodes principales de planification peuvent être distinguées

- Les méthodes fondées sur le réseau.
- Les méthodes fondées sur le graphique.

VI.5.3.1 Méthodes basées sur le réseau

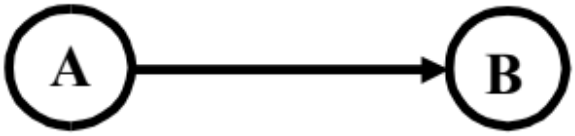
Le réseau est une représentation graphique d'un projet qui illustre les relations entre les différentes opérations, qu'elles soient successives, simultanées, convergentes ou divergentes, tout en précisant leurs durées d'exécution.

On distingue principalement deux formes de réseaux :

- Le réseau à nœuds.
- Le réseau à flèches.

1. **Réseau à nœuds**

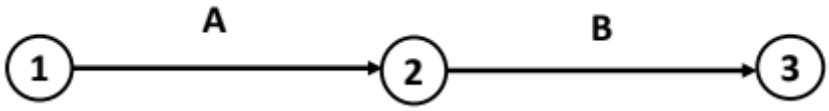
Dans ce type de réseau, chaque opération est symbolisée par un nœud, tandis que les relations entre opérations sont représentées par des flèches.



L'exécution de l'opération (B) est conditionnée par l'achèvement total de l'opération (A).

2. **Réseau à** flèches

Dans ce type de réseau, chaque opération est représentée par une flèche, tandis que la succession des opérations est matérialisée par des nœuds.



Ce schéma illustre que l'opération A doit être réalisée avant l'opération B. La longueur de la flèche n'a aucune valeur quantitative ; elle indique uniquement l'écoulement du temps dans le sens de la flèche.

❖ **Construction du réseau**

Pour élaborer un réseau de planification, il convient de respecter les étapes suivantes ;

✓ **Établissement de la liste des tâches** :la première étape consiste à réaliser un inventaire précis et détaillé de l'ensemble des opérations nécessaires à l'exécution du projet.

- ✓ **Identification des relations entre les tâches :** après avoir établi la liste des opérations, la construction du réseau nécessite de définir les liens entre elles. Cette étape peut s'avérer complexe, car il n'est pas toujours évident de déterminer si les tâches doivent être exécutées de façon successive ou en parallèle (convergentes). Les sous-étapes sont les suivantes :

    - Élaboration de graphes partiels.
    - Regroupement de ces graphes.
    - Définition des tâches initiales et finales de l'ouvrage.
    - Construction du réseau global.

- ✓ **Application de la méthode du chemin critique (CPM – Critical Path Method)** L'objectif de cette méthode est d'optimiser les délais d'exécution du projet en respectant trois phases :

    - Phase 1 : évaluer l'effectif requis pour l'accomplissement des tâches.
    - Phase 2 : analyser le réseau de manière systématique, en suivant une progression temporelle (heures, jours).
    - Phase 3 : ajuster le réseau en fonction des contraintes et conditions imposées par l'entreprise.

VI.5.4 Méthode de calcul de C.P.M

- **Les paramètres de la méthode C.P.M**

Les paramètres nécessaires à l'application de cette méthode sont présentés à l'aide d'une grille composée de six cellules.

DCP	TR
DFP	DCPP
DFPP	MT

Avec :

TR : temps de réalisation, c'est le temps nécessaire à l'opération pour qu'elle soit réalisée.

DCP : date de commencement au plus tôt, c'est la date ou l'action peut être commencée.

DCPP : date de commencement au plus tard, c'est la date ou l'action doit être commencée.

DFP : date de finition au plus tôt, c'est la date ou l'opération peut être achevée.

DFPP : date de finition au plus tard, c'est la date ou l'opération doit être achevée.

MT : marge totale, c'est l'intervalle de temps compris entre date au plus tôt et plus tard.

$$DFP = DCP + TR$$
$$DCPP = DFPP - TR$$

- **Chemin critique C.C**

C'est le chemin le plus long par rapport au temps, il donne la durée totale de projet (DTR) en reliant les opérations dont la marge totale est nulle, on identifie le chemin

critique. Ainsi, pour déterminer ce chemin, il suffit de vérifier la double condition suivante :

$$\mathbf{MT = 0}$$

$$\sum TRcc = DTP$$

VI.5.5 Diagramme de Gantt

Le diagramme de Gantt est un outil d'ordonnancement et de gestion de projet, présenté sous forme d'axe chronologique. Il associe chaque tâche ou activité à une barre horizontale dont la position traduit sa date de début et de fin, et dont la longueur correspond à sa durée d'exécution. Cet outil permet d'identifier les chevauchements éventuels entre tâches, de visualiser les interdépendances et d'assurer le suivi de l'avancement réel par rapport au planning prévisionnel.

A l'origine Gantt a proposé un diagramme représenté comme suit :

Par la suite, la charte a progressivement évolué jusqu'à atteindre la forme que nous lui connaissons aujourd'hui.

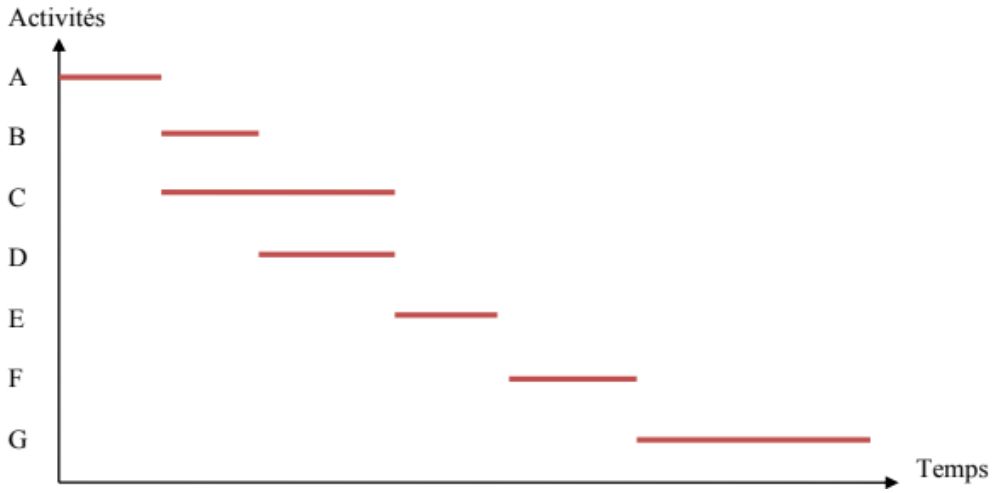


Figure VI-2:diagramme de GANTT avant modification.

VI.5.6 Délai de construction et programme des travaux

La durée de construction d'un ouvrage est évaluée à partir du temps requis pour l'exécution de chaque opération, tout en intégrant la possibilité de réaliser certaines tâches en parallèle. La réussite de ce processus repose sur une planification efficace, qui doit garantir :

- Une succession logique et ordonnée des opérations,
- Le respect des délais de réalisation,
- Une exécution économiquement optimisée.

Cette efficacité est conditionnée par plusieurs facteurs : un degré élevé de mécanisation, la disponibilité de matériels performants et adaptés, l'intervention de personnel qualifié, l'existence d'un réseau routier en bon état pour le transport, ainsi qu'une bonne coordination permettant la conduite simultanée de plusieurs fronts de travaux sans compromettre leur qualité.

VI.6 Symboles des différentes opérations

Le tableau ci-dessous consigne les différents symboles.

Tableau VI-4:Programme des opérations avec indication des durées pour la construction des marches.

Opérations	Code	Durée (jours)
Implantation du chantier	A	15
Analyse topographique	B	17
Terrassement et réglages de fondation	C	64
Mise en plage de coffrage	D	64
Ferraillage	E	64
Décoffrage	F	64
Travaux de mise au point finale	H	12
Désinstallation du chantier	I	15

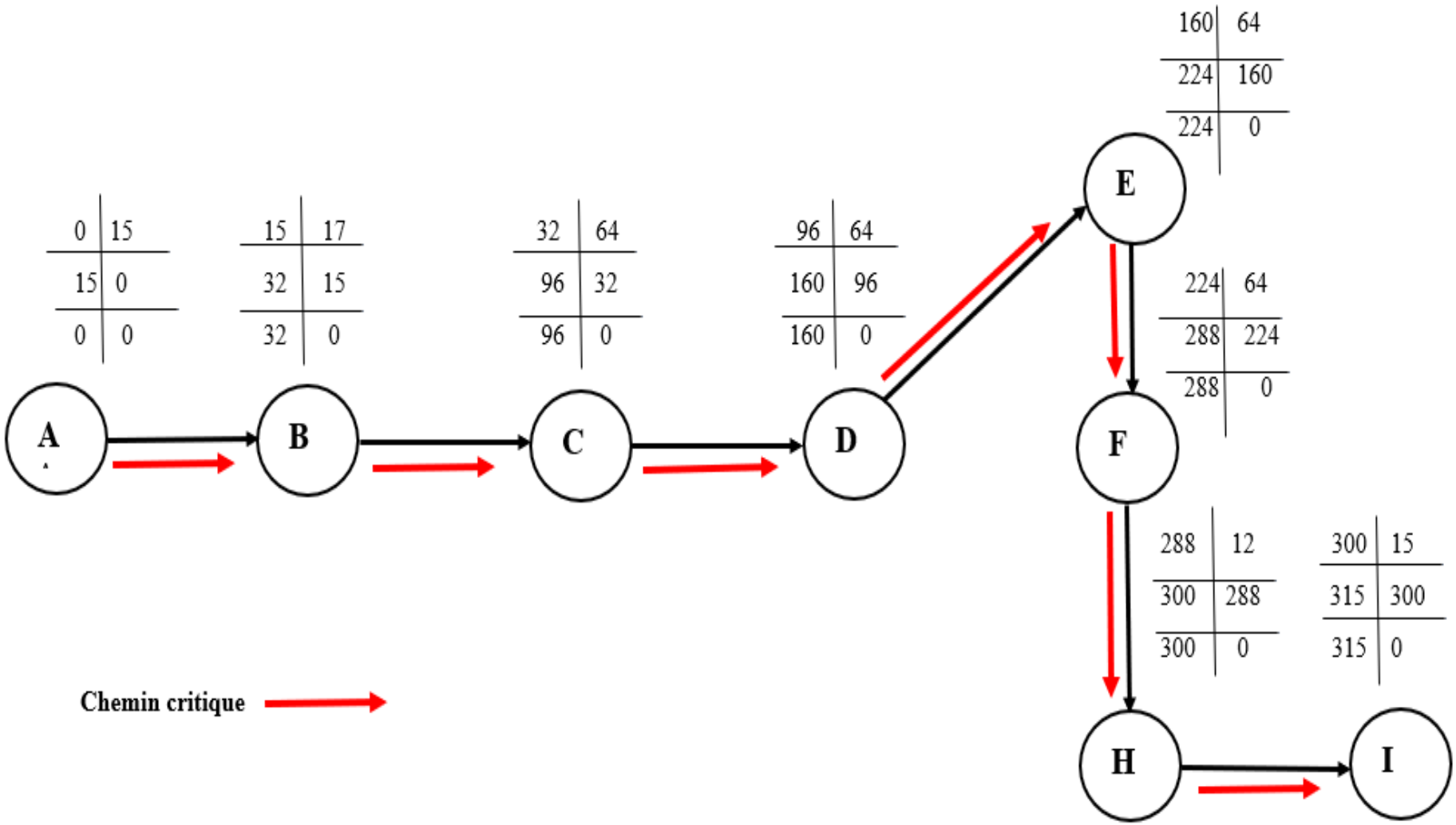


Figure VI-3:Diagramme de planification des tâches établi par la méthode CPM.

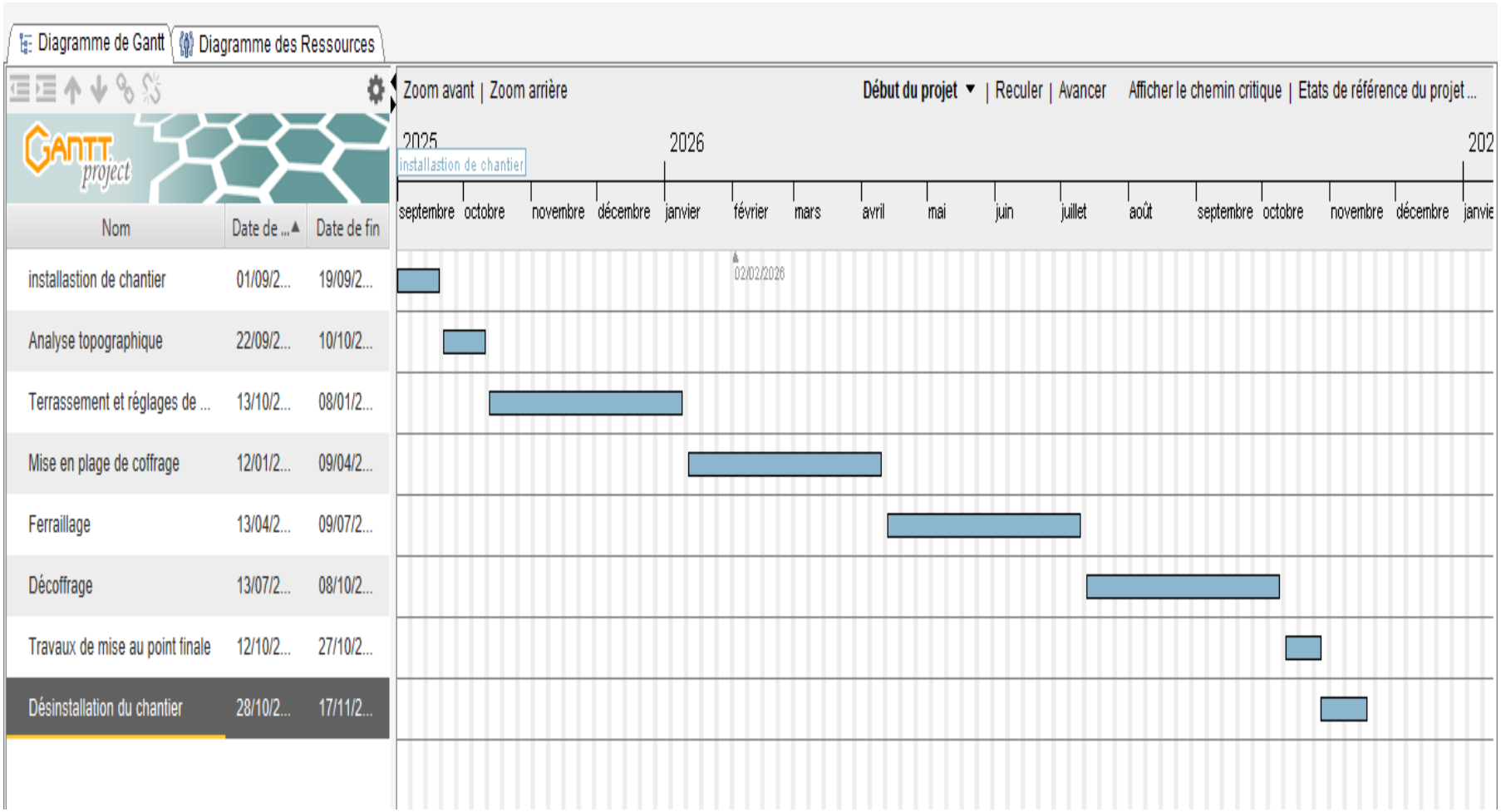


Figure VI-4:Diagramme de GANTT.

Conclusion

La planification et l'organisation du chantier constituent des facteurs déterminants pour garantir l'exécution et l'achèvement des projets dans les délais contractuels. Cette organisation repose sur l'élaboration d'un réseau logique d'activités, construit à partir de méthodes de planification adaptées. L'identification du chemin critique joue un rôle fondamental, car elle permet de mettre en évidence la séquence des tâches prioritaires et d'optimiser la décomposition du projet. L'entrepreneur détient, dans ce processus, une responsabilité essentielle en matière de coordination et de suivi. L'étude réalisée a permis de conclure que la durée prévisionnelle des travaux est estimée à 315 jours, pour un coût global évalué à 489.933.234,00DA.

Conclusion générale

Cette étude porte sur l'un des aléas hydrométéorologiques les plus fréquents et destructeurs à l'échelle mondiale, en particulier à Khemis Miliana. Les crues rapides résultant d'orages convectifs de forte intensité, localisés dans l'espace et le temps et accentués par la forte pente des bassins. La gestion de ce type d'inondations suscite un intérêt croissant et mobilise différentes approches. Toutefois, leur caractère aléatoire et difficilement prévisible rend leur maîtrise particulièrement complexe. Dans ce contexte, la simulation numérique s'impose comme un outil fondamental, permettant d'améliorer la compréhension des phénomènes de crue et de contribuer à l'élaboration de stratégies de gestion du risque. L'objectif est de fournir des éléments d'aide à la décision pour la mise en place de systèmes d'alerte fiables ainsi que de mesures de protection et de réponse adaptées.

Les analyses hydrologiques et les modélisations hydrauliques menées dans cette recherche ont permis d'identifier les zones les plus vulnérables de la ville de Khemis Miliana et de mettre en évidence les facteurs qui accentuent le risque d'inondation. Il s'agit d'une interaction complexe entre les caractéristiques morphologiques du bassin, les conditions climatiques et les effets du changement climatique.

Le mémoire est structuré en six chapitres. Le premier présente le cadre physique de la zone d'étude : aspects géographiques, géologiques, hydrogéologiques et climatiques. Le climat de type méditerranéen atlasique se caractérise par de fortes précipitations et des chutes de neige en zones montagneuses, et par un climat plus sec et chaud en plaine. Des phénomènes secondaires tels que le givre, la grêle et les orages viennent renforcer l'instabilité hydrologique. Cette partie intègre également un rappel historique des inondations en Algérie, avec un focus particulier sur Khemis Miliana.

L'analyse hydromorphologique a montré que le bassin versant présente une forme allongée, un relief marqué et un temps de concentration très court, conditions particulièrement favorables aux crues rapides.

La méthode GRADEX a permis d'estimer le débit de crue centennale à **170 m^3/s** à partir des données de la station pluviométrique SIDI LAKHDER, ajustées par la loi log normal. Ces résultats ont servi de base pour dimensionner les ouvrages de protection. Dans une seconde étape, l'application de la modélisation hydraulique (HEC-RAS couplé à RAS-Mapper) a permis de simuler les écoulements, d'estimer les niveaux d'eau pour différents scénarios de crue et de cartographier les zones inondables. La géométrie du lit de l'oued a été construite à partir de données topographiques (profils en long, sections transversales, berges), en intégrant les conditions hydrauliques aux limites.

Les résultats de la modélisation ont servi de base à la proposition d'aménagements adaptés. Plusieurs variantes ont été analysées, notamment un canal en béton et une marche escalier

Enfin, il est essentiel de souligner que l'efficacité de ces ouvrages dépend fortement de leur entretien régulier. Une absence de maintenance réduit leur performance hydraulique et augmente la vulnérabilité de la zone protégée. De plus, l'urbanisation anarchique à proximité ou en amont des vallées représente un facteur aggravant, accentuant le risque d'inondation et mettant en danger la population.

REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES

Chanson, H. (2004). *Hydraulique des écoulements à surface libre : Analyse et applications*. Presses Internationales Polytechnique.

Novak, P., Guinot, V., Jeffrey, A., & Reeve, D. (2010). *Hydraulique des écoulements à surface libre*. Éditions Tec & Doc, Lavoisier.

Pigeon, (2002). (Jean-Claude Roux : source : Recherches en gestion des risques et modélisation).

André Dauphiné. (Géographe, spécialiste des risques naturels)

Mebarki, A. (1982). *Le bassin de l'Ébir-Rumel (Algérie) : Hydrologie de surface et aménagement des ressources en eau*.

TOUAÏBIA, B. (2004). Manuel pratique d'hydrologie, Blida Algérie. 166 pages

Benlaoukli, B. (2004). *Organisation de chantier : la planification des travaux et les moyens matériels et humains* [Working Paper].

(Sahraoui N., 2015).

Cours sur les seuils déversants en marches (Stepped Spillway) (ayoub zeroual).

Les risques d'inondation (Ledoux. B, 2006).

Hager, W. H. *(1992).* Energy Dissipators and Hydraulic Jump. Kluwer Academic Publishers.

Bourdarias & S. Gerbi (2011). Mécanique des fluides

Braudeau**, M.** (1991). Hydraulique générale et appliquée. Éditions Eyrolles

L'Office International de l'Eau (OIEau)).

Catalogues historiques (Northwestern Algeria).

In Boudjnane I, Maarouf n, (2015)

Perrodon,A (1957).

Chanson, H**.** *(2002).* Hydraulics of Stepped Chutes and Spillways. A.A. Balkema.

Bélorgey, M. (1974). Dissipateurs d’énergie. Éditions du Centre de Recherche et d’Essais de Chatou (Cemagref/EDF).

(METENE, H., KAOUAR, A. (2020). Vulnérabilité et protection des ressources en eau souterraine de la plaine de Khemis Miliana (Doctoral dissertation, université ibn Khaldoun Tiaret).).

Novak, P. et al. (2007). Hydraulic Structures. Taylor & Francis.

(Southard, J. (2006). Hydraulic Regimes of Open-Channel Flow).

Civil and environmental engineering (khastsuria).

Kirpich, Z. (1940). Time of concentration of small agricultural watersheds. *Civil engineering*, *10*(6), 362.

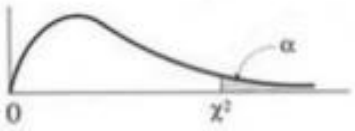
Annexes

Annexe n° 1 : Carte hydrologique des bassins et stations pluviométriques.



Annexe n° 2 : table de khi 2.

Table χ^2 : points de pourcentage supérieurs de la distribution χ^2



dl	.995	.990	.975	.950	.900	.750	.500	.250	.100	.050	.025	.010	.005
1	0.00	0.00	0.00	0.00	0.02	0.10	0.45	1.32	2.71	3.84	5.02	6.63	7.88
2	0.01	0.02	0.05	0.10	0.21	0.58	1.39	2.77	4.61	5.99	7.38	9.21	10.60
3	0.07	0.11	0.22	0.35	0.58	1.21	2.37	4.11	6.25	7.82	9.35	11.35	12.84
4	0.21	0.30	0.48	0.71	1.06	1.92	3.36	5.39	7.78	9.49	11.14	13.28	14.86
5	0.41	0.55	0.83	1.15	1.61	2.67	4.35	6.63	9.24	11.07	12.83	15.09	16.75
6	0.68	0.87	1.24	1.64	2.20	3.45	5.35	7.84	10.64	12.59	14.45	16.81	18.55
7	0.99	1.24	1.69	2.17	2.83	4.25	6.35	9.04	12.02	14.07	16.01	18.48	20.28
8	1.34	1.65	2.18	2.73	3.49	5.07	7.34	10.22	13.36	15.51	17.54	20.09	21.96
9	1.73	2.09	2.70	3.33	4.17	5.90	8.34	11.39	14.68	16.92	19.02	21.66	23.59
10	2.15	2.56	3.25	3.94	4.87	6.74	9.34	12.55	15.99	18.31	20.48	23.21	25.19
11	2.60	3.05	3.82	4.57	5.58	7.58	10.34	13.70	17.28	19.68	21.92	24.72	26.75
12	3.07	3.57	4.40	5.23	6.30	8.44	11.34	14.85	18.55	21.03	23.34	26.21	28.30
13	3.56	4.11	5.01	5.89	7.04	9.30	12.34	15.98	19.81	22.36	24.74	27.69	29.82
14	4.07	4.66	5.63	6.57	7.79	10.17	13.34	17.12	21.06	23.69	26.12	29.14	31.31
15	4.60	5.23	6.26	7.26	8.55	11.04	14.34	18.25	22.31	25.00	27.49	30.58	32.80
16	5.14	5.81	6.91	7.96	9.31	11.91	15.34	19.37	23.54	26.30	28.85	32.00	34.27
17	5.70	6.41	7.56	8.67	10.09	12.79	16.34	20.49	24.77	27.59	30.19	33.41	35.72
18	6.26	7.01	8.23	9.39	10.86	13.68	17.34	21.60	25.99	28.87	31.53	34.81	37.15
19	6.84	7.63	8.91	10.12	11.65	14.56	18.34	22.72	27.20	30.14	32.85	36.19	38.58
20	7.43	8.26	9.59	10.85	12.44	15.45	19.34	23.83	28.41	31.41	34.17	37.56	40.00
21	8.03	8.90	10.28	11.59	13.24	16.34	20.34	24.93	29.62	32.67	35.48	38.93	41.40
22	8.64	9.54	10.98	12.34	14.04	17.24	21.34	26.04	30.81	33.93	36.78	40.29	42.80
23	9.26	10.19	11.69	13.09	14.85	18.14	22.34	27.14	32.01	35.17	38.08	41.64	44.18
24	9.88	10.86	12.40	13.85	15.66	19.04	23.34	28.24	33.20	36.42	39.37	42.98	45.56
25	10.52	11.52	13.12	14.61	16.47	19.94	24.34	29.34	34.38	37.65	40.65	44.32	46.93
26	11.16	12.20	13.84	15.38	17.29	20.84	25.34	30.43	35.56	38.89	41.92	45.64	48.29
27	11.80	12.88	14.57	16.15	18.11	21.75	26.34	31.53	36.74	40.11	43.20	46.96	49.64
28	12.46	13.56	15.31	16.93	18.94	22.66	27.34	32.62	37.92	41.34	44.46	48.28	50.99
29	13.12	14.26	16.05	17.71	19.77	23.57	28.34	33.71	39.09	42.56	45.72	49.59	52.34
30	13.78	14.95	16.79	18.49	20.60	24.48	29.34	34.80	40.26	43.77	46.98	50.89	53.67
40	20.67	22.14	24.42	26.51	29.06	33.67	39.34	45.61	51.80	55.75	59.34	63.71	66.80
50	27.96	29.68	32.35	34.76	37.69	42.95	49.34	56.33	63.16	67.50	71.42	76.17	79.52
60	35.50	37.46	40.47	43.19	46.46	52.30	59.34	66.98	74.39	79.08	83.30	88.40	91.98
70	43.25	45.42	48.75	51.74	55.33	61.70	69.34	77.57	85.52	90.53	95.03	100.44	104.24
80	51.14	53.52	57.15	60.39	64.28	71.15	79.34	88.13	96.57	101.88	106.63	112.34	116.35
90	59.17	61.74	65.64	69.13	73.29	80.63	89.33	98.65	107.56	113.14	118.14	124.13	128.32
100	67.30	70.05	74.22	77.93	82.36	90.14	99.33	109.14	118.49	124.34	129.56	135.82	140.19