



MEMOIRE DE FIN D'ETUDES

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

Option: CONCEPTION DES OUVRAGES HYDROTECHNIQUES

THEME :

**ETUDE DE PROTECTION CONTRE LES INONDATIONS DE
LA VILLE D'EL GOR (W. DE TLEMCEM)**

Présenté par :

MAHSAR Ahmed

Devant les membres du jury

Nom et Prénoms	Grade	Qualité
A. ZEROUAL	M.C.A	Président
S. TOUMI	M.C.B	Examineur
D. BOURI	M.C.B	Examineur
N. LAUCHE	M.C.B	Examineur
A. HEBBOUCHE	M.C.A	Promoteur

Session Juillet 2024

Remerciements :

A l'issue de ce travail, je souhaite exprimer ma gratitude à mes chers parents pour leur assistance, leur soutien, leur confiance et leur encouragement.

Je tiens également à exprimer ma gratitude particulière envers mon promoteur, M. A. HEBBOUCHE, pour sa disponibilité, son aide et son soutien, sans lesquels je ne serais pas parvenue à élaborer et terminer ce travail actuel.

Un remerciement très particulier envers M. M. MESKIN de la DRE de Saida et M. M. KISSI ingénieur en génie civil, pour leurs conseils et leur assistance précieux.

Je ne voudrais pas terminer ces remerciements sans avoir une mention particulière envers tout le personnel pédagogique de l'ENSTH et toute personne qui a apporté une contribution, qu'elle soit de près ou de loin, à la réalisation de ce modeste travail.

ملخص :

تهدف هذه الدراسة إلى تأمين مدينة الجور، التي تقع في الجزء الغربي من الجزائر، ضد مخاطر الفيضانات الناجمة عن الواديين اللذان يقطعان المدينة. تشمل الدراسة تحليلاً مفصلاً لحوضي الواديين وتقديراً منهجياً لسريان التدفق بثلاثة طرق مختلفة. باستخدام برامج HEC-RAS و GIS-Arc، تم إجراء محاكاة هيدروليكية لرسم خرائط المناطق المعرضة للفيضان وتحديد المناطق ذات الخطر. وبعد تحليل مقارن لخيارات التهينة المختلفة، وقع الخيار على تعزيز الواديين بالصخور كحل أمثل وهذا يرجع لجذواه الفنية والاقتصادية. كما ان المحاكاة التي أجريت اشارت الى فعالية الإجراء في التكفل بسلامة السكان والبنية التحتية الحضرية. بالإضافة إلى ذلك، يمكن أن تكون هذه الدراسة مرجعاً للباحثين والمختصين الذين يهتمون بإدارة مخاطر الفيضانات، من خلال توفير بيانات قيمة ومنهجيات فعالة لدراسة الأحداث الطارئة.

كلمات مفتاحية: فيضانات، حوض مائي، محاكاة هيدروليكية، تعزيز بالصخور، أحداث طارئة.

Résumé :

Cette étude vise à sécuriser la ville d'El Gor, située dans l'ouest algérien, contre les risques d'inondations causés par deux cours d'eau traversant la région. Elle comprend une analyse détaillée des bassins versants et une estimation des débits de crue pour trois approches différentes. À l'aide des logiciels HEC-RAS et Arc-GIS, des simulations hydrauliques ont été réalisées pour cartographier les zones inondables et identifier les secteurs à risque. Suite à une analyse comparative des options d'aménagement, l'enrochement des cours d'eau a été retenu comme solution optimale en raison de sa faisabilité technique et économique. Les simulations effectuées indiquent que cette mesure garantira la sécurité des habitants et des infrastructures urbaines. De plus, cette étude pourrait servir de référence pour d'autres chercheurs et professionnels intéressés par la gestion des risques d'inondation, en fournissant des données précieuses et des approches méthodologiques pertinentes pour l'étude des événements extrêmes.

Mots clés : inondations, bassin versant, simulations hydraulique, enrochement, évènements extrêmes.

Abstract:

This study aims to secure the city of El Gor, located in western Algeria, against the flood risks posed by two rivers crossing the region. It includes a detailed analysis of the watersheds and an estimation of flood discharges using three different approaches. Using HEC-RAS and ArcGIS software, hydraulic simulations were conducted to map flood-prone areas and identify high-risk sectors. Following a comparative analysis of mitigation options, riprap protection was selected as the optimal solution due to its technical and economic feasibility. The simulations conducted suggest that this measure will ensure the safety of residents and urban infrastructure. Furthermore, this study could serve as a reference for other researchers and professionals interested in flood risk management, providing valuable data and relevant methodological approaches for studying extreme events.

Key word: flooding, catchment, hydraulic simulations, riprap, extreme events.

Table des matières

Introduction générale :	2
Chapitre 01 : recherche bibliographique	
I. Introduction :	5
II. Définition des notions scientifique :	5
II.1. Aléa :	5
II.2. La vulnérabilité :	6
II.3. L'enjeu :	6
II.4. Risque :	7
III. Le risque d'inondation :	8
III.1. Les Types des inondations :	8
III.1.1. Les inondations de plaine :	8
III.1.2. Les inondations par remontée de nappe phréatique :	8
III.1.3. Les crues torrentielles :	8
III.1.4. Le ruissellement pluvial :	8
III.2. Les causes des inondations :	9
III.2.1. Causes naturelles :	9
III.2.2. Causes anthropiques :	9
IV. Les inondations les plus marquantes dans l'histoire à travers le monde :	10
V. Les inondations historiques en Algérie depuis 1970 :	12
VI. Les inondations dans la zone d'étude :	14
VII. Conclusion :	16
Chapitre 02 : présentation de la zone d'étude	
I. Introduction :	18
II. Problématique :	18
III. Présentation de la zone d'étude :	19
III.1. Situation géographique de la commune :	19
III.2. Démographie :	20
III.3. Relief :	20
III.4. Géologie :	21
III.5. Climatologie :	22
III.5.1. La pluviométrie :	22
III.5.2. La température :	24
III.5.3. L'humidité de l'air :	25
III.5.4. Le vent :	25
III.5.4.1 Vents du Nord :	25
III.5.4.2. Vents d'Ouest :	25

III.5.4.3. Vents du Sud :.....	26
III.6. Contexte hydrographique :.....	27
III.7. Sismicité :.....	28
III.8. Situation actuelle de la zone d'étude :.....	29
IV. Conclusion :.....	29

Chapitre 03 : l'étude hydrologique

I. Introduction :.....	31
II. Bassin versant :.....	31
III. Caractéristiques du bassin versant :	31
III.1 Caractéristiques morphologiques :.....	32
III.1.1 Surface :.....	32
III.1.2 Périmètre :.....	32
III.1.3 La longueur du thalweg principal :.....	32
III.2 Caractéristiques géométriques :	32
III.2.1 Indice de compacité de Horton :.....	33
III.2.2 Indice de compacité de Gravélius :.....	33
III.2.3 Rectangle équivalent :.....	34
III.2.4 Coefficient d'allongement :.....	34
III.3 Etude de relief :.....	35
III.3.1 Paramètre de relief :.....	35
III.3.2 La courbe hypsométrique :.....	35
III.3.3 Altitude maximale et altitude minimale :.....	38
III.3.4 Altitude moyenne :.....	39
III.3.5 Les altitudes médianes :.....	39
III.3.6 Les Indices de pente :.....	40
III.4 Etude du réseau hydrographique :.....	45
III.4.1 Caractéristiques du réseau hydrographique :.....	45
III.4.2 Hiérarchisation du réseau :.....	45
III.4.3 Paramètres hydrographiques :.....	46
IV. Etude des crues :.....	53
IV.1 Analyse fréquentielle des données pluviométrique :.....	53
IV.2 Analyse des pluies journalière maximales :.....	54
IV.3 Ajustement des pluies maximales journalières :	56
IV.3.1 Ajustement des pluies maximales journalières à la loi de GUMBEL :	56
IV.3.2 Ajustement de la série pluviométrique à la loi de GALTON :.....	60
IV.3.3 Choix de la loi d'ajustement :.....	61
IV.4 Pluie de courte durée :.....	62

IV.5	Estimation du débit de projet :	65
IV.5.1	L'approche basée sur les formules empiriques :	65
IV.5.2	L'approche basée sur la méthode de GRADEX :	68
IV.6	L'approche Soil Conservative Service SCS :	74
IV.6.1	Principe de la méthode :	75
IV.6.2	Application :	76
IV.6.3	Présentation du modèle HEC-HMS :	76
IV.7	Analyse des résultats :	78
IV.8	L'hydrogramme de crue centennale des deux sous bassins versants :	79
V.	Les apports liquides :	80
VI.	Transport solide :	81
VII.	Conclusion :	83
Chapitre 04 : simulation des écoulements et cartographie des zones inondables		
I.	Introduction :	85
II.	Hydraulique fluvial :	85
III.	Ecoulement à surface libre :	85
III.1.	Types d'écoulements :	86
III.1.1.	Variabilité dans le temps :	86
III.1.1.1.	Ecoulement permanent :	86
III.1.1.2.	Ecoulement non permanent :	86
III.1.2.	Variabilité dans l'espace :	87
III.1.2.1.	Ecoulement uniforme :	87
III.1.2.2.	Ecoulement non uniforme :	87
III.1.3.	Régime de circulation :	88
III.1.4.	Le nombre de Reynolds :	89
IV.	Canaux à ciel ouvert	90
IV.1.	Types de canaux :	90
IV.1.1.	Les canaux naturels :	90
IV.1.2.	Les canaux artificiels :	90
IV.2.	Propriétés des canaux :	91
IV.2.1.	Propriétés géométriques :	91
IV.2.2.	Propriétés hydrauliques :	92
IV.2.2.1.	Débits :	92
IV.2.2.2.	Vitesse en un point de l'écoulement :	92
IV.2.2.3.	Vitesse moyenne :	92
IV.2.2.4.	Charge hydraulique en un point d'un liquide en mouvement :	93
IV.2.2.5.	Poussée sur une paroi du canal :	93

IV.2.2.6.	Frottement sur une paroi du canal :	93
IV.3.	Dimensionnement des canaux :	93
IV.3.1.	Conditions de l'écoulement uniforme :	94
IV.3.2.	Formules de calcul :	94
IV.3.2.1.	Formule de Chézy :	94
IV.3.2.2.	Formule de MANING-STRICKLER :	95
IV.3.2.3.	Formule de PAVLOVSKY :	95
IV.3.2.4.	Formule de BAZIN :	96
V.	Etats et répartition des cours d'eaux :	96
VI.	Modélisation hydrodynamique :	96
VI.1.	Modèle HEC-RAS :	97
VI.2.	Démarche de la simulation	97
VI.3.	Visualisation des résultats	100
VII.	Cartographie des zones inondables :	108
VII.1.	Procédé :	109
VII.2.	Carte des profondeurs :	110
VII.2.1.	Interprétation :	111
VII.3.	Carte des vitesses :	111
VII.4.	Carte des élévations du plan d'eau :	112
VII.5.	Classes d'aléas :	113
VIII.	Conclusion :	114
Chapitre 05 : étude des variantes d'aménagement		
I.	Introduction :	116
II.	Les différents types d'aménagements :	116
II.1.	La protection indirecte :	117
II.2.	La protection directe :	117
III.	Etude de variantes :	118
III.1.	Choix des paramètres hydrauliques :	119
III.1.1.	La pente du projet :	119
III.1.2.	La revanche :	119
III.1.3.	La rugosité :	119
III.2.	Aménagement proposé pour le premier cours d'eau (SBV 01) :	120
III.2.1.	Première variante : canal en béton armé	120
III.2.1.1.	Dimensionnement :	120
III.2.1.2.	Paramètres d'écoulement :	123
III.2.1.3.	Estimation du coût de la variante :	126
III.2.1.4.	Analyse de la variante :	126

III.2.2.	Deuxième variante : canal en gabion.....	126
III.2.2.1.	Dimensionnement :.....	126
III.2.2.2.	Paramètres d'écoulement :.....	129
III.2.2.3.	Estimation du coût de la variante :	132
III.2.2.4.	Analyse de la variante :	132
III.2.3.	Troisième variante : canal en enrochement	132
III.2.3.1.	Dimensionnement :.....	132
III.2.3.2.	Paramètres d'écoulement :.....	135
III.2.3.3.	Estimation du coût de la variante :	138
III.2.3.4.	Analyse de la variante :	138
III.3.	Aménagement proposé pour le deuxième cours d'eau :	139
III.3.1.	Première variante : canal en béton armé.....	139
III.3.1.1.	Dimensionnement :.....	139
III.3.1.2.	Paramètres d'écoulement :.....	141
III.3.1.3.	Estimation du cout de la variante :	144
III.3.1.4.	Analyse de la variante :	144
III.3.2.	Deuxième variante : canal en gabion.....	144
III.3.2.1.	Dimensionnement :.....	144
III.3.2.2.	Paramètre d'écoulement :	147
III.3.2.3.	Estimation du cout de la variante :	149
III.3.2.4.	Analyse de la variante :	149
III.3.3.	Troisième variante : canal en enrochement	149
III.3.3.1.	Dimensionnement :.....	149
III.3.3.2.	Paramètre d'écoulement :	151
III.3.3.3.	Estimation du cout de la variante :	154
III.3.3.4.	Analyse de la variante :	154
III.4.	Choix de la variante la plus convenable :.....	154
III.5.	La carte des profondeurs après l'aménagement en enrochement :.....	155
IV.	Les ouvrage de traversés :	155
IV.1.	Les dalots :	156
IV.1.1.	Les types des dalots :	156
IV.1.2.	Processus de montage des dalots :.....	156
IV.2.	Les ouvrage de traversé du premier cours d'eau (SBV 01) :	157
IV.3.	Les ouvrage de traversé du deuxième cours d'eau (SBV 01) :	158
V.	Conclusion :.....	159
Chapitre 06 : organisation de chantier		
I.	Introduction :.....	161

II.	Les intervenants sur le chantier :.....	161
II.1.	Le maître d’ouvrage :	162
II.2.	Le maitre d’œuvre :.....	162
II.3.	L’entrepreneur :.....	162
III.	Installation du chantier :.....	163
III.1.	Installations destinées au personnel :	163
III.2.	Installation destinées au stockage des matériaux :.....	163
III.3.	Enrochement :	163
III.3.1.	Géotextile :	163
III.3.2.	L’énergie électrique :.....	164
III.3.3.	L’alimentation en eau potable :	164
III.3.4.	L’alimentation en carburant :	164
III.3.5.	Installation destinées aux engins :	164
III.3.6.	Installations destinées à la préfabrication :.....	165
IV.	Les moyens de chantier :.....	165
IV.1.	Les moyens humains :.....	165
IV.2.	Les moyens matériels :.....	165
IV.3.	Les engins utilisés :	165
V.	Devis quantitatif et estimatif du projet :.....	166
VI.	La planification du projet :.....	167
VI.1.	Etapas de planification :	167
VI.2.	Planning des travaux :	168
VI.3.	Les Méthodes de planification :	169
VI.3.1.	Méthode basé sur le réseau :.....	169
VI.3.1.1.	Réseau à nœuds :	169
VI.3.1.2.	Réseau à flèches	170
VI.3.1.3.	Méthode de calcul CPM :.....	170
VI.3.2.	Définition des opérations et leurs durées :.....	171
VI.3.3.	Détermination du chemin critique par la méthode du tableau :.....	171
VI.3.4.	Diagramme de GANTT	172
VII.	Conclusion.....	173
	Conclusion générale :	175

Liste des tableaux

Chapitre 02 : Présentation de la zone d'étude

Tableau 01 : Evolution de la population de la commune d'EL GOR	20
Tableau 02 : Précipitations moyennes mensuelles (1975-2020), station de Sebdou.	23
Tableau 03 : variation saisonnière des précipitations.	23
Tableau 04 : moyennes des maxima du mois le plus chaud « M » et des minima du mois le plus froid « m » de la station d'El – Aricha durant trois périodes différentes.	24
Tableau 05 : Les températures moyennes mensuelles de la période (1987-2010).....	25
Tableau 06 : Humidité de l'air de la zone d'étude.	25
Tableau 07 : la classification des zones sismique en Algérie.	28

Chapitre 03 : L'étude hydrologique

Tableau 01 : les caractéristiques morphologique du bassin versant.	35
Tableau 02 : paramètres hypsométriques du sous bassin numéro 01 (SBV 01).....	37
Tableau 03 : Les paramètres hypsométriques du sous bassin numéro 02 (SBV 02)	37
Tableau 04 : les caractéristiques altimétriques des sous bassins versants	40
Tableau 05 : Les paramètres de la pente moyenne des sous bassins versants	43
Tableau 06 : Classification d'OSTROM du relief à partir de l'indice de pente globale.	44
Tableau 07 : Résultats de calculs des pentes, indices de pente et la dénivelée spécifique	45
Tableau 08 : Les résultats des calculs du temps de concentration	49
Tableau 09 : résultats des formules adoptés pour le calcul du temps de concentration.....	50
Tableau 10 : Les paramètres hydrographiques des sous bassins versants	51
Tableau 11 : Les caractéristiques géomorphologiques des sous bassin versants.....	51
Tableau 12 : Identification de la station pluviométrique de SEBDOU	53
Tableau 13 : Série d'observations des précipitations maximales journalières.....	54
Tableau 14 : Caractéristique empiriques de la série des observations.....	56
Tableau 15 : les paramètres de la loi de GUMBEL	57
Tableau 16 : Les paramètres de la loi de GUMBEL.....	58
Tableau 17 : Résultats de l'ajustement à la loi de GUMBEL.....	59
Tableau 18 : Les paramètres de la loi de GALTON	60
Tableau 19 : Résultats de l'ajustement à la loi de GALTON	61
Tableau 20 : Résultats de calculs des pluies de courtes durées et des intensités	63
Tableau 21 : valeurs du coefficient de ruissellement.....	66
Tableau 22 : Résultats de calculs des débits pour différentes périodes de retours en m^3/s	67
Tableau 23 : Résultats de calcul du débit de crue centennale par les formules empiriques. ..	67
Tableau 24 : Les débits décennaux des deux sous bassins versants.	73
Tableau 25 : Résultats de calcul de la lame d'eau pour les deux sous bassins versants.....	73

Tableau 26 : Résultats des débits de crues selon l'approche basée sur la méthode de GRADEX	73
Tableau 27 : Les données d'entrées nécessaires à la simulation sur le logiciel HEC-HMS ..	77
Tableau 28 : Résultats des simulations réalisées par le logiciel HEC-HMS	77
Tableau 29 : Résultats de calcul de l'apport moyen annuel des deux sous bassins versants..	80
Tableau 30 : Résultats de calcul de l'apport solide moyen annuel des deux sous bassins versants.....	82

Chapitre 04 : simulation des écoulements et cartographie des zones inondables

Tableau 01 : Les débits de la période de retour centennale des deux oueds.....	99
Tableau 02 : Résultats de simulation du premier cours d'eau (SBV 01) pour la crue centennale.....	106
Tableau 03 : Les résultats de simulation du deuxième cours d'eau (SBV 02) pour la crue centennale.....	107
Tableau 04 : Les classes de vitesse	112
Tableau 05 : Critères d'évaluation de l'aléa inondation	113

Chapitre 05 : étude des variantes d'aménagement

Tableau 01 : Les valeurs de rugosité considérée pour les calculs hydrauliques.....	119
Tableau 02 : Répartition des tronçons du premier cours d'eau (SBV 01).	120
Tableau 03 : Dimensions de l'aménagement en béton armé proposé pour le premier tronçon.	120
Tableau 04 : Dimensions de l'aménagement en béton armé proposé pour le deuxième tronçon.....	121
Tableau 05 : Dimensions de l'aménagement en béton armé proposé pour le premier tronçon.	122
Tableau 06 : Dimensions de l'aménagement en béton armé proposé pour le quatrième tronçon.....	122
Tableau 07 : Résultats de simulation pour la première variante, obtenue par HEC-RAS....	123
Tableau 08 : Devis de la variante canal en béton armé pour le premier cours d'eau.	126
Tableau 09 : Résultats de calcul du nombre de caisses du canal en gabion pour le premier tronçon.	127
Tableau 10 : Résultats de calcul du nombre de caisses du canal en gabion pour le deuxième tronçon.....	127
Tableau 11 : Résultats de calcul du nombre de caisses du canal en gabion pour le troisième tronçon.....	128
Tableau 12 : résultats de calcul du nombre de caisses du canal en gabion pour le quatrième tronçon.....	129
Tableau 13 : Résultats de simulation pour la deuxième variante, obtenue par HEC-RAS...	129
Tableau 14 : Devis de la variante canal en gabion pour le premier cours d'eau.	132
Tableau 15 : Dimensions de l'aménagement en enrochement proposé pour le premier tronçon.....	133

Tableau 16 : Dimensions de l'aménagement en enrochement proposé pour le deuxième tronçon.....	133
Tableau 17 : Dimensions de l'aménagement en enrochement proposé pour le troisième tronçon.....	134
Tableau 18 : Dimensions de l'aménagement en enrochement proposé pour le quatrième tronçon.....	135
Tableau 19 : Résultats de simulation pour la troisième variante, obtenue par HEC-RAS. ..	136
Tableau 20 : Devis de la variante canal en enrochement pour le premier cours d'eau.....	138
Tableau 21 : Répartition des tronçons du deuxième cours d'eau (SBV 02).	139
Tableau 22 : Dimensions de l'aménagement en béton armé proposé pour le premier tronçon.	139
Tableau 23 : Dimensions de l'aménagement en béton armé proposé pour le deuxième tronçon.....	140
Tableau 24 : Dimensions de l'aménagement en béton armé proposé pour le troisième tronçon.....	141
Tableau 25 : Résultats de simulation pour la première variante, obtenue par HEC-RAS.	142
Tableau 26 : Devis de la variante canal en béton armé pour le deuxième cours d'eau.	144
Tableau 27 : Résultats de calcul du nombre de caisses du canal en gabion pour le premier tronçon.....	145
Tableau 28 : Résultats de calcul du nombre de caisses du canal en gabion pour le deuxième tronçon.....	145
Tableau 29 : Résultats de calcul du nombre de caisses du canal en gabion pour le troisième tronçon.....	146
Tableau 30 : Résultats de simulation pour la deuxième variante, obtenue par HEC-RAS... ..	147
Tableau 31 : Devis de la variante canal en gabion pour le deuxième cours d'eau.	149
Tableau 32 : Dimensions de l'aménagement en enrochement proposé pour le premier tronçon.....	149
Tableau 33 : Dimensions de l'aménagement en enrochement proposé pour le deuxième tronçon.....	150
Tableau 34 : Dimensions de l'aménagement en enrochement proposé pour le troisième tronçon.....	151
Tableau 35 : Résultats de simulation pour la troisième variante, obtenue par HEC-RAS. ..	151
Tableau 36 : Devis de la variante canal en enrochement pour le deuxième cours d'eau.....	154
Tableau 37 : barème de comparaison entre les variantes d'aménagement.	154
Tableau 38 : Résultats de calcul du nombre des dalots nécessaires.	158
Tableau 39 : Résultats de calcul du nombre des dalots nécessaires.	158
Chapitre 06 : organisation de chantier	
Tableau 01 : Devis quantitatif estimatif du projet.	166
Tableau 02 : Les symboles des opérations et leurs durées.....	171
Tableau 03 : Résultats de calcul par la méthode du tableau.	172

List des figures

Chapitre 01 : Recherche bibliographique

Figure 01 : le croisement aléa-vulnérabilité. (Garitte, 2006)	7
Figure 02 : le fleuve jaune en chine.	10
Figure 03 : Le barrage de Banqiao après la rupture. (International Rivers, 2015).....	11
Figure 04 : image illustrant l'oued de GOR lors d'une crue.	14
Figure 05 : image illustrant l'état des habitations voisine à l'oued le lendemain d'une crue.	15
Figure 06 : image illustrant la souffrance des habitants d'ELGOR lors d'une crue.	15
Figure 07 : Illustration de l'incidence des inondations de l'oued sur les animaux.	16

Chapitre 02 : Présentation de la zone d'étude

Figure 01 : Inondation de la zone d'étude.....	18
Figure 02 : Localisation de la zone d'étude.	19
Figure 03 : Le relief de la commune d'EL GOR.....	20
Figure 04 : La carte géologique de la willaya de Tlemcen	21
Figure 05 : Variation des précipitations annuelles (1975-2020), station de Sebdou.	22
Figure 06 : Variation des précipitations moyennes mensuelles.	23
Figure 07 : Variation saisonnière des précipitations.	24
Figure 08 : Carte des sous bassins versants.	27
Figure 09 : Carte de zonage sismique	28
Figure 10 : Vue aérienne de la zone d'étude.....	29

Chapitre 03 : L'étude hydrologique

Figure 01 : Carte hypsométrique des sous bassins versant (SBV 01 et SBV 02).	36
Figure 02 : la courbe hypsométrique du SBV 01	37
Figure 03 : la courbe hypsométrique du SBV 02	38
Figure 04 : la carte des pentes des sous bassins versant (SBV 01 et SBV 02).	41
Figure 05 : la carte des courbes de niveaux des sous bassins versants (SBV 01 et SBV 02) .	42
Figure 06 : Réseau hydrographiques des sous bassin versants (SBV 01 et SBV 02)	46
Figure 07 : situation géographique de la station pluviométrique de SEBDOU	53
Figure 08 : Répartition des précipitations maximales journalières.	55
Figure 09 : L'ajustement à la loi de GUMBEL.....	59
Figure 10 : L'ajustement à la loi de GALTON	61
Figure 11 : Courbes pluies-durées-fréquences	64
Figure 12 : Courbes intensités-durées-fréquences (IDF)	64
Figure 13 : Graphe représente ajustement graphique pour les pluies et droite d'extrapolation pour les débits.....	70
Figure 14 : Résultats de l'ajustement de la série de débit selon la loi de Gumbel.....	72
Figure 15 : Les crues centennales obtenues par le logiciel HEC-HMS	79

Figure 16 : hydrogramme de crue centennale du premier sous bassin (SBV 01)	79
Figure 17 : hydrogramme de crue centennale du deuxième sous bassin (SBV 02)	79
Chapitre 04 : Simulation des écoulements et cartographie des zones inondables	
Figure 01 : Ecoulement suivant le temps	87
Figure 02 : Schéma illustrant les différents types d'écoulements	88
Figure 03 : Passage du régime fluvial au régime torrentiel	89
Figure 04 : Canal naturel	90
Figure 05 : Canaux artificiels	91
Figure 06 : Eléments géométriques de la section	92
Figure 07 : Forces appliquées par l'eau sur les parois	93
Figure 08 : Description des cours d'eaux à aménager.	96
Figure 09 : Répartition des sections transversales sur RAS-MAPPER	98
Figure 10 : Introduction du débit de la période centennale pour les sous bassins versant 01.	99
Figure 11 : Introduction du débit de la période centennale pour les sous bassins versant 02.	99
Figure 12 : Profile en long du cours d'eau à l'état naturel pour la crue centennale (SBV 01).	100
Figure 13 : Profile en long du cours d'eau à l'état naturel pour la crue centennale (SBV 02).	101
Figure 14 : Courbe de tarage choisi (SBV 01)	101
Figure 15 : Courbe de tarage choisi (SBV 02)	102
Figure 16 : Les profiles en travers des quatre sections en travers choisies du premier cours d'eau (SBV 01).....	102
Figure 17 : Les profiles en travers des quatre sections en travers choisies du deuxième cours d'eau (SBV 02).....	103
Figure 18 : Variation de la vitesse le long du premier cours d'eau (SBV 01)	104
Figure 19 : Variation de la vitesse le long du deuxième cours d'eau (SBV 02)	104
Figure 20 : La variation du nombre de Froude le long du premier cours d'eau (SBV 01) ..	105
Figure 21 : La variation du nombre de Froude le long du deuxième cours d'eau (SBV 02).105	
Figure 22 : Carte des profondeurs pour la crue centennale.....	111
Figure 23 : Carte des vitesses d'écoulement pour la crue centennale.	112
Figure 24 : Cartes des élévations pour la crue centennale.	113
Figure 25 : Carte de l'aléa inondation pour la crue centennale.....	114
Chapitre 05 : Etude des variantes d'aménagements	
Figure 01 : Les dimensions du canal trapézoïdal en béton armé du premier tronçon.....	121
Figure 02 : les dimensions du canal trapézoïdal en béton armé du deuxième tronçon.	122
Figure 03 : Les dimensions du canal trapézoïdal en béton armé du troisième tronçon	122
Figure 04 : Les dimensions du canal trapézoïdal en béton armé du troisième tronçon	123
Figure 05 : Profile en long du premier cours d'eau après l'aménagement en béton armé....	125
Figure 06 : Vue en 3D du premier cours d'eau après l'aménagement en béton armé.	125

Figure 07 : Profile en travers du premier tronçon aménagé en gabion.	127
Figure 08 : Profile en travers du deuxième tronçon aménagé en gabion.	128
Figure 09 : Profile en travers du troisième tronçon aménagé en gabion.	128
Figure 10 : Profile en travers du quatrième tronçon aménagé en gabion.	129
Figure 11 : Profile en long du premier cours d'eau après l'aménagement en gabion.	131
Figure 12 : Vue en 3D du premier cours d'eau après l'aménagement en gabion.	131
Figure 13 : Les dimensions du canal trapézoïdal en enrochement du premier tronçon	133
Figure 14 : Les dimensions du canal trapézoïdal en enrochement du deuxième tronçon.....	134
Figure 15 : Les dimensions du canal trapézoïdal en enrochement du troisième tronçon.....	134
Figure 16 : Les dimensions du canal trapézoïdal en enrochement	135
Figure 17 : Profile en long du premier cours d'eau après l'aménagement en enrochement.	137
Figure 18 : Vue en 3D du premier cours d'eau après l'aménagement en enrochement.	137
Figure 19 : Les dimensions du canal trapézoïdal en béton armé du premier tronçon.....	140
Figure 20 : Les dimensions du canal trapézoïdal en béton armé du deuxième tronçon.....	140
Figure 21 : Les dimensions du canal trapézoïdal en béton armé du troisième tronçon.	141
Figure 22 : Profile en long du deuxième cours d'eau après l'aménagement en béton armé.	143
Figure 23 : Vue en 3D du deuxième cours d'eau après l'aménagement en béton armé.	143
Figure 24 : Profile en travers du premier tronçon aménagé en gabion.	145
Figure 25 : Profile en travers du deuxième tronçon aménagé en gabion.	146
Figure 26 : Profile en travers du troisième tronçon aménagé en gabion.	146
Figure 27 : Profile en long du deuxième cours d'eau après l'aménagement en gabion.....	148
Figure 28 : Vue en 3D du deuxième cours d'eau après l'aménagement en gabion.	148
Figure 29 : Les dimensions du canal trapézoïdal en enrochement du premier tronçon	150
Figure 30 : Les dimensions du canal trapézoïdal en enrochement du deuxième tronçon.....	150
Figure 31 : Les dimensions du canal trapézoïdal en enrochement du troisième tronçon.....	151
Figure 32 : Profile en long du deuxième cours d'eau après l'aménagement en enrochement.	153
Figure 33 : Vue en 3D du deuxième cours d'eau après l'aménagement en enrochement. ...	153
Figure 34 : La carte des profondeurs après l'aménagement en enrochement des deux cours d'eau.	155
Figure 35 : Débit véhiculer par un seul dalot.....	158

Chapitre 06 : Organisation de chantier

Figure 01 : Le diagramme de GANTT.....	172
---	-----

Liste des planches :

Planche N°01 : plan de masse de la ville d'EL GOR.

Planche N°02 : profil en long du premier cours d'eau.

Planche N°03 : profil en long du deuxième cours d'eau.

Planche N°04 : profils en travers des deux cours d'eau.

Planche N°05 : coupe en travers des ouvrages de traversés proposés (dalots).

Introduction générale

Introduction générale :

Les inondations sont parmi les phénomènes climatiques extrêmes les plus courants et les plus destructeurs, avec les cyclones, les sécheresses et les feux de forêt. L'Organisation météorologique mondiale (OMM) affirme qu'elles constituent une menace grandissante pour les populations et les infrastructures, amplifiée par les changements climatiques (WMO, 2021). Les autorités internationales sont de plus en plus préoccupées par l'augmentation de la fréquence et de l'ampleur de ces événements, qui causent des pertes économiques importantes et des déplacements massifs de populations (Kundzewicz et al, 2014). Le gouvernement algérien a pris conscience des conséquences désastreuses de ces catastrophes, en particulier après les terribles inondations d'Alger en 2001, et a depuis mis en œuvre différentes stratégies visant à améliorer la gestion des risques et la résilience face à ces phénomènes.

La commune d'EL Gor, traversée par deux grands cours d'eau, est particulièrement exposée aux crues. Dans une zone où les précipitations peuvent être abondantes et soudaines, EL Gor a déjà été victime de plusieurs inondations importantes au cours des dernières décennies. En période de pluies torrentielles, les cours d'eau, qui sont habituellement une ressource essentielle pour l'irrigation et l'approvisionnement en eau, sont devenus des dangers. Les crues à EL Gor ont causé des dommages importants aux infrastructures, perturbé les activités économiques et, malheureusement, causé des décès.

L'objectif principal de ce travail est de participer à la gestion des risques d'inondation dans la ville d'EL Gor en proposant des analyses précises et des recommandations concrètes. Ainsi, notre objectif est de déterminer la crue de projet, qui est le scénario d'inondation le plus probable et le plus critique que la ville pourrait faire face. Cela englobe l'étude des données passées sur les précipitations et les débits des cours d'eau pour étudier des événements éventuels à venir. De plus, notre objectif est de caractériser les zones inondables en utilisant le modèle hydraulique HEC-RAS dans ses versions 1D et 2D.

Notre travail de recherche s'articule autour de six chapitres détaillés, chacun contribuant à une compréhension globale et approfondie des risques d'inondation dans la ville d'EL Gor et des mesures pour les atténuer. Le premier chapitre est consacré à la recherche bibliographique, où nous explorons les notions scientifiques fondamentales telles que l'aléa, la vulnérabilité, et le risque. Ce chapitre inclut également une revue générale des inondations, avec une attention particulière portée aux événements marquants à travers l'histoire et spécifiquement en Algérie. Le deuxième chapitre présente la zone d'étude. Nous y abordons la localisation géographique d'EL Gor, son relief, sa climatologie, et sa géologie. Cette analyse est essentielle pour comprendre le contexte naturel et les conditions environnementales qui influencent les

inondations dans la région. Dans le troisième chapitre, nous nous concentrons sur l'étude hydrologique. L'objectif ici est de déterminer les caractéristiques des sous-bassins versants, de présenter des cartes détaillées, et d'estimer le débit de projet. Ces éléments sont cruciaux pour prévoir les scénarios d'inondation et évaluer les risques potentiels. Le quatrième chapitre vise à cartographier la zone d'étude après avoir simulé les écoulements à l'aide du modèle hydraulique HEC-RAS. Cette cartographie permet d'identifier les zones inondables et d'élaborer des stratégies de gestion des risques. Le cinquième chapitre, intitulé "Étude de variantes d'aménagement", examine trois variantes possibles pour l'aménagement de la zone. L'analyse comparative de ces variantes nous permettra de choisir la solution la plus adéquate et efficace pour réduire les risques d'inondation. Enfin, le sixième et dernier chapitre concerne l'organisation du chantier. Nous y estimerons le coût et la durée de réalisation du projet, en tenant compte des ressources nécessaires et des contraintes logistiques. Cette méthodologie détaillée nous permet de mener une étude exhaustive et rigoureuse, visant à améliorer la gestion des risques d'inondation dans la ville d'EL Gor.

**Chapitre 01 :
Recherche
bibliographique**

I. Introduction :

Les inondations figurent parmi les catastrophes naturelles les plus courantes et dévastatrices, affectant des millions de personnes dans le monde chaque année. Elles se produisent lorsqu'un débordement d'eau submerge des terres habituellement sèches, souvent provoqué par des pluies diluviennes, une fonte rapide des neiges, des ondes de tempête, ou la défaillance de barrières naturelles ou artificielles. Comprendre l'histoire et la science des inondations est crucial, car ces événements ont façonné les civilisations humaines, influencé les mythes culturels et stimulé les progrès en ingénierie et en gestion des catastrophes.

À travers l'histoire, les inondations ont causé une perte significative de vies, la destruction de biens, et des impacts économiques et environnementaux durables. Elles ont également incité les sociétés à développer des solutions novatrices en matière de prévision, de gestion et d'atténuation. Des inondations antiques ayant inspiré des récits mythologiques aux événements catastrophiques de l'ère moderne, l'étude des inondations offre des perspectives précieuses sur la relation dynamique entre les humains et leur environnement.

Ce chapitre explore la nature multifacette des inondations, examinant leurs causes, leurs effets et les principes scientifiques derrière leur survenue. Il plonge également dans certaines des inondations les plus remarquables de l'histoire, mettant en lumière leur impact sur la société humaine et les leçons tirées de ces événements. En comprenant l'histoire et la science des inondations, nous pouvons mieux nous préparer aux futures occurrences et travailler à minimiser leurs effets dévastateurs.

II. Définition des notions scientifique :

Dans cette section, nous allons mentionner les différentes définitions des notions scientifiques basées sur diverses sources.

II.1. Aléa :

On définit l'aléa comme le phénomène naturel non maîtrisable, qui inclut la fréquence et l'intensité des crues. C'est l'un des deux principaux facteurs du risque, avec la vulnérabilité. La fréquence-intensité physique du phénomène naturel, telle que la fréquence et l'intensité des crues, est souvent utilisée pour décrire l'aléa. (Rifai et al, 2014)

L'aléa correspond, à un moment donné, à la probabilité d'une occurrence d'un phénomène de nature et d'intensité spécifiques. Il est fréquemment employé dans le cadre des risques et des catastrophes naturelles, tels que les inondations ou les tremblements de terre. (Neuilly, 2008).

On peut définir l'aléa comme la probabilité d'un phénomène accidentel ayant des conséquences particulières dans un lieu donné pendant une période spécifique. On l'emploie fréquemment dans le domaine de la gestion des risques et des catastrophes naturelles. (Mania, J. 2002)

II.2. La vulnérabilité :

Dans les années 2000, le terme de vulnérabilité a été introduit dans les sciences sociales pour désigner les situations où des personnes ou des groupes sont confrontés à des risques ou des menaces. Selon une étude bibliométrique, ce concept est souvent lié à celui de vulnérabilité et est employé au pluriel (vulnérabilités sociales, sanitaires, économiques, etc.). L'utilisation du mot "vulnérabilité" serait en relation avec l'évolution des démocraties dans la prise en considération des populations marginalisées. (Makdessi et al, 2017)

On définit la vulnérabilité comme « l'expression des faiblesses et des résistances locales face à un aléa spécifique ». On la considère comme la seconde partie du risque, après l'aléa. Il est difficile de comprendre cette notion de vulnérabilité car elle n'a pas le même sens pour chacun. Elle est abordée par certains chercheurs à partir de l'éventuel dommage aux hommes et aux biens, tandis que d'autres l'appréhendent en fonction des facteurs favorables aux dommages ou qui influencent la capacité de réaction des sociétés face à une situation grave. (Barroca et al, 2006).

Dans le contexte des inondations méditerranéennes en milieu urbain, la vulnérabilité se réfère aux populations, au bâti et aux réseaux qui sont exposés et susceptibles de subir des dommages. L'approche analytique de la vulnérabilité vise à identifier ces enjeux vulnérables et à évaluer les pertes potentielles. À l'opposé, l'approche systémique considère la vulnérabilité comme un système complexe liant l'aléa, les enjeux et les capacités de réponse des sociétés. (Provitolo et Damienne, 2007).

II.3. L'enjeu :

Les analyses de risque et les mesures de prévention sont essentiellement motivées par l'enjeu, c'est-à-dire tout ce qu'une société considère comme important et susceptible de perdre. La notion d'enjeu est implicite dans les méthodes de risque en évaluant les conséquences

potentielles d'une situation aléatoire, ou dans les bilans de pertes établis par des économistes, qui visent principalement à évaluer les coûts directs de phénomènes destructeurs tels que les pertes en vies humaines, financières, dommages, etc. Cependant, ces défis réels ou potentiellement perdus se mêlent finalement à la signification initiale de la vulnérabilité (« importance de la perte subie par un élément ou une série d'éléments exposés »).

L'enjeu, défini de manière simple et temporaire comme « ce que l'on peut perdre et auquel on accorde de l'importance », n'est pas un sujet étudié par les chercheurs. Jusqu'à récemment, cette question n'a été qu'une dimension implicite et liée à la recherche sur les risques, sans être spécifiquement exprimée. Pour cette raison, peu de réflexions et de recherches ont été réalisées sur cette question des enjeux, sur leur position dans le paradigme « aléa x vulnérabilité » et sur leur impact opérationnel et concret tant pour la compréhension du risque que pour la mise en place de politiques publiques de prévention. (Metzger et al, 2008)

II.4. Risque :

Le risque est une propriété intrinsèque à toute prise de décision. Il se mesure par une conjonction entre plusieurs facteurs (Gravité, Occurrence, Exposition, Possibilités d'évitement, etc.), quoique généralement on se limite aux deux facteurs : gravité et fréquence d'occurrence d'un accident potentiellement dommageable en intégrant dans certains cas le facteur d'exposition. Cependant, il ne faut pas confondre le concept de risque avec sa mesure. (Mazouni, M, 2008)

Dans le domaine de la nature, le risque naturelle c'est le croisement entre un phénomène naturel (inondation, submersion marine par onde de tempête, avalanche, tempête, tornade, , séisme...), et des vulnérabilités humaines, c'est-à-dire des lieux habités ou utilisés par l'homme, des installations, fonctions ou activités susceptibles d'être détruites par la réalisation du risque. (DJEFAFLIA et all 2022)

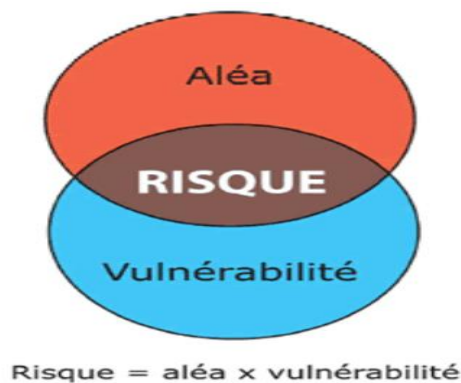


Figure 01 : le croisement aléa-vulnérabilité. (Garitte, 2006)

III. Le risque d'inondation :

Le risque d'inondation fait référence à la probabilité et à l'ampleur des effets négatifs potentiels ou des conséquences des inondations sur la santé humaine, la sécurité, les moyens de subsistance, les biens, les infrastructures, les activités économiques et l'environnement. Il englobe la probabilité d'inondations provenant de diverses sources (par exemple, rivières, zones côtières, systèmes de drainage urbain) et tient compte de la vulnérabilité et de l'exposition des populations et des biens aux risques d'inondation. L'évaluation des risques d'inondation intègre des facteurs hydrologiques, hydrauliques, géographiques et socio-économiques pour quantifier et comprendre les impacts potentiels des inondations, facilitant ainsi le développement de stratégies et de mesures pour la gestion des risques, l'adaptation et le renforcement de la résilience.

III.1. Les Types des inondations :

On distingue quatre types d'inondation :

III.1.1. Les inondations de plaine :

Se produisent lorsque la rivière sort lentement de son lit mineur et inonde la plaine pendant une période relativement longue. La rivière occupe son lit moyen et éventuellement son lit majeur.

III.1.2. Les inondations par remontée de nappe phréatique :

Après une ou plusieurs années pluvieuses, il arrive que la nappe affleure et qu'une inondation spontanée se produise : Ce phénomène concerne particulièrement les terrains bas ou mal drainés. Sa dynamique lente perdure plusieurs semaines.

III.1.3. Les crues torrentielles :

Lorsque des précipitations intenses, telles des averses violentes, tombent sur tout un bassin versant, les eaux ruissellent et se concentrent rapidement dans le cours d'eau, engendrant des crues torrentielles brutales et violentes.

- Crue rapide sur un bassin versant à fort pente.
- Transport de matériaux, embâcles transformation du lit.

III.1.4. Le ruissellement pluvial :

Le ruissellement est la circulation de l'eau qui se produit sur les versants en dehors du réseau hydrographique lors d'un événement pluvieux. Sa concentration provoque une montée rapide des débits des cours d'eau, pouvant être amplifiée par la contribution des nappes souterraines. L'imperméabilisation du sol par les aménagements (bâtiments, voiries, parkings, etc.) et par les pratiques culturales limite l'infiltration des précipitations et accentue le ruissellement. Ceci

occasionne souvent la saturation et le refoulement du réseau d'assainissement des eaux pluviales. Il en résulte des écoulements plus ou moins importants et souvent rapides dans les rues.

III.2. Les causes des inondations :

III.2.1. Causes naturelles :

- **Pluies abondantes** : Des précipitations intenses et prolongées peuvent submerger les systèmes de drainage naturels, entraînant des inondations.
- **Fonte des neiges** : La fonte rapide de la neige due à une augmentation soudaine de la température peut entraîner une augmentation du niveau des rivières et des ruisseaux.
- **Marées de Tempête** : Les vents violents des tempêtes tropicales ou des cyclones poussent l'eau de mer sur la terre, provoquant des inondations côtières.
- **Tsunamis** : De grandes vagues causées par des tremblements de terre sous-marins, des éruptions volcaniques ou des glissements de terrain peuvent inonder les zones côtières.
- **Débordement de rivière** : Les rivières peuvent déborder de leurs berges en raison de précipitations excessives ou de la fonte des neiges en amont.
- **Rupture de barrage et de digue** : Les défaillances structurelles des barrages ou des digues peuvent entraîner la libération soudaine de grandes quantités d'eau.
- **Crues Subites** : Des précipitations soudaines et intenses peuvent entraîner des inondations rapides, en particulier dans les zones mal drainées ou sur les terrains escarpés.

III.2.2. Causes anthropiques :

- **L'urbanisation** : Le développement des villes augmente les surfaces imperméables (béton, asphalte), réduisant l'absorption naturelle de l'eau et augmentant le ruissellement.
- **Déforestation** : L'abattage des arbres réduit la capacité de la terre à absorber les précipitations, ce qui augmente le ruissellement et l'érosion.
- **Infrastructures inadéquates** : Des systèmes de drainage, des barrages et des digues mal conçus ou mal entretenus peuvent ne pas réussir à gérer de grands volumes d'eau.
- **Le changement climatique** : Les changements dans les schémas météorologiques mondiaux peuvent entraîner des événements météorologiques plus fréquents et plus graves, notamment de fortes précipitations et des tempêtes.

- **Pratiques agricoles** : Certaines pratiques agricoles, telles que l'élimination de la végétation pour les cultures ou le surpâturage par le bétail, peuvent accroître l'érosion des sols et le ruissellement.
- **Ingénierie fluviale** : Les modifications apportées par l'homme aux rivières, telles que la canalisation, peuvent altérer les schémas d'écoulement naturels et accroître les risques d'inondation.

IV. Les inondations les plus marquantes dans l'histoire à travers le monde :

- ❖ En 1931, l'inondation du fleuve Jaune en Chine est l'une des catastrophes naturelles les plus tragiques de l'histoire. Les inondations, la famine et les maladies qui en ont découlé ont causé la mort de 1 à 4 millions de personnes. Environ 88 000 kilomètres carrés (34 000 miles carrés) ont été submergés par les eaux de crue. Les conséquences de cette inondation ont été désastreuses pour l'économie et la société chinoises de l'époque. (Smith, 2006).



Figure 02 : le fleuve jaune en chine.

- ❖ La crue du Mississippi aux États-Unis en 1927 est l'une des plus graves inondations de l'histoire des États-Unis. La catastrophe naturelle a affecté 10 États, déplacé plus de 600 000 individus et engendré des pertes économiques importantes. Cette situation a entraîné des progrès considérables dans les infrastructures de lutte contre les inondations, notamment le projet du fleuve Mississippi et de ses affluents. (Jones, 1998).
- ❖ En 1953, les Pays-Bas et le Royaume-Uni ont été touchés par la marée de tempête de la mer du Nord, causée par des marées de printemps élevées et une tempête européenne intense. Des milliers de maisons ont été détruites et plus de 2 500 personnes ont été tuées. De grandes avancées ont été réalisées dans les systèmes de défense contre les inondations suite à cette catastrophe, dont les travaux du Delta aux Pays-Bas. (Brown, 2005).

- ❖ Le barrage de Banqiao en Chine, qui a été interrompu en 1975 par des pluies intenses du typhon Nina, a été une catastrophe majeure. De 85 000 à 240 000 personnes ont été tuées par cette inondation. Les répercussions de cet événement ont été importantes pour l'ingénierie des barrages et les méthodes de gestion des inondations en Chine. (Li, 2008).



Figure 03 : Le barrage de Banqiao après la rupture. (International Rivers, 2015)

- ❖ Une marée de tempête a causé l'inondation de la Saint-Félix aux Pays-Bas en 1530, appelée Sint-Felixvloed. Une centaine de milliers de personnes ont perdu la vie et de vastes zones de la région de Zélande ont été submergées, entraînant l'abandon de nombreux villages. (Van der Ham, 2010).
- ❖ L'inondation du Yangtze en Chine en 1931 a eu lieu simultanément avec celle du fleuve Jaune et a affecté une grande partie de la Chine. Il y a eu des déplacements de millions de personnes et le nombre de décès est estimé entre 140 000 et 3,7 millions. Les répercussions de cette inondation ont été désastreuses pour la population et l'économie de la région. (Zhang, 2002).
- ❖ Une série de tempêtes appelée « Pineapple Express » a provoqué la grande inondation de 1862 aux États-Unis, entraînant des inondations généralisées dans l'ouest des États-Unis. La vallée centrale de la Californie a été submergée et des dommages économiques importants ont été causés en Californie, au Nevada et à l'Oregon. (Smith, 1997).

- ❖ L'inondation du fleuve Jaune en 1887 en Chine a été une autre inondation destructrice du fleuve Jaune, avec des précipitations abondantes. Entre 900 000 et 2 millions de personnes ont été tuées par cette inondation, qui a détruit de vastes zones agricoles. (Wang, 1995).
- ❖ Les inondations du Kerala en Inde en 2018 ont été parmi les plus graves inondations de l'État en près d'un siècle, à cause de précipitations exceptionnellement abondantes pendant la saison de la mousson. Plus de 400 individus ont perdu la vie et plus d'un million ont été transférés. Les inondations ont provoqué d'importants dommages aux infrastructures et aux biens. (Joseph, 2019).
- ❖ Les inondations du Pakistan en 2010, causées par des pluies de mousson abondantes, ont entraîné des inondations à grande échelle dans tout le pays. Il y a eu environ 1 985 décès et plus de 20 millions de personnes ont été affectées. De nombreuses maisons, infrastructures et terres agricoles ont été détruites par les inondations. (Khan, 2011).

V. Les inondations historiques en Algérie depuis 1970 :

- ❖ La commune de Chlef (anciennement El Asnam) a été touchée par de violentes inondations en 1973, à la suite de pluies torrentielles. Des dizaines de personnes ont perdu la vie et de nombreuses maisons et infrastructures ont été détruites, soulignant ainsi la vulnérabilité de la région face aux phénomènes météorologiques extrêmes. (Hamid, 1974).
- ❖ En 1984, des inondations ont affecté la ville de Batna et notamment la commune de Tazoult à la suite de fortes pluies. Les pertes humaines et matérielles ont été importantes lors de cet événement, ce qui a eu un impact profond sur la population locale. (Bouchareb, 1985).
- ❖ En 1994, des inondations majeures ont touché la ville de Tébessa, en particulier dans la commune de Bir El Ater. Plusieurs personnes ont été tuées et de nombreux dégâts matériels ont été causés par les inondations, perturbant ainsi la vie quotidienne des résidents et l'économie locale. (Amara, 1995).
- ❖ En novembre 2001, des inondations causées par des pluies diluviennes ont touché Alger, et plus particulièrement la commune de Bab El Oued. Plus de 700 personnes ont perdu la vie et des milliers de personnes sont sans abri. On a estimé les dégâts matériels à plusieurs milliards de dinars, et cette catastrophe a révélé les faiblesses des infrastructures urbaines face aux conditions météorologiques extrêmes. (Ait Kaci, 2002).
- ❖ En 2008, des inondations dévastatrices ont touché Ghardaïa, en particulier la commune de Berriane, après des pluies torrentielles. L'incident a entraîné la mort de 33 individus, laissé

des milliers de personnes sans domicile fixe et engendré des pertes économiques importantes. (Benmebarek, 2009).

- ❖ En octobre 2008, la région d'El Bayadh a été affectée par des inondations, notamment sur la commune de Bougtob. Plusieurs personnes ont perdu la vie et de graves dommages ont été causés aux infrastructures, ce qui a eu un impact considérable sur la communauté locale. (Haddad, 2009).
- ❖ En 2012, des inondations majeures ont touché la région de Tizi Ouzou, notamment la commune de Bouzeguène, à la suite de pluies incessantes. Les crues ont tué 20 individus et détruit de nombreuses habitations et infrastructures. Ce fait a contribué à faire prendre conscience de la vulnérabilité de certaines régions montagneuses face aux inondations brusques. (Djaballah, 2013).
- ❖ En octobre 2018, des inondations majeures ont frappé la région de Constantine, notamment la commune de Didouche Mourad, à la suite de précipitations record. 6 personnes ont perdu la vie et de nombreux dégâts matériels ont été causés par les inondations, perturbant ainsi la vie quotidienne et les activités économiques de la région. (Touati, 2019). En janvier 2019, les inondations ont à nouveau touché la commune d'El Bayadh après des pluies abondantes. Les inondations ont entraîné de nombreux décès et des dommages matériels importants, soulignant ainsi l'importance d'améliorer les infrastructures de gestion des eaux pluviales. (Kerrouche, 2019).
- ❖ Plus récemment, en janvier 2021, la ville de Skikda a été touchée par des inondations, en particulier dans la commune d'Azzaba, à la suite de pluies torrentielles. 7 personnes ont perdu la vie lors des inondations, entraînant des pertes matérielles importantes, en particulier dans les infrastructures de transport et les habitations. La résilience urbaine face aux risques climatiques croissants a été mise en évidence lors de cet événement. (Meziani, 2021).

VI. Les inondations dans la zone d'étude :

Malgré l'impact significatif des inondations qui se sont produites à la ville de GOR dans le passé, il y a un manque notable d'informations détaillées disponibles sur le web à propos de ces événements. Les archives historiques et les rapports détaillés sont rares, ce qui laisse un vide dans notre compréhension de l'étendue et des conséquences de ces inondations. Cependant, les images que nous avons rassemblées illustrent de manière frappante la gravité et l'étendue des inondations dans la région. Ces documents visuels constituent des preuves cruciales, soulignant la nécessité d'une meilleure documentation et d'une meilleure diffusion des informations sur ces événements critiques afin d'améliorer notre préparation et notre réponse à l'avenir.



Figure 04 : image illustrant l'oued de GOR lors d'une crue.



Figure 05 : image illustrant l'état des habitations voisine à l'oued le lendemain d'une crue.



Figure 06 : image illustrant la souffrance des habitants d'ELGOR lors d'une crue.



Figure 07 : Illustration de l'incidence des inondations de l'oued sur les animaux.

VII. Conclusion :

En résumé, ce chapitre a donné l'opportunité de saisir les inondations sous différentes perspectives. Tout d'abord, nous avons examiné les concepts scientifiques essentiels liés aux inondations, mettant en évidence les éléments naturels et humains qui peuvent les provoquer et les rendre plus graves. Après avoir analysé l'histoire des inondations à travers le monde et en Algérie, il a été constaté que ces événements ne sont pas récents, mais que leur fréquence et leur intensité semblent être en augmentation en raison du changement climatique et de l'urbanisation fréquente.

Enfin, les photographies exposées illustrent de façon émouvante l'effet des inondations dans la région d'étude. Elles reflètent les dégâts provoqués et la résistance des communautés affectées. Ces illustrations visuelles apportent une touche supplémentaire aux informations théoriques et historiques, soulignant l'importance de prévenir, de se préparer et de répondre efficacement à ces dommages naturels.

Chapitre 02 :
Présentation de la zone
d'étude

I. Introduction :

Ce chapitre est d'une importance capitale car il fournit une analyse détaillée de la zone d'étude, en se concentrant particulièrement sur les risques d'inondation. En intégrant des éléments essentiels tels que la géologie, la sismicité, la démographie et la climatologie, ce chapitre offre une compréhension complète des facteurs influençant l'occurrence et l'impact des inondations. Il facilite la prise de décisions éclairées pour l'évaluation des risques et les stratégies de gestion, en informant les décideurs politiques, les urbanistes et les parties prenantes sur les vulnérabilités et la résilience de la région. En outre, il soutient le développement de mesures ciblées pour l'atténuation des inondations, la planification des réponses d'urgence et la résilience des infrastructures, contribuant finalement à la protection des vies, des biens et des écosystèmes contre les effets néfastes des inondations.

II. Problématique :

Au lendemain des fortes précipitations qui frappe souvent le centre d'EL GOR et la partie avale et qui ont provoqué un certain nombre d'avaries et de problèmes, notamment des inondations et autres, les autorités de la commune, s'étaient rendues compte que le plan de protection du centre urbaine contre les inondations n'avait pas pris en charge certains aspects relatifs à la prise en considération des fortes pluies car le tissu urbain est situé au piémont du versant.



Figure 01 : Inondation de la zone d'étude.

III. Présentation de la zone d'étude :

La commune d'EL GOR s'étale sur une chaîne de montagnes non interrompues qui s'étend d'Ouejda à Sidi Ali ben-youb. Du même nom, occupant la crête s'étendant sur une superficie de 803,9 hectares et d'un périmètre de 121,8 km pour une population de 8958 habitants. La commune est située entre 1°59' et 1°58' de longitude Ouest et entre 34°50' et 34°57' de latitude Nord, elle se trouve à l'extrême sud-est de la wilaya de Tlemcen, son chef-lieu, est situé à environ :

- 53Km du chef-lieu de la wilaya de Tlemcen,
- 18Km du chef-lieu de la Daïra de Sebdu,
- 36Km de Ras-El-Ma et 35Km de Moulay-Slyssan.

III.1. Situation géographique de la commune :

Le territoire communal est limité par :

- Au nord par la commune de Beni Semiel
- A L'Est par la commune d'Ain Tallout
- A L'Ouest par la commune de Sebdu et El Aricha
- Au sud-Ouest par les communes de Ras El Ma et Redjem Demmouche.

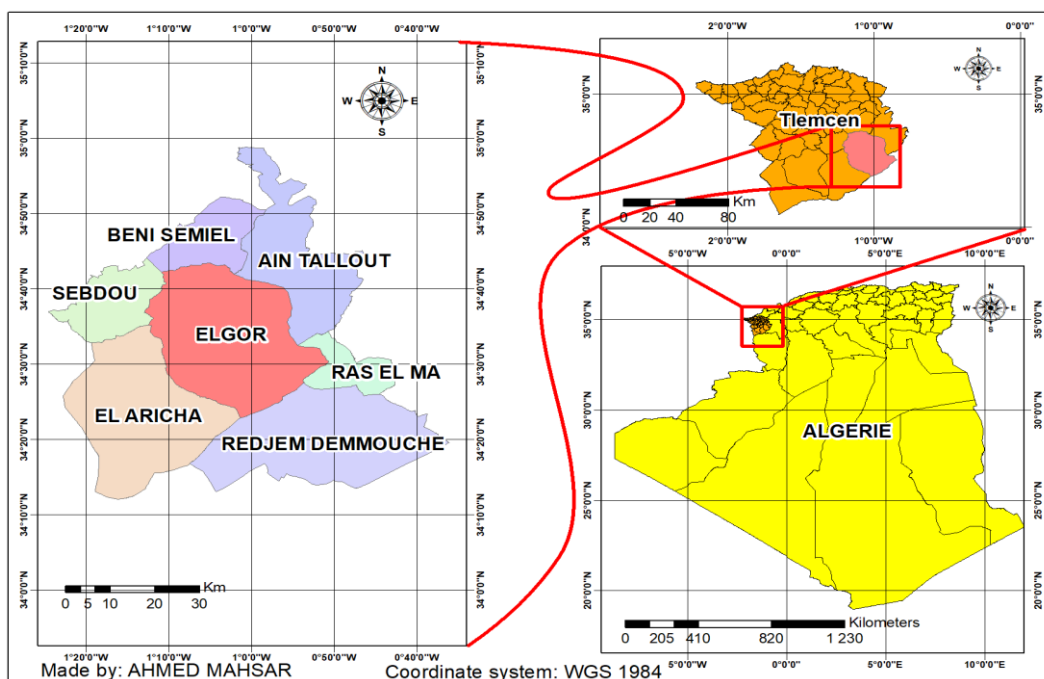


Figure 02 : Localisation de la zone d'étude.

III.2. Démographie :

Selon le recensement général de la population et de l'habitat de 2008, la population de la commune d'El Gor est évaluée à 8958 habitants contre 7708 en 1998.

Tableau 01 : Evolution de la population de la commune d'EL GOR

Année	1966	1977	1987	1998	2008
Nombre d'habitants	4459	6222	6089	7708	8958

III.3. Relief :

La plaine d'El-Gor est limitée géographiquement à l'est par la partie du désert dite Sahara des Béni-Mathar, l'Ouad de Ras el Ma et les deux petites montagnes dites de Bagra et Bagaïera, au sud par le chatt (lac salé au sud de Aricha), à l'ouest par la plaine el-Khadra, au nord par une chaîne de montagnes non interrompues qui s'étend de Ouejda à Sidi Ali ben-youb.

La plaine d'El-Gor est cultivable dans la partie nord et aux pieds des montagnes. Dans la partie sud elle produit des joncs de halfa et une herbe fine qui forment une excellente pâture pour les moutons, les chevaux et les chameaux. Dans la partie ouest de cette plaine se trouve une petite forêt la plaine el-Khadra au sud de Tlemcen.

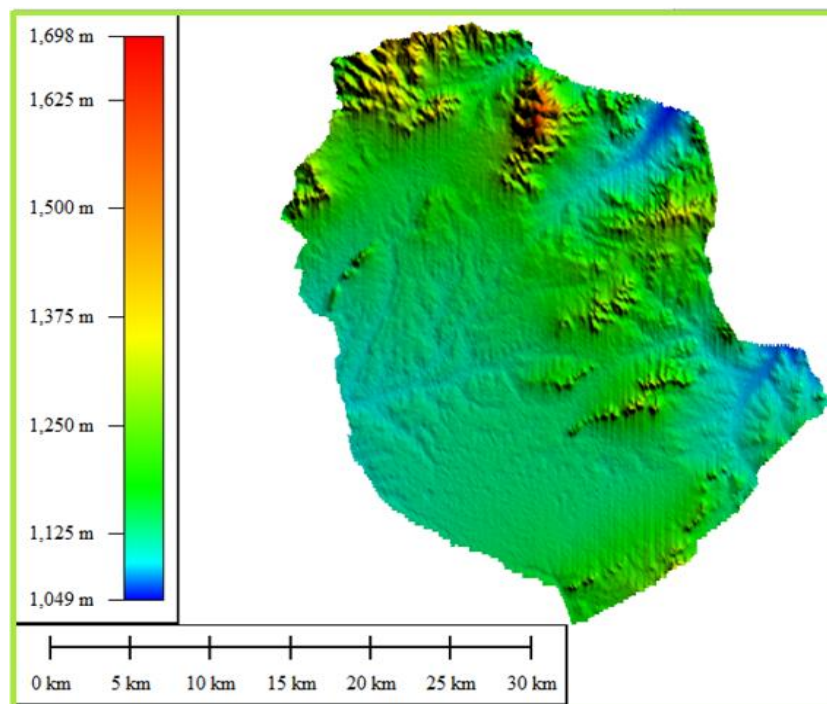


Figure 03 : Le relief de la commune d'EL GOR.

III.5. Climatologie :

Les conditions climatiques du bassin versant jouent un rôle capital dans le comportement hydrologique des cours d'eau.

Les précipitations et les facteurs climatiques dans leur ensemble sont des variables aléatoires dans le temps et dans l'espace, permettent d'expliquer quantitativement les variations des composantes du régime hydrologique dans sa conception la plus large.

III.5.1. La pluviométrie :

Dans la région définie par les bassins hydrographiques, on dispose de plusieurs postes pluviométriques avec un nombre d'années d'enregistrements assez long, comprenant des observations depuis les années 1975 jusqu'à 2020. Les périodes exploitées pour cette étude, concernent pratiquement une trentaine de séries de précipitations mensuelles relatives aux postes répartis uniformément à l'intérieur comme à l'extérieur des bassins. Se référant aux anciens documents, la réactualisation des données de base s'effectuait avec des moyens dérisoires sans pouvoir traiter toute la masse de données disponibles dont la plupart des archives étaient lacunaires ou moins cohérentes. Ainsi, selon certaines techniques basées sur des modèles et simulations, différents programmes se sont projetés sur l'étude de la répartition pluviométrique à l'échelle régionale dont les résultats suscitaient quelques critiques substantielles tant dans la forme d'estimation que dans le fond quantitatif de la ressource précipitée.

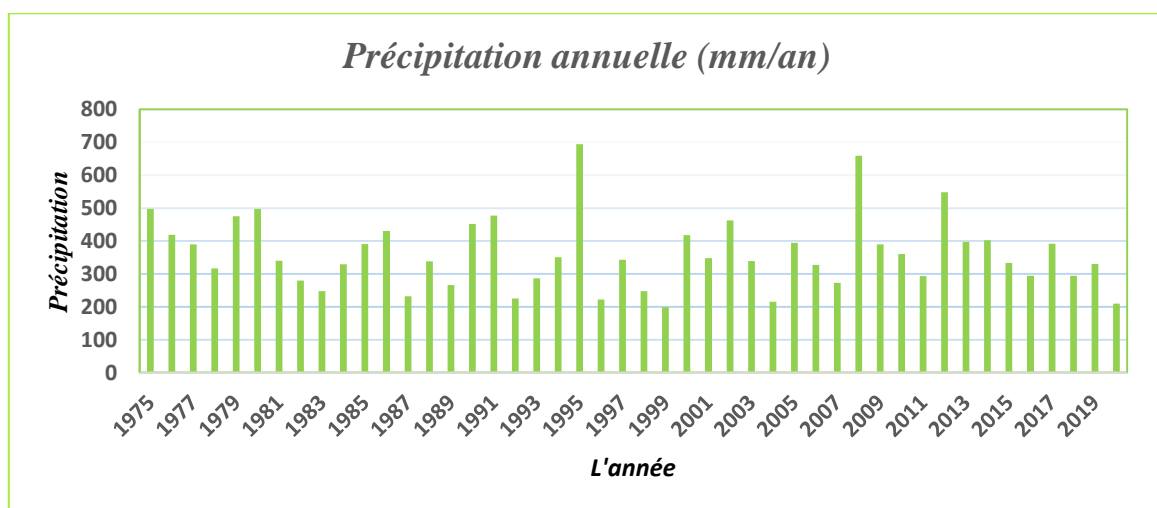


Figure 05 : Variation des précipitations annuelles (1975-2020), station de Sebdu.

Tableau 02 : Précipitations moyennes mensuelles (1975-2020), station de Sebdou.

Saison	Automne			Hiver			Printemps			Eté		
Mois	SEPT	OCT	NOV	DEC	JAN	FEV	MARS	AVRIL	MAI	JUIN	JUIL	AOUT
P (mm)	20,12	28,69	43,38	44,47	48,69	44,75	43,49	33,43	29,75	11,00	5,38	8,24

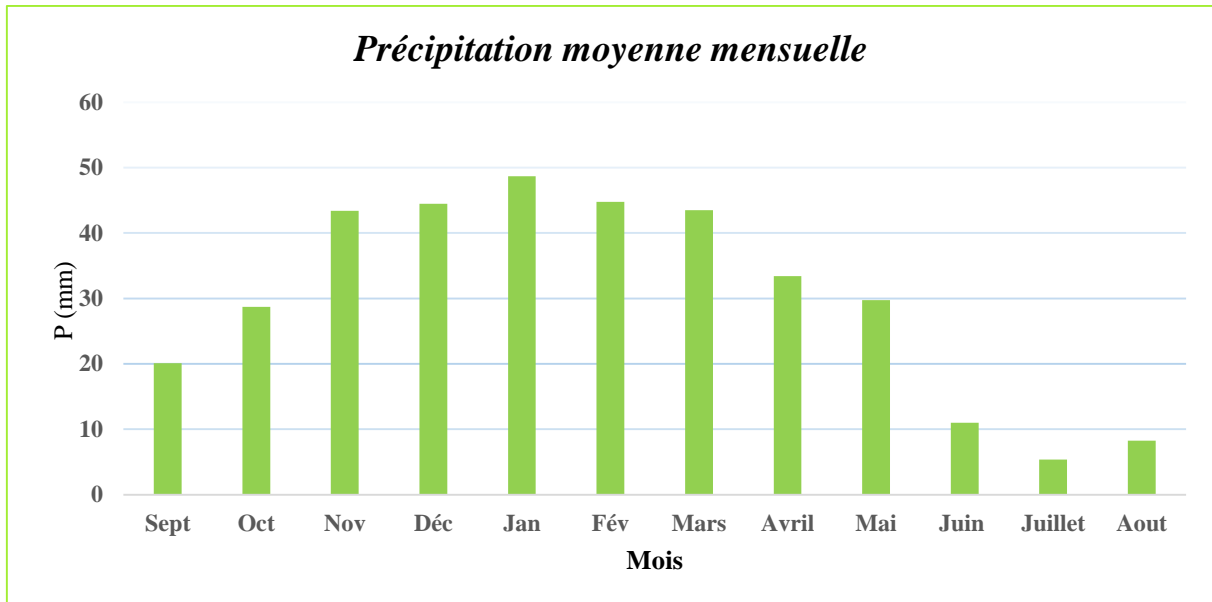


Figure 06 : Variation des précipitations moyennes mensuelles.

Les valeurs moyennes mensuelles des précipitations représentées sur le tableau et la figure en-dessus indiquent que le mois le plus arrosé est celui de janvier avec une précipitation moyenne mensuelle de 48.69 mm par contre le mois le plus sec correspond à celui de juillet avec une précipitation moyennée mensuelle de l'ordre de 5.38 mm.

Tableau 03 : variation saisonnière des précipitations.

Saison	Automne			Hiver			Printemps			Eté		
Mois	SEP	OCT	NOV	DEC	JAN	FEV	MARS	AVRIL	MAI	JUIN	JUIL	AOUT
Pm (mm)	20,12	28,69	43,38	44,47	48,69	44,75	43,49	33,43	29,75	11,00	5,38	8,24
P saisonnière (mm)	92.19			137.91			106.67			24.63		
P saisonnière (%)	25.51			38.16			29.52			6.81		

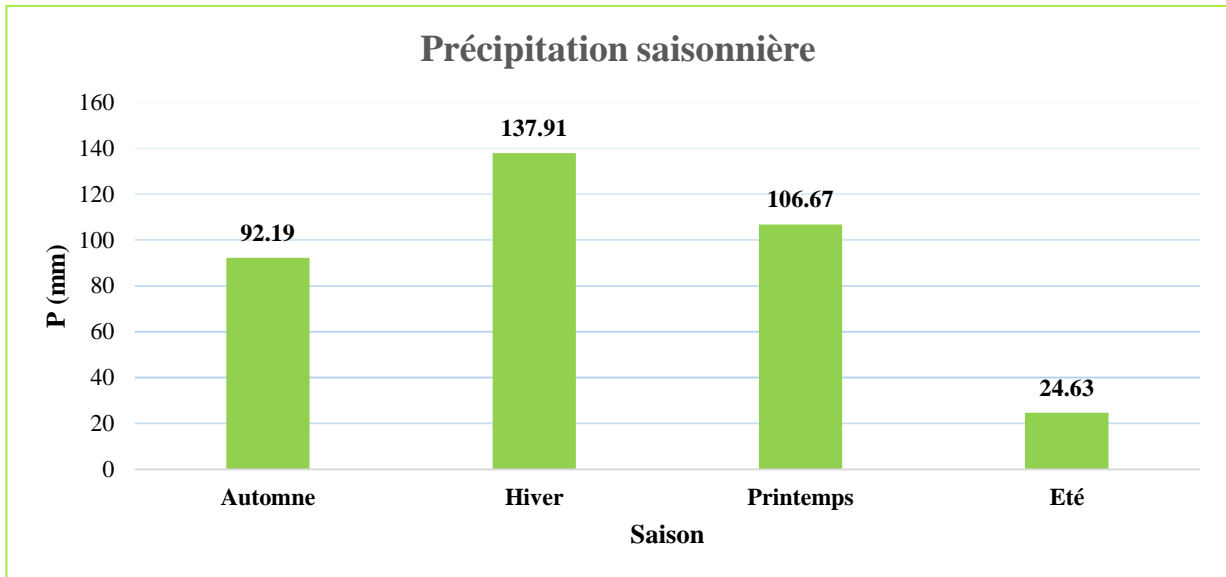


Figure 07 : Variation saisonnière des précipitations.

L'analyse du tableau et figure montre la répartition des précipitations selon les saisons se fait comme suit en deux périodes :

- Une période humide s'étendant du mois de septembre au mois de mai, c'est-à-dire pendant les trois saisons **automne, hiver** et **printemps** avec une moyenne maximale de **137,91** mm enregistré en Hiver.
- Une période sèche qui correspond aux mois de juin, juillet et août avec une précipitation moyenne de **24,63** mm.

III.5.2. La température :

La température est considérée comme le facteur climatique le plus important. C'est celui qu'il faut examiner en tout premier lieu par son action écologique sur les êtres vivants. Elle joue un rôle majeur dans la détermination du climat régional.

Tableau 04 : moyennes des maxima du mois le plus chaud « M » et des minima du mois le plus froid « m » de la station d'El – Aricha durant trois périodes différentes.

Période	1913-1938		1970-1987		1987-2010	
Station	M	m	M	m	M	m
EL-ARICHA	32,19°C	0,22°C	29,45°C	0,42°C	32,94	0°C

- **M** : Valeurs moyennes du maximum du mois le plus chaud.
- **m** : Valeurs moyennes des minima du mois le plus froid.

Tableau 05 : Les températures moyennes mensuelles de la période (1987-2010), station El-Aricha.

Mois	Jan	Fevr	Mars	Avril	Mai	Juin	Juil	Aout	Sept	Oct	Nov	Dec
T (°C)	4,20	6,52	9,55	11,15	13,06	22,10	27,82	27,05	20,80	14,75	8,7	5,70

Notre région est caractérisée par un été chaud et sec et un hiver relativement doux :

- Le mois le plus froid est janvier avec une température moyenne de l'ordre (4.20°C)
- Et le mois le plus chaud est juillet avec une température moyenne de (27.82°C)

III.5.3.L'humidité de l'air :

Les mois les plus humides sont décembre, janvier et février avec une moyenne de l'ordre de 69.1%. Les mois les plus secs sont juin, juillet et août. Le tableau I.10 donne la variabilité mensuelle de l'humidité relative de l'air. On constate un maximum en novembre (76.1%) et un minimum en juillet (57.9%).

Tableau 06 : Humidité de l'air de la zone d'étude.

Mois	Sept	Oct	Nov	Déc	Jan	Fév	Mars	Avr	Mai	Jui	Juil	Aout	Année
%	67.2	72.8	76.1	74.3	74.3	72.9	71.4	70.0	68.2	62.5	57.9	62	69.1

III.5.4.Le vent :

Les vents qui soufflent sur la zone ont selon leur direction diverses origines :

III.5.4.1 Vents du Nord :

En hiver, ces vents secs et froids pénètrent la zone d'étude par les monts de Tlemcen ; ils favorisent les chutes de neige à plus de 1 400 mètres d'altitude. De Mars-Avril à Octobre, ces vents sont chauds et parfois humides par suite de leur passage sur la mer ; ce phénomène réduit relativement la chaleur de l'été dans la zone de Sebdou.

III.5.4.2. Vents d'Ouest :

Ce sont les vents dominants. Ils soufflent du sud-ouest au nord-ouest. Une grande partie des précipitations provient de l'ascendance forcée de ces masses d'air sur les monts de Tlemcen, Ils sont fréquents pendant les mois de novembre à février.

III.5.4.3. Vents du Sud :

Secs et chauds, les vents du Sud qui soufflent surtout au printemps et en automne, quelque fois en été, ramènent avec eux une quantité appréciable de sable et de limon.

Le vent joue un rôle important, il accentue la sécheresse. Différents types de vents affectent notre région : les vents du Nord qui ramènent de l'humidité et les vents chauds du Sud appelés aussi Sirocco qui sont partout un danger pour les cultures.

Ce vent chaud souffle surtout en été, son maximum a eu lieu en juillet, c'est la période généralement du repos estival pour la végétation. Il provoque un dessèchement non seulement de la végétation mais aussi du sol où il entraîne une forte évaporation par capillarité. Ce vent ramène aussi avec lui une quantité appréciable de sable et de limon.

Ces sécheresses périodiques viennent régulièrement perturber le milieu. La zone steppique est la plus marquée.

III.6. Contexte hydrographique :

Sur le contexte hydrographique, la commune d'EL GOR est partagée entre les bassins versants :

- Tafna.
- Chott Ech Chergui.
- Macta.

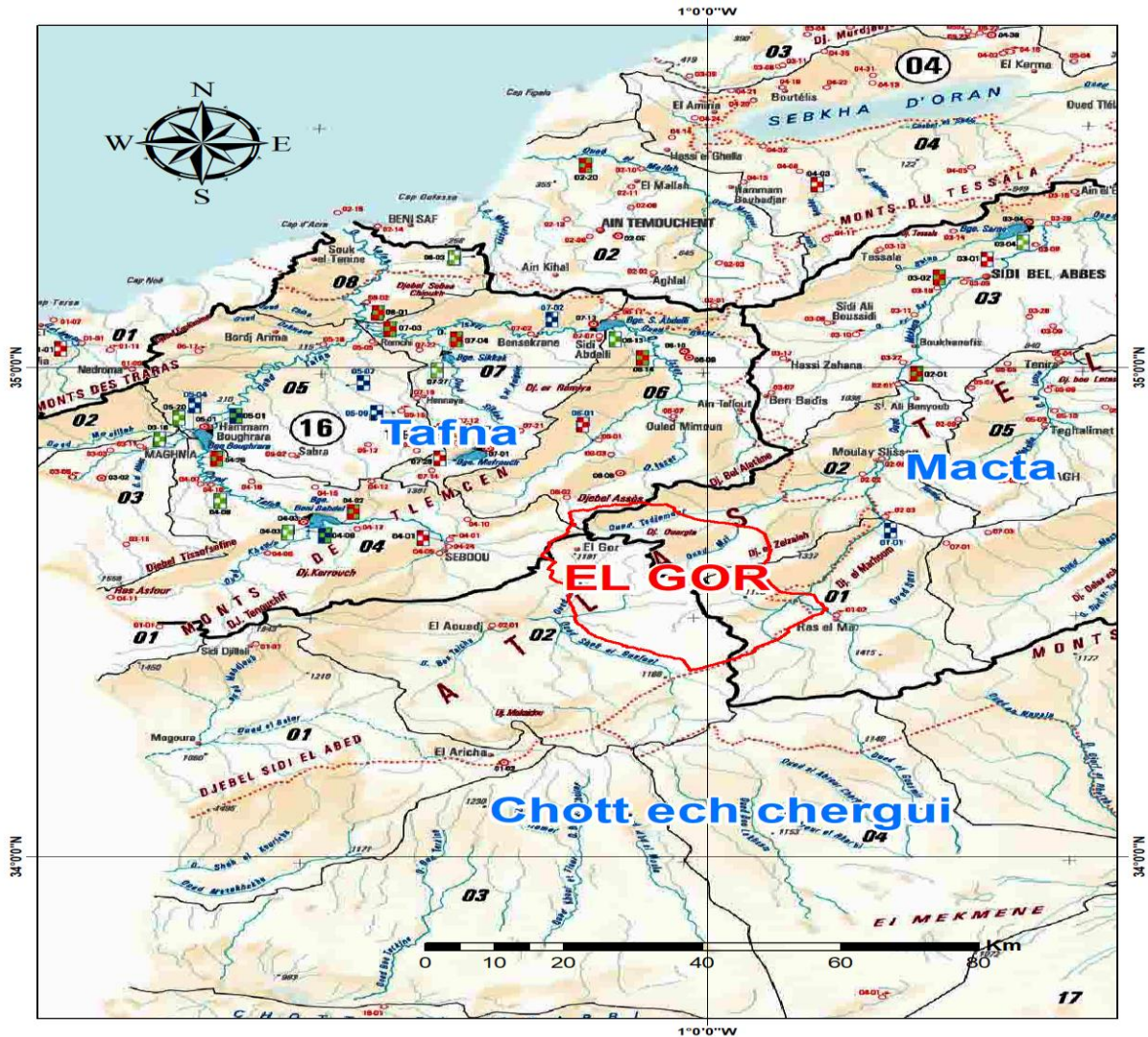


Figure 08 : Carte des sous bassins versants.

III.7. Sismicité :

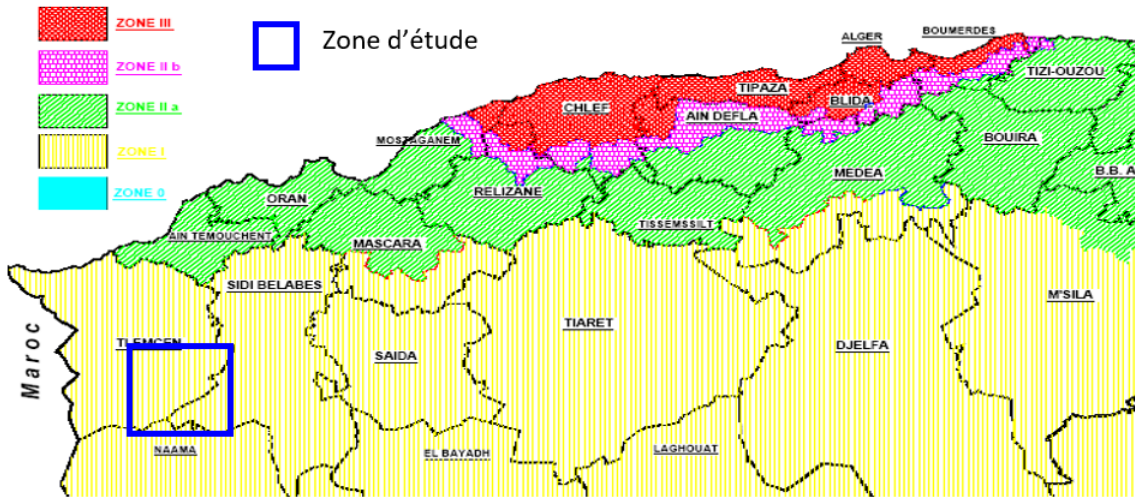


Figure 09 : Carte de zonage sismique (Centre National de Recherche Appliqué en Génie Parasismique, 2003)

Le territoire national est divisé en cinq zones sismiques :

Tableau 07 : la classification des zones sismique en Algérie.

Zone	Caractère sismique
Zone 0	Sismicité négligeable
Zone I	Sismicité faible
Zone II a	Sismicité moyenne
Zone II b	Sismicité moyenne
Zone III	Sismicité élevée

D'après la classification des zones sismique en Algérie établie par le centre national de recherche en génie parasismique (CGS), la willaya de Tlemcen est caractérisée par une sismicité faible.

III.8. Situation actuelle de la zone d'étude :

L'oued principal traverse le centre de la ville EL GOR. Il prend naissance au sein du massif montagneux du nord, et traverse le centre de la ville. L'oued est à sec presque toute l'année hormis quelques crues, parfois violentes. Le relief de la zone d'étude est globalement plats ou, le lit et les berges d'oued sont inaperçues par temps sec, ils deviennent seulement manifestes au période des crues.

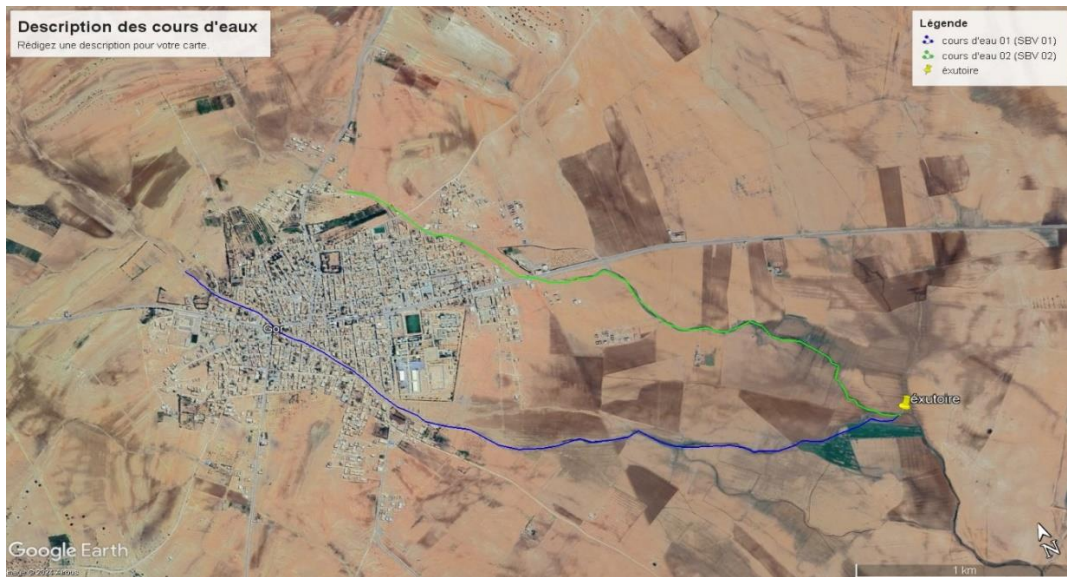


Figure 10 : Vue aérienne de la zone d'étude.

IV. Conclusion :

La commune d'EL GOR est située dans l'extrême sud de la willaya de Tlemcen, dont le centre de la ville est traversé par un oued qui prend naissance au sien du massif montagneux du nord. La géologie de la zone d'étude se caractérise par une diversité de roches mésozoïques (jurassiques), d'éocènes et de formations post-éocènes (Néogènes et quaternaires), avec des structures tectoniques, délimités par de grandes failles normales.

L'analyse des précipitations de notre zone d'étude nous montrent que :

- Le mois le plus arrosé est celui de janvier avec une précipitation moyenne mensuelle de 48,69 mm
- Le mois le plus sec correspond à celui de juillet avec une précipitation moyenne mensuelle de 5,38 mm

Enfin notre zone appartient à la « Zone I », qui correspond à une sismicité faible.

Chapitre 03 : L'étude hydrologique

I. Introduction :

L'étude de l'hydrologie est un pilier fondamental pour comprendre la répartition de l'eau sur la planète. Elle explore les flux hydriques, le cycle de l'eau, ses propriétés et ses multiples usages. Dans le cadre de prévention contre les inondations, une analyse approfondie de l'hydrologie s'avère essentielle pour évaluer les précipitations, les débits des cours d'eau et les risques des crues. Ces données sont essentielles pour concevoir des systèmes de drainage et des infrastructures efficaces afin de minimiser les dangers d'inondations et protéger les communautés et les biens contre ces catastrophes naturelles (R.C.Ward et M. Robinson, 2017).

Ce chapitre occupe la partie la plus rigoureuse du projet, et toutes erreurs sur le calcul des paramètres hydrologiques peuvent causer de grands dégâts sur les ouvrages à dimensionner, d'où la nécessité d'un traitement très poussé de cette partie de l'étude.

Le but de l'étude hydrologique est de calculer, évaluer ou encore estimer avec la plus grande précision possible, les paramètres hydrologiques en utilisant le logiciel ArcGis, pour enfin déterminer les volumes d'eau à évacuer en période de crues (période de retour ou crue du projet).

II. Bassin versant :

Un bassin versant, également appelé bassin hydrologique, est une zone géographique délimitée par des crêtes topographiques où toutes les eaux de pluie de fonte et de fonte de neige s'écoulent vers un point commun, généralement un cours d'eau principal, un lac ou un océan. Ce concept englobe l'ensemble des terres qui alimentent un réseau hydrographique spécifique. Les caractéristiques physiques du bassin versant, telles que sa taille, sa forme, son relief et sa végétation, influencent le cycle de l'eau et les processus qui s'y déroulent.

III. Caractéristiques du bassin versant :

Pour le traitement de cette partie, il a été procédé à l'exploitation des outils ci-après :

- Modèle numérique du terrain (DEM, résolution 12.5m).
- ArcGIS.
- Google earth pro.

III.1 Caractéristiques morphologiques :

Les caractéristiques morphologiques d'un bassin versant, unité fondamentale dans les études hydrologiques, jouent un rôle crucial dans la détermination des différents comportements du régime hydrologique. Deux bassins voisins présentant les mêmes conditions climatiques et géologiques mais des caractéristiques morphologiques différentes réagissent différemment en termes de régime d'écoulement.

III.1.1 Surface :

La surface d'un bassin versant est définie par les lignes de partage topographiques - souvent des lignes de crête ou des points hauts - entourant la zone. La taille de la surface du bassin versant est importante pour comprendre la gestion des ressources en eau, la lutte contre les inondations et les processus écologiques au sein d'un bassin versant spécifique.

III.1.2 Périmètre :

Le périmètre d'un bassin versant est la frontière qui correspond aux limites extérieures du bassin versant. Il représente la ligne le long de laquelle l'eau qui s'écoule en surface converge vers l'exutoire du bassin versant. Ce périmètre suit la topographie naturelle du paysage, telle que les collines, les crêtes et les vallées, qui détermine l'endroit où l'eau s'écoule et s'accumule dans le bassin versant.

III.1.3 La longueur du thalweg principal :

Le thalweg principal désigne la ligne d'altitude la plus basse le long d'un cours d'eau dans un bassin hydrographique. Il représente le chemin naturel que suit l'eau en s'écoulant vers l'aval, indiquant généralement le cours le plus profond et le plus efficace pour le mouvement de l'eau dans le canal.

III.2 Caractéristiques géométriques :

Les caractéristiques géométriques d'un bassin versant comprennent des indices et des coefficients, qui peuvent être évalués à l'aide des formules. Ces caractéristiques jouent un rôle essentiel dans l'étude hydrologique du bassin.

III.2.1 Indice de compacité de Horton :

L'indice de compacité de Horton, souvent appelé simplement "indice de Horton", est une caractéristique géométrique utilisée pour quantifier la complexité de la forme d'un bassin versant. Cet indice a été développé par Robert E. Horton, un éminent hydrologue connu pour ses contributions à la compréhension du comportement des bassins versants.

C'est le rapport de la largeur moyenne du bassin versant à la longueur du cours d'eau principal. Il se calcule par la relation :

$$K_h = \frac{S}{L^2}$$

Avec :

- S : surface du bassin versant en Km²
- L : longueur du thalweg principal en Km

III.2.2 Indice de compacité de Gravelius :

L'indice de compacité de Gravelius (KG) est un paramètre géométrique utilisé pour quantifier la forme d'un bassin hydrographique par rapport à sa superficie. Cet indice permet de mesurer à quel point la forme du bassin se rapproche d'un cercle ; un indice de compacité plus élevé indique une forme plus irrégulière ou allongée, tandis qu'un indice plus faible suggère une forme plus compacte ou circulaire. L'indice de compacité de Gravelius (KG) est utile en hydrologie et en géomorphologie pour évaluer la morphologie des bassins et comprendre l'influence de la forme sur les processus hydrologiques et la dynamique du paysage dans les bassins hydrographiques.

Il est calculé en prenant le carré du périmètre (P) du bassin et en le divisant par quatre fois le constant mathématique pi (π) multipliée par la surface du bassin (A). Exprimé comme suit :

$$K_G = \frac{P^2}{4\pi S} \approx 0.28 \frac{P^2}{S}$$

Avec :

- S : surface du bassin versant en Km²
- P : périmètre du bassin versant en Km

On a :

- ✓ Le bassin est compacte pour : $K_G = 1$
- ✓ Le bassin est moins compacte pour : $1 < K_G < 1.3$
- ✓ Le bassin est allongé pour : $K_G > 1.3$

III.2.3 Rectangle équivalent :

Le "Rectangle équivalent de Gravelius" est un concept utilisé en hydrologie et en géomorphologie pour représenter un bassin versant sous une forme géométrique simplifiée à des fins d'analyse. L'objectif du Rectangle équivalent de Gravelius est d'approximer la forme irrégulière d'un bassin versant par une forme rectangulaire plus simple qui préserve certaines propriétés géométriques clés, telles que la surface et le périmètre, du bassin d'origine.

Cette forme rectangulaire est calculée comme suit :

$$L = \frac{K_G \sqrt{S}}{1.12} \left[1 + \sqrt{1 - \left(\frac{1.12}{K_G} \right)^2} \right]$$

$$l = \frac{K_G \sqrt{S}}{1.12} \left[1 - \sqrt{1 - \left(\frac{1.12}{K_G} \right)^2} \right]$$

Avec :

- K_G : indice de compacité de Gravelius
- S : surface du bassin versant en Km^2

III.2.4 Coefficient d'allongement :

$$C_a = \frac{L_{CP}^2}{S}$$

Avec :

- L_{CP} : longueur du cours d'eau principal en Km
- S : surface du bassin versant en Km^2

Tableau 01 : les caractéristiques morphologique du bassin versant.

paramètre	symbole	unité	valeurs	
			SBV 01	SBV 02
Surface	S	Km ²	18	6.67
Périmètre	P	Km	25.76	18.85
Longueur du thalweg principal	L _{CP}	Km	8.74	8.56
Indice de compacité de Horton	K _H	/	0.24	0.1
Indice de compacité de GRAVELIUS	K _G	/	1.71	2.06
Rectangle équivalent	Longueur	L _r	Km	11.37
	largueur	l _r		0.76
Coefficient d'allongement	C _a	/	4.24	10.98

III.3 Etude de relief :

Le relief d'un bassin versant est étudié à l'aide de l'hypsométrie. L'hypsométrie examine comment la surface du bassin versant est répartie en fonction de son altitude, alors que les pentes ont un impact considérable sur la vitesse d'écoulement de l'eau.

III.3.1 Paramètre de relief :

Le relief d'un bassin versant correspond à la variation de l'altitude ou de la hauteur topographique à l'intérieur du bassin versant, généralement mesurée par la différence entre le point le plus haut et le point le plus bas du bassin. Il représente la dimension verticale du paysage et constitue une caractéristique fondamentale qui influence les processus hydrologiques, les modèles écologiques et l'évolution géomorphologique au sein du bassin versant.

III.3.2 La courbe hypsométrique :

La courbe hypsométrique est une représentation graphique utilisée en géomorphologie et en hydrologie pour illustrer la distribution des élévations de la surface terrestre dans une zone spécifique, telle qu'un bassin hydrographique ou une chaîne de montagnes. Cette courbe représente la surface cumulée du paysage qui se trouve au niveau ou en dessous de chaque élévation par rapport à l'élévation elle-même, ce qui donne des indications précieuses sur les caractéristiques topographiques et les formes de relief du terrain.

La courbe hypsométrique est un outil précieux pour étudier les caractéristiques des bassins versants, l'évolution du relief et les processus géomorphologiques. Elle aide les chercheurs et les gestionnaires des terres à comprendre comment l'altitude influence le comportement hydrologique, la distribution de la végétation et les schémas d'érosion au sein d'une région géographique. L'analyse de la courbe hypsométrique permet aux scientifiques de mieux comprendre la complexité et la diversité des paysages, ce qui facilite la prise de décision dans des domaines tels que la conservation, l'aménagement du territoire et la gestion des risques de catastrophes.

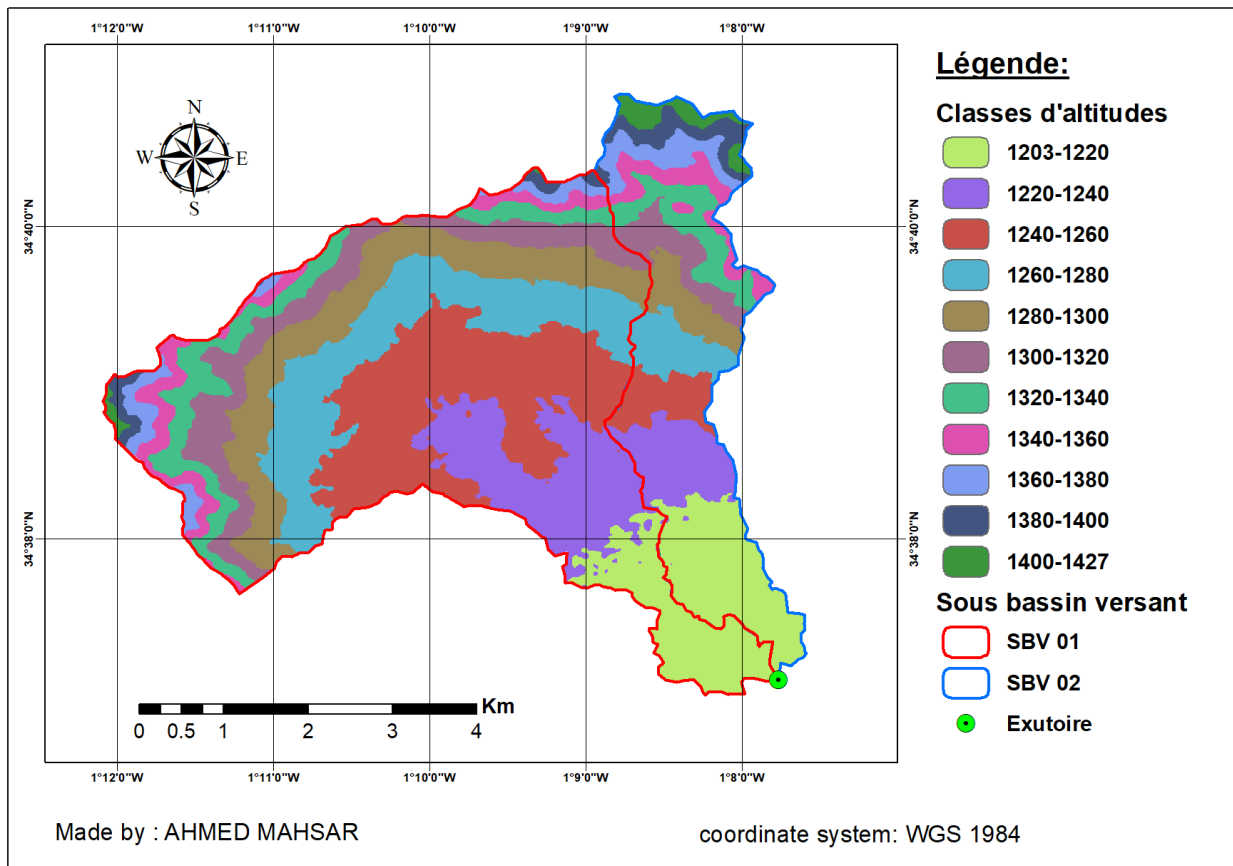


Figure 01 : Carte hypsométrique des sous bassins versant (SBV 01 et SBV 02).

Tableau 02 : paramètres hypsométriques du sous bassin numéro 01 (SBV 01)

ALTITUDE	ALTITUDE MOY	SURFACE	SURFACE (%)	SURFACE CUM	SURFACE CUM (%)
1400-1419	1409.5	0.0055964	0.03	0.005596	0.03
1380-1400	1390	0.210821	1.17	0.216417	1.21
1360-1380	1370	0.452371	2.52	0.668788	3.73
1340-1360	1350	0.783246	4.36	1.452034	8.09
1320-1340	1330	1.292555	7.20	2.744589	15.29
1300-1320	1310	1.864293	10.39	4.608882	25.68
1280-1300	1290	2.489924	13.87	7.098806	39.55
1260-1280	1270	3.062439	17.06	10.161245	56.61
1240-1260	1250	4.026762	22.43	14.188007	79.04
1220-1240	1230	2.321158	12.93	16.509165	91.97
1203-1220	1211.5	1.441005	8.03	17.950170	100.00

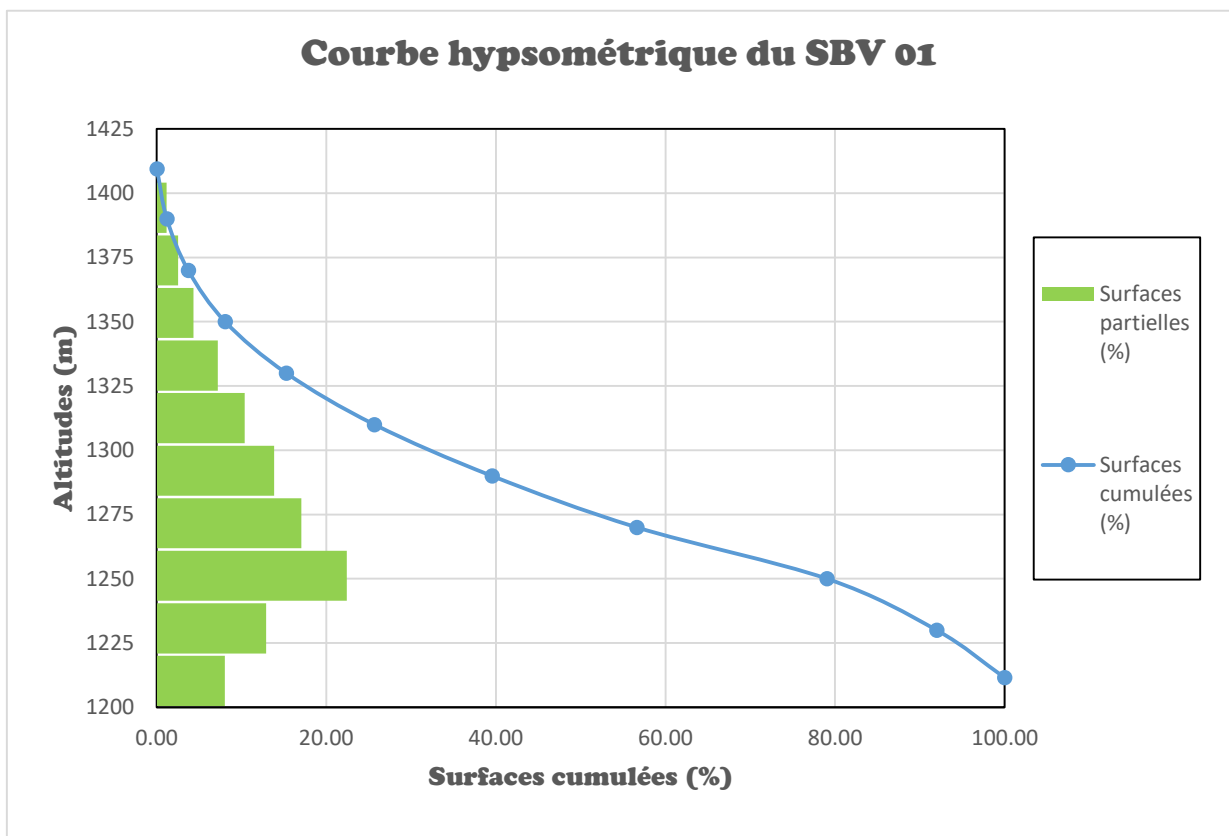


Figure 02 : la courbe hypsométrique du SBV 01

Tableau 03 : Les paramètres hypsométriques du sous bassin numéro 02 (SBV 02)

ALTITUDE	ALTITUDE MOY	SURFACE	SURFACE %	SURFACE CUM	SURFACE CUM %
1400-1427	1413.5	0.283745	4.25	0.283745	4.25
1380-1400	1390	0.370748	5.55	0.654493	9.80
1360-1380	1370	0.400215	5.99	1.054708	15.80
1340-1360	1350	0.490785	7.35	1.545493	23.15
1320-1340	1330	0.627021	9.39	2.172514	32.54
1300-1320	1310	0.509394	7.63	2.681908	40.17
1280-1300	1290	0.457583	6.85	3.139491	47.02
1260-1280	1270	0.550171	8.24	3.689662	55.27
1240-1260	1250	0.521439	7.81	4.211101	63.08
1220-1240	1230	0.899289	13.47	5.110390	76.55
1203-1220	1211.5	1.565841	23.45	6.676231	100.00

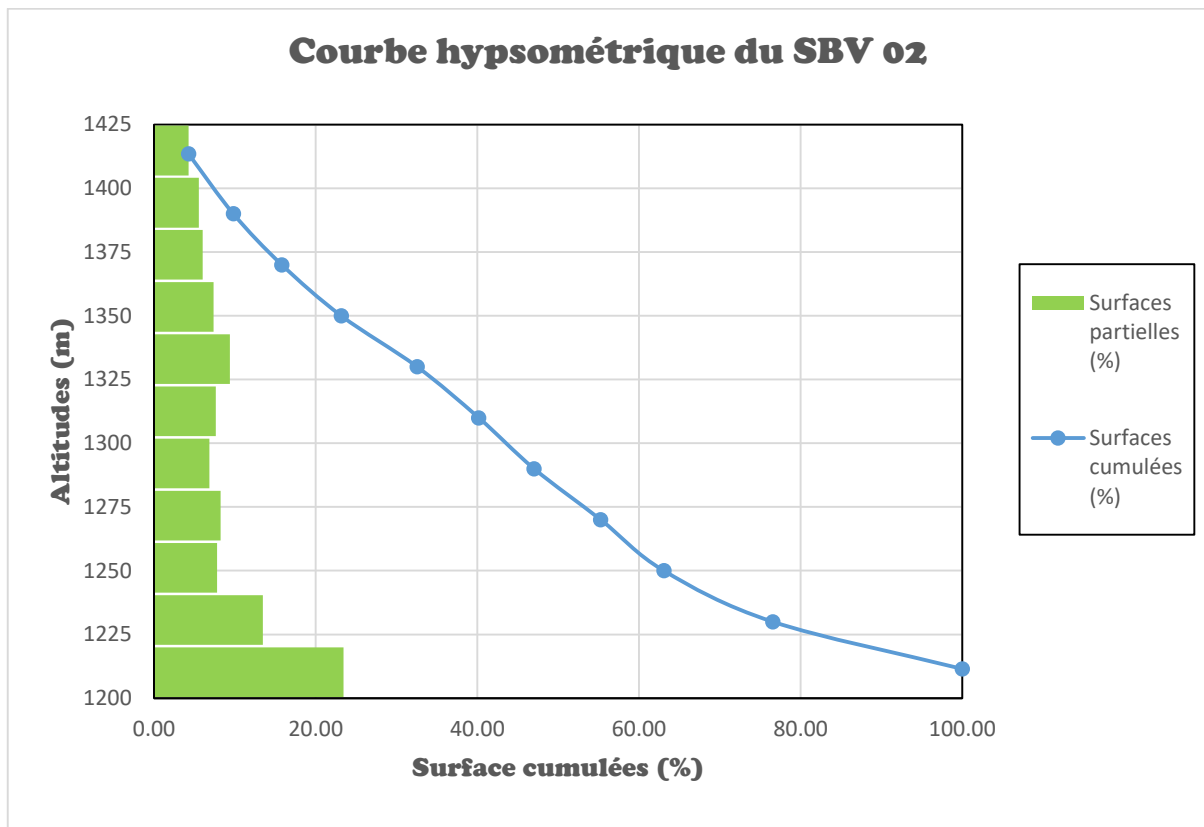


Figure 03 : la courbe hypsométrique du SBV 02

III.3.3 Altitude maximale et altitude minimale :

Dans le contexte d'un bassin versant, les termes "altitude maximale" et "altitude minimale" désignent les points d'altitude les plus élevés et les plus bas à l'intérieur des limites du bassin

versant. La détermination de ces altitudes extrêmes est essentielle pour comprendre les caractéristiques topographiques, le comportement hydrologique et les caractéristiques écologiques du bassin versant.

III.3.4 Altitude moyenne :

L'altitude moyenne d'un bassin versant, également appelée altitude moyenne ou hauteur moyenne, est une mesure de l'altitude moyenne de la surface terrestre à l'intérieur des limites du bassin versant. Le calcul de l'altitude moyenne fournit des informations importantes sur le profil d'altitude global et les caractéristiques topographiques du bassin versant, qui influencent les processus hydrologiques, les schémas climatiques et les conditions écologiques.

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

$$H_{MOY} = \sum \frac{a_i \times h_i}{S}$$

Avec :

- a_i : surface moyenne entre deux courbes de niveaux en Km²
- h_i : altitude moyenne entre deux courbes de niveaux en m
- S : surface du bassin versant en Km²

III.3.5 Les altitudes médianes :

Les altitudes médianes d'un bassin versant fournissent une mesure concise et informative de la distribution de l'altitude, de la tendance centrale et du profil topographique. Ces informations permettent de comprendre le comportement hydrologique, la dynamique écologique et la variabilité du paysage au sein du bassin versant, ce qui facilite la prise de décisions éclairées en matière de gestion des bassins versants et d'aménagement de l'environnement.

III.3.5.1.1 Altitude médiane (H_{5%}) :

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

III.3.5.1.2 Altitude médiane (H50%) :

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

III.3.5.1.3 Altitude médiane (H95%) :

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

Tableau 04 : les caractéristiques altimétriques des sous bassins versants

paramètre	symbole	unité	valeur	
			SBV 01	SBV 02
Altitude maximal	H _{MAX}	m	1419	1427
Altitude minimal	H _{MIN}	m	1203	1203
Altitude moyenne	H _{MOY}	m	1271.82	1284.02
Altitude médiane H _{5%}	H _{5%}	m	1362.5	1408.75
Altitude médiane H _{50%}	H _{50%}	m	1277.5	1307.5
Altitude médiane H _{95%}	H _{95%}	m	1223.8	1215

III.3.6 Les Indices de pente :

En hydrologie et en géomorphologie, les indices de pente sont des paramètres utilisés pour quantifier et caractériser l'inclinaison ou la pente du terrain à l'intérieur d'un bassin versant. Ces indices fournissent des informations précieuses sur les caractéristiques topographiques, le potentiel d'érosion et la réponse hydrologique du paysage.

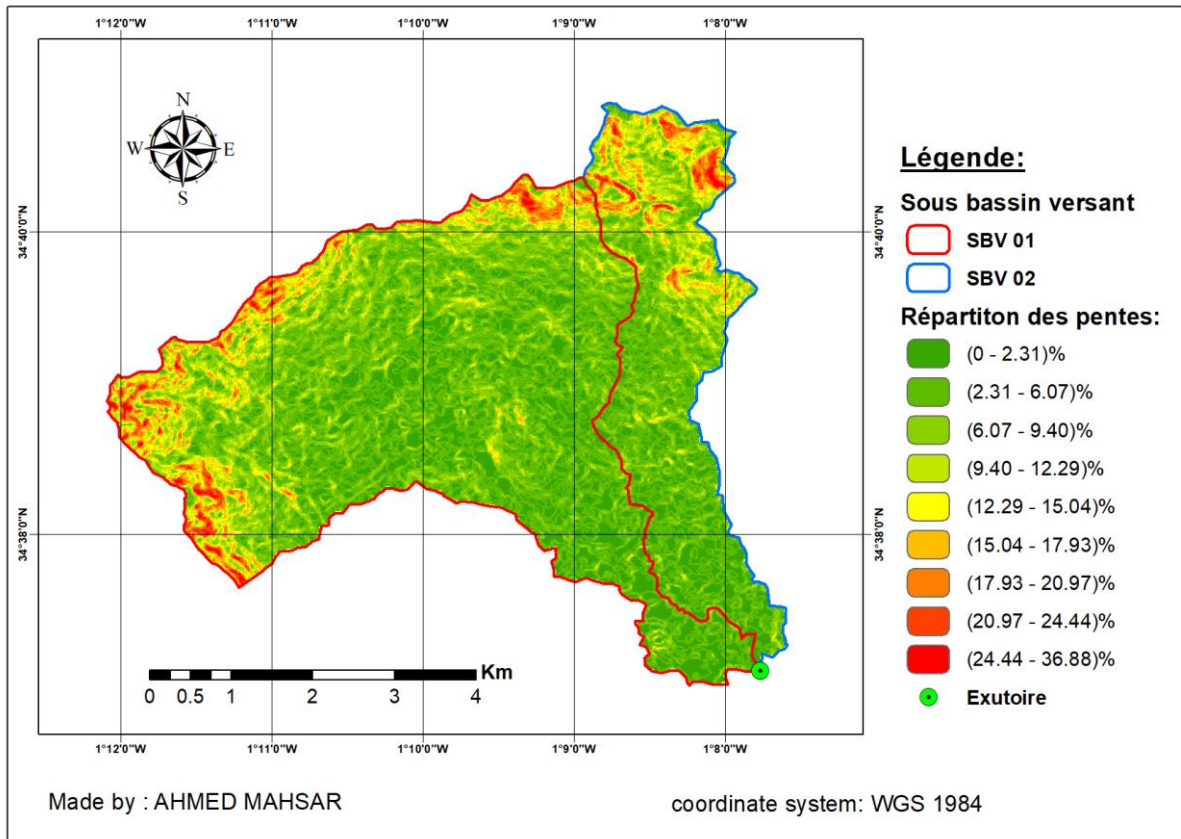


Figure 04 : la carte des pentes des sous bassins versant (SBV 01 et SBV 02).

III.3.6.1 La pente du bassin versant :

$$I_{BV} = \frac{H_{MAX} - H_{MIN}}{L_{CP}}$$

Avec :

- H_{MAX} : hauteur minimal en m
- H_{MIN} : hauteur maximal en m
- L_{CP} : longueur du cours d'eau principal en Km

III.3.6.2 La pente moyenne du sous bassins versants :

La pente moyenne d'un bassin versant correspond à la moyenne pondérée des pentes élémentaires qui le constituent, calculée en fonction de la longueur totale des courbes de niveau et de leur équidistance.

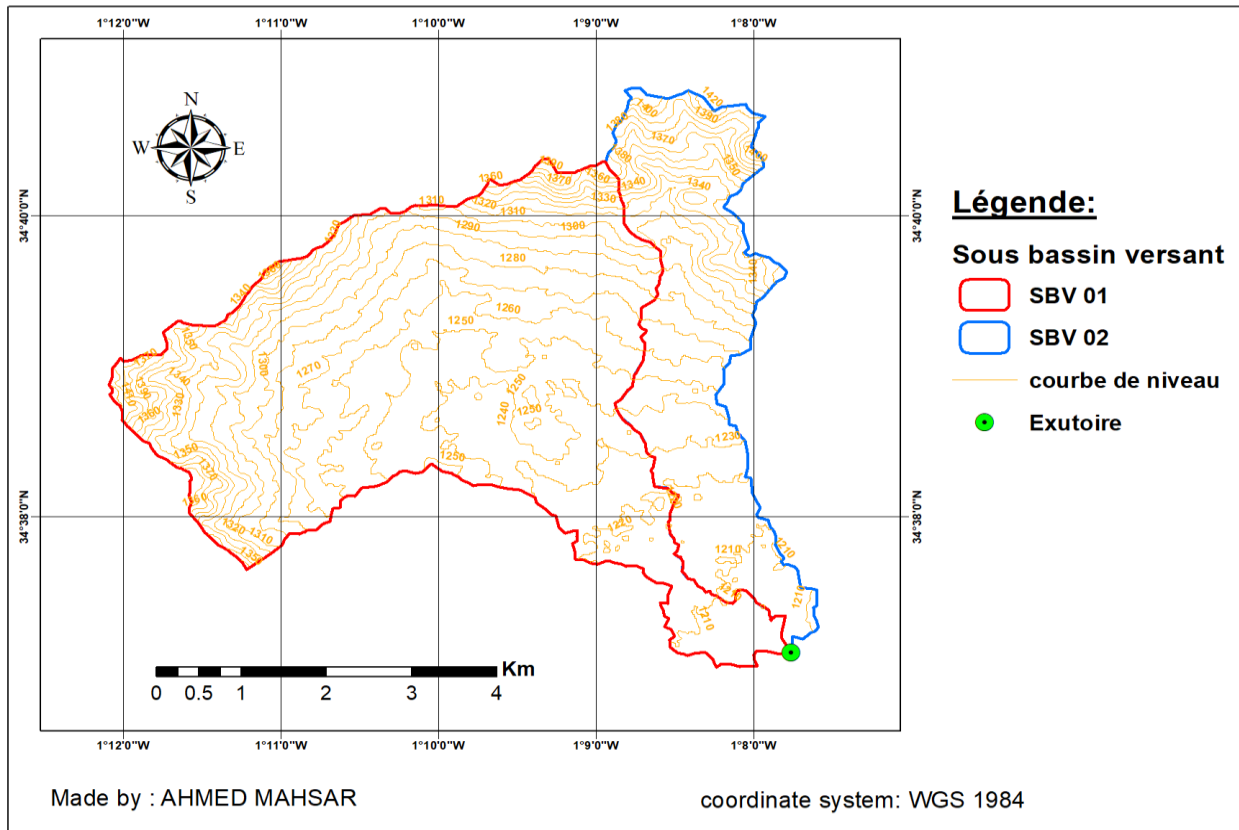


Figure 05 : la carte des courbes de niveaux des sous bassins versants (SBV 01 et SBV 02)

$$I_{MOY} = \frac{\Delta H(0.5L_1 + L_2 + \dots + 0.5L_n)}{S}$$

Avec :

- ΔH : dénivelée entre deux courbes de niveaux en m
- L_1, L_2, \dots, L_n : longueurs des courbes de niveaux en Km
- S : surface de bassin versant en Km^2

Tableau 05 : Les paramètres de la pente moyenne des sous bassins versants (SBV 01 et SBV 02).

SBV 01				SBV 02			
Courbe de niveau	Longueur (km)	ΔH (m)	Surface (km ²)	Courbe de niveau	Longueur (km)	ΔH (m)	Surface (km ²)
1210	2.15	10	18	1210	5.26	10	6.67
1220	5.88			1220	2.54		
1230	3.65			1230	1.71		
1240	11.02			1240	1.88		
1250	11.25			1250	1.48		
1260	10.21			1260	1.44		
1270	9.43			1270	1.42		
1280	9.18			1280	1.79		
1290	9.48			1290	1.58		
1300	9.26			1300	2.24		
1310	9.39			1310	2.61		
1320	8.63			1320	2.88		
1330	8.60			1330	3.69		
1340	7.48			1340	4.45		
1350	6.08			1350	2.63		
1360	4.63			1360	2.43		
1370	3.71			1370	2.67		
1380	2.33			1380	2.72		
1390	1.49			1390	2.43		
1400	0.97			1400	2.52		
1410	0.33	1410	1.66				
1420	/	1420	0.79				

III.3.6.3 Indice de pente de roche :

$$I_p = \frac{1}{\sqrt{L_r}} \sum_{i=1}^n \sqrt{(S_i \cdot H_i)}$$

Avec :

- L_r : longueur du rectangle équivalent en Km
- S_i : surface partielle entre deux courbes de niveaux en Km²
- H_i : la distance entre deux courbes de niveaux (dénivelée) en m

III.3.6.4 Indice de pente moyenne :

$$I_{p_{moy}} = \frac{H_{MAX} - H_{MIN}}{L_r}$$

Avec :

- H_{MAX} : hauteur minimal en m
- H_{MIN} : hauteur maximal en m
- L_r : longueur du rectangle équivalent en Km

III.3.6.5 Indice de pente globale :

$$I_g = \frac{H_{5\%} - H_{95\%}}{L_r}$$

Avec :

- $H_{5\%}$ et $H_{95\%}$: les altitudes médianes en m
- L_r : longueur du rectangle équivalent en Km

Tableau 06 : Classification d'OSTROM du relief à partir de l'indice de pente globale.

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

III.3.6.6 La dénivelée spécifique :

La dénivelée spécifique désigne la différence d'altitude ou le dénivelé par unité de distance horizontale dans une zone donnée, généralement un bassin hydrographique ou un bassin versant. Il s'agit d'une mesure de la pente moyenne ou de la rugosité du terrain dans le bassin versant, qui donne une idée de la variabilité topographique et des caractéristiques du relief du paysage.

$$D_s = I_g \times \sqrt{S}$$

Avec :

- I_g : indice de pente global
- S : surface du bassin versant

Tableau 07 : Résultats de calculs des pentes, indices de pente et la dénivelée spécifique

Paramètre	Symbole	Unité	Valeur	
			SBV 01	SBV 02
Pente du bassin versant	I_{BV}	m/km	24.71	26.17
La pente moyenne du bassin versant	I_{MOY}	m/km	74.39	74.66
Indice de pente de roche	I_P	%	16.86	12.58
Indice de pente moyenne	$I_{P\ MOY}$	m/km	18.99	25.66
Indice de pente globale	I_g	m/km	12.18	22.19
Dénivelée spécifique	D_S	m	51.66	57.31

III.4 Etude du réseau hydrographique :

Le réseau hydrographique est analysé par l'étude de la topologie et de la géométrie des cours d'eau, avec la mesure de la longueur, de la surface et de la pente des bassins versants, ainsi que par la classification des cours d'eau.

III.4.1 Caractéristiques du réseau hydrographique :

Le cours principal d'une rivière est alimenté par ses principaux affluents, qui reçoivent à leur tour l'eau des affluents secondaires, jusqu'aux plus petits ruisseaux et criques du bassin, formant collectivement le réseau hydrographique complexe des bassins versants. Défini comme l'ensemble des cours d'eau naturels ou artificiels, permanents ou temporaires, contribuant à l'écoulement, le réseau hydrographique est l'une des caractéristiques les plus significatives du bassin.

III.4.2 Hiérarchisation du réseau :

L'établissement de la ramification d'un cours d'eau se fait en assignant un système de numérotation à chaque segment du cours d'eau en fonction de son importance. Selon la classification de Schumm Strahler (1957).

- Tout cours d'eau qui n'a pas de tributaires est d'ordre 1.
- Lorsqu'il y a confluence de deux cours d'eau d'ordre différent, le cours d'eau prend l'ordre du plus élevé.

- La confluence de deux cours d'eau similaires a entraîné une augmentation de 1 du cours d'eau.
- Les cours d'eau principaux d'un bassin versant sont classés dans l'ordre le plus élevé, c'est-à-dire l'ordre du cours d'eau principal à l'exutoire.

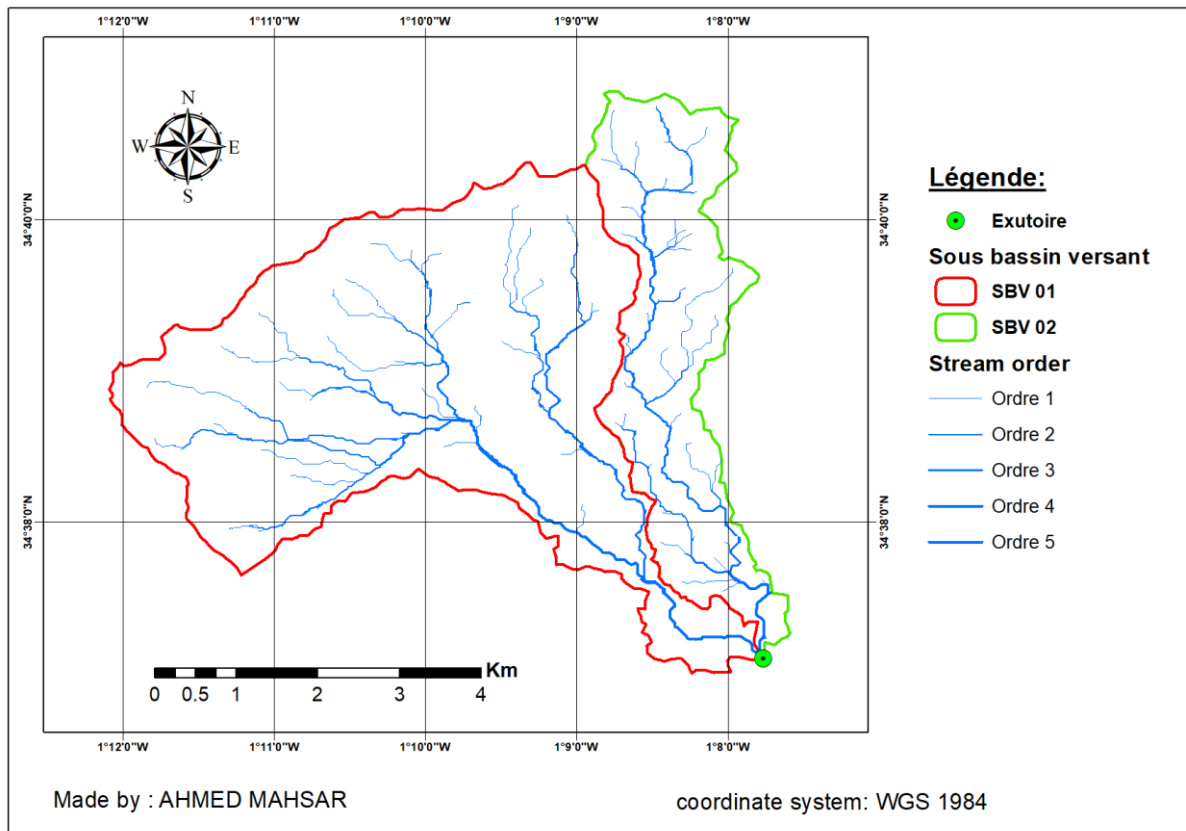


Figure 06 : Réseau hydrographiques des sous bassin versants (SBV 01 et SBV 02)

III.4.3 Paramètres hydrographiques :

Pour un bassin versant, les paramètres hydrographiques comprennent la densité de drainage, coefficient de torrentialité, le temps de concentration et le coefficient de ruissellement.

III.4.3.1 Densité de drainage :

Pour décrire la densité de drainage, on compare la longueur totale de tous les cours d'eau avec la superficie du bassin versant. Elle témoigne de l'activité du bassin. Une valeur élevée de cette dernière indique un réseau hydrographique dense et capable de réagir rapidement à un événement pluvieux, la densité de drainage est exprimé comme suit :

$$D_d = \frac{\sum_{i=1}^n l_i}{S}$$

Avec :

- l_i : longueurs des cours d'eau en km
- S : surface du bassin versant en Km^2

III.4.3.2 La densité hydrographique des thalwegs élémentaires :

En d'autres termes, la densité hydrographique correspond au nombre de canaux d'écoulement par unité de surface.

$$F_1 = \frac{\sum N_1}{S}$$

Avec :

- N_1 : Nombre des cours d'eau d'ordre 1
- S : surface du bassin versant en Km^2

III.4.3.3 Coefficient de torrentialité :

Il est donné par la formule suivante :

$$C_t = D_d \times F_1$$

Avec :

- D_d : densité de drainage
- F_1 : densité hydrographique

III.4.3.4 Temps de concentration :

Le temps de concentration correspond au temps écoulé entre le début de la pluie et la réalisation du débit maximal à l'exutoire du bassin versant. Cela indique combien de temps il faut pour que l'eau se déverse du point le moins éloigné du bassin versant jusqu'à l'exutoire (Nicolas, 2007).

En utilisant les formules empiriques suivantes, on peut estimer le temps de concentration.

- **Formule de GIANDOTTI :**

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

Avec :

- S : Surface du bassin versant.
- L : La longueur du rectangle équivalent.
- H_{moy}: l'altitude moyenne du bassin versant.
- H_{min}: l'altitude minimale du bassin versant.

- **Formule de VENTURA :**

$$T_c = 0.1275 \times \frac{\sqrt{S}}{\sqrt{I_{BV}}}$$

Avec :

- T_c : Temps de concentration en heures
- I : La pente du bassin versant en m/m
- S : Surface du bassin versant.

- **Formule de TURAZZA :**

$$T_c = 0.108 \times \frac{\sqrt[3]{S \times L}}{\sqrt{I}}$$

Avec :

- S : La surface du bassin versant (Km²).
- L : La longueur du talweg principale (Km).
- I : Pente moyenne du talweg principal.

• **Formule de SOLOVSKY :**

$$T_C = 4 \times \left[\frac{(S_{BV} \times L_{CP})^{0.333}}{\sqrt{I_{BV}}} \right]^{0.75}$$

Avec :

- T_C : le temps de concentration en heures
- S_{BV} : Surface du bassin versant en km^2 .
- L_{CP} : longueur du talweg principal en km.
- I_{BV} : pente du bassin versant en m/m.

• **Formule de SOGREAH - ANRH :**

$$T_C = 3 \times \left[\frac{S \times L}{(10 \times I)^{1.5}} \right]^{0.25}$$

Avec :

- S : Surface du bassin versant en km^2
- L : longueur du cours d'eau en km.
- I : Pente du cours d'eau principal en %.

• **Formule espagnole :**

$$T_C = 0.126 \times 60 \times \left(\frac{L_{CP}}{I^{0.25}} \right)^{0.76}$$

Avec :

- L_{CP} : longueur du talweg principal en km.
- I_{BV} : pente du bassin versant en m/m.

Tableau 08 : Les résultats des calculs du temps de concentration

Formule	symbole	unité	valeur	
			SBV 01	SBV 02
GIANDOTTI	T _c	h	5.13	3.25
VENTURA			3.44	3.23
TURAZZA			3.71	2.57
SLOVSKY			4.25	3.23
SOGREAH-ANRH			3.19	2.42
ESPAGNOLE			79.32	77.24

III.4.3.4.1 Analyse des résultats :

Après l'analyse des résultats obtenus on peut distinguer trois groupes :

- **Premier groupe** : le résultat obtenu par application de la formule ESPAGNOLE qui donne une valeur grossièrement éloignée de la tendance des autres valeurs d'où la non-considération de ce résultat est primordiale.
- **Deuxième groupe** : les résultats obtenus par les formules, GIANDOTTI et SOLOVSKY qui donne des valeurs plus au moins éloignée de la tendance générale des valeurs obtenus d'où l'écartement de ces résultats est préférable.
- **Troisième groupe** : les résultats obtenus par les formules, VENTURA, TURAZZA et SOGREAH-ANRH qui donnent des valeurs proches l'une à l'autre d'où la valeur moyenne de ces trois formules serait notre temps de concentration.

Tableau 09 : résultats des formules adoptés pour le calcul du temps de concentration.

Formule	symbole	unité	valeur	
			SBV 01	SBV 02
VENTURA	T _c	h	3.44	3.23
TURAZZA			3.71	2.57
SOGREAH-ANRH			3.19	2.42
La moyenne			3.45	2.74

III.4.3.5 Vitesse de ruissellement :

Le ruissellement se produit lorsque les eaux météorologiques qui n'ont pas pu s'infiltrer se déplacent par gravité à la surface du sol, en fonction de la pente du terrain et dans le micro-réseau hydrographique. Lors de l'évaporation et du stockage superficiel, il s'agit simplement du rapport entre la longueur parcourue par le temps de concentration.

$$V_r = \frac{L_{CP}}{T_C}$$

Avec :

- L_{CP} : longueur du cours d'eau principal en Km
- T_C : temps de concentration en h

Tableau 10 : Les paramètres hydrographiques des sous bassins versants (SBV 01 et SBV 02)

paramètre	symbole	unité	valeur	
			SBV 01	SBV 02
Densité de drainage	D_d	Km/Km ²	4.85	4.04
Densité hydrographiques des thalwegs élémentaires	F_1	Km ⁻²	7.77	4.34
Coefficient de torrencialité	C_t	/	37.68	17.53
Temps de concentration	T_C	h	3.45	2.74
Vitesse de ruissellement	V_r	Km/h	2.53	3.12

Tableau 11 : Les caractéristiques géomorphologiques des sous bassin versants.

Paramètre	Symbole	Unité	Valeurs	
			SBV 01	SBV 02
Surface	S	Km ²	18	6.67
Périmètre	P	Km	25.76	18.85
Longueur du thalweg principal	LCP	Km	8.74	8.56
Indice de compacité de Horton	K _H	/	0.24	0.1
Indice de compacité de GRAVELIUS	K _G	/	1.71	2.06
Rectangle équivalent	Longueur	L _r	km	11.37
	largeur			I _r
				0.76
Coefficient d'allongement	C _a	/	4.24	10.98
Altitude maximal	H _{MAX}	m	1419	1427
Altitude minimal	H _{MIN}	m	1203	1203
Altitude moyenne	H _{MOY}	m	1271.82	1284.02
Altitude médiane H _{5%}	H _{5%}	m	1362.5	1408.75
Altitude médiane H _{50%}	H _{50%}	m	1277.5	1307.5
Altitude médiane H _{95%}	H _{95%}	m	1223.8	1215
Pente du bassin versant	I _{BV}	m/km	24.71	26.17
La pente moyenne du bassin versant	I _{MOY}	m/km	74.39	74.66
Indice de pente de roche	I _P	%	16.86	12.58
Indice de pente moyenne	I _{P MOY}	m/km	18.99	25.66
Indice de pente globale	I _g	m/km	12.18	22.19
Dénivelée spécifique	D _S	m	51.66	57.31
Densité de drainage	D _d	Km/Km ²	4.85	4.04
Densité hydrographiques des thalwegs élémentaires	F ₁	Km ⁻²	7.77	4.34
Coefficient de torrentialité	C _t	/	37.68	17.53
Temps de concentration	T _C	h	3.45	2.74
Vitesse de ruissellement	V _r	Km/h	2.53	3.12

IV. Etude des crues :

Pour un projet de prévention des inondations, il est essentiel de déterminer le débit de pointe afin de choisir l'aménagement adéquat et de délimiter les zones inondables. Une fois que les bassins versants de la zone d'étude ont été délimités et caractérisés, l'objectif est d'évaluer les débits des crues pour des périodes de retour de 10 à 1000 ans.

IV.1 Analyse fréquentielle des données pluviométrique :

Les précipitations représentent un facteur essentiel dans le bilan hydrologique, sa quantification est faite au niveau de plusieurs stations pluviométriques implantées à travers le territoire algérien dans le but d'avoir une information précise sur ce paramètre,

L'étude sera basée sur les données enregistrées au niveau de la station pluviométrique SEBDOU qui représente une série d'observation plus de 30ans (46 ans) série largement suffisante.

L'adoption de ce poste est motivée par :

- La situation géographique, de ce poste, proche de l'aire d'étude.
- La disposition de ce poste d'une série d'observations plus de 30 ans, série largement suffisante pour le dimensionnement de ce type d'aménagement.

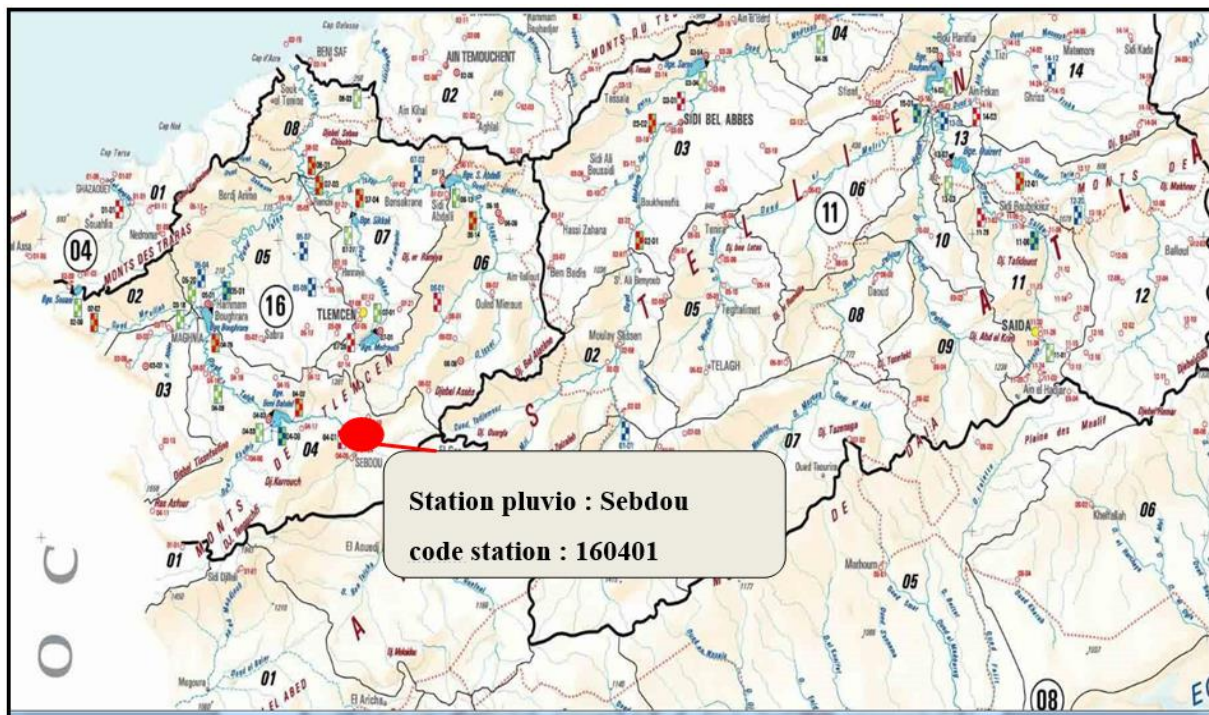


Figure 07 : situation géographique de la station pluviométrique de SEBDOU

Tableau 12 : Identification de la station pluviométrique de SEBDOU

La station	Code de station (ANRH)	X (Km)	Y(Km)	Z(m)	Période d'observation
Sebdou	160401	1°18	34°36	950	46 ans

IV.2 Analyse des pluies journalière maximales :

L'analyse des précipitations journalières maximales, en matière des études hydrotechniques, telle que les études des cours d'eaux, entrent d'une façon directe pour le dimensionnement des ouvrages d'évacuation des crues, cette partie représente la partie la plus rigoureuse de l'étude.

Tableau 13 : Série d'observations des précipitations maximales journalières du poste pluviométrique SEBDOU (160401)

Année d'observation	P _J MAX (mm)	Année d'observation	P _J MAX (mm)
1975	109,3	1998	93,5
1976	94,7	1999	80
1977	111,4	2000	121,1
1978	138,9	2001	108,2
1979	152,4	2002	143,2
1980	154,6	2003	72,6
1981	90,5	2004	69,7
1982	82,6	2005	88,7
1983	64,7	2006	109
1984	96,7	2007	106
1985	82,6	2008	170
1986	139,7	2009	67,6
1987	56,5	2010	54,1
1988	140,8	2011	65,3
1989	96,8	2012	159,9
1990	146,5	2013	117,6
1991	130,5	2014	84,3
1992	61,7	2015	93,2
1993	61,6	2016	97,6
1994	140,6	2017	141,6
1995	137,1	2018	52,2
1996	61	2019	93,7
1997	78,5	2020	75,9

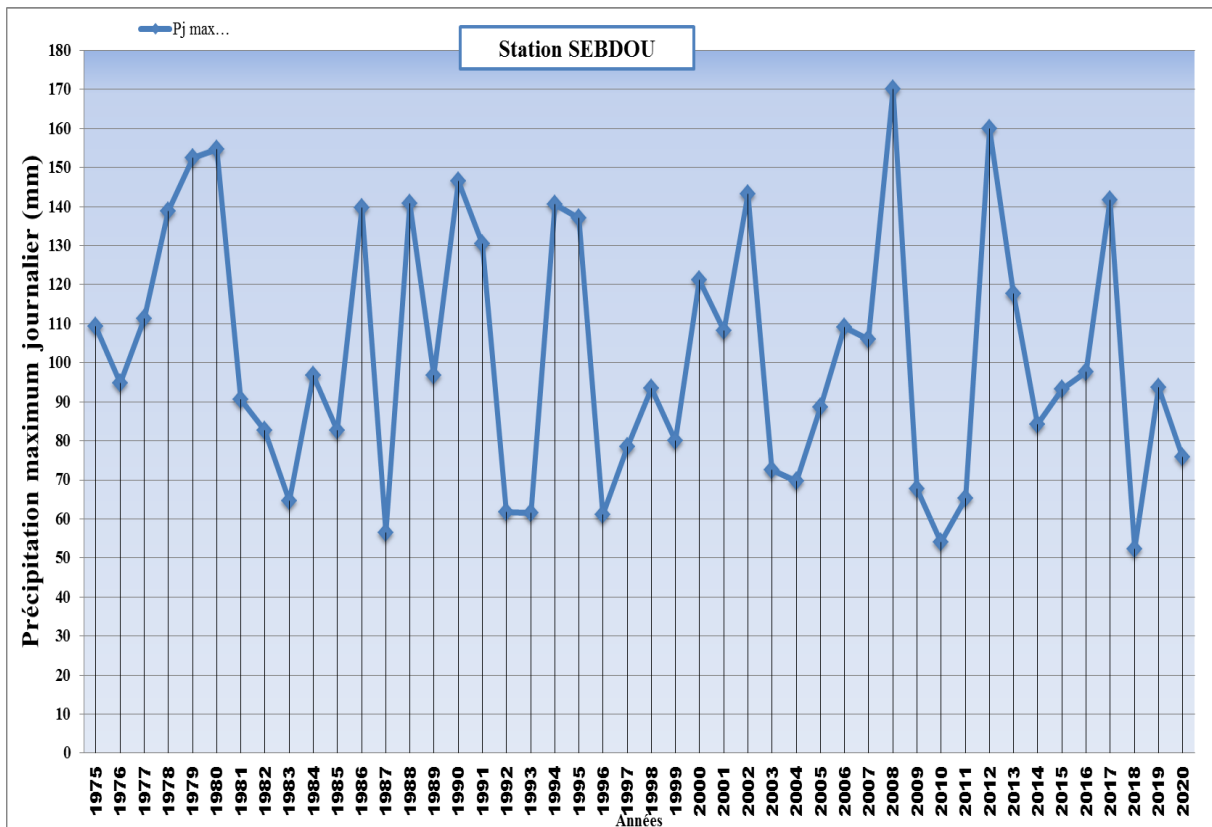


Figure 08 : Répartition des précipitations maximales journalières.

- Cette répartition des pluies maximum journalières, permet de conclure que la région en étude présente une très forte irrégularité des pluies.
- L'analyse de la série, montre :
 - Un Pic enregistré en 2008 de l'ordre 170 mm, qui représente la valeur maximum des pluies journalières pendant la période (1975-2020)
 - les années 1979, 1980, 2008 ont marqué des fortes précipitations journalière de l'ordre de 152.4 mm ; 154.6 mm ; et 159.9 mm. Ces valeurs constituent un maximum relativement élevé, en comparaison du régime hydrologique Algérien.

Tableau 14 : Caractéristique empiriques de la série des observations.

STATION SEBDOU		
Caractéristique	Formules	Valeur calculée
Nombre d'observation	/	46
Minimum	/	52.2
Maximum	/	170
Moyenne arithmétique " \bar{X} "	$\bar{X} = \frac{\sum_{i=1}^{31} xi}{n}$	102
Ecart-type	$\tau = \sqrt{\tau^2}$	32.7
Médiane	/	95.7
Coefficient de variation (Cv)	$Cv = \frac{\tau}{\bar{X}}$	0.321
Coefficient d'asymétrie (Cs)	$Cs = \frac{\sum_{i=1}^{28} (xi - \bar{x})^3}{(n - 1)\tau^3}$	0.328
L'exposant climatique (b)	donné par l'ARNH	b=0.79

IV.3 Ajustement des pluies maximales journalières :

Sachant que l'Algérie est soumise à un climat très aléatoire et irrégulier, cependant le choix d'une loi statistique dissymétrique est indispensable pour l'analyse statistique des pluies journalières maximales.

Pour aboutir à des résultats plus précis, il a été procédé à un ajustement de la série d'observations des pluies journalières maximales du poste pluviométrique en étude, à la loi de GUMBEL et la loi LOG-NORMAL, qui s'ajustent bien au régime hydrologique méditerranéen. L'ajustement des pluies maximales journalières sera traiter par le logiciel "**Hyfran**".

IV.3.1 Ajustement des pluies maximales journalières à la loi de GUMBEL :

La loi de Gumbel est largement répandue pour décrire la répartition des valeurs extrêmes. Effectivement, la loi exponentielle double est la forme limite de la répartition de la valeur

maximale d'un échantillon de n valeurs. Étant donné que le maximum annuel d'une variable correspond au maximum de 365 valeurs quotidiennes, il est essentiel que cette loi puisse décrire les séries de maxima annuels.

La fonction de répartition de la loi de GUMBEL F(X) est donnée par l'expression suivante :

$$F(x) = e^{-e^{-y}}$$

$$Y = \frac{X - X_0}{\alpha}$$

Avec :

- Y : variable réduit de GUMBEL
- α et X_0 : paramètre d'ajustement de la loi de GUMBEL
- X_0 : paramètre de position
- α : paramètre positif appelé aussi « gradex »
- X : variable étudié

L'expression d'un quantile est la suivante :

$$X = \alpha \times Y + X_0$$

Soit :

$$P_{JMAX} = \frac{1}{\alpha} \times Y + X_0$$

Avant de procéder à l'ajustement il faut suivre les étapes suivantes :

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

Il existe de nombreuses formules d'estimation de la fonction de répartition F(x) :

Tableau 15 : les paramètres de la loi de GUMBEL

NOM	a	Formule
weibull	0	$\frac{r}{n+1}$
Cunnane	0,4	$\frac{r-0.4}{n+0.2}$
Gringorten	0,44	$\frac{r-0.44}{n+0.12}$
Hazen	0,5	$\frac{r-0.5}{n}$

Des simulations ont montré que pour la loi de GUMBEL, il est judicieux d'utiliser la distribution empirique de HAZEN :

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

Avec :

- r : rang de la précipitation
- n : nombre d'observation (46 années)
 - ✓ calculer la variable réduite de GUMBEL par la formule suivante :

$$Y = -\ln(-\ln(F(x)))$$

- ✓ calculer les paramètres d'ajustement par les formules suivantes :

$$\alpha = 0.78 \times \sigma$$

$$X_0 = \bar{X} - (0.577 \times \alpha)$$

Avec :

- σ : l'écart type de la série.
- \bar{X} : la moyenne arithmétique de la série.
 - ✓ Représenter graphiquement les couples $(x_i ; y_i)$ sur papier GUMBEL.

Tableau 16 : Les paramètres de la loi de GUMBEL

Nombre d'observation	46
\bar{X}	103
σ	32.7
X_0	86.24
α	27.66
$\frac{1}{\alpha}$	0.036
L'équation de la droite de GUMBEL s'écrit ainsi $P_{\max,j(p\%)} = 0.036 * Y + 86.24$	

Tableau 17 : Résultats de l'ajustement à la loi de GUMBEL

période retour	fréquence	valeurs théorique	écart type	intervalle de confiance
T (ans)	q (%)	$P_{jmax(q\%)}$	mm	95%
10000	0.9999	341	31.4	280
2000	0.9995	297	26.2	245
1000	0.999	277	24	230
200	0.995	233	18.9	196
100	0.99	214	16.7	181
50	0.98	194	14.5	166
20	0.95	168	11.6	146
10	0.9	148	9.5	130
5	0.8	128	7.38	113
3	0.6667	111	5.87	99.7
2	0.5	96.4	4.78	87

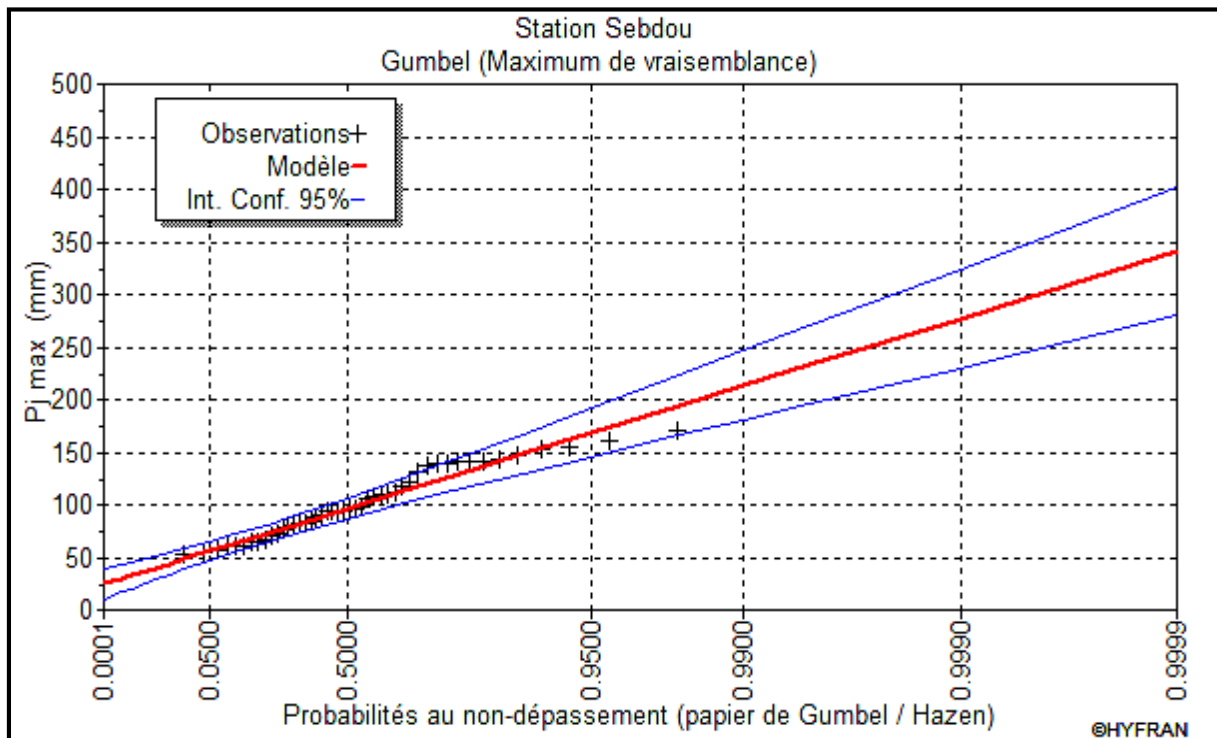


Figure 09 : L'ajustement à la loi de GUMBEL

IV.3.2 Ajustement de la série pluviométrique à la loi de GALTON (log normale) :

La fonction de répartition de la loi log-normal est donnée par l'expression suivante :

$$F(X) = \frac{1}{\sqrt{2\pi}} e^{-\frac{1}{2}\left(\frac{\log(X)-\bar{X}}{\sigma}\right)^2}$$

Avec :

\bar{X} : La moyenne des logarithmes de la variable x.

σ : L'écart type des logarithmes de la variable x.

Quand on utilise la variable centré réduite Z, la formulation devient ainsi :

$$Z = \frac{\log X - \bar{X}}{\sigma}$$

L'expression d'un quantile est la suivante :

$$P_{max.j} (p\%) = e^{(\bar{X}+Z(P\%)*\sigma)}$$

La valeur de paramètre Z est associée à la probabilité de non dépassement.

IV.3.2.1 Procédé de l'ajustement :

Pour déterminer les deux paramètres (la moyenne, écart type) de la loi log-normale, on fait appel au logiciel Hyfran.

Dans notre calcul, on a opté pour la méthode du maximum de vraisemblance, et la fréquence choisit est celle de Hazen.

Tableau 18 : Les paramètres de la loi de GALTON

Nombre de données	46
La moyenne des logarithmiques « \bar{X} »	4.57
L'écart type des logarithmiques « σ »	0.328
L'équation de la droite de Galton s'écrit ainsi : $P_{j \max} (p\%) = e^{(4.57+Z.(p\%)*0.328)}$	

Pour des différentes périodes de retour, les résultats de l'ajustement à la loi de Galton issus de logiciel Hyfran, avec l'utilisation de la technique de vraisemblance sont représenté dans le tableau suivant :

Tableau 19 : Résultats de l'ajustement à la loi de GALTON

période retour	fréquence	valeurs théorique	écart type	intervalle de confiance
T (ans)	q (%)	$P_{jmax(q\%)}$	mm	95%
10000	0.9999	329	45.4	240
2000	0.9995	286	35.5	217
1000	0.999	268	31.5	206
200	0.995	226	23	181
100	0.99	208	19.6	170
50	0.98	190	16.4	158
20	0.95	166	12.5	142
10	0.9	148	9.72	129
5	0.8	128	7.23	114
3	0.6667	112	5.66	101
2	0.5	96.9	4.7	87.7

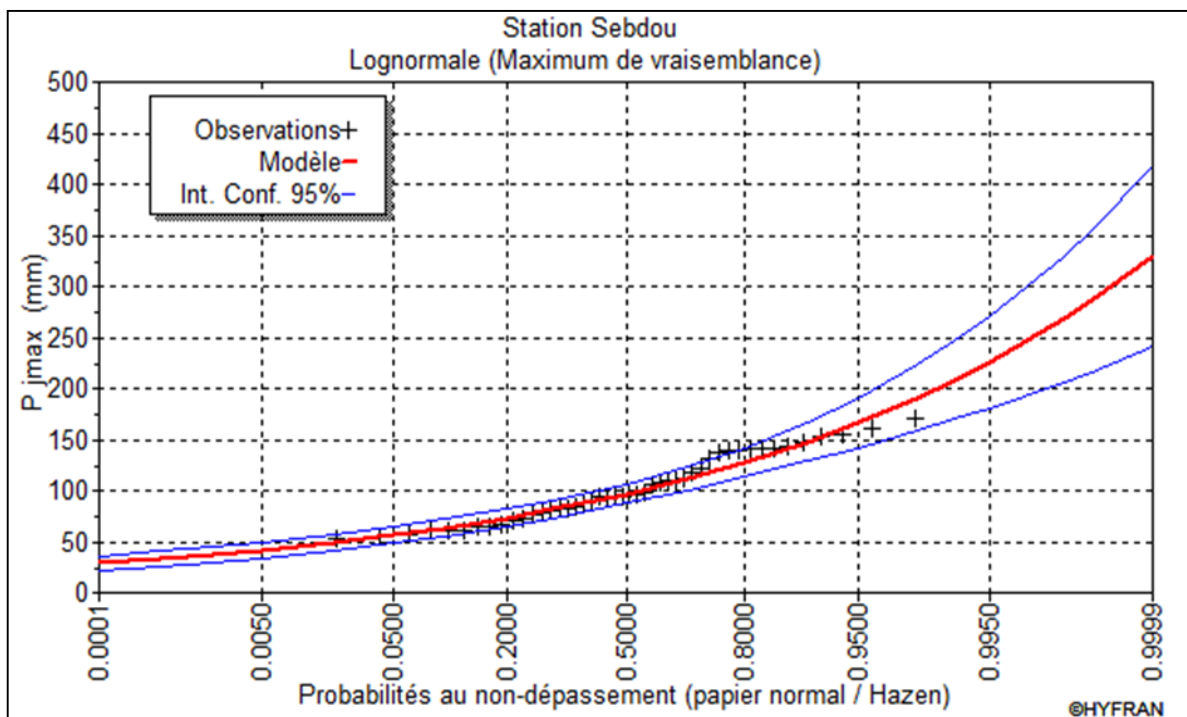


Figure 10 : L'ajustement à la loi de GALTON

IV.3.3 Choix de la loi d'ajustement :

Sur la base de la comparaison graphique, on constate que la série des observations des pluies maximales journalières s'ajustent le mieux avec la loi de GALTON. Par conséquent on opte pour les résultats de cette dernière loi pour le reste de la présente étude.

IV.4 Pluie de courte durée :

Dans cette étape on va adopter une relation entre pluie, temps de retour et durée : celle-ci consiste à représenter, pour chaque temps de retour choisis, la pluie en fonction de la durée. C'est cette présentation que l'on nomme courbe IDF. Elle a l'avantage pratique de bien se prêter à l'interpolation pour différentes durées.

Pour la mise en œuvre des courbes IDF on transforme les pluies maximales journalières aux pluies de courtes durées exprimées en [mm], à l'aide de la formule de K.Body (ANRH 1984) :

$$P_{ct. p\%} = P_{max.j} * \left(\frac{t}{24}\right)^b$$

Avec :

- $P_{ct,p\%}$: pluie de courte durée de fréquence égale à celle de $P_{JMAX,P\%}$ en mm
- $P_{JMAX,P\%}$: précipitation journalière maximale fréquentielle
- t : durée de l'averse en h
- b : l'exposant climatique, on prend $b= 0.79$ (source ANRH)

Ensuite on calcule les intensités maximales d'une durée $t(h)$ et une période de retour T (ans) par la relation suivante :

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

Avec :

- I_t : intensité de pluie en mm/h

Tableau 20 : Résultats de calculs des pluies de courtes durées et des intensités

Temps	Période de retour (ans)											
	1000		200		100		50		20		10	
Heure	P _{ct}	It	P _{ct}	It	P _{ct}	It	P _{ct}	It	P _{ct}	It	P _{ct}	It
	(mm)	(mm/h)	(mm)	(mm/h)	(mm)	(mm/h)	(mm)	(mm/h)	(mm)	(mm/h)	(mm)	(mm/h)
0.5	12.59	25.18	10.62	21.23	9.77	19.54	8.92	17.85	7.80	15.59	6.95	13.90
1	21.77	21.77	18.35	18.35	16.89	16.89	15.43	15.43	13.48	13.48	12.02	12.02
2	37.63	18.82	31.74	15.87	29.21	14.60	26.68	13.34	23.31	11.66	20.78	10.39
3	51.84	17.28	43.72	14.57	40.24	13.41	36.75	12.25	32.11	10.70	28.63	9.54
4	65.07	16.27	54.87	13.72	50.50	12.63	46.13	11.53	40.31	10.08	35.94	8.98
5	77.62	15.52	65.45	13.09	60.24	12.05	55.03	11.01	48.08	9.62	42.86	8.57
6	89.64	14.94	75.59	12.60	69.57	11.60	63.55	10.59	55.52	9.25	49.50	8.25
7	101.25	14.46	85.38	12.20	78.58	11.23	71.78	10.25	62.71	8.96	55.91	7.99
8	112.51	14.06	94.88	11.86	87.32	10.92	79.77	9.97	69.69	8.71	62.13	7.77
9	123.49	13.72	104.13	11.57	95.84	10.65	87.55	9.73	76.49	8.50	68.19	7.58
10	134.20	13.42	113.17	11.32	104.16	10.42	95.15	9.51	83.13	8.31	74.11	7.41
11	144.70	13.15	122.02	11.09	112.30	10.21	102.59	9.33	89.63	8.15	79.91	7.26
12	155.00	12.92	130.71	10.89	120.30	10.02	109.89	9.16	96.01	8.00	85.59	7.13
13	165.11	12.70	139.24	10.71	128.15	9.86	117.06	9.00	102.27	7.87	91.18	7.01
14	175.07	12.50	147.63	10.55	135.87	9.71	124.12	8.87	108.44	7.75	96.68	6.91
15	184.88	12.33	155.90	10.39	143.49	9.57	131.07	8.74	114.51	7.63	102.10	6.81
16	194.55	12.16	164.06	10.25	150.99	9.44	137.92	8.62	120.50	7.53	107.44	6.71
17	204.09	12.01	172.11	10.12	158.40	9.32	144.69	8.51	126.41	7.44	112.71	6.63
18	213.52	11.86	180.06	10.00	165.71	9.21	151.37	8.41	132.25	7.35	117.91	6.55
19	222.83	11.73	187.91	9.89	172.95	9.10	157.98	8.31	138.02	7.26	123.06	6.48
20	232.05	11.60	195.68	9.78	180.10	9.00	164.51	8.23	143.73	7.19	128.15	6.41
21	241.17	11.48	203.37	9.68	187.18	8.91	170.98	8.14	149.38	7.11	133.18	6.34
22	250.20	11.37	210.99	9.59	194.18	8.83	177.38	8.06	154.97	7.04	138.17	6.28
23	259.14	11.27	218.53	9.50	201.12	8.74	183.72	7.99	160.51	6.98	143.11	6.22
24	268.00	11.17	226.00	9.42	208.00	8.67	190.00	7.92	166.00	6.92	148.00	6.17

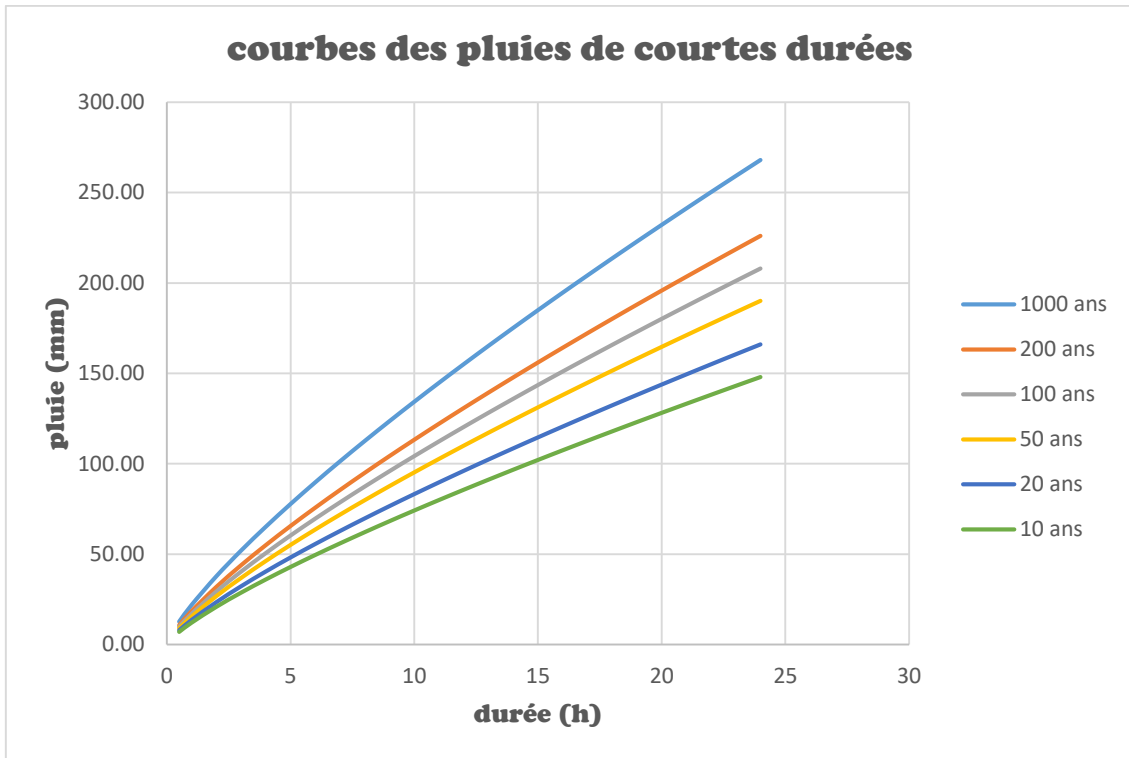


Figure 11 : Courbes pluies-durées-fréquences

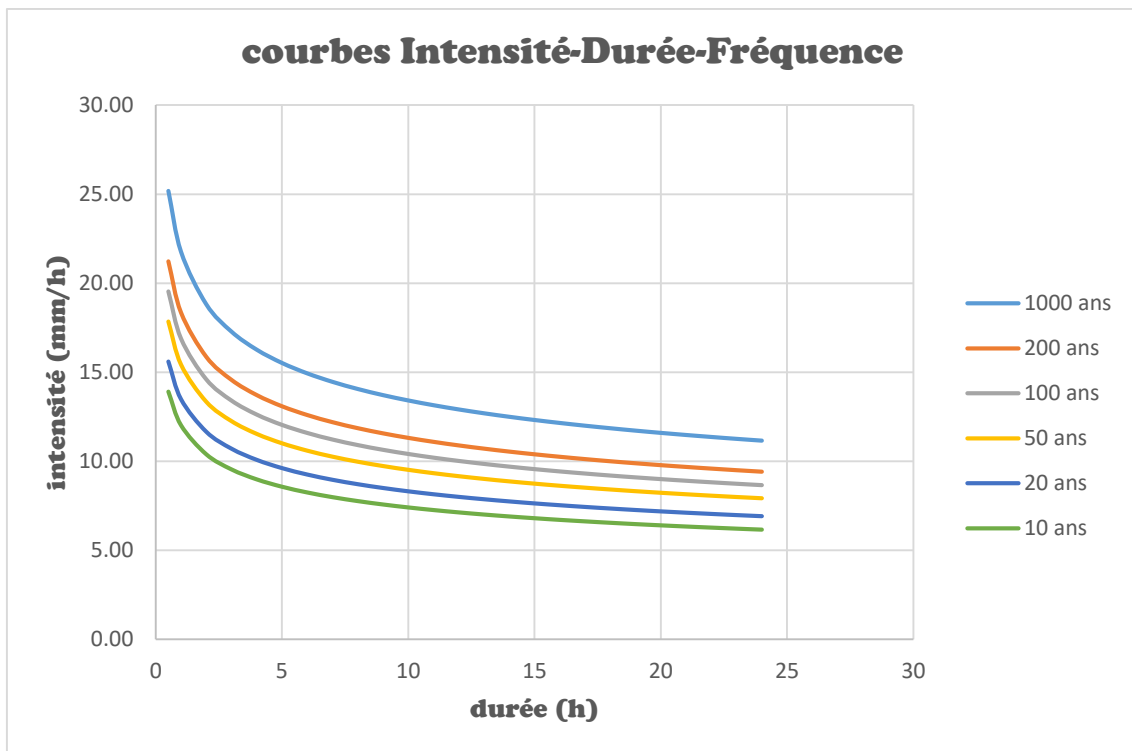


Figure 12 : Courbes intensités-durées-fréquences (IDF)

IV.5 Estimation du débit de projet :

Pour étudier la protection contre les inondations, il est essentiel de prévoir la crue et de réaliser un hydrogramme de crue. En l'absence de mesures et de stations hydrométriques qui contrôlent nos cours d'eau, nous souhaitons utiliser trois approches différentes pour évaluer les crues des bassins versants. Ces approches se résument comme suit :

- ✓ L'approche basée sur des formules empiriques
- ✓ L'approche basée sur la méthode de GRADEX
- ✓ L'approche Soil Conservation Service « SCS »

IV.5.1 L'approche basée sur les formules empiriques :

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

- **Formule de MALLET GAUTHIER :**

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

$$Q_{MAX,P\%} = 2K \times LOG(1 + AP_{MOY}) \times \frac{S}{\sqrt{L_{CP}}} \times \sqrt{1 + 4LOG T - LOG S}$$

Avec :

- K : constante comprise entre 1 et 3, on prend K= 1.3
- P_{MOY} : précipitation moyenne annuelle en (m)
- S : surface du bassin versant en Km²
- L_{CP} : longueur du cours d'eau principal en Km
- T : période de retour en (s)
- A : paramètre lié au bassin versant, on prend A= 20

- **Formule de TURAZZA :**

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

$$Q_{MAX,P\%} = \frac{C \times S \times I_t}{3.6}$$

Avec :

- S : surface du bassin versant en Km²
- I_t : l'intensité correspondante au temps de concentration en (mm/h)
- C : coefficient de ruissellement considéré pour la période de retour, on prend C= 0.8

Tableau 21 : Valeurs du coefficient de ruissellement

Période de retour	100	50	20
C	0.8	0.75	0.7

• **Formule de SOKOLOVSKY :**

La crue est définie par SOKOLOVSKY comme un débit maximal produit par une averse de courte durée, correspondant au temps de concentration. Ainsi, on considère que le temps de montée de la crue est égal au temps de concentration (Bennis, 2007) :

$$Q_{MAX,P\%} = \frac{0.28 \times (P_{ct} - H_0) \times \alpha \times f \times S}{T_C}$$

Avec :

- S : surface du bassin versant en Km²
- P_{ct} : pluie de courte durée correspondante au temps de concentration en (mm)
- H₀ : perte d'eau estimée 7 mm
- α : coefficient de ruissellement pour une période de retour donnée, tel que :

$$\alpha = \frac{\sqrt{X_{P\%}} - \sqrt{H_0}}{\sqrt{X_{P\%}} + \sqrt{H_0}}$$

Avec :

- X_{P%} : pluie de courte durée de probabilité P% qui correspond au temps de concentration
- f : coefficient de forme de la crue, tel que :

$$f = \frac{12}{4 + 3\gamma}$$

On prend, γ= 2 (car la surface des deux sous bassin est inférieure à 50 Km²)

• Formule de GIANDOTTI :

$$Q_{MAX,P\%} = \frac{C \times S \times \sqrt{(H_{MOY} - H_{MIN})}}{4 \times \sqrt{S} + 1.5 \times L_{CP}} \times P_{ct}$$

Avec :

- C : coefficient topographique varie entre 0.066 et 0.166, on prend C=0.166
- S : surface du bassin versant en Km²
- H_{MOY} : altitude moyenne du bassin versant en m
- H_{MIN} : altitude minimale du bassin versant en m
- L_{CP} : longueur du cours d'eau principal en Km
- P_{ct} : pluie de cours durée correspondante au temps de concentration en mm

Tableau 22 : Résultats de calculs des débits pour différentes périodes de retours en m³/s

période de retour	SBV 01			
	MALLET GAUTHIER	TURAZZA	SOKOLOVSKY	GIANDOTTI
1000	93.61	75.52	43.18	47.71
200	90.42	60.14	33.04	40.23
100	89.01	52.10	28.86	37.03
50	87.58	44.61	24.80	33.82
20	85.65	36.38	19.59	29.55
10	84.16	30.12	15.87	26.35
période de retour	SBV 02			
	MALLET GAUTHIER	TURAZZA	SOKOLOVSKY	GIANDOTTI
1000	35.23	29.37	15.13	20.76
200	34.04	23.39	11.40	17.50
100	33.52	20.26	9.87	16.11
50	32.99	17.35	8.39	14.72
20	32.27	14.15	6.51	12.86
10	31.71	11.71	5.18	11.46

Tableau 23 : Résultats de calcul du débit de crue centennale par les formules empiriques.

Formule	symbole	unité	valeur	
			SBV 01	SBV 02
MALLET GAUTHIER	Q _{MAX,100%}	m ³ /s	89.01	33.52
TURAZZA			52.10	20.26
SOKOLOVSKY			28.86	9.84
GIANDOTTI			37.03	16.11
La moyenne			51.75	19.93

IV.5.2 L'approche basée sur la méthode de GRADEX :

La méthode de GRADEX est utilisée dans cette approche, connue pour sa fiabilité dans l'estimation des débits de crue. Dans ce qui suit, nous allons examiner la théorie de cette méthode.

IV.5.2.1 Description de la méthode :

Gradex est une méthode hydro-pluviométrique probabiliste qui permet de calculer les débits de crues extrêmes d'une rivière pour des périodes de retour allant de 10 à 10000 ans. L'EDF (Guillot et Duband, 1967) a élaboré cette méthode afin de garantir la sécurité des grands barrages. Elle est largement utilisée dans différentes régions du monde pour évaluer les débits de fréquences rares et exceptionnelles. La méthode se base sur les données pluviométriques afin d'extrapoler la répartition des débits. Sa réussite repose principalement sur sa (relative) simplicité d'application, qui découle de la simplification extrême du processus de conversion de la pluie en débit.

IV.5.2.2 Principe de la méthode :

Selon la méthode, lorsque le débit dépasse une certaine valeur, le sol est considéré comme saturé. Le débit seuil (ou point pivot) est une valeur qui peut fluctuer entre le débit décennal et le débit cinquantennal, en fonction des sols et des caractéristiques du bassin versant. De cette manière, pendant la période de base de ruissellement D (assimilée à la durée caractéristique), toute augmentation de la pluviométrie entraîne le même accroissement du débit.

Cette méthode, basée sur les observations climatologiques historiques, consiste à déduire le comportement asymptotique de la loi de probabilité des volumes de crues rares de la loi de probabilité des cumuls des pluies extrêmes.

Effectivement, la capacité de rétention moyenne du bassin tend à rester constante lors des crues du cycle de retour de dix ans.

Le Gradex offre un outil de calcul cohérent et fiable en utilisant une méthode fréquentielle pour évaluer les précipitations intenses locales ou régionales. Cette méthode est principalement basée sur un paramètre proportionnel à l'écart-type des fortes précipitations (P_{jmax}).

Ce paramètre essentiel est connu sous le nom de Gradex (gradient des valeurs extrêmes). Le Gradex présente une variabilité climatique locale en fonction de la localisation géographique.

IV.5.2.3 Hypothèse de la méthode :

Le postulat de base de la méthode est l'existence d'une relation entre la distribution des débits et celle des pluies génératrices. Cette méthode repose sur trois hypothèses suivantes (Meddi et Zeroual, 2018) :

- **Hypothèse 01 :**

Selon le type d'échantillonnage utilisé, la répartition des précipitations tombant sur le bassin est asymptotique, avec une loi de Gumbel ou une loi exponentielle. La pente de la fonction de répartition est représentée par le Gradex sur un graphique qui représente la pluie en fonction du logarithme de la période de retour.

- **Hypothèse 02 :**

La différence entre le volume d'eau précipitée et le volume d'eau écoulé à l'exutoire du bassin versant pendant un même laps de temps n'augmente plus, en moyenne, au-delà d'une certaine valeur de pluie. Autrement dit, au-delà d'un certain niveau de saturation du bassin versant, la répartition du déficit d'écoulement n'est plus liée à la valeur de la pluie ou du débit. Cette hypothèse se manifeste visuellement par une corrélation entre la fonction de répartition des précipitations et celle des écoulements au pas de temps équivalent. Le point de départ de cette extrapolation, appelé point pivot, est situé à une période de retour T_p comprise, le plus souvent, entre 10 et 50 ans, selon le bassin versant considéré.

- **Hypothèse 03 :**

Peu importe sa fréquence ou sa durée de retour, on peut calculer le débit de pointe de crue (valeur maximale observée) à partir du volume écoulé (sur le pas de temps considéré) en utilisant un coefficient multiplicatif moyen propre au bassin versant. Il

est possible d'estimer ce coefficient, appelé coefficient de forme ou coefficient d'affinité, en se basant sur les hydrogrammes de crues enregistrés sur le bassin versant.

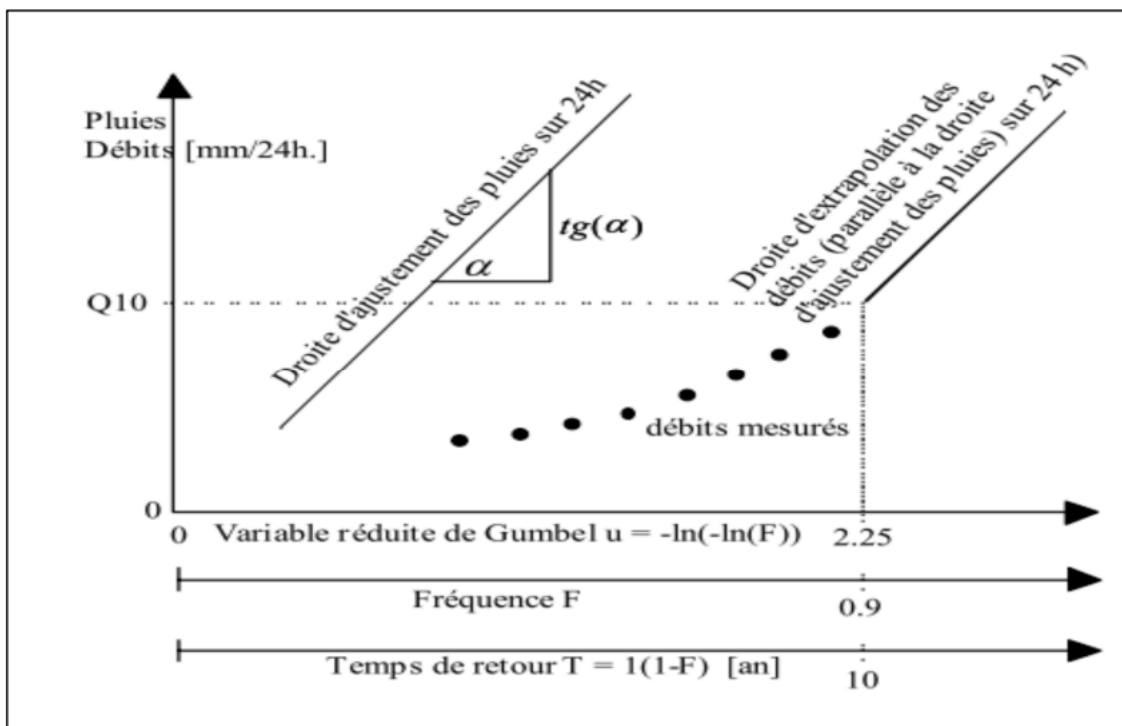


Figure 13 : Graphe représente ajustement graphique pour les pluies et droite d'extrapolation pour les débits (Laborde, 2000).

IV.5.2.4 La limite d'application de la méthode de GRADEX :

Il est recommandé d'appliquer cette méthode aux bassins versants assez imperméables, d'une superficie allant jusqu'à 5000 km² et d'un temps de concentration supérieur à 1 heure et allant jusqu'à 4 jours, d'où vient la difficulté d'appliquer cette méthode avec les petits bassins versant (laborde, 2000).

IV.5.2.5 Les étapes de la méthode :

- Choisir le pas de temps n heures (généralement égale à la moyenne des temps de base des hydrogrammes de crues disponibles).
- Ajuster par la loi de Gumbel des pluies maximales journalières.
- Calculer le Gradex des précipitations a (pente de la droite de Gumbel).

$$P (mm) = a \times \mu + b$$

Avec :

- μ : variable réduite de GUMBEL

- Ajustement de la série des débits observés à la loi de Gumbel et déterminer le débit décennal (point pivot de l'extrapolation des débits).
- Exprimer le débit décennal en lame d'eau équivalente par la formule :

$$R (mm) = \frac{Q \left(\frac{m^3}{s} \right) \times 3.6 \times n(\text{heures})}{S(Km^3)}$$

- Extrapoler la distribution des débits au-delà de 0.9 (T=10 ans) par une droite de pente égale au Gradex de la pluie.

$$Q_{\mu\%} = a \times \mu + b'$$

Avec :

- a : le Gradex de pluie
- μ : variable réduite de Gumbel, tel que : $\mu = -\ln(-\ln(F))$
- b' : $b' = Q_{10\text{ans}} - a.\mu$
- Tracer la droite de l'équation $Q_{\mu\%} = a \times \mu + b'$ sur le même graphe que l'ajustement de $P_{j\text{max}}$.
- Ensuite tirer les Q pour chaque période de retour (en mm). Puis Exprimer ces débits en m³/s par la formule :

$$Q \left(\frac{m^3}{s} \right) = \frac{Q(mm) \times S(km^2)}{3.6 \times n(h)}$$

- Calculer les débits de pointe :

$$Q_P \left(\frac{m^3}{s} \right) = C_p \times Q \left(\frac{m^3}{s} \right)$$

IV.5.2.6 Application :

- ✓ **Choix du pas du temps n :**

On estime le temps de base n = 24 h

✓ Résultats d'ajustement des pluies maximales journalières par la loi de Gumbel :

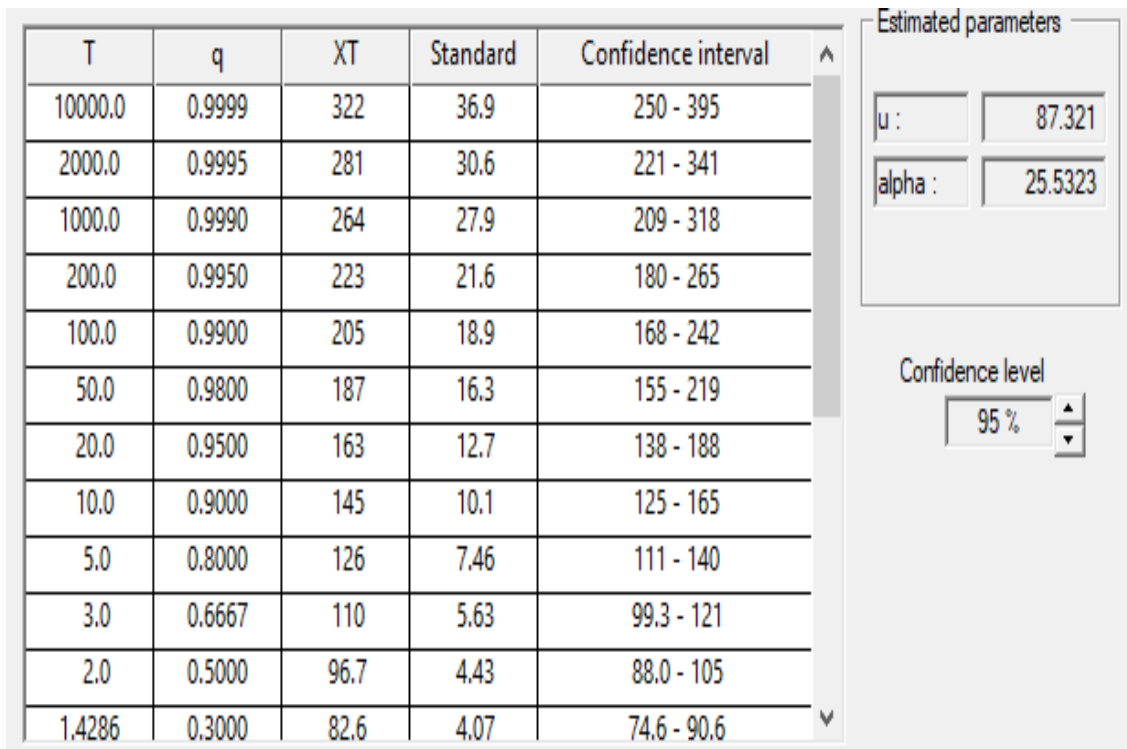


Figure 14 : Résultats de l'ajustement de la série de débit selon la loi de Gumbel.

D'après le logiciel HYFRAN le Gradex égale à **25.5323** et l'équation de la droite de Gumbel est :

$$P (mm) = 25.5323 \times \mu + 87.321$$

✓ **Détermination du débit décennale :**

Vu qu'on ne dispose pas d'une station hydrométrique sur tout l'étendue du bassin versant étudié, on a pris les enregistrements de la station de SEBDOU qui la proche à notre zone d'étude. Donc la détermination du débit décennale serait par analogie avec le bassin versant de oued SEBDOU :

$$\frac{Q'(\frac{m^3}{s})}{S'(Km^2)} = \frac{Q(\frac{m^3}{s})}{S(Km^2)}$$

Tableau 24 : Les débits décennaux des deux sous bassins versant

Sous bassin versant	Surface (Km ²)	Débit décennale (m ³ /s)
SBV 01	18	12.87
SBV 02	6.67	4.77

Avec :

- S' : la surface du bassin versant de oued SEBDOU (S' = 439.3 Km²)
- Q' : le débit décennal du bassin versant de oued SEBDOU, d'après les résultats d'ajustement de la série des débit maximum par la loi de Gumbel, le débit décennal égale à 314 m³/s

✓ **Détermination de la lame d'eau équivalente au débit décennale :**

$$R (mm) = \frac{Q \left(\frac{m^3}{s} \right) \times 3.6 \times n(\text{heures})}{S(Km^3)}$$

Tableau 25 : Résultats de calcul de la lame d'eau pour les deux sous bassins versants

Sous bassin versant	Surface (Km ²)	Lame d'eau (mm/24h)
SBV 01	18	61.78
SBV 02	6.67	61.78

✓ **L'extrapolation de la distribution des débits :**

$$Q_{\mu\%} = 25.5323 \times \mu + 4.33$$

✓ **Coefficient de pointe :**

On prend le coefficient de pointe égale à **1** car on a travaillé avec les enregistrements des débits maximums.

Tableau 26 : Résultats des débits de crues selon l'approche basée sur la méthode de GRADEX

période de retour	SBV 01			
	Variable réduite	Débit en (mm/24h)	Débit en (m ³ /s)	Débit de pointe en (m ³ /s)
1000	6.91	180.76	37.66	37.66
200	5.30	139.65	29.09	29.09
100	4.60	121.78	25.37	25.37
50	3.90	103.91	21.65	21.65
20	2.97	80.16	16.7	16.7
10	2.25	61.78	12.87	12.87
période de retour	SBV 02			
	Variable réduite	Débit en (mm/24h)	Débit en (m ³ /s)	Débit de pointe en (m ³ /s)
1000	6.91	180.76	13.95	13.95
200	5.30	139.65	10.78	10.78
100	4.60	121.78	9.4	9.4
50	3.90	103.91	8.02	8.02
20	2.97	80.16	6.19	6.19
10	2.25	61.78	4.77	4.77

IV.6 L'approche Soil Conservative Service SCS :

Le SCS-CN est une approche conceptuelle créée dans les années 1950 par le NRCS (Service de préservation des ressources naturelles). Cette approche se base sur une analyse empirique de la relation entre la pluie et le débit. Le type de sol et l'occupation du sol sont les seules informations requises. De nombreux modèles hydrologiques et d'érosion intègrent cette méthode, comme SWAT (Arnold et al, 1996), HEC-HMS (US Army Corps of Engineers, 2011), AFFDEF (Montanari et al., 2004), AGNPS (Agence de contrôle des pollutions du Minnesota, 1987). La technique peut être utilisée sur des bassins versants mesurant de 0.25 hectares à 100 km². (C.S.D.T)

IV.6.1 Principe de la méthode :

Un épisode pluvieux de la période de retour T est supposé entraîner un ruissellement de la même période de retour.

Le temps de réponse ou le Lag du bassin versant déterminent la durée de l'épisode pluvieux et le temps de calcul lors de la transformation pluie-débit. La durée requise entre le point de gravité de la pluie et la pointe de l'hydrogramme de crue qui en découle est l'estimation du temps de réponse. Étant donné que nous n'avons pas de station hydrométrique sur nos cours d'eau, nous utiliserons une formule empirique en fonction du temps de concentration (T_c) comme indiqué dans la formule suivante :

$$lag = 0.6 \times T_c$$

D'après SCS, l'hydrogramme élémentaire produit par la pluie pendant une période de temps D (h) est une hypothèse triangulaire.

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

Ce Hydrogramme est caractérisé par :

- Q_P : le débit de pointe
- T_P : le temps à la pointe
- T_b : le temps de base
- T_r : le temps de décrue de l'hydrogramme

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

$$T_r = 1.67 \times T_p$$

Le modèle du SCS repose sur l'idée que la totalité des précipitations tombant sur un bassin peut être divisée en trois éléments : la pluie réelle (P_{eff}), la rétention dans le bassin (F) et les pertes initiales (I_a).

On considère que la relation entre la précipitation (P) et les trois composantes est la suivante :

$$\frac{F}{S} = \frac{P_{eff}}{P - I_a}$$

(S) correspond à la capacité de rétention maximale. En d'autres termes, la proportion entre la réelle infiltration et la potentielle infiltration est équivalente à la proportion entre le ruissellement réel et le ruissellement potentiel.

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

$$F = (P - I_a) - P_{eff}$$

On se basant sur l'étude d'un grand nombre d'averses, les experts du SCS ont établi une relation empirique entre I_a et S :

$$I_a = 0.2 \times S$$

On obtient la relation :

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

L'équation de base utilisée pour calculer le ruissellement Q à partir de la précipitation P est cette relation.

Afin d'évaluer la seule inconnue, S , SCS a créé l'indice de ruissellement CN (numéro de courbe de ruissellement). La relation entre l'indice CN et le stockage S est la suivante :

$$CN = \frac{25400}{S + 254}$$

IV.6.2 Application :

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

IV.6.3 Présentation du modèle HEC-HMS :

L'HEC-HMS (Hydrologic Modeling System) est un modèle hydrologique distribué développé par l'Hydrologic Engineering Center (HEC) du « US Army Corps of Engineers ». Il s'agit d'un système complet de modélisation hydrologique des bassins versants qui offre la possibilité de simuler les processus pluie-débit, depuis les précipitations brutes jusqu'au débit total de ruissellement à un moment donné. Ce logiciel propose différentes options, notamment la simulation de phénomènes classiques tels que l'infiltration et le ruissellement, ainsi que l'évaporation et la fonte dans la neige. (US Army Corps of Engineers, 2016)

IV.6.3.1 Les étapes de la modélisation sur le logiciel HEC-HMS :

- la création du modèle de bassin versant
- la création du modèle météorologique
- la création du modèle de contrôle des spécifications
- le lancement de la simulation

IV.6.3.2 Les données d'entrées nécessaires à la simulation sur le logiciel HEC-HMS :

Afin d'exploiter le logiciel HEC-HMS pour la simulation, il est essentiel de posséder les données d'entrée suivantes :

- la surface du bassin versant
- l'indice CN (curve number)
- temps de réponse (lag time)
- les pluies fréquentielles

Tableau 27 : Les données d'entrées nécessaires à la simulation sur le logiciel HEC-HMS :

donnée	symbole	unité	valeur	
			SBV 01	SBV 02
surface	S	Km ²	18	6.67
L'indice CN	CN	/	70	70
Lag time	T	min	124.2	98.64

Remarque : L'indice CN (curve number) est déterminé directement à partir du site earth engine (Global hydrologic curve number explorer).

IV.6.3.3 Résultats des simulations sur le logiciel HEC-HMS :

Après avoir réalisé la simulation avec le logiciel HEC-HMS, voici les résultats obtenus pour diverses périodes de retour. (Tableau 28)

Tableau 28 : Résultats des simulations réalisées par le logiciel HEC-HMS

période de retour	SBV 01	
	Pluie fréquentielle	Débit de pointe en (m ³ /s)
1000	268	133.4
200	226	105.1
100	208	93.3
50	190	81.7
20	166	66.6
10	148	55.6
période de retour	SBV 02	
	Pluie fréquentielle	Débit de pointe en (m ³ /s)
1000	268	56.5
200	226	44.5
100	208	39.5
50	190	34.6
20	166	28.2
10	148	23.6

IV.7 Analyse des résultats :

La méthode SCS est basée sur des données telles que la taille du bassin versant, le type de sol, l'utilisation des terres, et les conditions météorologiques pour estimer les débits de crue. Elle est plus sophistiquée que les formules empiriques et la méthode de gradex car elle prend en compte un plus grand nombre de paramètres. Donc on opte pour la méthode de SCS pour le reste de cette étude.

IV.8 L'hydrogramme de crue centennale des deux sous bassins versants :

Les résultats de la simulation sur le logiciel HEC-HMS sont illustrés dans les figures 15,16 et 17, où les hydrogrammes de crues sont présents pour les deux sous-bassins versants.

Project: MFE Simulation Run: Run 1

Start of Ru... 11mai2024, 00:00 Basin Model: SBV 01
 End of Ru... 13mai2024, 00:00 Meteorologic Model: Met 1
 Compute Tim... 14mai2024, 01:13:29 Control Specifications: Control 1

Show Elements: All Elements ... MM | Sorting: Hydrologic

Hydrologic Element	Drainag... (KM2)	Peak Dis... (M3/S)	Time of Peak	Volume (MM)
SBV 01	18,00	93,3	11mai2024, ...	144,85
SBV 02	6,67	39,5	11mai2024, ...	147,52
éxutoire	24,67	131,0	11mai2024, ...	145,57

Figure 15 : Les crues centennales obtenues par le logiciel HEC-HMS

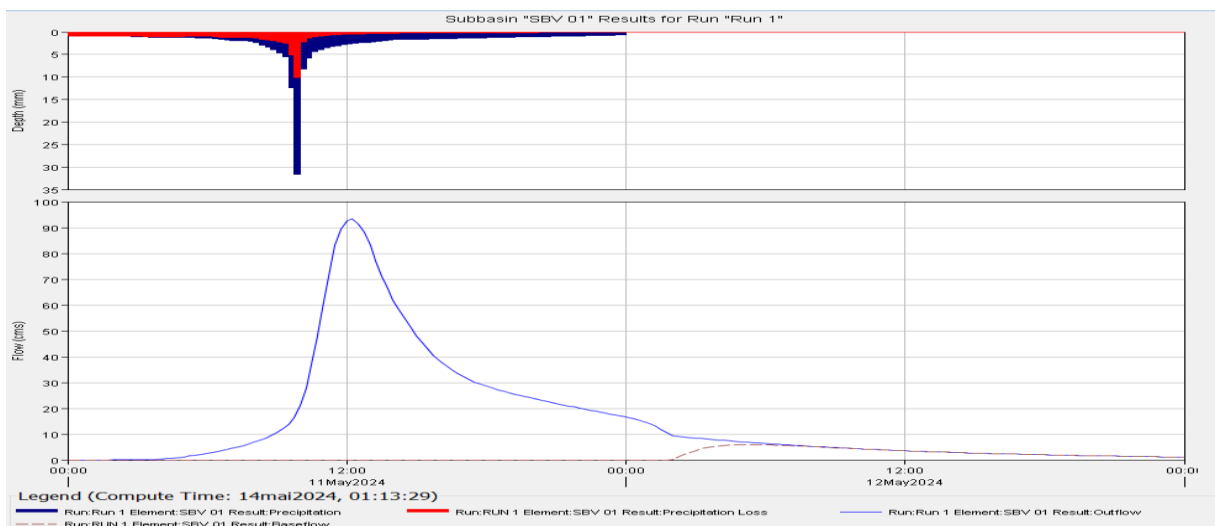


Figure 16 : hydrogramme de crue centennale du premier sous bassin (SBV 01)

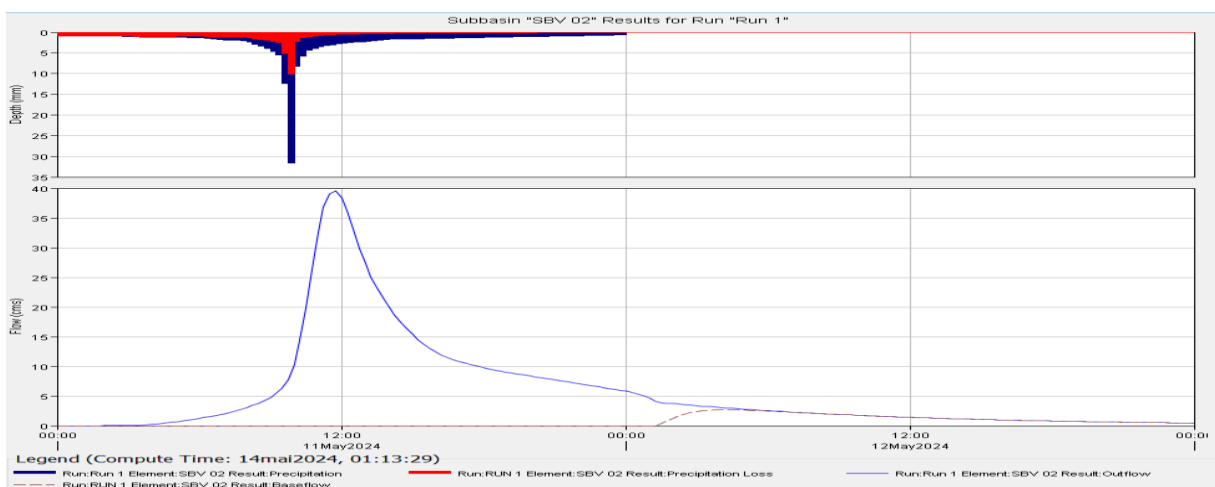


Figure 17 : hydrogramme de crue centennale du deuxième sous bassin (SBV 02)

V. Les apports liquides :

Pour le calcul de l'apport moyen annuel, il a été procédé à l'application des formules empiriques les plus utilisées en régime hydrologique Algérien, notamment par l'A.N.R.H.

- **Formule de Samie :**

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

Avec :

- L_e : la lame d'eau écoulée en (mm)
- P : Précipitation moyenne annuelle en (m)
- S : Superficie du bassin versant en (Km²).

- **Formule de Medinger:**

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

Avec :

- L_e : lame d'eau écoulée en (m).
- P : Précipitation moyenne en (m).

- **Formule de Coutagne :**

$$L_e = (0.164 - 0.00145 \times \sqrt{S}) \times P$$

Avec :

- P : Pluviométrie moyenne annuelle, en mm. ($P= 361.40\text{mm}$)
- S : Surface du bassin versant en Km².
- L_e : lame d'eau écoulée (mm).

Remarque : l'apport liquide est donné par la relation suivante :

$$A = L_e \times S$$

Tableau 29 : Résultats de calcul de l'apport moyen annuel des deux sous bassins versants.

Formule	valeur			
	SBV 01		SBV 02	
	L _e (mm)	A (Hm ³)	L _e (mm)	A (Hm ³)
SAMIE	37.05	0.6669	37.52	0.2503
MEDINGER	10.53	0.1895	10.53	0.0702
COUTAGNE	57.05	1.0269	57.92	0.3863
La moyenne	34.87	0.6278	35.32	0.2356
Valeur adoptée	37.05	0.6669	37.52	0.2503

Remarque : L'analyse des résultats obtenus, de l'apport moyen annuel, exprimé en lame d'eau ruisselée, permet de conclure que les valeurs avancées par les quatre formules sont très proches, ce qui explique la fiabilité de l'adoption de ces formules au régime hydrologique Algérien.

Pour notre cas on prend les valeurs de la formule de **SAMIE** parce qu'est la plus proche à la valeur moyenne entre les 03 formules empiriques.

VI. Transport solide :

L'érosion, le transport solide et la sédimentation sont la cause de la dégradation des sols agricoles, de l'alluvionnement des retenues et de nombreux dégâts dont les coûts sont considérables (Meddi et al, 2016).

➤ Formule de TIXERONT :

Cette formule a été établie à partir de 32 bassins versants Algériens et 9 bassins tunisiens, elle tient compte de la répartition du bassin versant en fonction de sa perméabilité :

La formule donne :

- le taux d'abrasion en fonction de la lame d'eau écoulée comme suit :

$$E_S = a \times L_e^{0.15}$$

Avec :

- E_S : taux d'abrasion (t/Km²/an)
- L_e : lame d'eau ruisselée en (mm)

- a : coefficient empirique qui varie en fonction de la perméabilité du terrain (a = 350)
- volume des sédiments :

$$V_s = \frac{E_s \times S}{\gamma}$$

Avec :

- γ : le poids spécifique moyen des sédiments ($\gamma = 1.4 \text{ T/m}^3$)
- apport solide en sédiments :

$$A_s = E_s \times S$$

- apport solide de charriage :

$$A_{char} = 20\% \times A_s$$

- apport solide total :

$$A_t = A_s + A_{char}$$

Tableau 30 : Résultats de calcul de l'apport solide moyen annuel des deux sous bassins versants.

donnée	symbole	unité	valeur	
			SBV 01	SBV 02
Taux d'abrasion	E_s	t/Km ² /an	601.71	602.85
Volume des sédiments	V_s	m ³	7736.27	2872.15
Apport solide en sédiments	A_s	t/an	10830.78	4021.01
Apport solide de charriage	A_{char}	t/an	2166.16	804.2
Apport solide total	A_t	t/an	12996.16	4825.21

VII. Conclusion :

Dans cette étude hydrologique, nous avons analysé en détail les caractéristiques des deux sous bassins versants et déterminé les débits pour les différentes périodes de retour. Nous avons procédé à une évaluation détaillée des caractéristiques physiques et hydrologiques du bassin versant, notamment sa taille, sa forme et les régimes pluviométriques, où on a constaté que :

- les deux sous bassin versant SBV 01 et SBV 02 ont une forme allongée.
- La série d'observation des pluies journalières maximales s'ajuste le mieux avec la loi Log Normale.

De plus, cette étude hydrologique a également fourni des informations essentielles sur le comportement des sous bassins versants dans des conditions météorologiques extrêmes. La détermination du débit pour la période de retour de 100 ans est un élément essentiel pour la gestion des risques d'inondation et la conception des infrastructures, ce débit à été déterminé par la méthode SCS (Soil Conservative Service) où on a obtenu les résultats **93.3 m³/s** et **39.5 m³/s** pour les deux sous bassins versants SBV 01 et SBV02 successivement.

**Chapitre 04 :
Simulation des
écoulements et
cartographie des zones
inondables**

I. Introduction :

Avant toute étude d'aménagement, l'étude hydraulique est la première étape cruciale. Cela implique l'analyse des flux dans les canaux artificiels et naturels, qu'ils soient à surface libre ou chargés. La règle des valeurs extrêmes (débit et vitesse d'écoulement) est utilisée pour le calcul hydraulique, ce qui signifie que les canaux doivent répondre aux exigences d'évacuation rapide et continue de toutes les quantités d'eau. Par la suite, l'état global du tronçon d'Oued EL GOR qui traverse la ville d'EL GOR est décrite pour représenter un écoulement réel à surface libre du cours d'eau.

Nous avons pour but d'analyser le comportement des lames d'eaux correspondant aux débits centennaux obtenus à partir de l'étude hydrologique afin de les utiliser dans la création des cartes de profondeurs, puis dans la détermination des zones inondables, et enfin dans la mise en œuvre d'un programme d'aménagement du cours d'eau répondant aux caractéristiques précises.

II. Hydraulique fluvial :

L'analyse des flux naturels fait partie du domaine de l'hydraulique à surface libre. L'hydraulique en charge se distingue de cette dernière par la présence d'une surface libre, c'est-à-dire une surface en contact direct avec l'atmosphère. Le gradient de pression n'est donc pas le moteur de l'écoulement, comme c'est le cas pour les écoulements chargés, mais simplement la gravité. Dans cette situation, on évoque les flux gravitaires. Les écoulements présentent une caractéristique commune : la profondeur d'eau est faible par rapport à la longueur d'écoulement (par exemple, la longueur de la rivière ou de la conduite). Les écoulements à surface libre et les applications qu'ils peuvent avoir englobent les rivières, les cours d'eau et les fleuves. Cependant, elle ne le fait pas.

III. Ecoulement à surface libre :

Il est défini comme un écoulement de liquide avec une surface qui est en contact avec l'air libre est la pression atmosphérique, ce cas d'écoulement se fait sous l'action de la force de gravité à cause de l'existence de la pente. (Armando Lancastrre, 2010).

L'hydraulique fluviale, qui fait une partie de l'hydraulique, traite des écoulements dans les canaux artificiel et naturels ayant une surface libre soumise à la pression atmosphérique et dont

la forme peut varier, ce qui implique une variation possible de la forme et des dimensions de la section transversale de la masse liquide. Les types d'écoulement qu'on rencontre en hydraulique fluviale sont :

$$\text{Écoulement permanent} \left\{ \begin{array}{l} \text{uniform} \\ \cdot \\ \text{non uniform} \end{array} \right\} \left\{ \begin{array}{l} \text{graduel} \\ \text{rapide} \end{array} \right. \quad \text{Écoulement non permanent} \left\{ \begin{array}{l} \text{uniform} \\ \cdot \\ \text{non uniform} \end{array} \right\} \left\{ \begin{array}{l} \text{graduel} \\ \text{rapide} \end{array} \right.$$

III.1. Types d'écoulements :

Les écoulements peuvent être définis en fonction de la variation des caractéristiques hydrauliques telles que le débit et la vitesse au fil du temps et de l'espace.

III.1.1. Variabilité dans le temps :

Les écoulements sont classés en fonction de leur variation dans le temps en deux catégories, Permanent et non permanent.

III.1.1.1. Écoulement permanent :

Un écoulement est considéré comme permanent lorsque les paramètres de vitesse, de débit et de profondeur restent constants dans le temps en grandeur et en direction. En d'autres termes :

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

Se divise-en :

- Uniforme
- Non uniforme

III.1.1.2. Écoulement non permanent :

L'écoulement est considéré comme non permanent lorsque les paramètres suivants : vitesse, débit et profondeur, fluctuent dans le temps en termes de grandeur et de direction. En d'autres termes :

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

Il se divise en :

- Uniforme
- Non uniforme : peut-être graduellement ou rapidement variée.

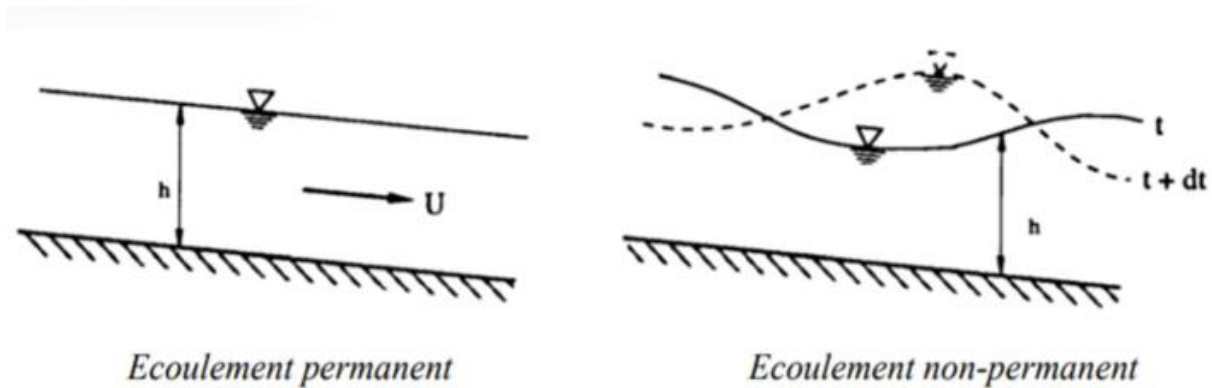


Figure 01 : Ecoulement suivant le temps (Source : TOUMI Abdelouaheb, 2016)

III.1.2. Variabilité dans l'espace :

Les écoulements sont classés en fonction de leur variation dans l'espace en deux catégories, uniforme et non uniforme.

III.1.2.1. Ecoulement uniforme :

Les paramètres suivants : vitesse, pente, rugosité, profondeur et section sont constants dans l'espace pour qu'un écoulement soit uniforme. En d'autres termes :

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

III.1.2.2. Ecoulement non uniforme :

Si les paramètres suivants : vitesse, pente, rugosité, profondeur et section diffèrent dans l'espace, cela constitue un écoulement non uniforme. En d'autres termes :

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

Un flux non uniforme qui varie progressivement. La variation de hauteur dans la direction d'écoulement est très faible dans le régime d'écoulement, généralement si x est une longueur d'écoulement et h une variation de hauteur.

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

Lorsque :

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

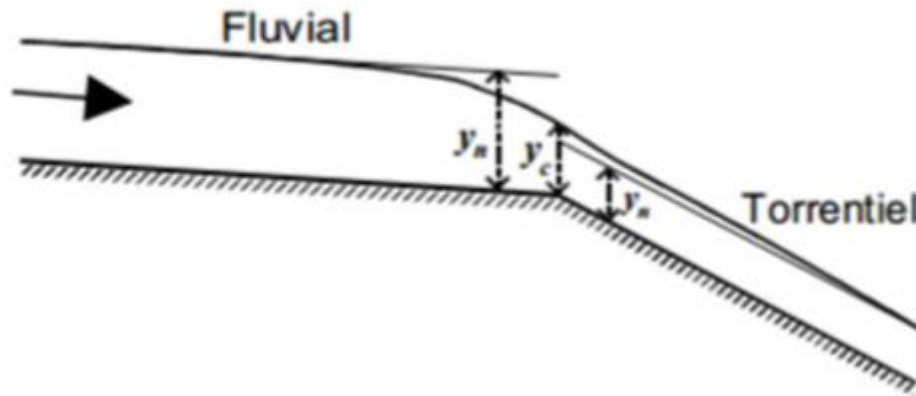


Figure 03 : Passage du régime fluvial au régime torrentiel

(Source : TOUMI Abdelouaheb, 2016)

III.1.4. Le nombre de Reynolds :

Un autre nombre adimensionnel utilisé dans l'étude hydraulique, est ajouté au nombre de Froude pour créer trois autres régimes. Le nombre de Reynolds correspond à la proportion des forces de viscosité et d'inertie. En d'autres termes :

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

Le nombre de Reynolds joue un rôle important en permettant le classement des écoulements de la manière suivante :

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

Donc la combinaison des deux nombres donne la classification suivante :

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

IV. Canaux à ciel ouvert

Selon Graf et Altinakar (2000), un canal est un système de transport où un liquide s'écoule et dont la surface libre est exposée à la pression atmosphérique

IV.1. Types de canaux :

On distingue deux catégories de canaux :

IV.1.1. Les canaux naturels :

Les canaux naturels désignent les eaux naturelles présentes sur (ou sous) terre, comme les ruisselets, les torrents, les rivières, les fleuves et les estuaires. En général, les canaux naturels présentent des propriétés géométriques et hydrauliques assez instables.

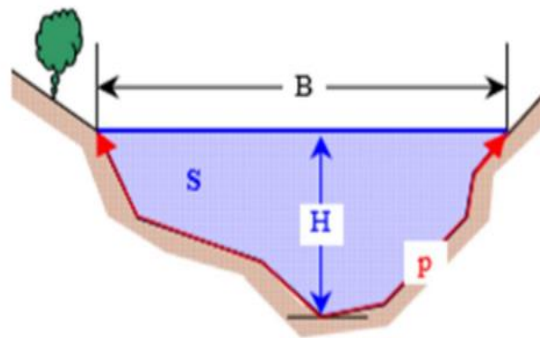


Figure 04 : Canal naturel (Source : Wikipédia)

Avec :

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

IV.1.2. Les canaux artificiels :

Ce sont des cours d'eau réalisés par l'homme tels que : les canaux découverts construits au ras du sol (canaux de navigation, d'adduction et d'évacuation, d'irrigation et de drainage) ou les canaux couverts dans lesquels les liquides ne remplissent pas toute la section (tunnels

hydrauliques, aqueducs, drains, égouts). Les propriétés hydrauliques des canaux artificiels sont généralement assez régulières. L'application de la théorie hydraulique donne souvent des résultats satisfaisants. (Degoutte, G, 2006).

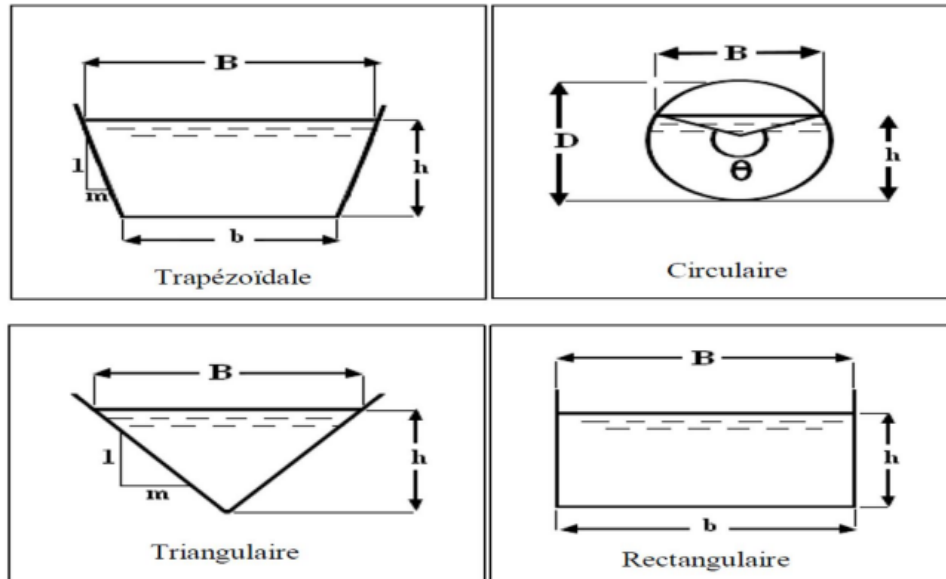


Figure 05 : Canaux artificiels (Source : TOUMI Abdelouaheb, 2016)

IV.2. Propriétés des canaux :

Différents types de propriétés sont identifiés parmi eux, tels que les propriétés géométriques et hydrauliques.

IV.2.1. Propriétés géométriques :

Les éléments géométriques définis ci-dessous constituent un canal :

- La section transversale A ; (Graf et Altinakar, 2000)
- La partie humide Sm
- Le périmètre humide Pm
- Le rayon hydraulique Rh correspond à la relation entre la partie mouillée et le périmètre mouillé.

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

- La largeur superficielle du canal B correspond à la distance entre les berges opposées ;
- La profondeur de l'eau

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

- La pente de la surface libre S_w
- La profondeur H (tirant d'eau)
- La pente du fond S_0 .

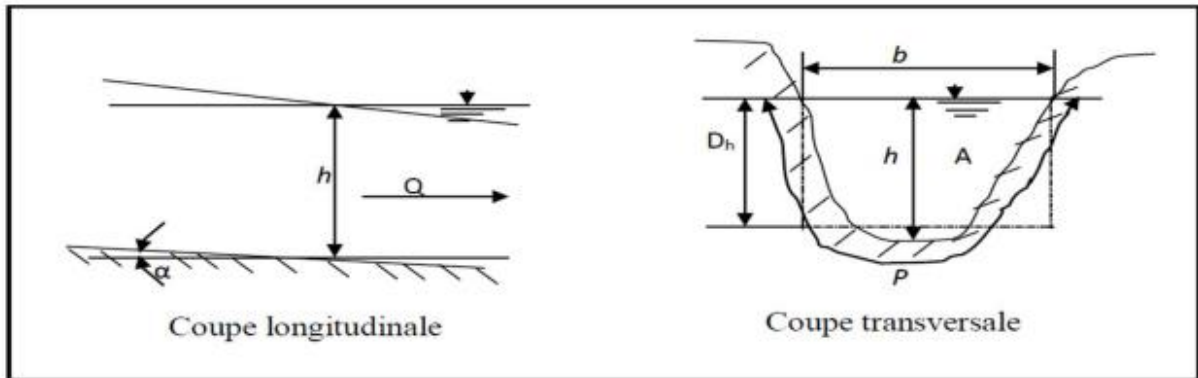


Figure 06 : Eléments géométriques de la section (Source : TOUMI Abdelouaheb, 2016)

IV.2.2. Propriétés hydrauliques :

Les éléments définis ci-dessous constituent les propriétés hydrauliques d'un canal :

IV.2.2.1. Débits :

Le débit (Q) correspond à l'écoulement d'eau dans une section perpendiculaire à l'axe du chenal en une unité de temps.

IV.2.2.2. Vitesse en un point de l'écoulement :

La vitesse (V) à un point de l'écoulement correspond à la vitesse de la particule qui traverse ce point au moment donné.

IV.2.2.3. Vitesse moyenne :

La vitesse moyenne est par définition :

$$v = \frac{Q}{S} \quad \text{c'est - à - dire} \quad v = \frac{\iint v ds}{S}$$

Avec :

- ds désignant un élément de surface $S = \iint ds$.

IV.2.2.4. Charge hydraulique en un point d'un liquide en mouvement :

La charge hydraulique fait référence à une quantité d'énergie par unité de poids de liquide. La valeur de la charge en un point p d'une ligne de courant est :

$$Hp = Zp + \frac{p}{\gamma w} + \frac{v^2}{2g}$$

Ou Zp est la cote du point, P la pression en ce point, v la vitesse au point P.

IV.2.2.5. Poussée sur une paroi du canal :

L'eau a une poussée équivalente à celle qui serait présente si l'eau était immobile. La poussée sur un élément de section S est :

$$dp = p ds$$

Avec : $p = \gamma w h$

IV.2.2.6. Frottement sur une paroi du canal :

En mouvement, l'eau exerce une force de frottement élevée sur les parois du chenal.

- $dF = \tau ds$
- τ est la force de frottement par unité de surface ou contrainte tangentielle à la paroi.

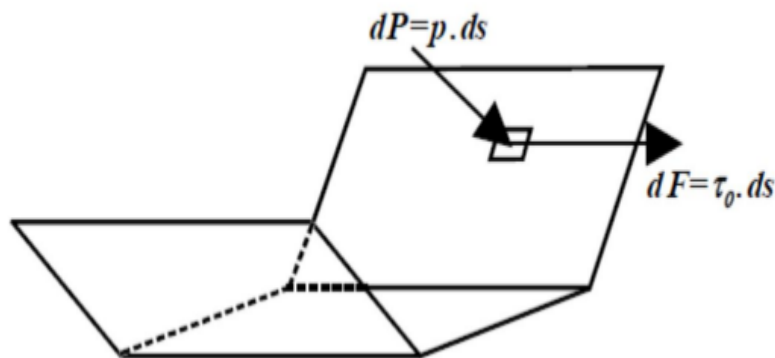


Figure 07 : Forces appliquées par l'eau sur les parois (Source : TOUMI Abdelouaheb, 2016)

IV.3. Dimensionnement des canaux :

La pente de la ligne de charge est celle d'un régime uniforme en toute section d'un écoulement lentement variable.

IV.3.1. Conditions de l'écoulement uniforme :

Les éléments définis ci-dessous constituent les conditions de l'écoulement uniforme :

- Chaque section des tronçons proposés présente un débit constant d'eau.
- Le canal a une forme prismatique.
- En longueur, la profondeur h du courant reste constante.
- Chaque section présente une pente constante.
- Les parois sont constamment rugueuses.
- Il n'y a pas de résistances locales.

IV.3.2. Formules de calcul :

Il est crucial d'utiliser des formules de calcul dans les canaux à surface libre afin d'analyser le débit de l'eau, de concevoir et de gérer les systèmes hydrauliques. Ces équations comprennent des équations telles que celles de Manning, Chezy et l'équation de continuité, qui permettent d'évaluer des paramètres tels que la vitesse, le débit et la perte de charge.

IV.3.2.1. Formule de Chézy :

La formule de Chézy est la formule de calcul principale pour obtenir un écoulement constant uniforme. La variation moyenne de la vitesse du courant est la suivante :

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

On utilisant le produit suivant :

$$Q=V. S$$

On obtient :

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

Avec :

- C : Coefficient de Chézy (m^{0.5}/s)
- R_h : Rayon hydraulique étant la surface mouillée S_m sur le périmètre mouillé P_m .
- R_h : S_m / P_m (m)
- n : Coefficient de rugosité
- I : Pente de fond du canal (radier).

IV.3.2.1.1. Détermination de coefficient de Chézy :

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

$$C = \frac{1}{n} + 17.72 \log Rh$$

Avec :

- C : Coefficient de Chézy (m0.5/s)
- Rh : Rayon hydraulique,
- n : Coefficient de rugosité

IV.3.2.2. Formule de MANING-STRICKLER :

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

Avec :

- C : Coefficient de Chézy (m0.5/s)
- R h : Rayon hydraulique
- n : Coefficient de rugosité
- $1/n = K_s$ (coefficient de Strickler).

L'utilisation de la formule de MANING-STRICKLER permet de convertir la formule de Chézy en :

$$V = K_s \cdot Rh^{\frac{1}{6}} \cdot I^{\frac{1}{2}}$$

Avec :

- K_s : coefficient de rugosité de STRICKLER (m1/3/s).
- Rh : le rayon hydraulique (m).
- I : la pente du radie (km/km).

IV.3.2.3. Formule de PAVLOVSKY :

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

Avec :

- C : Coefficient de Chézy (m0.5/s)
- n : Rugosité.
- Rh : Rayon hydraulique
- y : est l'exposant déterminé soit d'après la relation complète :

$$Y = 2.5\sqrt{n} - 0.13 - 0.75\sqrt{Rh}(\sqrt{n} - 0.10)$$

Ou bien par les égalités simplifiées :

$$Rh = 1.5\sqrt{n} \text{ à } RH < 1\text{m}$$

$$Rh = 1.5\sqrt{n} \text{ à } RH > 1\text{m}$$

IV.3.2.4. Formule de BAZIN :

$$C = \frac{87}{1 + \frac{mB}{\sqrt{Rh}}}$$

Avec :

- mB : Coefficient de BAZIN.
- mB il est entre 0,06 et 1.75 m0, 5.

Remarque : Dans notre calcul on a utilisé la formule de MANING-STRICKLER.

V. Etats est répartition des cours d’eaux :

Les cours d’eaux dans les deux sous bassins versant sont vierges et non aménagés, pour une meilleure description des cours d’eaux j’ai réalisé la carte suivante :

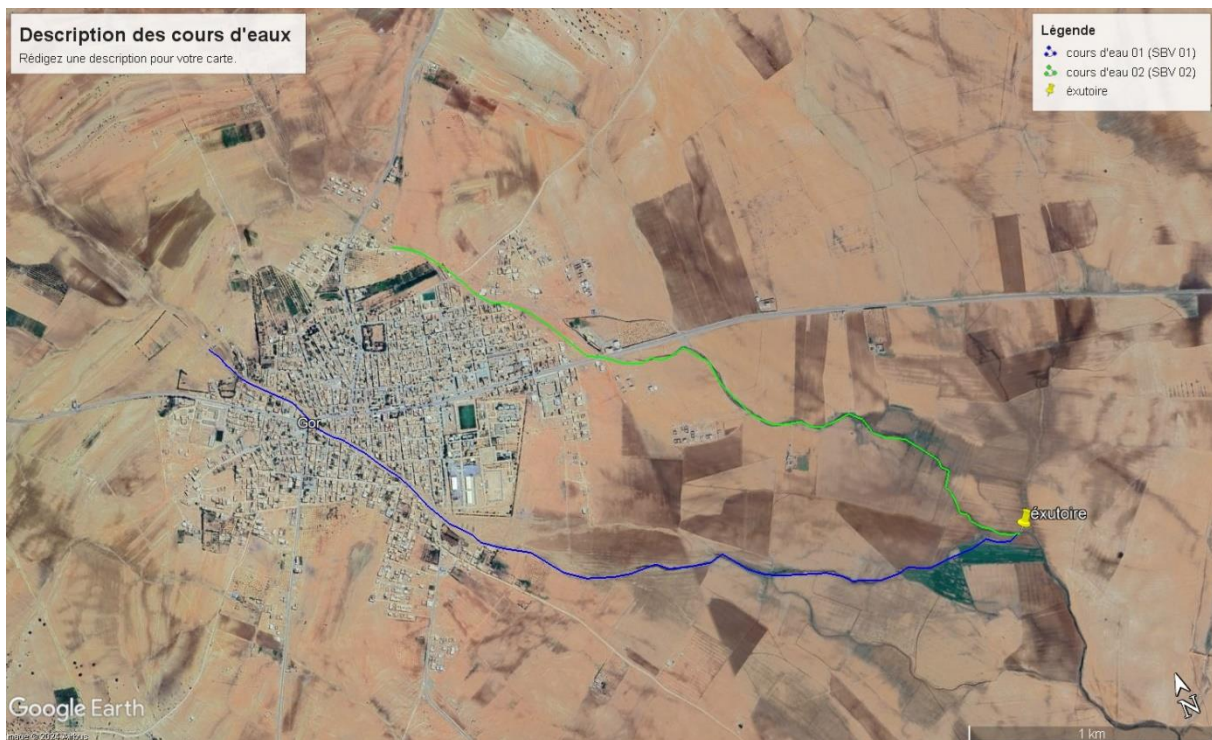


Figure 08 : Description des cours d’eaux à aménager.

VI. Modélisation hydrodynamique :

La modélisation hydraulique est destinée à simuler l’écoulement des cours d’eau, il s’agit d’une étape importante dans l’évaluation des risques liés aux inondations, elle a pour principale objectif d’estimer l’ampleur que peuvent entraîner les incertitudes tant sur les débits, les

niveaux d'eau et les superficies inondées. Pour un événement hydrologique donné, le modèle numérique calcule en chaque point préalablement défini, le niveau, le débit et la vitesse de l'écoulement. On a deux types de modèles hydrodynamiques :

- Les modèles 1D qui décrivent l'écoulement dans une section de vallée. Le traitement d'une multitude de ces sections unitaires permet de décrire le fonctionnement global de la rivière.
- Les modèles 2D qui décrivent l'écoulement dans l'ensemble de la plaine alluviale par l'introduction d'un maillage qui restitue le relief. Ces modèles sont également capables d'intégrer une composante temporelle au travers d'un débit varié dans le temps.

VI.1. Modèle HEC-RAS :

C'est un logiciel de modélisation monodimensionnel qui a été développé par l'US Army Corps of Engineers. HEC-RAS signifie Hydrologic Engineering Center – River Analysis System, soit Centre d'ingénierie en hydrologie – système d'étude des rivières. Il est destiné à modéliser les écoulements unidimensionnels à surface libre dans les canaux naturels et artificiels. Il permet de simuler les écoulements graduellement variés en régime permanent et en régime transitoire, d'effectuer les calculs de lignes d'eau en régime dynamique en simulant les différents obstacles (ouvrages de franchissement, ponts, dalots, ...) le long du cours d'eau, il peut simuler aussi le transport solide et le transfert de pollution. Un modèle hydraulique HEC – RAS nous permet d'introduire la géométrie des profils en travers des rivières et les profils des ouvrages. Les profils en long sont calculés à l'altitude de leurs profils en travers, ils sont perpendiculaires au sens de l'écoulement et présentent des coordonnées et des altitudes topographiques. Ils décrivent la forme et l'allure de la rivière. (US Army Corps of Engineers 2010.)

VI.2. Démarche de la simulation

En HEC-RAS, un ensemble des étapes et de fichiers sont requis pour effectuer l'analyse hydraulique d'un cours d'eau.

- **Première étape :** création d'un nouveau projet HEC-RAS.

Sur l'interface du logiciel HEC-RAS, on crée un nouveau projet tout en précisant :

- ✓ Le titre du projet.
- ✓ Le système d'unité.
- ✓ L'emplacement souhaité pour le fichier de projet.

- **Deuxième étape :** établissement du modèle géométrique des oueds étudiés.

Dans la présente étude, on a établi la géométrie des oueds étudiés directement sur RAS-MAPPER en suivant les étapes ci-après :

- ✓ Préparer le modèle de terrain (en utilisant ARC-MAP à l'aide du levé topographique).
- ✓ Accéder à RAS-Mapper et importer le modèle de terrain.
- ✓ Sur RAS-Mapper, créer une nouvelle géométrie et afficher la barre de l'édition.
- ✓ Dessiner l'axe de l'oued et ses rives.
- ✓ Définir les sections transversales.
- ✓ Enregistrer la géométrie.

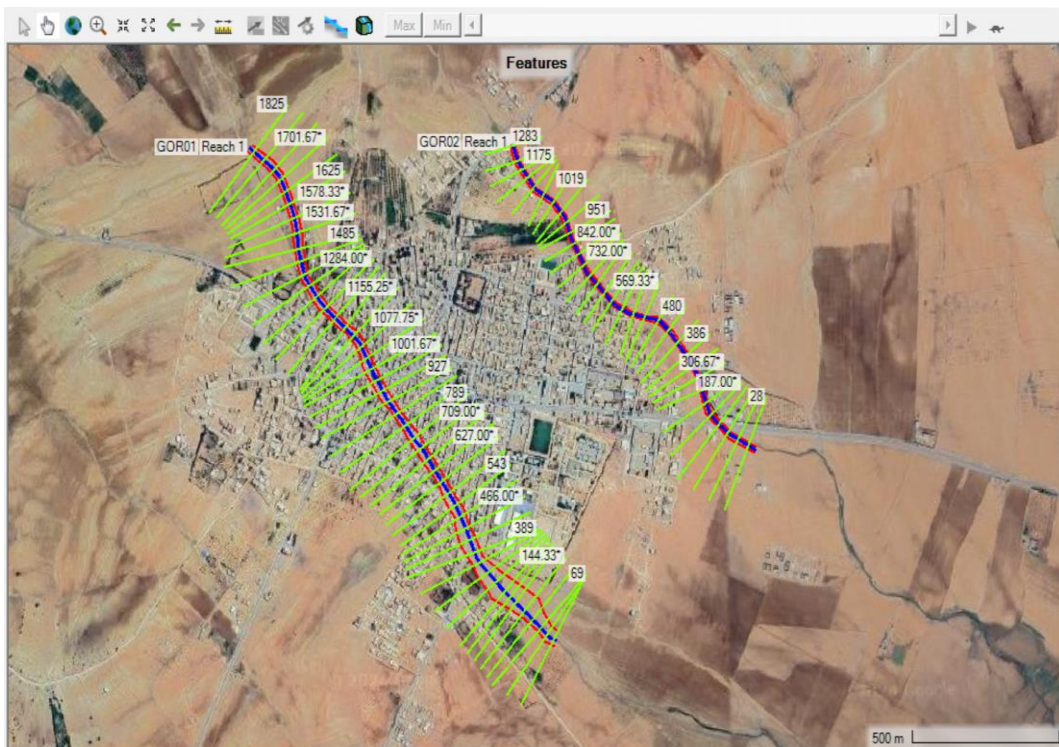


Figure 09 : Répartition des sections transversales sur RAS-MAPPER

- **La troisième étape :** importation du modèle géométrique.

Dans cette étape on ouvre le fichier de la géométrie réalisé sur RAS-Mapper, ce fichier contient toutes les informations nécessaires concernant les sections transversales. Aussi, dans cette étape on doit préciser les coefficients de Manning relatifs à chaque section.

Remarque : dans notre cas d'étude, les coefficients de Manning varie entre 0,02 et 0,2.

- **La quatrième étape :** création du fichier de débit (steady flow).

Dans cette étape on introduit les débits de la période de retours centennaux sous forme d'un fichier qui va être utilisé par la suite dans la simulation de l'écoulement. Dans ce fichier il est indispensable de préciser les conditions aux limites propres à chaque profil.

Tableau 01 : Les débits de la période de retour centennale des deux oueds.

Sous bassin versant	Nom de l'oued sur HEC-RAS	unité	Valeur du débit
SBV 01	GOR 01	m ³ /s	93.3
SBV 02	GOR 02		39.5

Remarque : dans notre cas d'étude on opte pour « Critical Depth » comme conditions aux limites.

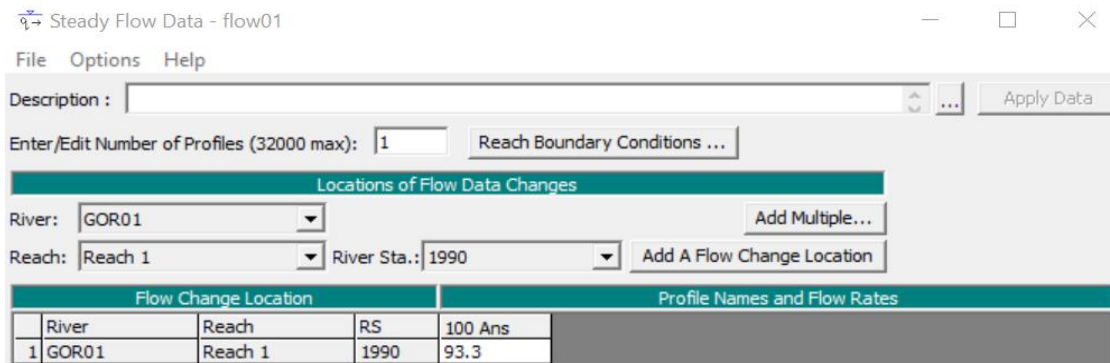


Figure 10 : Introduction du débit de la période centennale pour les sous bassins versant 01.

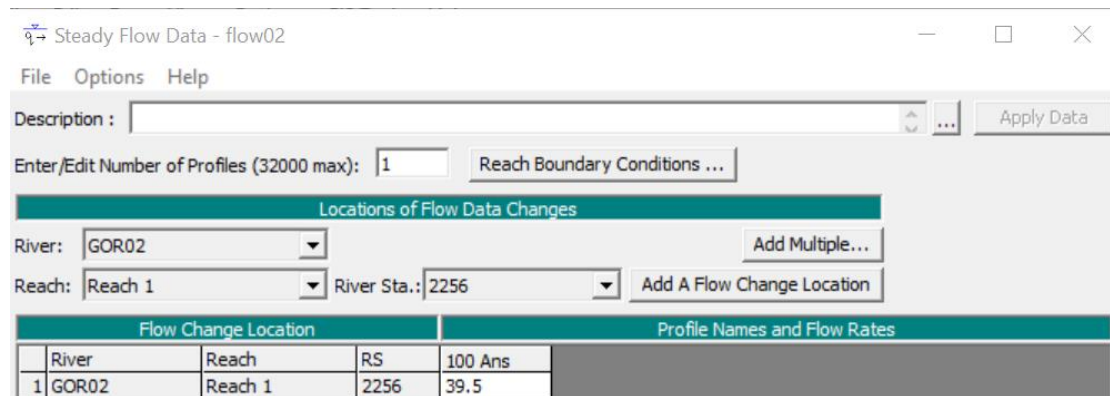


Figure 11 : Introduction du débit de la période centennale pour les sous bassins versant 02.

- **La cinquième étape :**

La création du fichier plan qui contient les références aux fichiers géométrie et Débit associés à ce plan.

- **La sixième étape :** lancement de la simulation.

C'est un fichier qui va être créé par HEC-RAS une fois que la simulation soit lancée.

VI.3. Visualisation des résultats

Une fois que le calcul a été effectué sous HEC-RAS, nous pouvons obtenir de multiples résultats. Les profils des zones inondables peuvent être obtenus en fonction du débit étudié, des vitesses d'écoulement et des lignes d'eau et d'énergie. La variation de la vitesse d'écoulement sur le lit mineur et les deux rives peut donc être observée en fonction de chaque profil en travers. L'un des résultats pertinents à examiner est la perspective du tronçon simulé. On trouve cette fonction, « Voir Profils », dans la barre de boutons.

- **Profile en long :**

La ligne d'eau représente une vue en profil du tronçon d'étude avec le niveau et la surface d'eau de l'Oued et le niveau d'eau de période de retour centennale. Dans le cas de cette étude le comportement de la crue est sensible aux irrégularités de la topographie.

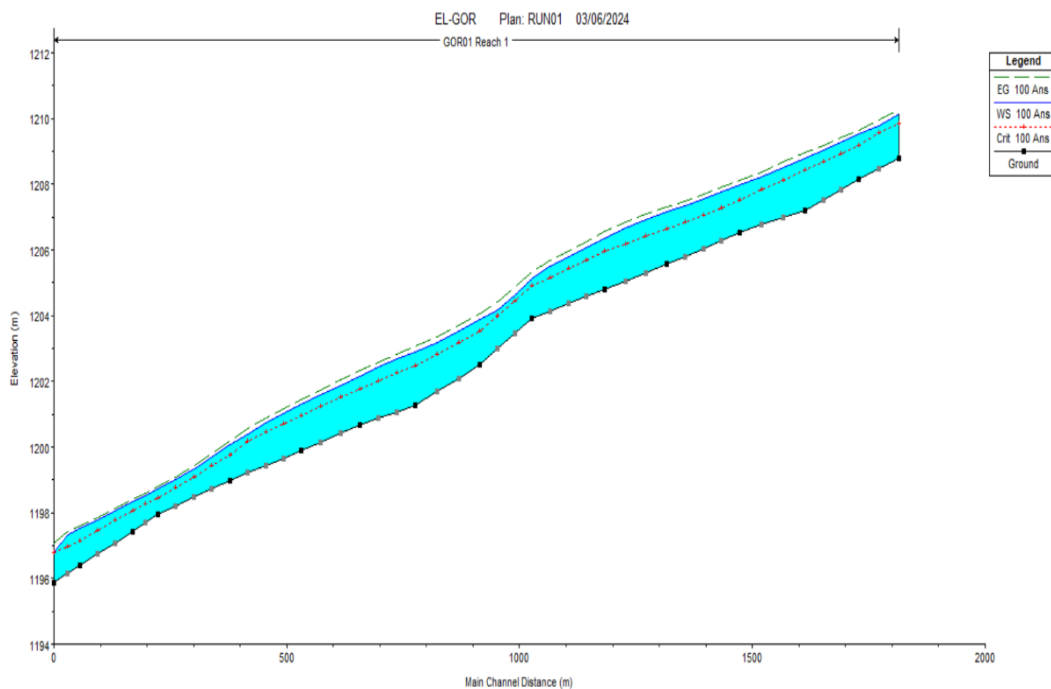


Figure 12 : Profile en long du cours d'eau à l'état naturel pour la crue centennale (SBV 01).

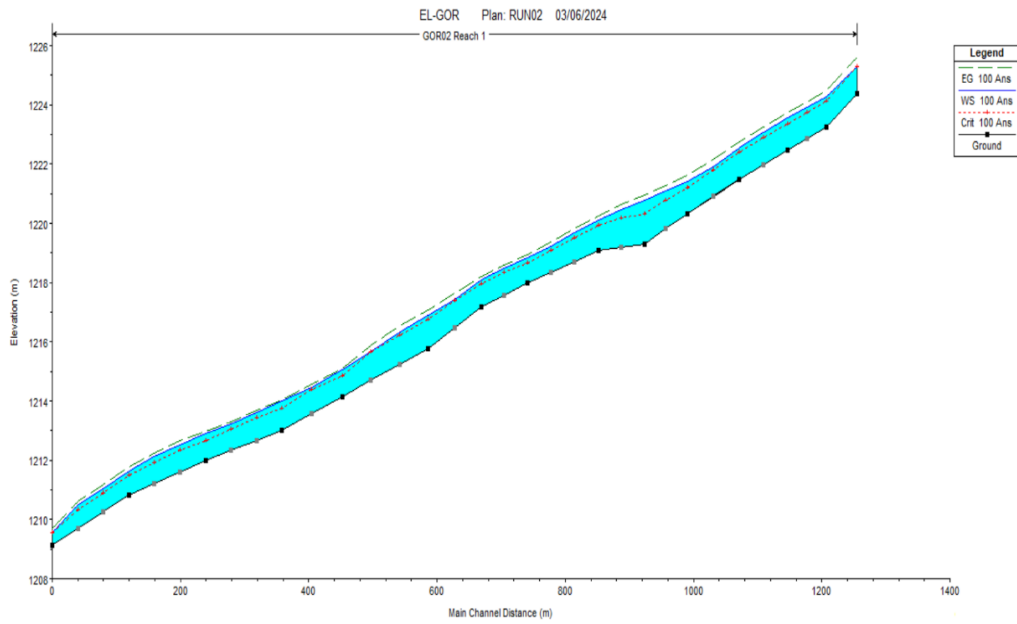


Figure 13 : Profile en long du cours d'eau à l'état naturel pour la crue centennale (SBV 02).

- **La courbe de tarage :**

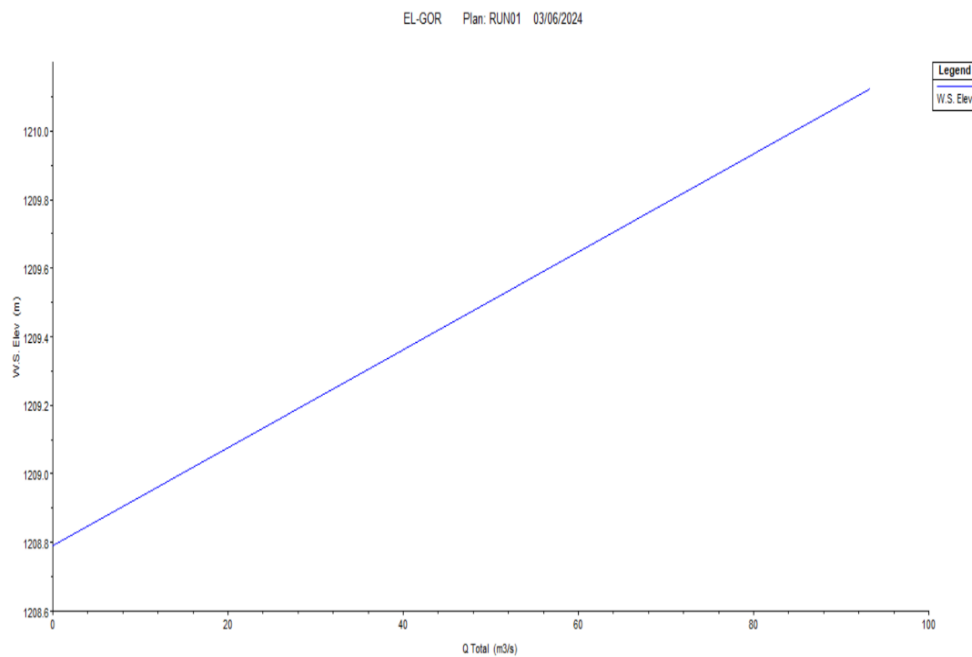


Figure 14 : Courbe de tarage choisi (SBV 01).

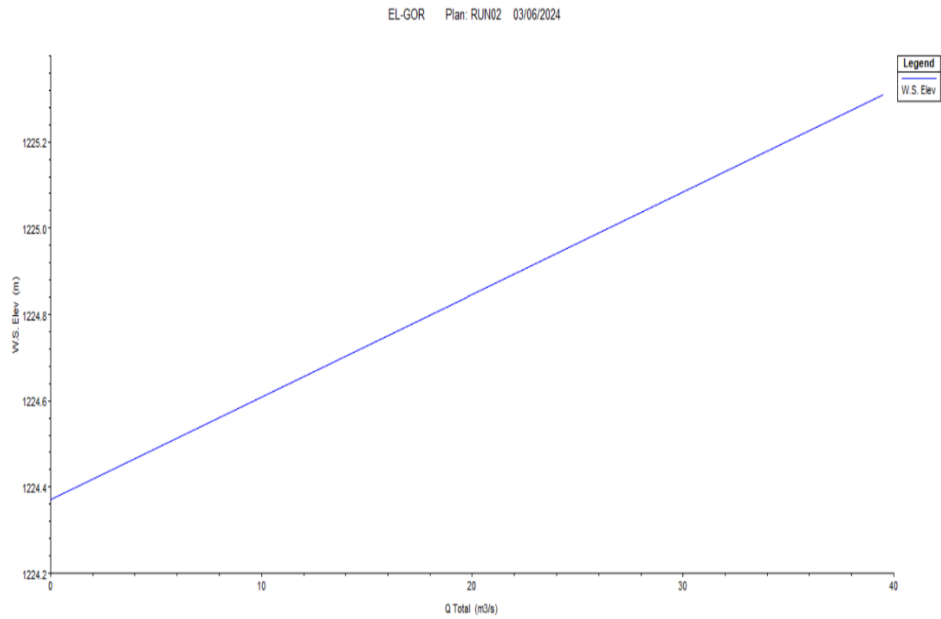


Figure 15 : Courbe de tarage choisi (SBV 02)

- **Les profils en travers :**

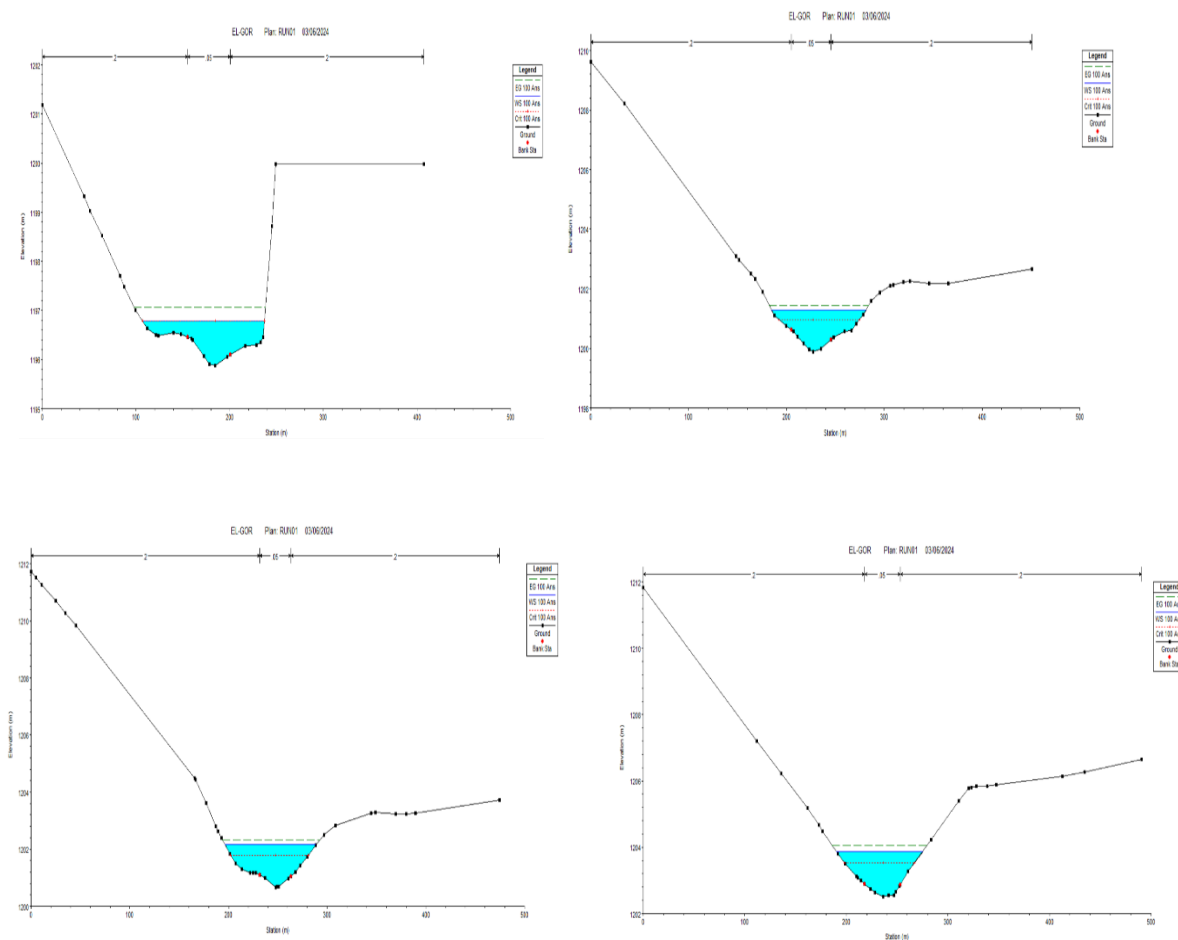


Figure 16 : Les profils en travers des quatre sections en travers choisies du premier cours d'eau (SBV 01).

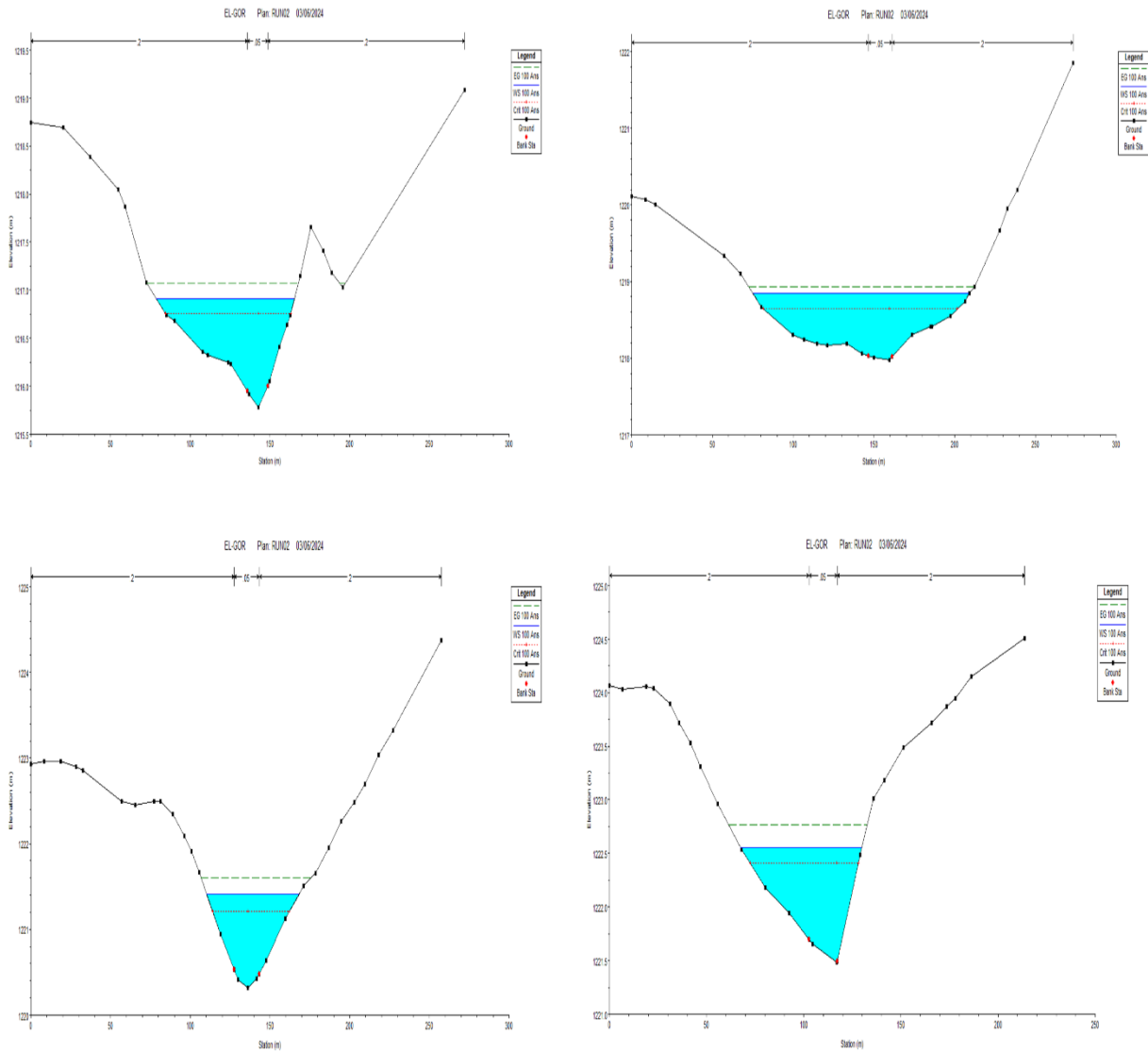


Figure 17 : Les profils en travers des quatre sections en travers choisies du deuxième cours d'eau (SBV 02).

- **Vitesse d'écoulement :**

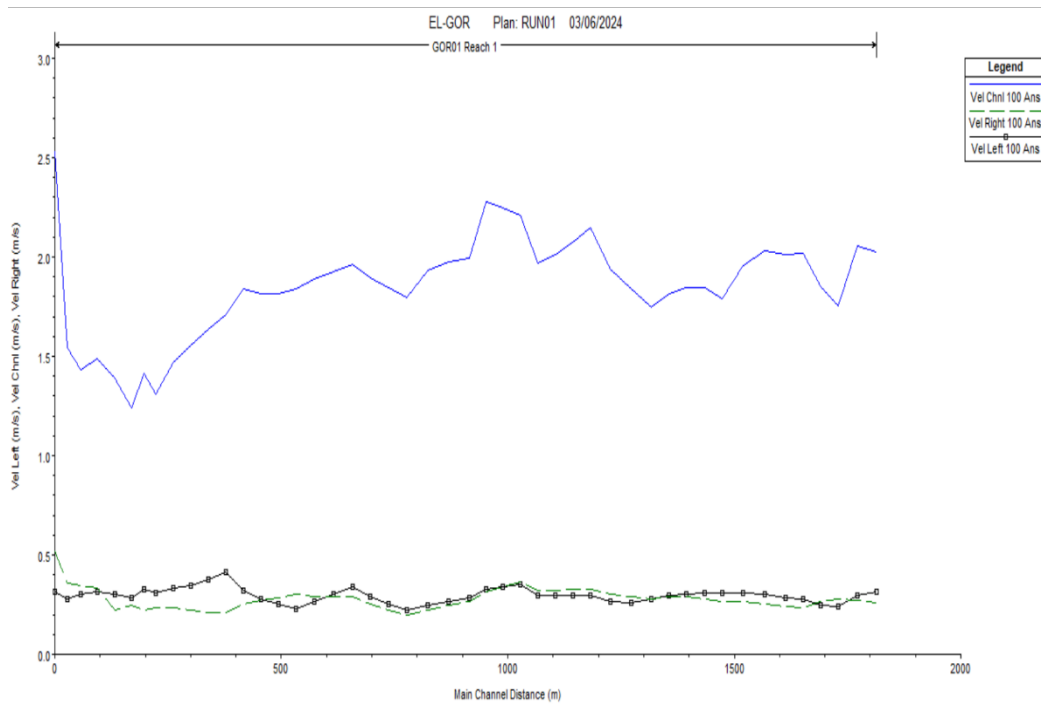


Figure 18 : Variation de la vitesse le long du premier cours d'eau (SBV 01).

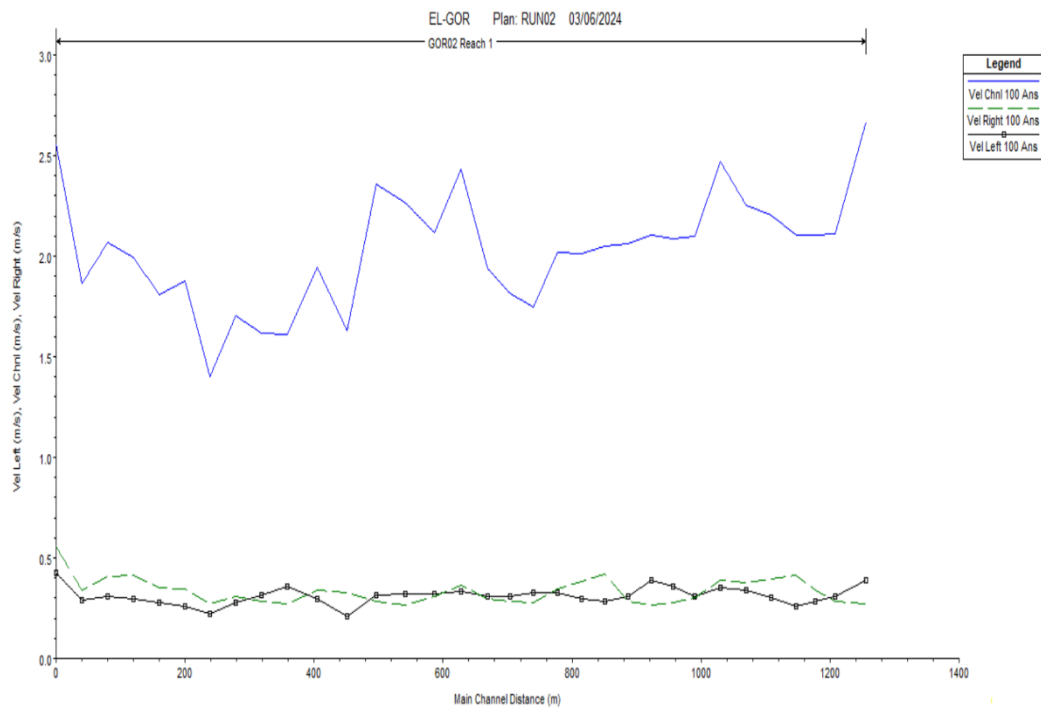


Figure 19 : Variation de la vitesse le long du deuxième cours d'eau (SBV 02).

• **Nombre de Froude :**

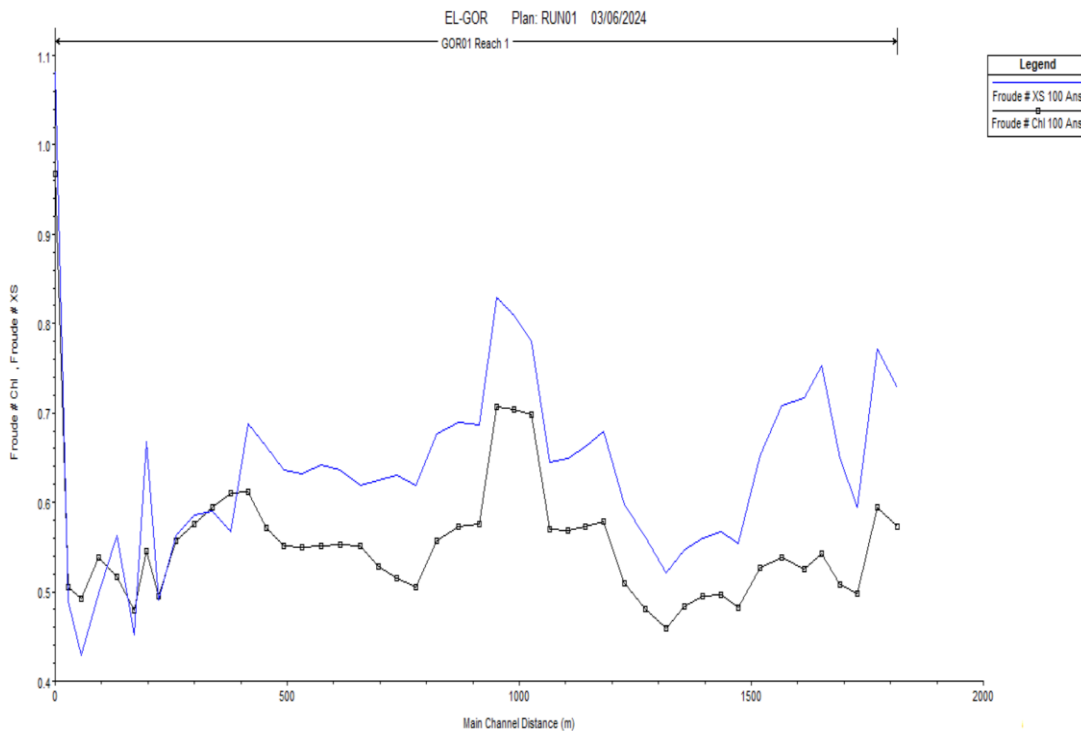


Figure 20 : La variation du nombre de Froude le long du premier cours d'eau (SBV 01).

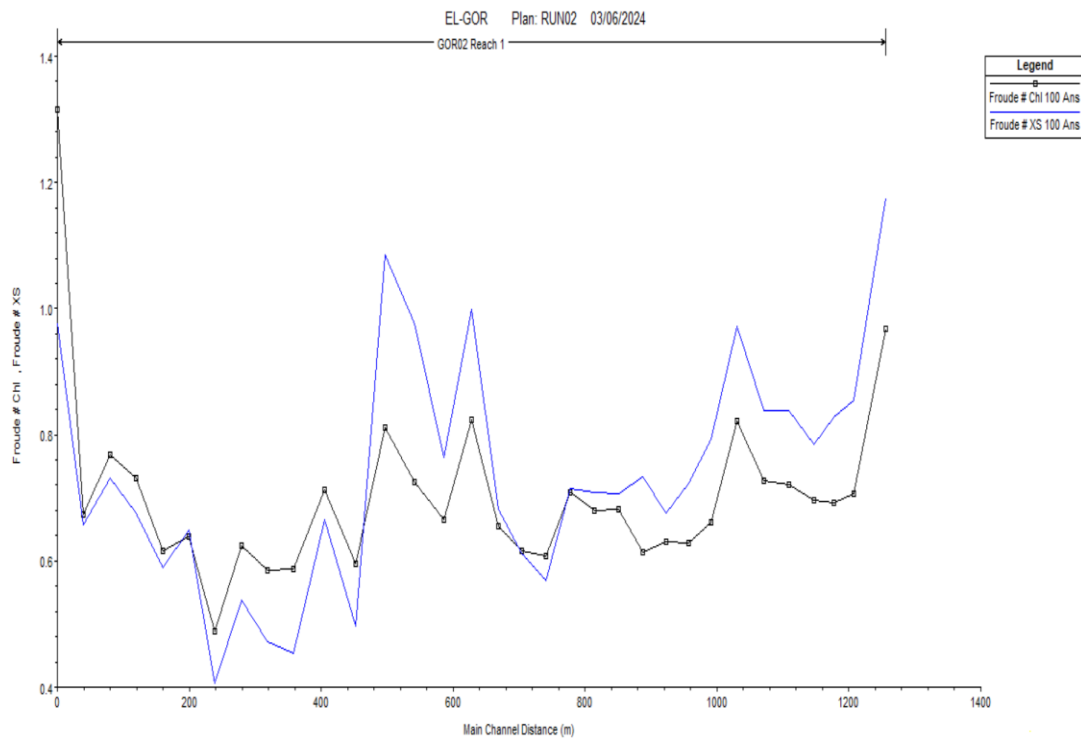


Figure 21 : La variation du nombre de Froude le long du deuxième cours d'eau (SBV 02).

Tableau 02 : Résultats de simulation du premier cours d'eau (SBV 01) pour la crue centennale.

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
	(m ³ /s)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m/m)	(m/s)	(m ²)	(m)	
1825	93.30	1208.79	1210.12	1209.84	1210.28	0.007446	2.02	118.31	199.85	0.57
1782.50*	93.30	1208.47	1209.78	1209.56	1209.95	0.008133	2.06	115.04	207.61	0.60
1740	93.30	1208.14	1209.54	1209.19	1209.65	0.005638	1.75	141.54	226.49	0.50
1701.67*	93.30	1207.83	1209.30	1208.95	1209.43	0.005732	1.85	128.55	208.29	0.51
1663.33*	93.30	1207.52	1209.02	1208.70	1209.19	0.006452	2.02	117.68	202.20	0.54
1625	93.30	1207.21	1208.79	1208.45	1208.95	0.005896	2.02	117.95	185.28	0.52
1578.33*	93.30	1206.99	1208.50	1208.12	1208.67	0.006269	2.03	106.70	157.18	0.54
1531.67*	93.30	1206.76	1208.22	1207.83	1208.37	0.006058	1.96	108.05	146.97	0.53
1485	93.30	1206.54	1207.98	1207.51	1208.10	0.005081	1.79	120.02	146.51	0.48
1446.00*	93.30	1206.30	1207.76	1207.29	1207.90	0.005391	1.85	105.74	122.24	0.50
1407.00*	93.30	1206.05	1207.55	1207.06	1207.69	0.005359	1.85	99.99	110.39	0.50
1368.00*	93.30	1205.81	1207.34	1206.84	1207.48	0.005096	1.82	98.45	105.66	0.48
1329	93.30	1205.56	1207.16	1206.63	1207.29	0.004539	1.75	101.05	105.36	0.46
1284.00*	93.30	1205.30	1206.93	1206.41	1207.08	0.004963	1.84	92.88	99.53	0.48
1239.00*	93.30	1205.05	1206.67	1206.19	1206.84	0.005573	1.94	84.89	90.90	0.51
1194	93.30	1204.79	1206.34	1205.96	1206.55	0.007347	2.15	73.60	81.84	0.58
1155.25*	93.30	1204.58	1206.07	1205.69	1206.26	0.007282	2.08	74.77	84.43	0.57
1116.50*	93.30	1204.36	1205.80	1205.43	1205.98	0.007282	2.01	76.23	88.02	0.57
1077.75*	93.30	1204.15	1205.51	1205.17	1205.69	0.007472	1.97	77.41	92.23	0.57
1039	93.30	1203.93	1205.10	1204.90	1205.32	0.011869	2.21	66.46	90.85	0.70
1001.67*	93.30	1203.46	1204.64	1204.45	1204.88	0.011968	2.25	62.26	86.42	0.70
964.33*	93.30	1202.99	1204.18	1203.99	1204.43	0.012011	2.28	58.82	82.22	0.71
927	93.30	1202.52	1203.87	1203.53	1204.06	0.007623	1.99	68.09	85.05	0.58
881.00*	93.30	1202.10	1203.52	1203.18	1203.71	0.007528	1.98	65.49	82.96	0.57
835.00*	93.30	1201.68	1203.19	1202.82	1203.37	0.007103	1.93	64.33	81.01	0.56
789	93.30	1201.26	1202.91	1202.47	1203.07	0.005763	1.80	67.69	81.93	0.51
749.00*	93.30	1201.06	1202.67	1202.25	1202.83	0.005974	1.84	72.76	88.94	0.52
709.00*	93.30	1200.87	1202.43	1202.02	1202.59	0.006255	1.89	78.01	92.18	0.53
669	93.30	1200.67	1202.16	1201.78	1202.33	0.006848	1.96	81.78	92.45	0.55
627.00*	93.30	1200.41	1201.87	1201.52	1202.04	0.006957	1.93	78.37	94.07	0.55
585.00*	93.30	1200.14	1201.58	1201.24	1201.75	0.007043	1.89	76.53	95.80	0.55
543	93.30	1199.88	1201.29	1200.95	1201.45	0.007093	1.84	76.25	96.84	0.55
504.50*	93.30	1199.66	1201.02	1200.71	1201.17	0.007236	1.81	78.90	105.18	0.55
466.00*	93.30	1199.44	1200.73	1200.45	1200.88	0.007901	1.82	82.17	119.56	0.57
427.50*	93.30	1199.21	1200.40	1200.18	1200.55	0.009397	1.84	90.71	146.46	0.61
389	93.30	1198.99	1200.06	1199.76	1200.17	0.009855	1.71	109.56	164.01	0.61
350.25*	93.30	1198.73	1199.68	1199.43	1199.79	0.009421	1.64	102.35	163.35	0.59
311.50*	93.30	1198.48	1199.33	1199.09	1199.44	0.008998	1.55	99.39	164.94	0.58
272.75*	93.30	1198.22	1199.00	1198.76	1199.09	0.008550	1.47	99.79	167.59	0.56
234	93.30	1197.96	1198.72	1198.43	1198.79	0.006750	1.31	109.15	174.70	0.50
208.00*	93.30	1197.69	1198.51	1198.26	1198.59	0.008295	1.41	106.99	275.24	0.55
182	93.30	1197.42	1198.34	1198.06	1198.40	0.006400	1.24	158.96	285.35	0.48
144.33*	93.30	1197.08	1198.06	1197.78	1198.14	0.007225	1.39	140.68	295.76	0.52
106.67*	93.30	1196.75	1197.77	1197.47	1197.85	0.007691	1.49	121.63	178.11	0.54
69	93.30	1196.41	1197.52	1197.13	1197.59	0.006225	1.43	140.97	182.36	0.49
40.500*	93.30	1196.14	1197.32	1196.97	1197.41	0.006374	1.54	119.50	155.14	0.51
12	93.30	1195.87	1196.79	1196.79	1197.07	0.025901	2.53	62.40	130.27	0.97

Tableau 03 : Les résultats de simulation du deuxième cours d'eau (SBV 02) pour la crue centennale.

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
	(m ³ /s)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m/m)	(m/s)	(m ²)	(m)	
1283	39.50	1224.37	1225.31	1225.31	1225.62	0.024985	2.67	27.08	59.56	0.97
1235	39.50	1223.25	1224.28	1224.13	1224.48	0.012613	2.11	33.75	62.21	0.71
1205.00*	39.50	1222.86	1223.91	1223.75	1224.11	0.011958	2.11	34.90	62.01	0.69
1175	39.50	1222.47	1223.56	1223.37	1223.74	0.012154	2.11	36.96	62.36	0.70
1137.00*	39.50	1221.98	1223.06	1222.90	1223.26	0.012920	2.21	36.20	62.87	0.72
1099	39.50	1221.48	1222.56	1222.41	1222.76	0.013084	2.25	36.90	62.48	0.73
1059.00*	39.50	1220.90	1221.89	1221.81	1222.16	0.017036	2.47	28.81	50.64	0.82
1019	39.50	1220.32	1221.42	1221.21	1221.61	0.010669	2.10	35.35	58.06	0.66
985.00*	39.50	1219.82	1221.09	1220.79	1221.27	0.009335	2.08	36.64	52.12	0.63
951	39.50	1219.31	1220.78	1220.33	1220.95	0.009342	2.11	41.24	55.24	0.63
915.00*	39.50	1219.19	1220.46	1220.18	1220.62	0.008818	2.06	45.97	74.31	0.61
879	39.50	1219.07	1220.12	1219.92	1220.25	0.011721	2.05	55.02	102.15	0.68
842.00*	39.50	1218.71	1219.68	1219.52	1219.81	0.011816	2.01	58.32	113.97	0.68
805.00*	39.50	1218.34	1219.23	1219.08	1219.35	0.013071	2.02	59.26	119.81	0.71
768	39.50	1217.98	1218.84	1218.64	1218.93	0.009591	1.75	71.19	133.75	0.61
732.00*	39.50	1217.58	1218.48	1218.33	1218.58	0.009698	1.81	69.66	134.92	0.62
696	39.50	1217.18	1218.09	1217.94	1218.21	0.010943	1.94	65.39	132.99	0.66
655.00*	39.50	1216.48	1217.42	1217.40	1217.64	0.017283	2.43	44.31	101.10	0.82
614	39.50	1215.78	1216.91	1216.76	1217.07	0.010724	2.12	48.84	86.66	0.66
569.33*	39.50	1215.24	1216.34	1216.23	1216.54	0.012887	2.26	43.07	100.44	0.72
524.67*	39.50	1214.69	1215.67	1215.67	1215.88	0.017023	2.36	47.99	134.52	0.81
480	39.50	1214.15	1215.04	1214.84	1215.11	0.009532	1.63	76.66	141.30	0.60
433.00*	39.50	1213.58	1214.47	1214.37	1214.57	0.013674	1.95	68.77	150.95	0.71
386	39.50	1213.01	1213.99	1213.77	1214.04	0.009213	1.61	89.06	172.65	0.59
346.33*	39.50	1212.67	1213.62	1213.42	1213.67	0.009133	1.62	89.32	175.98	0.59
306.67*	39.50	1212.33	1213.22	1213.06	1213.29	0.010481	1.70	85.46	184.90	0.62
267	39.50	1211.99	1212.92	1212.67	1212.97	0.006201	1.40	104.32	199.65	0.49
227.00*	39.50	1211.60	1212.53	1212.33	1212.64	0.010407	1.88	59.59	111.53	0.64
187.00*	39.50	1211.20	1212.14	1211.91	1212.24	0.009680	1.81	57.31	93.18	0.62
147	39.50	1210.81	1211.65	1211.49	1211.78	0.014340	1.99	49.95	88.06	0.73
107.33*	39.50	1210.25	1211.03	1210.90	1211.17	0.016038	2.07	48.55	91.78	0.77
67.67*	39.50	1209.68	1210.50	1210.33	1210.61	0.012097	1.86	58.54	113.45	0.67
28	39.50	1209.12	1209.55	1209.55	1209.70	0.058487	2.55	48.31	154.72	1.32

VII. Cartographie des zones inondables :

La cartographie des zones inondables est un outil essentiel dans les études de protection contre les inondations, et ce pour plusieurs raisons :

- **Identification des zones à risque :**

La cartographie permet de déterminer les zones susceptibles d'être inondées, y compris la fréquence et l'étendue des inondations potentielles, et d'identifier ainsi les régions les plus vulnérables.

- **Planification et développement urbain :**

Les cartes des zones inondables sont essentielles pour l'aménagement du territoire. Elles aident les urbanistes et les décideurs à déterminer où il est possible de construire en toute sécurité et où des restrictions ou des mesures spéciales sont nécessaires pour minimiser les risques d'inondation.

- **Gestion des urgences et évacuation :**

En cas d'inondation imminente, la cartographie des zones inondables aide à planifier les itinéraires d'évacuation, les abris temporaires et les opérations de sauvetage. Elle permet de mettre en place des plans d'urgence plus efficaces et de réduire les pertes humaines et matérielles.

- **Conception d'infrastructures de protection :**

Les données obtenues grâce à la cartographie permettent de concevoir des infrastructures de protection appropriées, telles que des digues, des bassins de rétention et des systèmes de drainage. Cela permet de réduire l'impact des inondations sur les zones habitées et les infrastructures critiques.

- **Sensibilisation et communication :**

Les cartes des zones inondables sont des outils pédagogiques qui permettent d'informer le public, les autorités locales et les parties prenantes sur les risques d'inondation. Elles contribuent à sensibiliser les communautés et à promouvoir des comportements et des développements résilients.

- **Assurance et gestion des risques financiers :**

Les compagnies d'assurance utilisent ces cartes pour évaluer les risques et fixer les primes d'assurance. Elles aident également les autorités locales à justifier et à planifier les investissements dans les infrastructures de protection contre les inondations.

VII.1. Procédé :

Après avoir exécuté la simulation sur le logiciel Hec-Ras, on suit les étapes suivantes :

➤ **Ouvrir RAS Mapper :**

- Lancez HEC-RAS : Ouvrez HEC-RAS et assurez-vous que votre projet est chargé.
- Accédez à RAS Mapper : Cliquez sur l'onglet RAS Mapper dans la barre d'outils principale de HEC-RAS pour lancer RAS Mapper.

➤ **Chargement des résultats :**

- Vérifier les résultats de la simulation : Avant de charger des résultats dans RAS Mapper, assurez-vous que vos simulations HEC-RAS ont été exécutées avec succès et que les résultats sont disponibles.
- Ajouter des résultats : Dans RAS Mapper, allez dans le panneau de gauche et faites un clic droit sur Résultats.
- Sélectionnez Add Results for Mapping (Ajouter des résultats pour la cartographie).
- Choisissez la simulation que vous souhaitez utiliser. Cela inclut généralement le fichier de résultats (*.hdf).

➤ **Création de cartes d'inondation :**

- Créez des cartes de profondeur d'inondation : Cliquez avec le bouton droit de la souris sur Profondeur sous la simulation dans le panneau de gauche. Sélectionnez Create New Depth Grid (Créer une nouvelle grille de profondeur). RAS Mapper génère une carte de profondeur d'inondation basée sur les résultats de la simulation.
- Créer des cartes de vitesse de l'eau : Cliquez avec le bouton droit de la souris sur Velocity en dessous de la simulation dans le panneau de gauche. Sélectionnez Create New Velocity Grid (Créer une nouvelle grille de vitesse). RAS Mapper génère une carte des vitesses de l'eau.
- Créer des cartes de limites d'inondation : Cliquez avec le bouton droit de la souris sur Inundation Boundary en dessous de la simulation dans le panneau de gauche. Sélectionnez Create New Inundation Boundary (Créer une nouvelle limite d'inondation). RAS Mapper génère une carte des limites de l'inondation, montrant l'étendue de l'inondation.

➤ **Personnalisation des cartes :**

- Modifier les propriétés des couches : Cliquez avec le bouton droit de la souris sur une couche dans le panneau de gauche (par exemple, Profondeur ou Vitesse). Sélectionnez Layer Properties (Propriétés de la couche) pour ajuster les paramètres d'affichage, tels que les couleurs, les échelles de profondeur et les intervalles de classe.
- Ajouter des éléments supplémentaires : Vous pouvez ajouter des étiquettes, des courbes de niveau et d'autres éléments cartographiques pour améliorer la lisibilité et la compréhension de la carte.

➤ **Exporter des cartes :**

Cliquez avec le bouton droit de la souris sur la couche que vous souhaitez exporter (par exemple, Grille de profondeur). Sélectionnez Exporter la couche pour enregistrer la carte dans différents formats (GeoTIFF, shapefile, etc.).

VII.2. Carte des profondeurs :

La profondeur d'une inondation est principalement déterminée par son étendue et sa profondeur. Il faut utiliser des modèles hydrauliques ou reproduire numériquement la topographie des lits mineurs et majeurs des cours d'eau pour sa détermination (Graguid, 2011). Par conséquent, trois types de submersion sont classés en fonction de leur profondeur :

- Submersion faible : submersion inférieure à 0,5 m
- Submersion moyenne : submersion comprise entre 0,5 et 1 m
- Submersion élevée : submersion supérieure à 1 m.

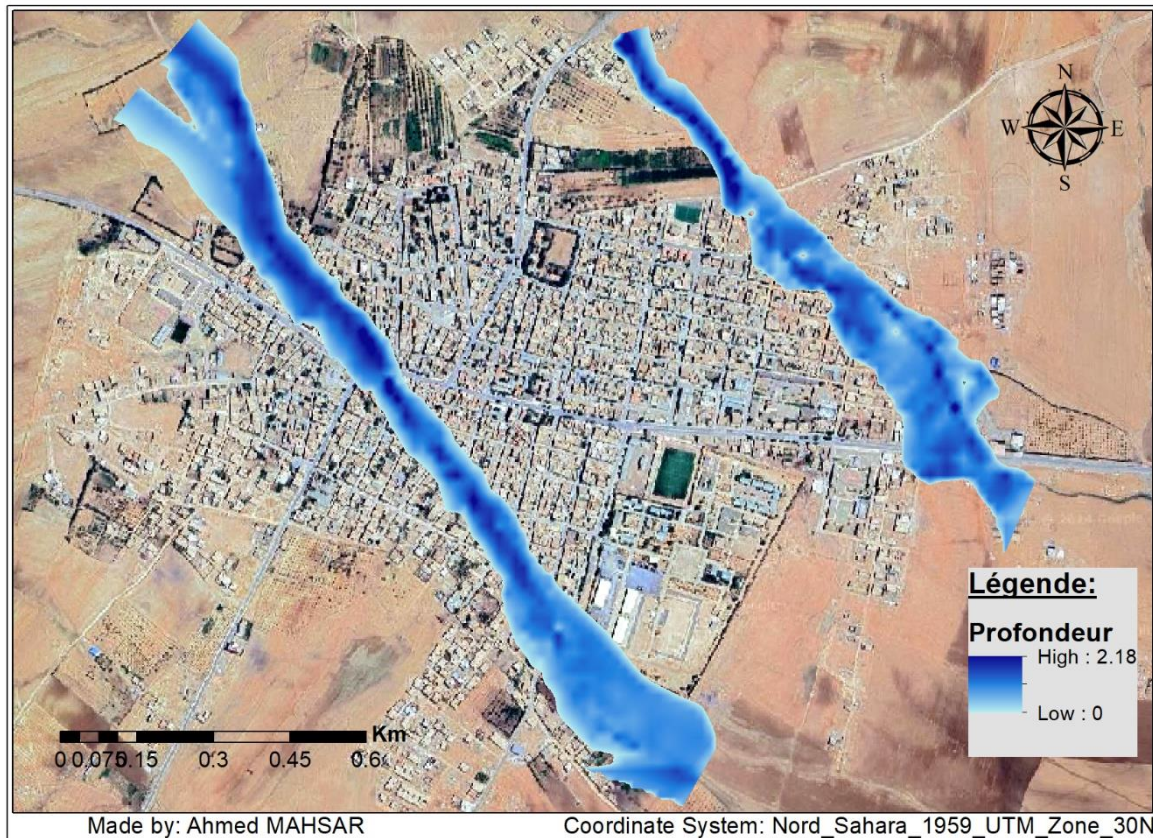


Figure 22 : Carte des profondeurs pour la crue centennale.

VII.2.1. Interprétation :

Les profondeurs maximales sur la carte qui dépassent les 2 mètres d'hauteur indiquent le chenal principale pour les deux cours d'eau cependant, les zones moins profondes représentent des plaines urbanisées qui sont inondables.

VII.3. Carte des vitesses :

Les vitesses d'écoulement sont des indicateurs cruciaux pour comprendre la dynamique de l'inondation, les zones à risque élevé, et les impacts potentiels sur l'infrastructure et l'écosystème. En analysant ces vitesses, nous pouvons mieux prévoir les zones de forte érosion, les dangers pour la population et les biens. Cette carte est un outil essentiel pour les gestionnaires de l'eau et les urbanistes dans la planification des mesures de prévention et de réponse aux inondations.

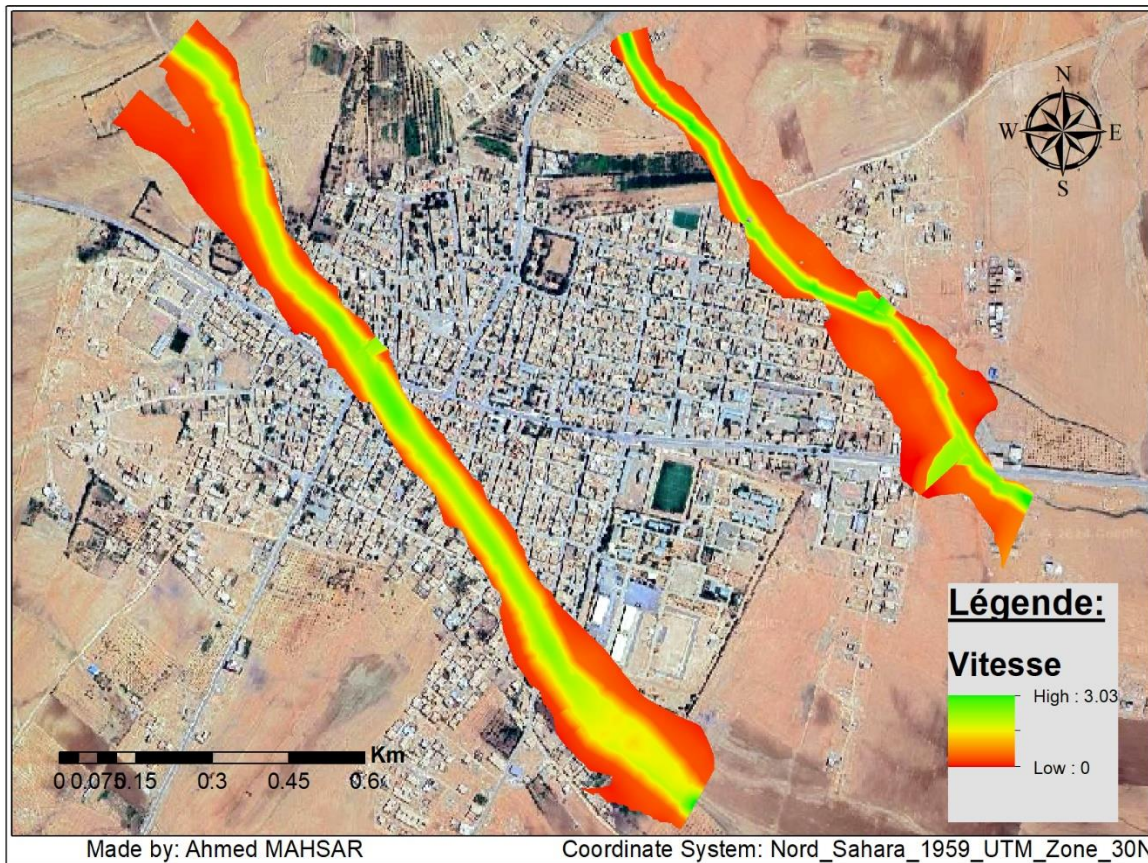


Figure 23 : Carte des vitesses d'écoulement pour la crue centennale.

- On peut classer les vitesses d'écoulement selon trois classes :

Tableau 04 : Les classes de vitesse

Classe de la vitesse	Domaine de variation de la vitesse
faible	Inférieure à 0.2 m/s
moyenne	Entre m/s 0.2 et 0.5 m/s
forte	Supérieure à 0.5 m/s

VII.4. Carte des élévations du plan d'eau :

Les niveaux d'eau lors d'une crue centennale sont représentés sur la carte d'élévation du plan d'eau. Cette carte joue un rôle essentiel dans l'évaluation des zones à risque, la planification des mesures de protection et l'information sur les stratégies de gestion des inondations.

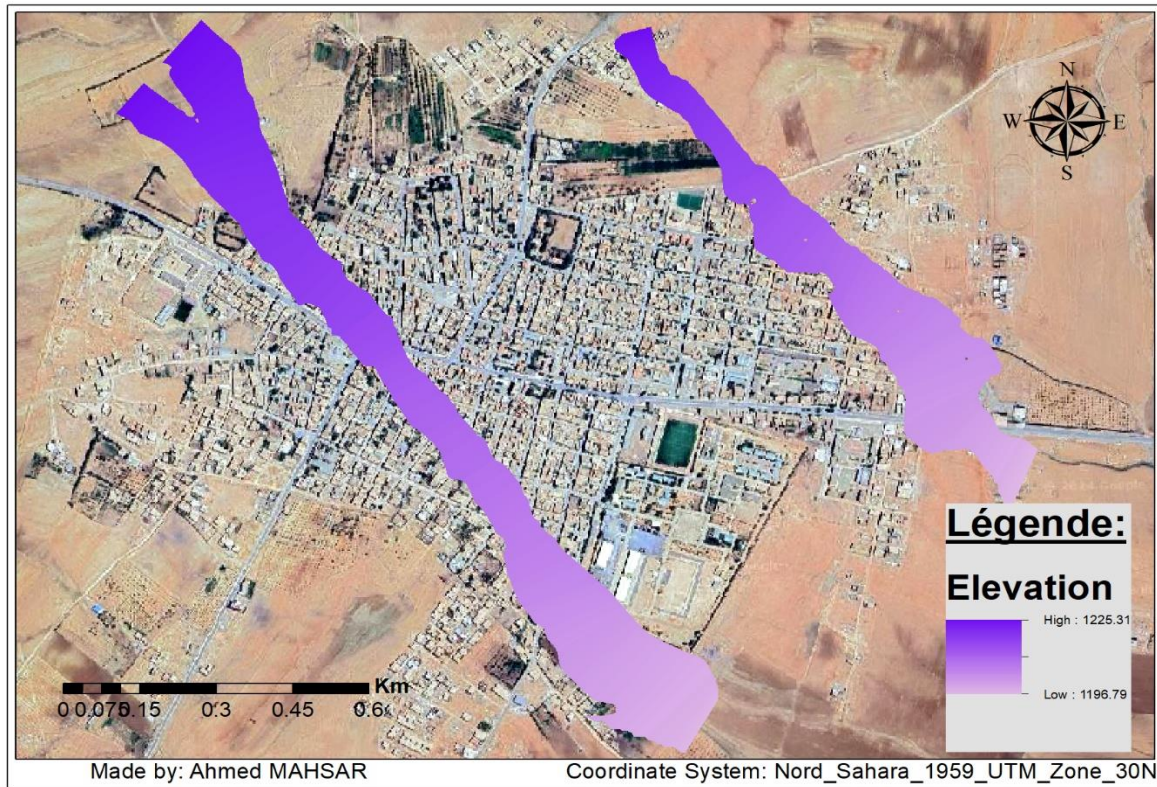


Figure 24 : Cartes des élévations pour la crue centennale.

VII.5. Classes d'aléas :

Dans le cas des risques d'inondation, on peut mesurer les aléas en combinant deux éléments, la vitesse d'écoulement et la profondeur de submersion. Trois zones de risque sont aisément repérables grâce à des couleurs particulières en fonction de critères d'évaluation qui sont synthétisés dans le tableau ci-dessous :

Tableau 05 : Critères d'évaluation de l'aléa inondation

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

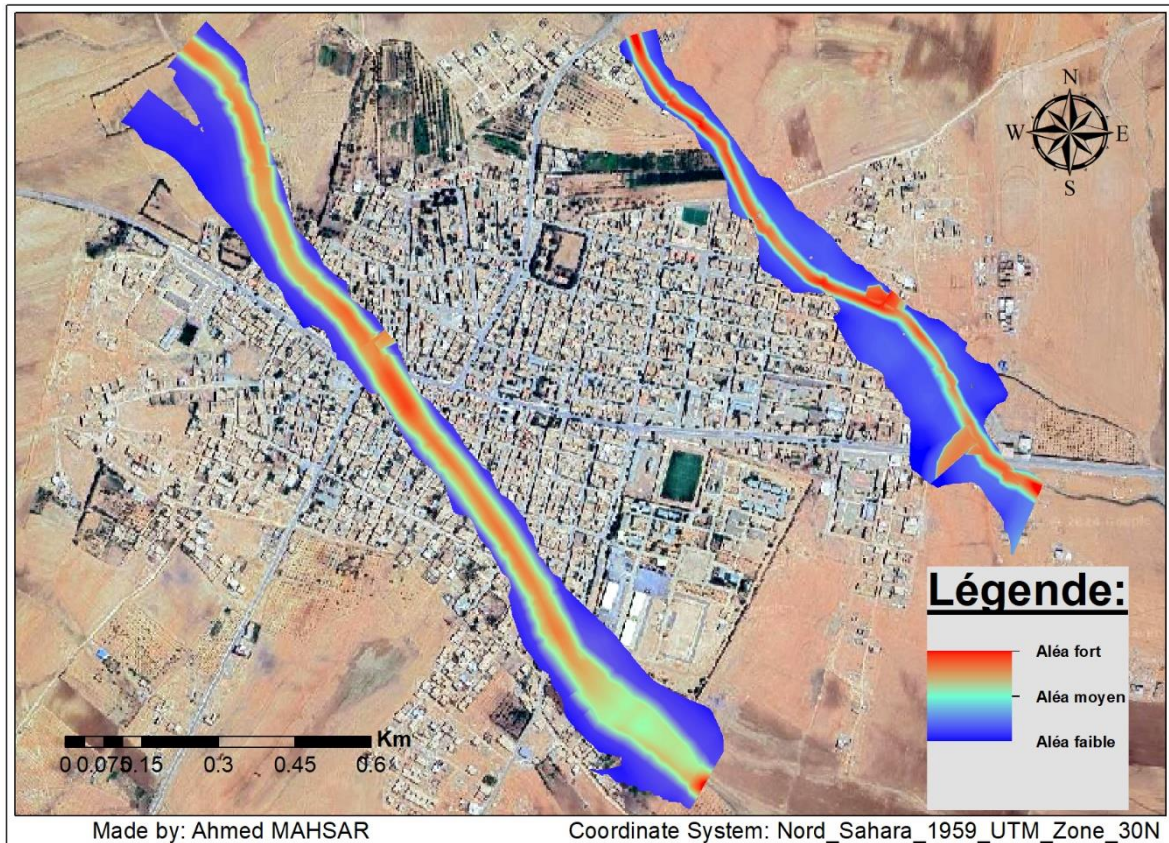


Figure 25 : Carte de l'aléa inondation pour la crue centennale.

VIII. Conclusion :

Ce chapitre a détaillé la simulation de l'écoulement et la cartographie des zones inondables pour une crue centennale en utilisant le logiciel HEC-RAS. Grâce à une modélisation précise des conditions hydrauliques et à l'intégration de données topographiques détaillées, nous avons pu identifier les zones à risque d'inondation avec une haute résolution. Les résultats obtenus montrent les dynamiques d'écoulement pendant une crue majeure, mettant en évidence les secteurs particulièrement vulnérables.

La simulation a permis de visualiser les vitesses d'écoulement et les hauteurs d'eau dans différentes parties du bassin versant, offrant des informations cruciales pour la gestion des risques d'inondation. Les cartes des zones inondables générées fournissent un outil précieux pour la planification urbaine, la conception des infrastructures de protection et la préparation aux situations d'urgence. En conclusion, cette étude renforce l'importance de l'utilisation des outils de modélisation avancés comme HEC-RAS pour une gestion efficace et proactive des risques hydrologiques.

Chapitre 05 :
Étude des variantes
d'aménagement

I. Introduction :

Il est essentiel de gérer et d'aménager les deux cours d'eau afin de prévenir les inondations et de protéger les populations et les infrastructures de la ville de GOR. Dans cette perspective, le présent chapitre examine les diverses approches d'aménagement d'une cours d'eau pour réduire les risques d'inondation.

Ce chapitre examine les différentes méthodes envisageables pour la restauration et la réorganisation d'un lit fluvial, en soulignant les bénéfices et les désavantages de chaque approche. Les différentes approches d'aménagement étudiées comprennent des méthodes traditionnelles comme la construction des canaux à ciel ouvert et la reconstruction des berges. En utilisant des études de cas et des modélisations hydrologiques, nous examinerons les conséquences hydrauliques et économiques de chaque variante.

Grâce à cette approche qui repose sur les logiciel de simulation (HEC-RAS), il est possible de comparer les diverses solutions non seulement en ce qui concerne leurs coûts et leur faisabilité technique, mais également en prenant en compte leur durabilité à long terme et leur intégration dans l'environnement naturel.

Ce chapitre a pour but de poser les fondations solides pour une prise de décision éclairée, en prenant en considération les complexités et les particularités locales des deux cours d'eau étudiée. Finalement, notre objectif est de trouver les solutions meilleures et adaptées pour diminuer les risques d'inondation tout en encourageant la résilience écologique et communautaire de la ville de GOR.

II. Les différents types d'aménagements :

Les dispositifs de prévention des inondations sont des infrastructures qui permettent de prévenir les débordements près des enjeux (humains, économiques, etc...). Dans le but de prévenir les problèmes d'inondation lors des périodes de crues, il existe deux options de protection, appelées protections directes et indirectes, en fonction du type de problème à traiter :

II.1. La protection indirecte :

La protection indirecte consiste à intervenir plus loin du site menacé en établissant un système de dérivation des cours d'eau responsables des inondations vers d'autres bassins, situés à l'extérieur de la zone à préserver. Dans cette situation, il y a diverses méthodes que l'on peut mentionner :

- **Création des canaux phréatiques :**

La dérivation des eaux vers les cours d'eau afin de les renvoyer vers des zones situées en dehors des zones à protéger. Il est possible que cette déviation concerne une partie ou la totalité des eaux provenant d'un oued vers un autre.

- **Réalisation des barrages :**

Niveaux de stockage et de laminage des crues à l'amont des zones en danger. Le volume et la capacité de laminage du barrage devront être maximisés afin de répondre au mieux à la protection prévue.

- **Aménagement des bassins versant :**

Adaptation contre l'érosion en utilisant des techniques biologiques et/ou en construisant des seuils en gabions qui permettent de diminuer les vitesses d'écoulement et de stocker les sédiments en amont.

II.2. La protection directe :

La protection directe implique d'intervenir directement sur les sites menacés en y installant des structures de protection adéquates, ce qui peut considérablement réduire les conséquences néfastes des crues. Il existe différentes méthodes d'aménagement, parmi lesquelles on peut mentionner :

- **Recalibrage du cours d'eau :**

L'objectif principal est d'améliorer la capacité hydraulique du tronçon en modifiant la géométrie du lit du cours d'eau (abaissement de la ligne de fond, augmentation de la section en travers).

- **Endiguement du cours d'eau :**

L'endiguement consiste à élever les berges afin d'éviter le débordement des eaux et de préserver le maximum d'espace pour l'agriculture et l'urbanisation. Les digues permettront au cours d'eau d'accepter un débit supérieur à celui de plein bord sans risque de débordement.

- **Reboisement et techniques végétales :**

Le processus de reboisement repose sur la nature du sol, la qualité de la plante efficace et le type de climat. Son objectif est de préserver les berges en utilisant le couvert végétal pour stabiliser les eaux, ce qui entraîne une diminution de l'érosion et ainsi une amélioration de la qualité de l'eau.

- **Lit artificiel :**

La préservation des berges et du lit de l'oued, qu'il s'agisse de béton armé, de roches ou de Gabion, sont les méthodes les plus coûteuses et les plus courantes dans les zones urbaines. D'après la capacité à s'adapter aux conditions du terrain, tant sur le plan topographique que géologique.

III. Etude de variantes :

Dans cette recherche, les options suggérées pour l'aménagement des deux cours d'eau sont les suivantes :

- ✓ Construire un canal trapézoïdal en béton armé.
- ✓ Construire un canal en gabion.
- ✓ Construire un canal trapézoïdal en enrochement.

Les variantes mentionnées en haut seront maintenues à l'aide du logiciel FLOW MASTER et évaluée en vérifiant l'état d'écoulement à l'aide d'une simulation HEC-RAS pour chaque section des deux cours d'eau. Ensuite, et à la fin de chaque variante, une interprétation technico-économique paraît indispensables pour faire une sélection meilleure.

III.1. Choix des paramètres hydrauliques :

Dans un projet d'aménagement hydraulique, il est essentiel de prendre en compte les paramètres hydrauliques, tels que la pente, la revanche et la rugosité, qui sont essentiels pour la construction d'un canal.

III.1.1. La pente du projet :

Dans cette étude, une pente uniforme a été sélectionnée pour tous les tronçons (0.006), ce choix est le plus proche possible de la pente observée sur le terrain naturel.

III.1.2. La revanche :

La revanche est une composante critique dans la conception et la gestion des canaux à surface libre. Elle offre une protection essentielle contre les inondations, les variations de débit, et les événements imprévus, tout en assurant la sécurité et la durabilité des structures et des berges. Pour ces raisons, la revanche doit être soigneusement calculée et maintenue pour garantir le bon fonctionnement et la sécurité des systèmes hydrauliques. (Chow, V. T. 1959)

Ainsi, dans cette étude, on ajouterait une marge de sécurité estimée à 0,9 mètres aux profondeurs normales des canaux.

III.1.3. La rugosité :

La rugosité joue un rôle essentiel dans le domaine de l'hydraulique fluviale, car elle correspond à la résistance à l'écoulement causée par la surface du lit du débit. La vitesse et le débit de l'eau sont impactés par cela, ce qui a un impact sur les calculs de conception et de gestion des canaux et des rivières. Le tableau ci-dessous présente les valeurs de rugosité spécifiques à chaque variante.

Tableau 01 : Les valeurs de rugosité considérée pour les calculs hydrauliques.

Revêtement	Valeur de la rugosité « n »
Béton arme	0.013
Gabion	0.03
Enrochement	0.035

III.2. Aménagement proposé pour le premier cours d'eau (SBV 01) :

Pour des raisons purement techniques et pour simplifier l'analyse des différentes variantes proposées, nous avons séparé le premier cours d'eau en quatre tronçons répartis dans le tableau ci-dessous :

Tableau 02 : Répartition des tronçons du premier cours d'eau (SBV 01).

Tronçon	Section de départ	Section d'arrivée	Longueur (m)
1	1825	1485	411
2	1466.00*	835.00*	626
3	789	585.00*	249
4	543	12	550
Longueur totale du premier cours d'eau			1836

III.2.1. Première variante : canal en béton armé

La première variante implique la construction d'un canal en béton armé pesant 350 Kg/m³, avec des formes trapézoïdales et une rugosité de 0,013.

III.2.1.1. Dimensionnement :

Les sections du canal sont dimensionnées par tronçon, en se basant sur les résultats obtenus par le logiciel Flow Master. Une marge de 0,9 mètre serait ajoutée aux profondeurs normales pour des réseaux de prévention.

❖ Premier tronçon :

Les éléments du tableau suivant déterminent le premier tronçon.

Tableau 03 : Dimensions de l'aménagement en béton armé proposé pour le premier tronçon.

Tronçon 01	Section de départ	Section d'arrivée	Longueur (m)	Pente du projet (m/m)	Fruit de talus	Largeur au fond (m)	Hauteur du canal (m)
	1825	1485	411	0.006	1	12	2.1

GOR 01 -Tronçon 01

Project Description	
Friction Method	Manning Formula
Solve For	Normal Depth
Input Data	
Roughness Coefficient	0.013
Channel Slope	0.006
Normal Depth	1.2
Left Side Slope	1.000
Right Side Slope	1.000
Bottom Width	12.00
Discharge	93.30

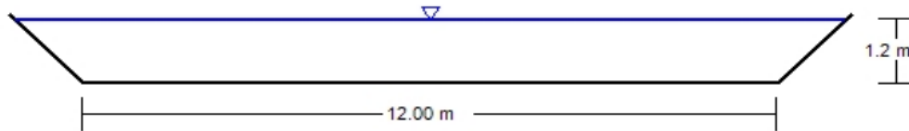


Figure 01 : Les dimensions du canal trapézoïdal en béton armé du premier tronçon (obtenues par Flow Master)

❖ **Deuxième tronçon :**

Les éléments du tableau suivant déterminent le deuxième tronçon.

Tableau 04 : Dimensions de l'aménagement en béton armé proposé pour le deuxième tronçon.

Tronçon 02	Section de départ	Section d'arrivée	Longueur (m)	Pente du projet (m/m)	Fruit de talus	Largeur au fond (m)	Hauteur du canal (m)
	1446.00*	835.00*	626	0.006	1	7	2.5

GOR 01- Tronçon 02

Project Description	
Friction Method	Manning Formula
Solve For	Normal Depth
Input Data	
Roughness Coefficient	0.013
Channel Slope	0.006
Normal Depth	1.6
Left Side Slope	1.000
Right Side Slope	1.000
Bottom Width	7.00
Discharge	93.30

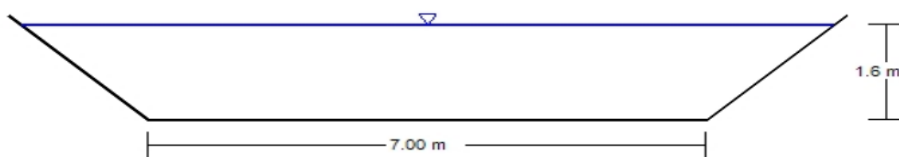


Figure 02 : les dimensions du canal trapézoïdal en béton armé du deuxième tronçon (obtenues par Flow Master).

❖ Troisième tronçon :

Les éléments du tableau suivant déterminent le troisième tronçon.

Tableau 05 : Dimensions de l'aménagement en béton armé proposé pour le premier tronçon.

Tronçon	Section de départ	Section d'arrivée	Longueur (m)	Pente du projet (m/m)	Fruit de talus	Largeur au fond (m)	Hauteur du canal (m)
03	789	585.00*	249 (m)	0.006	1	10	2.2

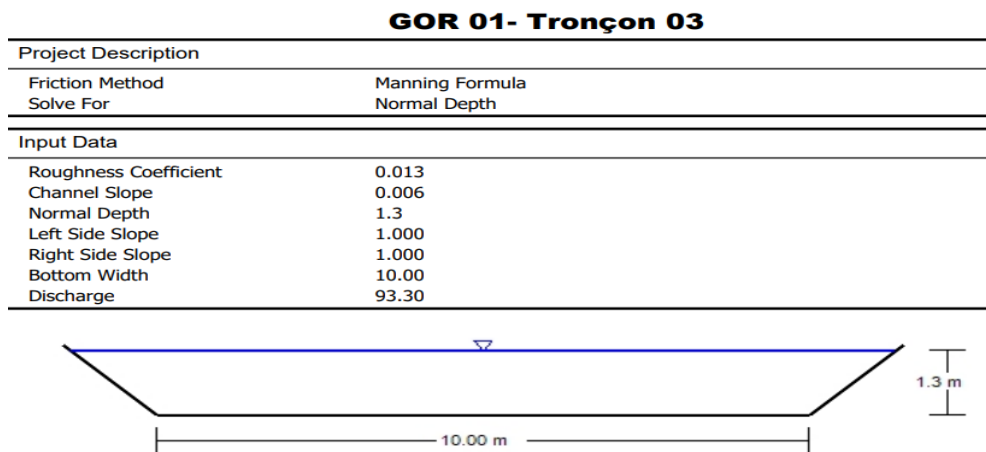


Figure 03 : Les dimensions du canal trapézoïdal en béton armé du troisième tronçon (obtenues par Flow Master)

❖ Quatrième tronçon :

Les éléments du tableau suivant déterminent le quatrième tronçon.

Tableau 06 : Dimensions de l'aménagement en béton armé proposé pour le quatrième tronçon.

Tronçon	Section de départ	Section d'arrivée	Longueur (m)	Pente du projet (m/m)	Fruit de talus	Largeur au fond (m)	Hauteur du canal (m)
04	543	12	550	0.006	1	13	2

GOR 01- Tronçon 04

Project Description	
Friction Method	Manning Formula
Solve For	Normal Depth
Input Data	
Roughness Coefficient	0.013
Channel Slope	0.006
Normal Depth	1.1
Left Side Slope	1.000
Right Side Slope	1.000
Bottom Width	13.00
Discharge	93.30

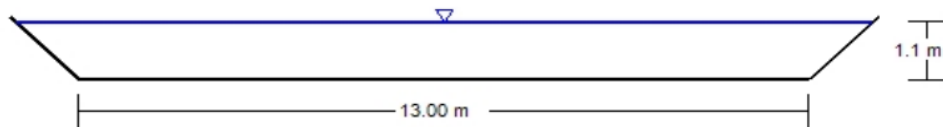


Figure 04 : Les dimensions du canal trapézoïdal en béton armé du troisième tronçon (obtenues par Flow Master).

III.2.1.2. Paramètres d'écoulement :

Obtenues grâce aux simulations HEC-RAS, comprennent les différents paramètres d'écoulement, le profil en long et la visualisation en 3D du cours d'eau aménagé en béton armé. Grâce à ces analyses, il est possible de visualiser et d'améliorer l'aménagement hydraulique des cours d'eau.

Tableau 07 : Résultats de simulation pour la première variante, obtenue par HEC-RAS.

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)	
1825	93.30	1206.59	1208.33	1208.33	1209.11	0.001631	3.91	23.87	15.47	1.00
1782.50*	93.30	1206.27	1207.64	1208.00	1208.95	0.003589	5.08	18.37	14.75	1.45
1740	93.30	1205.94	1207.22	1207.68	1208.76	0.004560	5.49	16.98	14.56	1.62
1701.67*	93.30	1205.63	1206.85	1207.37	1208.55	0.005313	5.78	16.16	14.44	1.74
1663.33*	93.30	1205.32	1206.50	1207.06	1208.33	0.005902	5.98	15.61	14.37	1.83
1625	93.30	1205.01	1206.17	1206.75	1208.08	0.006349	6.12	15.24	14.32	1.89
1578.33*	93.30	1204.79	1205.99	1206.52	1207.76	0.005654	5.89	15.83	14.40	1.79
1531.67*	93.30	1204.56	1205.79	1206.30	1207.48	0.005259	5.76	16.21	14.45	1.74
1485	93.30	1204.34	1205.58	1206.08	1207.22	0.005024	5.67	16.45	14.48	1.70
1446.00*	93.30	1203.40	1205.16	1205.72	1207.02	0.004386	6.03	15.46	10.53	1.59
1407.00*	93.30	1203.15	1204.88	1205.48	1206.83	0.004704	6.18	15.09	10.46	1.64
1368.00*	93.30	1202.91	1204.61	1205.23	1206.63	0.004968	6.30	14.80	10.40	1.69
1329	93.30	1202.60	1204.26	1204.93	1206.42	0.005434	6.50	14.35	10.32	1.76
1284.00*	93.30	1202.60	1204.52	1204.93	1206.04	0.003287	5.46	17.10	10.83	1.39
1239.00*	93.30	1202.35	1204.19	1204.68	1205.87	0.003797	5.74	16.26	10.68	1.49
1194	93.30	1202.09	1203.88	1204.42	1205.68	0.004183	5.94	15.72	10.58	1.56
1155.25*	93.30	1201.88	1203.64	1204.20	1205.50	0.004416	6.05	15.42	10.52	1.60
1116.50*	93.30	1201.66	1203.40	1203.99	1205.32	0.004608	6.14	15.20	10.48	1.63
1077.75*	93.30	1201.45	1203.17	1203.77	1205.14	0.004774	6.22	15.01	10.44	1.66
1039	93.30	1201.23	1202.94	1203.56	1204.95	0.004906	6.28	14.87	10.41	1.68
1001.67*	93.30	1200.76	1202.36	1203.09	1204.71	0.006143	6.78	13.75	10.20	1.87
964.33*	93.30	1200.29	1201.82	1202.62	1204.43	0.007176	7.16	13.04	10.06	2.01
927	93.30	1199.82	1201.30	1202.15	1204.13	0.008051	7.45	12.53	9.96	2.12
881.00*	93.30	1199.40	1200.87	1201.73	1203.75	0.008262	7.51	12.42	9.93	2.15
835.00*	93.30	1198.98	1200.44	1201.31	1203.36	0.008435	7.57	12.33	9.92	2.17
789	93.30	1198.96	1200.09	1200.89	1202.91	0.009978	7.43	12.55	12.26	2.35
749.00*	93.30	1198.76	1199.96	1200.69	1202.45	0.008266	6.99	13.35	12.39	2.15
709.00*	93.30	1198.57	1199.82	1200.50	1202.07	0.007114	6.65	14.03	12.50	2.00
669	93.30	1198.37	1199.66	1200.30	1201.75	0.006358	6.41	14.57	12.58	1.90
627.00*	93.30	1198.11	1199.40	1200.04	1201.49	0.006357	6.41	14.57	12.58	1.90
585.00*	93.30	1197.84	1199.13	1199.77	1201.23	0.006358	6.41	14.57	12.58	1.90
543	93.30	1197.78	1198.81	1199.44	1200.93	0.007950	6.44	14.49	15.06	2.10
504.50*	93.30	1197.56	1198.62	1199.22	1200.60	0.007144	6.22	14.99	15.13	2.00
466.00*	93.30	1197.34	1198.43	1198.99	1200.31	0.006620	6.07	15.37	15.18	1.93
427.50*	93.30	1197.11	1198.22	1198.77	1200.04	0.006291	5.97	15.62	15.21	1.88
389	93.30	1196.89	1198.01	1198.55	1199.79	0.006100	5.91	15.78	15.24	1.86
350.25*	93.30	1196.63	1197.74	1198.29	1199.55	0.006221	5.95	15.68	15.22	1.87
311.50*	93.30	1196.38	1197.48	1198.03	1199.30	0.006309	5.98	15.61	15.21	1.88
272.75*	93.30	1196.12	1197.22	1197.78	1199.06	0.006385	6.00	15.55	15.20	1.89
234	93.30	1195.86	1196.96	1197.52	1198.81	0.006437	6.02	15.51	15.20	1.90
208.00*	93.30	1195.59	1196.66	1197.25	1198.62	0.007049	6.20	15.06	15.14	1.98
182	93.30	1195.33	1196.38	1196.99	1198.42	0.007495	6.32	14.76	15.10	2.04
144.33*	93.30	1194.98	1196.02	1196.64	1198.12	0.007882	6.42	14.53	15.07	2.09
106.67*	93.30	1194.65	1195.67	1196.30	1197.82	0.008119	6.48	14.39	15.05	2.12
69	93.30	1194.31	1195.33	1195.96	1197.50	0.008311	6.53	14.28	15.04	2.14
40.500*	93.30	1194.04	1195.05	1195.70	1197.26	0.008511	6.58	14.17	15.02	2.16
12	93.30	1193.87	1194.91	1195.53	1196.99	0.007790	6.40	14.58	15.08	2.08

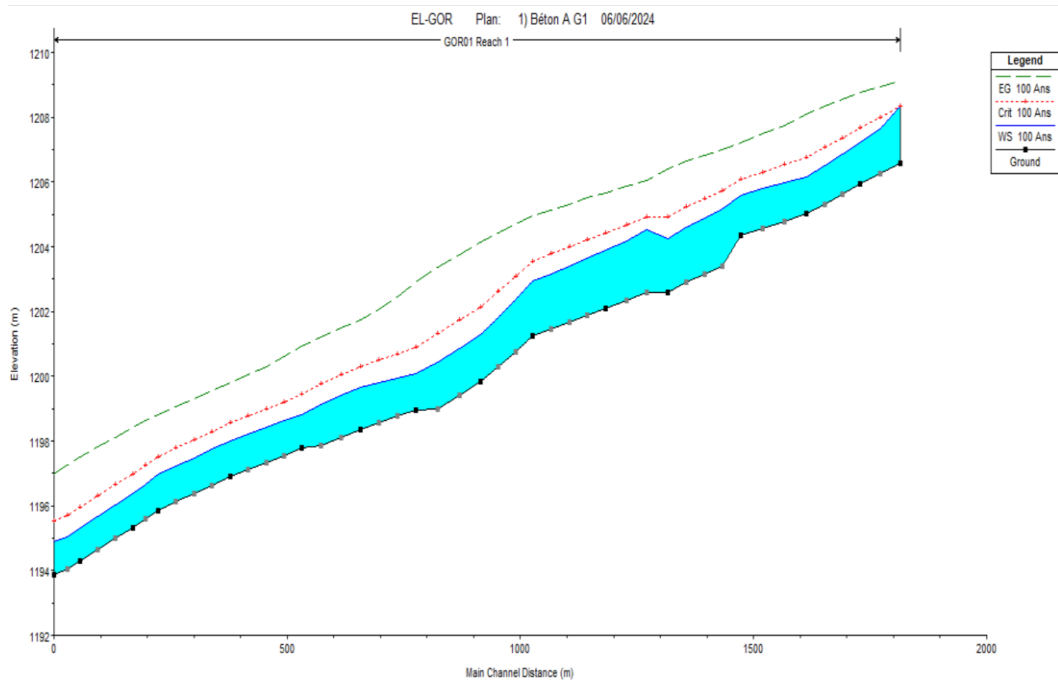


Figure 05 : Profile en long du premier cours d'eau après l'aménagement en béton armé.

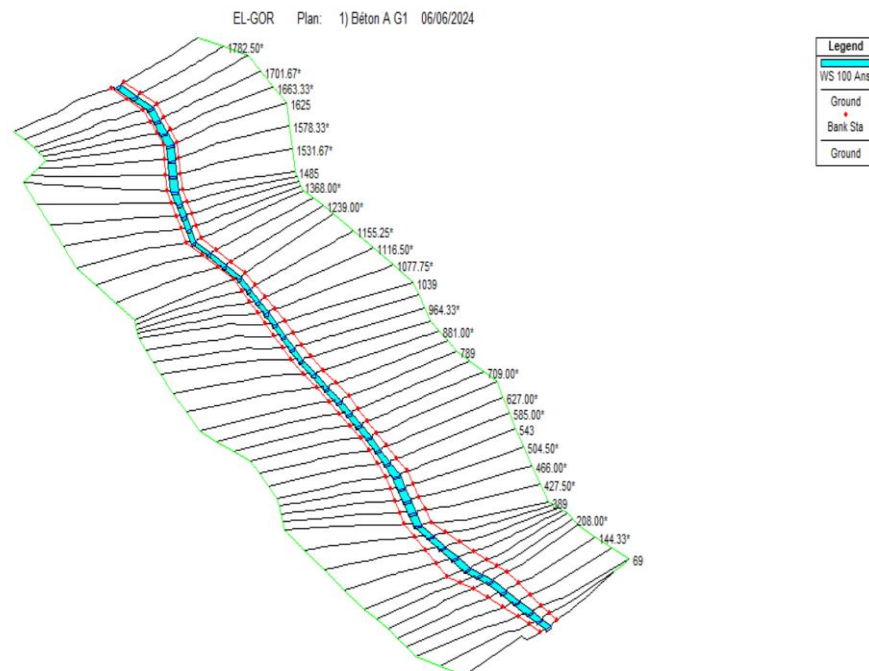


Figure 06 : Vue en 3D du premier cours d'eau après l'aménagement en béton armé.

III.2.1.3. Estimation du coût de la variante :

L'estimation du coût de la variante est illustrée dans le tableau ci-dessous, en se basant sur les valeurs de déblais et de remblais obtenues après la simulation sur HEC-RAS.

Tableau 08 : Devis de la variante canal en béton armé pour le premier cours d'eau.

Désignation des travaux		unité	quantité	Prix unitaire (DA)	Montant (DA)
terrassement	Déblais	m ³	54761	250	13690250
	Remblais	m ³	1981	700	1386700
Béton de propreté		m ³	1534.7295	13000	19951483.5
Béton dosé à 350 Kg/m		m ³	4604.1885	40000	184167540
Montant total					219195973.5

III.2.1.4. Analyse de la variante :

Sur le plan hydraulique, cette option offre des résultats exceptionnels, avec une vitesse d'écoulement restant entre 6 et 7 m/s, ce qui prévient l'érosion des berges. De plus, le régime d'écoulement est torrentiel sur tout le cours d'eau, et les résultats de simulation ont révélé que les dimensions proposées des tronçons luttent parfaitement contre le débordement d'eau. Néanmoins, sur le plan économique, le coût de mise en place de cette variante est perçu comme élevé malgré son efficacité hydraulique.

III.2.2. Deuxième variante : canal en gabion

La deuxième variante implique la construction d'un canal en gabion dont les dimensions des caisses de gabions est de (1×1×1m) et une rugosité de 0,03.

III.2.2.1. Dimensionnement :

Les différentes sections du canal sont dimensionnées par tronçon, où une série de calculs de débit véhiculé est effectuée. En réalité, le nombre de caisses de gabion superposées verticalement varie à chaque fois, jusqu'à atteindre un débit supérieur au débit de projet.

❖ Premier tronçon :

La série de calcul du débit en fonction du nombre de caisses de Gabion est illustrée dans le tableau ci-dessous.

Tableau 09 : Résultats de calcul du nombre de caisses du canal en gabion pour le premier tronçon.

Nombre de caisse	Section (m ²)	Périmètre (m)	Rayon hydraulique (m)	Débit (m ³ /s)
1	12	14	0.86	28.02
2	25	17	1.47	83.45
3	39	20	1.95	157.17

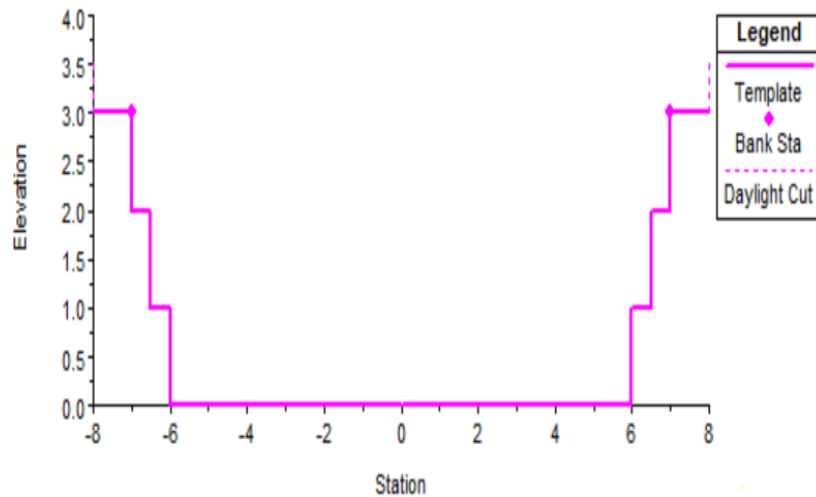


Figure 07 : Profile en travers du premier tronçon aménagé en gabion.

❖ **Deuxième tronçon :**

La série de calcul du débit en fonction du nombre de caisses de Gabion est illustrée dans le tableau ci-dessous.

Tableau 10 : Résultats de calcul du nombre de caisses du canal en gabion pour le deuxième tronçon.

Nombre de caisse	Section (m ²)	Périmètre (m)	Rayon hydraulique (m)	Débit (m ³ /s)
1	7	9	0.78	15.31
2	15	12	1.25	44.94
3	24	15	1.6	84.77
4	34	18	1.89	134.20

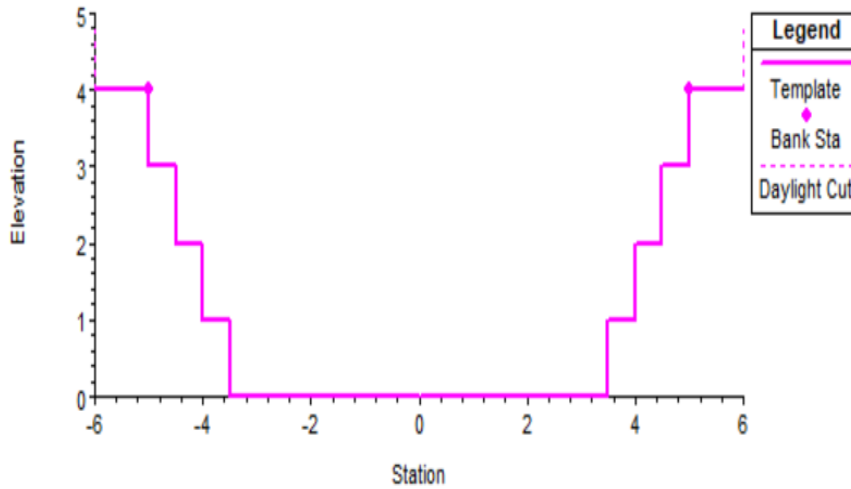


Figure 08 : Profile en travers du deuxième tronçon aménagé en gabion.

❖ Troisième tronçon :

La série de calcul du débit en fonction du nombre de caisses de Gabion est illustrée dans le tableau ci-dessous.

Tableau 11 : Résultats de calcul du nombre de caisses du canal en gabion pour le troisième tronçon.

Nombre de caisse	Section (m ²)	Périmètre (m)	Rayon hydraulique (m)	Débit (m ³ /s)
1	10	12	0.83	22.80
2	21	15	1.4	67.86
3	33	18	1.83	127.48

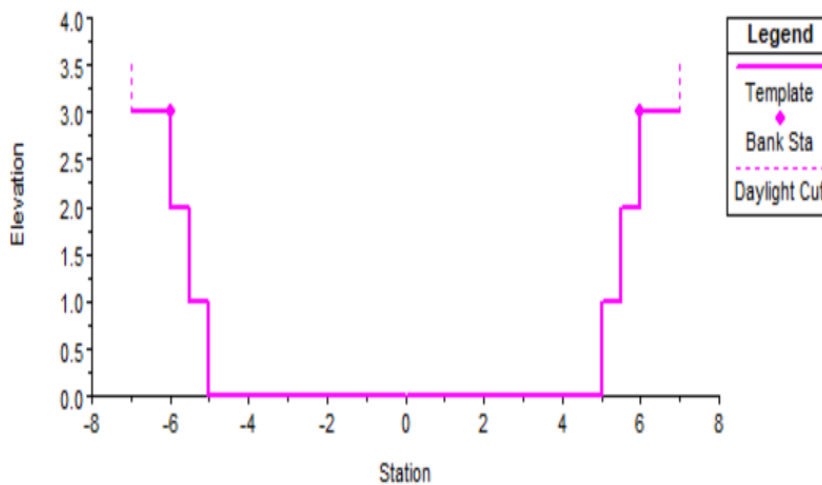


Figure 09 : Profile en travers du troisième tronçon aménagé en gabion.

❖ Quatrième tronçon

La série de calcul du débit en fonction du nombre de caisses de Gabion est illustrée dans le tableau ci-dessous.

Tableau 12 : résultats de calcul du nombre de caisses du canal en gabion pour le quatrième tronçon.

Nombre de caisse	Section (m ²)	Périmètre (m)	Rayon hydraulique (m)	Débit (m ³ /s)
1	13	15	0.87	30.59
2	27	18	1.5	91.35
3	42	21	2	172.14

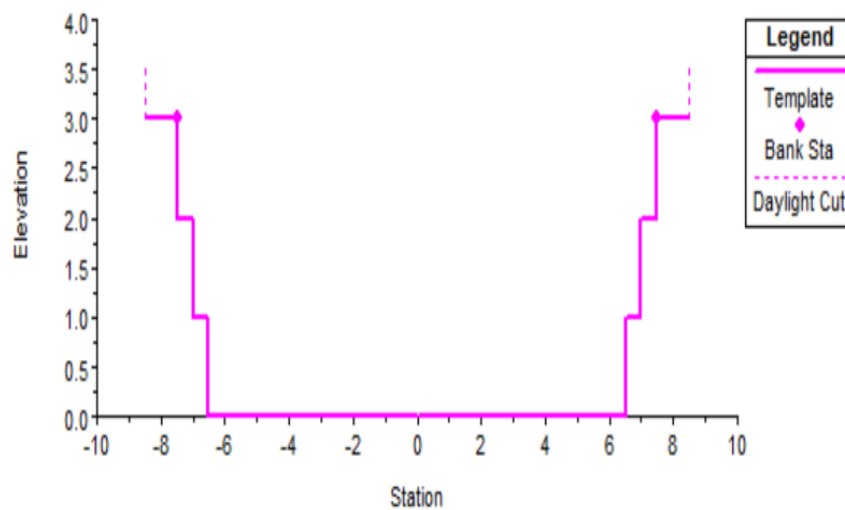


Figure 10 : Profile en travers du quatrième tronçon aménagé en gabion.

III.2.2.2. Paramètres d'écoulement :

Obtenues grâce aux simulations HEC-RAS, comprennent les différents paramètres d'écoulement, le profil en long et la visualisation en 3D du cours d'eau aménagé en gabion. Grâce à ces analyses, il est possible de visualiser et d'améliorer l'aménagement hydraulique des cours d'eau.

Tableau 13 : Résultats de simulation pour la deuxième variante, obtenue par HEC-RAS.

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)	
1825	93.30	1205.50	1207.83	1207.83	1208.77	0.001671	4.30	21.71	11.65	1.01
1782.50*	93.30	1205.21	1207.15	1207.54	1208.62	0.003131	5.36	17.39	10.89	1.36
1740	93.30	1204.91	1206.73	1207.24	1208.45	0.003906	5.80	16.10	10.65	1.51
1701.67*	93.30	1204.65	1206.41	1206.98	1208.27	0.004388	6.04	15.46	10.53	1.59
1663.33*	93.30	1204.38	1206.09	1206.71	1208.08	0.004841	6.25	14.94	10.43	1.67
1625	93.30	1204.12	1205.80	1206.45	1207.88	0.005148	6.38	14.62	10.37	1.72
1578.33*	93.30	1203.79	1205.44	1206.12	1207.62	0.005522	6.54	14.27	10.30	1.77
1531.67*	93.30	1203.47	1205.10	1205.80	1207.35	0.005778	6.64	14.05	10.26	1.81
1485	93.30	1203.15	1204.76	1205.48	1207.07	0.005986	6.72	13.88	10.22	1.84
1446.00*	93.30	1202.88	1204.48	1205.21	1206.83	0.006148	6.79	13.75	10.20	1.87
1407.00*	93.30	1202.61	1204.20	1204.94	1206.58	0.006277	6.83	13.65	10.18	1.88
1368.00*	93.30	1202.34	1203.92	1204.67	1206.33	0.006377	6.87	13.58	10.16	1.90
1329	93.30	1202.07	1203.65	1204.40	1206.08	0.006464	6.90	13.51	10.15	1.91
1284.00*	93.30	1201.76	1203.33	1204.09	1205.78	0.006548	6.94	13.45	10.14	1.92
1239.00*	93.30	1201.45	1203.02	1203.78	1205.49	0.006617	6.96	13.40	10.13	1.93
1194	93.30	1201.14	1202.70	1203.47	1205.19	0.006673	6.98	13.37	10.12	1.94
1155.25*	93.30	1200.87	1202.43	1203.20	1204.93	0.006721	7.00	13.33	10.12	1.95
1116.50*	93.30	1200.61	1202.17	1202.94	1204.66	0.006717	7.00	13.34	10.12	1.95
1077.75*	93.30	1200.34	1201.90	1202.67	1204.40	0.006758	7.01	13.31	10.11	1.95
1039	93.30	1200.07	1201.62	1202.40	1204.14	0.006792	7.02	13.28	10.11	1.96
1001.67*	93.30	1199.81	1201.36	1202.14	1203.88	0.006816	7.03	13.27	10.10	1.96
964.33*	93.30	1199.56	1201.11	1201.89	1203.63	0.006795	7.02	13.28	10.11	1.96
927	93.30	1199.30	1200.85	1201.63	1203.37	0.006819	7.03	13.27	10.10	1.96
881.00*	93.30	1198.98	1200.53	1201.31	1203.06	0.006847	7.04	13.25	10.10	1.96
835.00*	93.30	1198.66	1200.21	1200.99	1202.74	0.006856	7.05	13.24	10.10	1.96
789	93.30	1198.35	1199.90	1200.68	1202.43	0.006836	7.04	13.26	10.10	1.96
749.00*	93.30	1198.07	1199.62	1200.40	1202.15	0.006865	7.05	13.24	10.10	1.97
709.00*	93.30	1197.80	1199.35	1200.13	1201.88	0.006848	7.04	13.25	10.10	1.96
669	93.30	1197.52	1199.07	1199.85	1201.60	0.006876	7.05	13.23	10.10	1.97
627.00*	93.30	1197.23	1198.78	1199.56	1201.32	0.006895	7.06	13.22	10.09	1.97
585.00*	93.30	1196.94	1198.49	1199.27	1201.03	0.006908	7.06	13.21	10.09	1.97
543	93.30	1196.65	1198.20	1198.98	1200.74	0.006914	7.07	13.20	10.09	1.97
504.50*	93.30	1196.39	1197.94	1198.72	1200.48	0.006890	7.06	13.22	10.09	1.97
466.00*	93.30	1196.12	1197.67	1198.45	1200.21	0.006900	7.06	13.21	10.09	1.97
427.50*	93.30	1195.86	1197.41	1198.19	1199.94	0.006879	7.05	13.23	10.09	1.97
389	93.30	1195.59	1197.14	1197.92	1199.68	0.006904	7.06	13.21	10.09	1.97
350.25*	93.30	1195.33	1196.88	1197.66	1199.41	0.006853	7.04	13.24	10.10	1.96
311.50*	93.30	1195.06	1196.61	1197.39	1199.14	0.006862	7.05	13.24	10.10	1.97
272.75*	93.30	1194.79	1196.34	1197.12	1198.87	0.006868	7.05	13.23	10.10	1.97
234	93.30	1194.52	1196.07	1196.85	1198.61	0.006895	7.06	13.22	10.09	1.97
208.00*	93.30	1194.34	1195.89	1196.67	1198.43	0.006895	7.06	13.22	10.09	1.97
182	93.30	1194.16	1195.71	1196.49	1198.25	0.006895	7.06	13.22	10.09	1.97
144.33*	93.30	1193.90	1195.45	1196.23	1197.99	0.006894	7.06	13.22	10.09	1.97
106.67*	93.30	1193.64	1195.19	1195.97	1197.73	0.006895	7.06	13.22	10.09	1.97
69	93.30	1193.38	1194.93	1195.71	1197.47	0.006895	7.06	13.22	10.09	1.97
40.500*	93.30	1193.19	1194.74	1195.52	1197.27	0.006873	7.05	13.23	10.10	1.97
12	93.30	1192.99	1194.54	1195.32	1197.08	0.006897	7.06	13.21	10.09	1.97

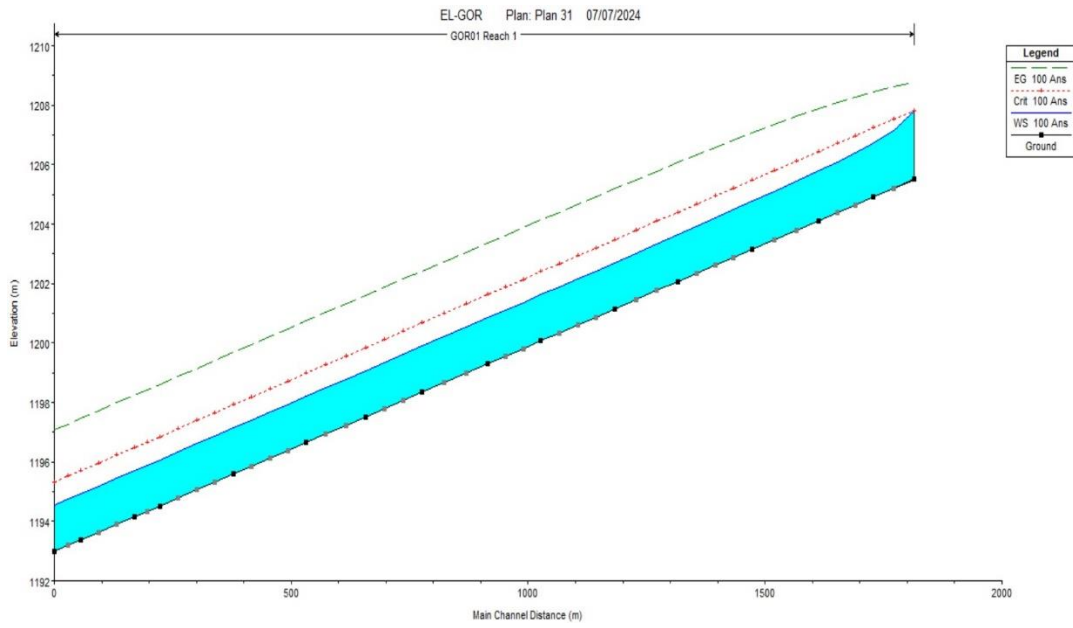


Figure 11 : Profile en long du premier cours d'eau après l'aménagement en gabion.

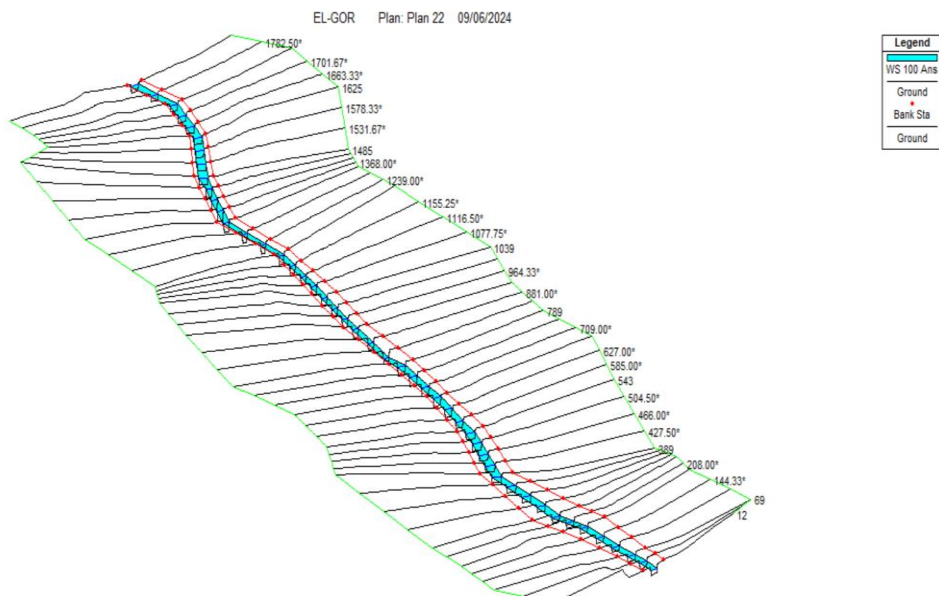


Figure 12 : Vue en 3D du premier cours d'eau après l'aménagement en gabion.

III.2.2.3. Estimation du coût de la variante :

L'estimation du coût de la variante est illustrée dans le tableau ci-dessous, en se basant sur les valeurs de déblais et de remblais obtenues après la simulation sur HEC-RAS.

Tableau 14 : Devis de la variante canal en gabion pour le premier cours d'eau.

Désignation des travaux		unité	quantité	Prix unitaire (DA)	Montant (DA)
terrassament	Déblais	m ³	91764	250	22941000
	Remblais	m ³	2069	700	1448300
Géotextile		ml	26924	2500	67310000
gabions		m ³	19654	5000	98270000
Montant total					189969300

III.2.2.4. Analyse de la variante :

Les performances hydrauliques de cette variante semblent indéniables, avec un régime d'écoulement torrentiel le long du cours d'eau et une vitesse d'écoulement variant de 4 à 7 m/s, ce qui est acceptable et lutte contre l'érosion. De plus, la simulation démontre l'efficacité de notre dimensionnement face aux débordements d'eau. En termes de coûts, cette option est plus abordable que le revêtement en béton armé.

III.2.3. Troisième variante : canal en enrochement

La troisième variante implique la construction d'un canal en enrochement, avec des formes trapézoïdales et une rugosité de 0,035.

III.2.3.1. Dimensionnement :

Les sections du canal sont dimensionnées par tronçon, en se basant sur les résultats obtenus par le logiciel Flow Master. Une marge de 0,9 mètre serait ajoutée aux profondeurs normales pour des réseaux de prévention.

❖ Premier tronçon :

Les éléments du tableau suivant déterminent le premier tronçon.

Tableau 15 : Dimensions de l'aménagement en enrochement proposé pour le premier tronçon.

Tronçon	Section de départ	Section d'arrivée	Longueur (m)	Pente du projet (m/m)	Fruit de talus	Largeur au fond (m)	Hauteur du canal (m)
01	1825	1485	411	0.006	1	12	3

GOR 01- Tronçon 01

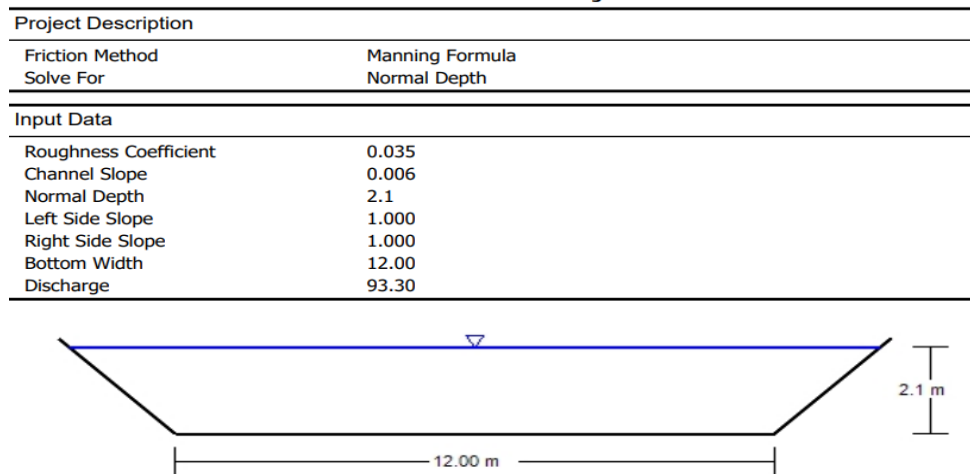


Figure 13 : Les dimensions du canal trapézoïdal en enrochement du premier tronçon (obtenues par Flow Master)

❖ Deuxième tronçon :

Les éléments du tableau suivant déterminent le premier tronçon.

Tableau 16 : Dimensions de l'aménagement en enrochement proposé pour le deuxième tronçon.

Tronçon	Section de départ	Section d'arrivée	Longueur (m)	Pente du projet (m/m)	Fruit de talus	Largeur au fond (m)	Hauteur du canal (m)
02	1446.00*	835.00*	626	0.006	1	7	3.7

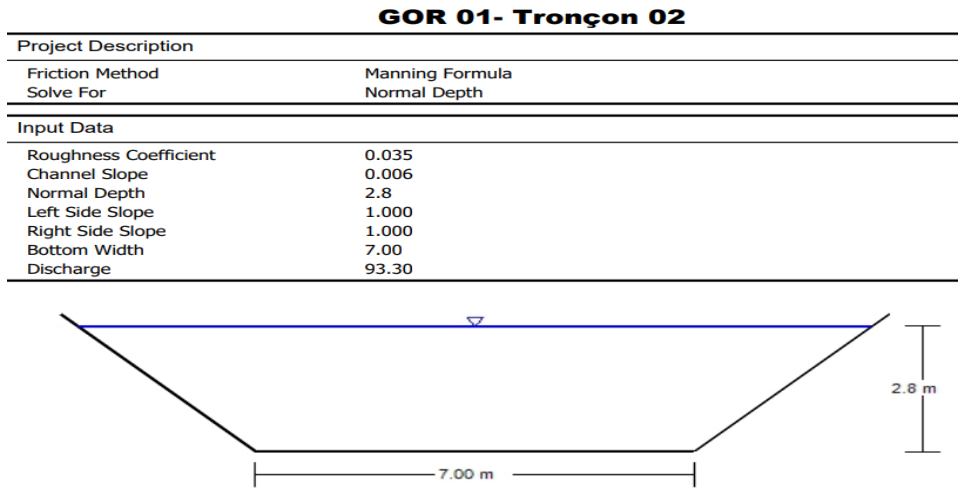


Figure 14 : Les dimensions du canal trapézoïdal en enrochement du deuxième tronçon (obtenues par Flow Master)

❖ **Troisième tronçon :**

Les éléments du tableau suivant déterminent le premier tronçon.

Tableau 17 : Dimensions de l'aménagement en enrochement proposé pour le troisième tronçon.

Tronçon	Section de départ	Section d'arrivée	Longueur (m)	Pente du projet (m/m)	Fruit de talus	Largeur au fond (m)	Hauteur du canal (m)
03	789	585.00*	249	0.006	1	10	3.3

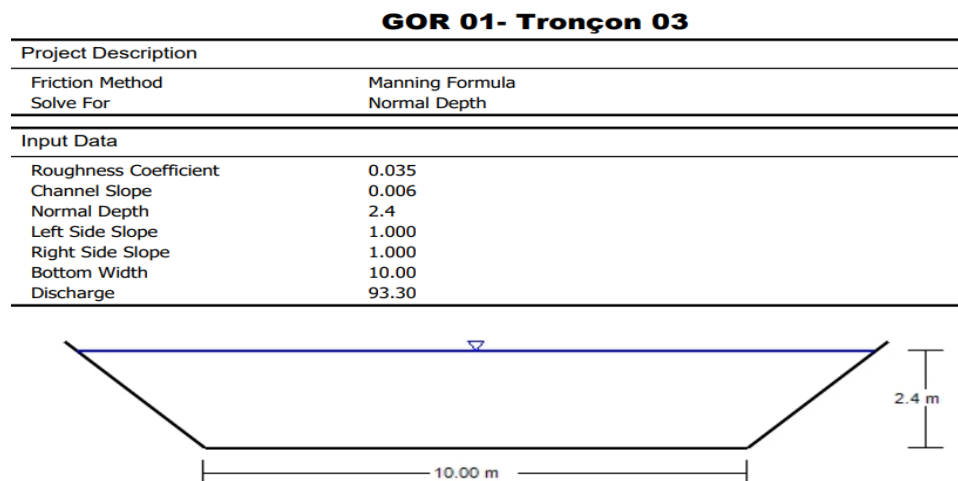


Figure 15 : Les dimensions du canal trapézoïdal en enrochement du troisième tronçon (obtenues par Flow Master)

❖ **Quatrième tronçon :**

Les éléments du tableau suivant déterminent le premier tronçon.

Tableau 18 : Dimensions de l'aménagement en enrochement proposé pour le quatrième tronçon.

Tronçon 04	Section de départ	Section d'arrivée	Longueur (m)	Pente du projet (m/m)	Fruit de talus	Largeur au fond (m)	Hauteur du canal (m)
	543	12	550	0.006	1	13	2.9

GOR 01- Tronçon 04

Project Description	
Friction Method	Manning Formula
Solve For	Normal Depth
Input Data	
Roughness Coefficient	0.035
Channel Slope	0.006
Normal Depth	2.0
Left Side Slope	1.000
Right Side Slope	1.000
Bottom Width	13.00
Discharge	93.30

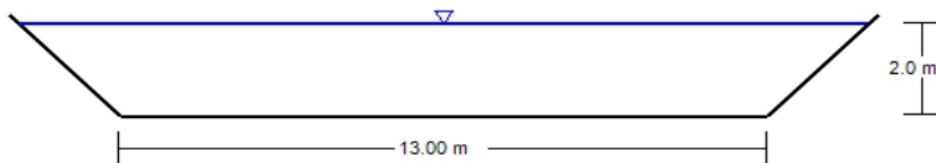


Figure 16 : Les dimensions du canal trapézoïdal en enrochement du quatrième tronçon (obtenues par Flow Master)

III.2.3.2. Paramètres d'écoulement :

Obtenues grâce aux simulations HEC-RAS, comprennent les différents paramètres d'écoulement, le profil en long et la visualisation en 3D du cours d'eau aménagé en enrochement. Grâce à ces analyses, il est possible de visualiser et d'améliorer l'aménagement hydraulique des cours d'eau.

Tableau 19 : Résultats de simulation pour la troisième variante, obtenue par HEC-RAS.

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
	(m ³ /s)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m/m)	(m/s)	(m ²)	(m)	
1825	93.30	1205.50	1208.11	1207.83	1208.82	0.001115	3.72	25.07	12.22	0.83
1782.50*	93.30	1205.47	1207.79	1207.79	1208.73	0.001669	4.30	21.71	11.66	1.01
1740	93.30	1205.14	1207.05	1207.47	1208.58	0.003318	5.47	17.04	10.82	1.39
1701.67*	93.30	1204.83	1206.62	1207.16	1208.41	0.004156	5.92	15.75	10.58	1.55
1663.33*	93.30	1204.52	1206.24	1206.85	1208.22	0.004824	6.24	14.96	10.43	1.66
1625	93.30	1204.21	1205.87	1206.54	1208.01	0.005362	6.47	14.42	10.33	1.75
1578.33*	93.30	1203.99	1205.67	1206.32	1207.75	0.005138	6.38	14.63	10.37	1.71
1531.67*	93.30	1203.76	1205.46	1206.09	1207.50	0.005004	6.32	14.77	10.40	1.69
1485	93.30	1203.56	1205.28	1205.89	1207.25	0.004748	6.20	15.04	10.45	1.65
1446.00*	93.30	1202.32	1203.73	1204.65	1206.87	0.009387	7.85	11.89	9.83	2.28
1407.00*	93.30	1202.30	1203.85	1204.63	1206.38	0.006860	7.05	13.24	10.10	1.97
1368.00*	93.30	1201.96	1203.49	1204.29	1206.10	0.007170	7.16	13.04	10.06	2.01
1329	93.30	1201.83	1203.44	1204.16	1205.76	0.006045	6.75	13.83	10.21	1.85
1284.00*	93.30	1201.60	1203.24	1203.93	1205.47	0.005709	6.61	14.11	10.27	1.80
1239.00*	93.30	1201.35	1202.98	1203.68	1205.21	0.005709	6.61	14.11	10.27	1.80
1194	93.30	1201.09	1202.73	1203.42	1204.95	0.005696	6.61	14.12	10.27	1.80
1155.25*	93.30	1200.56	1202.10	1202.89	1204.67	0.007024	7.11	13.13	10.08	1.99
1116.50*	93.30	1200.52	1202.20	1202.85	1204.30	0.005239	6.42	14.53	10.35	1.73
1077.75*	93.30	1200.45	1202.24	1202.77	1204.02	0.004131	5.91	15.79	10.59	1.55
1039	93.30	1200.23	1201.99	1202.56	1203.85	0.004382	6.03	15.46	10.53	1.59
1001.67*	93.30	1199.76	1201.39	1202.09	1203.63	0.005717	6.62	14.10	10.27	1.80
964.33*	93.30	1199.29	1200.84	1201.62	1203.36	0.006819	7.03	13.27	10.10	1.96
927	93.30	1198.82	1200.31	1201.15	1203.07	0.007750	7.35	12.69	9.99	2.08
881.00*	93.30	1198.62	1200.18	1200.95	1202.66	0.006633	6.97	13.39	10.13	1.93
835.00*	93.30	1197.64	1199.05	1199.97	1202.22	0.009549	7.90	11.82	9.81	2.30
789	93.30	1197.60	1199.16	1199.93	1201.66	0.006722	7.00	13.33	10.12	1.95
749.00*	93.30	1197.40	1199.00	1199.73	1201.36	0.006204	6.81	13.71	10.19	1.87
709.00*	93.30	1197.37	1199.13	1199.70	1201.01	0.004465	6.07	15.36	10.51	1.60
669	93.30	1197.35	1200.04	1199.68	1200.69	0.001007	3.59	26.01	12.37	0.79
627.00*	93.30	1197.34	1199.67	1199.67	1200.61	0.001669	4.30	21.71	11.66	1.01
585.00*	93.30	1197.08	1199.05	1199.41	1200.47	0.002974	5.27	17.71	10.95	1.32
543	93.30	1196.90	1198.82	1199.23	1200.33	0.003253	5.44	17.16	10.85	1.38
504.50*	93.30	1196.50	1198.25	1198.83	1200.15	0.004520	6.10	15.30	10.50	1.61
466.00*	93.30	1196.46	1198.40	1198.79	1199.88	0.003171	5.39	17.32	10.87	1.36
427.50*	93.30	1196.31	1198.23	1198.64	1199.75	0.003290	5.46	17.09	10.83	1.39
389	93.30	1196.09	1197.94	1198.42	1199.60	0.003749	5.71	16.33	10.69	1.48
350.25*	93.30	1195.83	1197.61	1198.16	1199.43	0.004256	5.97	15.62	10.56	1.57
311.50*	93.30	1195.58	1197.31	1197.90	1199.25	0.004660	6.16	15.14	10.47	1.64
272.75*	93.30	1195.32	1197.02	1197.65	1199.05	0.004993	6.31	14.78	10.40	1.69
234	93.30	1195.06	1196.73	1197.39	1198.84	0.005263	6.43	14.51	10.35	1.73
208.00*	93.30	1194.79	1196.41	1197.12	1198.68	0.005843	6.67	13.99	10.25	1.82
182	93.30	1194.52	1196.11	1196.85	1198.51	0.006355	6.86	13.59	10.17	1.90
144.33*	93.30	1194.18	1195.74	1196.51	1198.25	0.006773	7.02	13.30	10.11	1.95
106.67*	93.30	1193.85	1195.38	1196.17	1197.98	0.007126	7.14	13.07	10.06	2.00
69	93.30	1193.51	1195.02	1195.83	1197.69	0.007421	7.24	12.89	10.03	2.04
40.500*	93.30	1193.24	1194.74	1195.57	1197.47	0.007676	7.33	12.74	10.00	2.07
12	93.30	1192.67	1194.09	1195.00	1197.20	0.009233	7.81	11.95	9.84	2.26

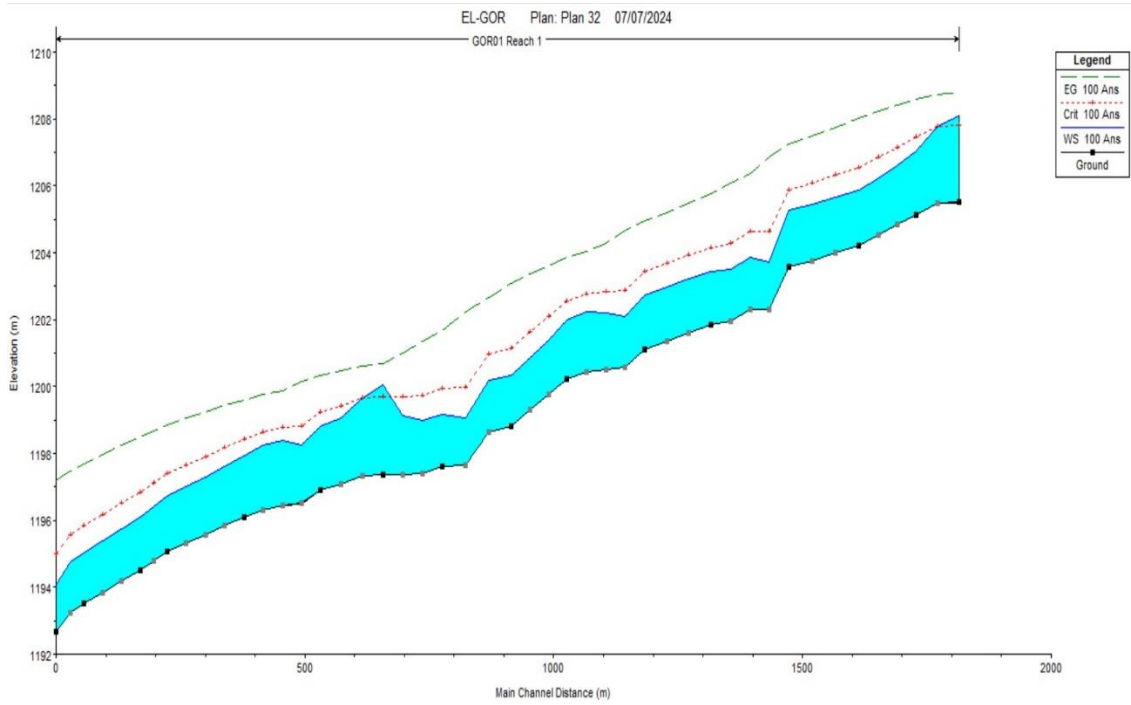


Figure 17 : Profile en long du premier cours d'eau après l'aménagement en enrochement.

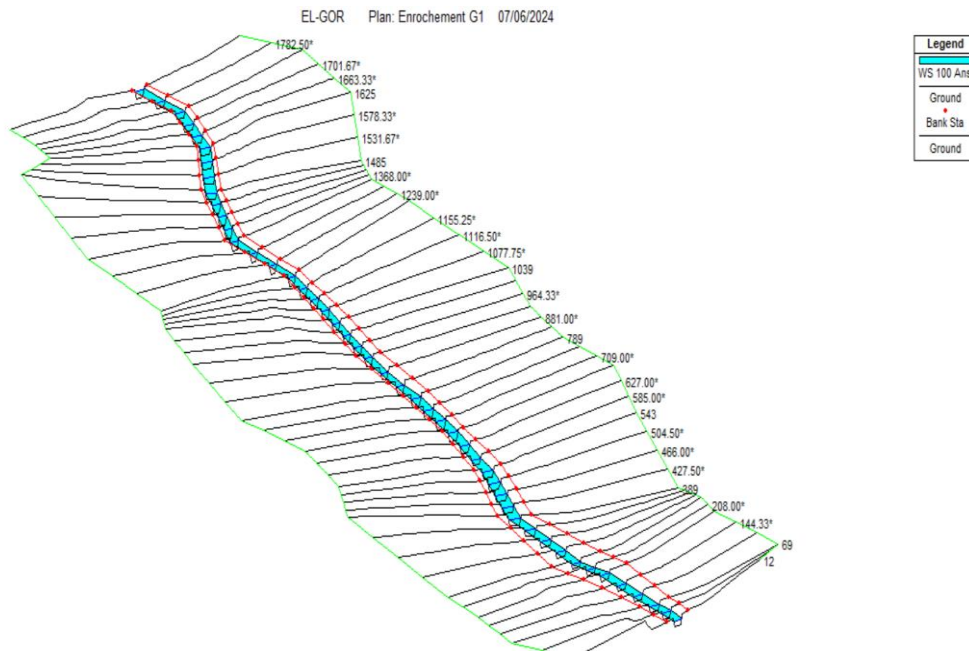


Figure 18 : Vue en 3D du premier cours d'eau après l'aménagement en enrochement.

III.2.3.3. Estimation du coût de la variante :

L'estimation du coût de la variante est illustrée dans le tableau ci-dessous, en se basant sur les valeurs de déblais et de remblais obtenues après la simulation sur HEC-RAS.

Tableau 20 : Devis de la variante canal en enrochement pour le premier cours d'eau.

Désignation des travaux		unité	quantité	Prix unitaire (DA)	Montant (DA)
terrassement	Déblais	m ³	81702	250	20425500
	Remblais	m ³	1588	700	1111600
Géotextile		ml	35830.78	2500	89576950
Enrochement		m ³	14332.312	5000	71661560
Montant total					182775610

III.2.3.4. Analyse de la variante :

D'un point de vue hydraulique, cette option semble être la plus optimale, avec un régime torrentiel garanti sur le cours d'eau et une vitesse d'écoulement comprise entre 3 et 7 m/s. Les résultats des simulations ont également été très prometteurs en ce qui concerne la prévention des inondations. D'un point de vue financier, cette option est la plus abordable parmi toutes les options examinées.

III.3. Aménagement proposé pour le deuxième cours d'eau :

Pour des raisons purement techniques et pour simplifier l'analyse des différentes variantes proposées, nous avons séparé le deuxième cours d'eau en trois tronçons répartis dans le tableau ci-dessous :

Tableau 21 : Répartition des tronçons du deuxième cours d'eau (SBV 02).

Tronçon	Section de départ	Section d'arrivé	Longueur (m)
1	1283	985.00*	332
2	951	480	499
3	433.00*	28	441
Longueur totale du deuxième cours d'eau			1272

III.3.1. Première variante : canal en béton armé

La première variante implique la construction d'un canal en béton armé pesant 350 Kg/m³, avec des formes trapézoïdales et une rugosité de 0,013.

III.3.1.1. Dimensionnement :

Les sections du canal sont dimensionnées par tronçon, en se basant sur les résultats obtenus par le logiciel Flow Master. Une marge de 0,9 mètre serait ajoutée aux profondeurs normales pour des réseaux de prévention.

❖ Premier tronçon :

Les éléments du tableau suivant déterminent le premier tronçon.

Tableau 22 : Dimensions de l'aménagement en béton armé proposé pour le premier tronçon.

Tronçon	Section de départ	Section d'arrivée	Longueur (m)	Pente du projet (m/m)	Fruit de talus	Largeur au fond (m)	Hauteur du canal (m)
01	1283	985.00*	332	0.006	1	10	1.7

GOR 02- Tronçon 01

Project Description	
Friction Method	Manning Formula
Solve For	Normal Depth
Input Data	
Roughness Coefficient	0.013
Channel Slope	0.006
Normal Depth	0.8
Left Side Slope	1.000
Right Side Slope	1.000
Bottom Width	10.00
Discharge	39.50

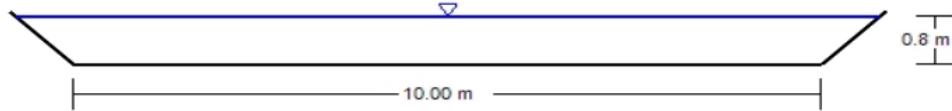


Figure 19 : Les dimensions du canal trapézoïdal en béton armé du premier tronçon (obtenues par Flow Master)

❖ **Deuxième tronçon :**

Les éléments du tableau suivant déterminent le premier tronçon.

Tableau 23 : Dimensions de l'aménagement en béton armé proposé pour le deuxième tronçon.

Tronçon 02	Section de départ	Section d'arrivée	Longueur (m)	Pente du projet (m/m)	Fruit de talus	Largeur au fond (m)	Hauteur du canal (m)
	951	480	499	0.006	1	6	2

GOR 02 - Tronçon 02

Project Description	
Friction Method	Manning Formula
Solve For	Normal Depth
Input Data	
Roughness Coefficient	0.013
Channel Slope	0.006
Normal Depth	1.1
Left Side Slope	1.000
Right Side Slope	1.000
Bottom Width	6.00
Discharge	39.50

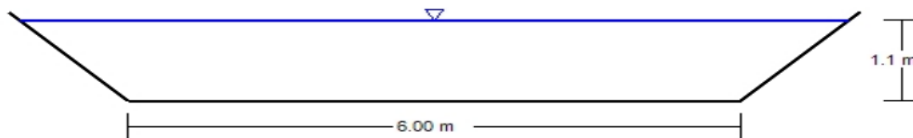


Figure 20 : Les dimensions du canal trapézoïdal en béton armé du deuxième tronçon (obtenues par Flow Master).

❖ Troisième tronçon :

Les éléments du tableau suivant déterminent le premier tronçon.

Tableau 24 : Dimensions de l'aménagement en béton armé proposé pour le troisième tronçon.

Tronçon 03	Section de départ	Section d'arrivée	Longueur (m)	Pente du projet (m/m)	Fruit de talus	Largeur au fond (m)	Hauteur du canal (m)
	433.00*	28	441	0.006	1	9	1.7

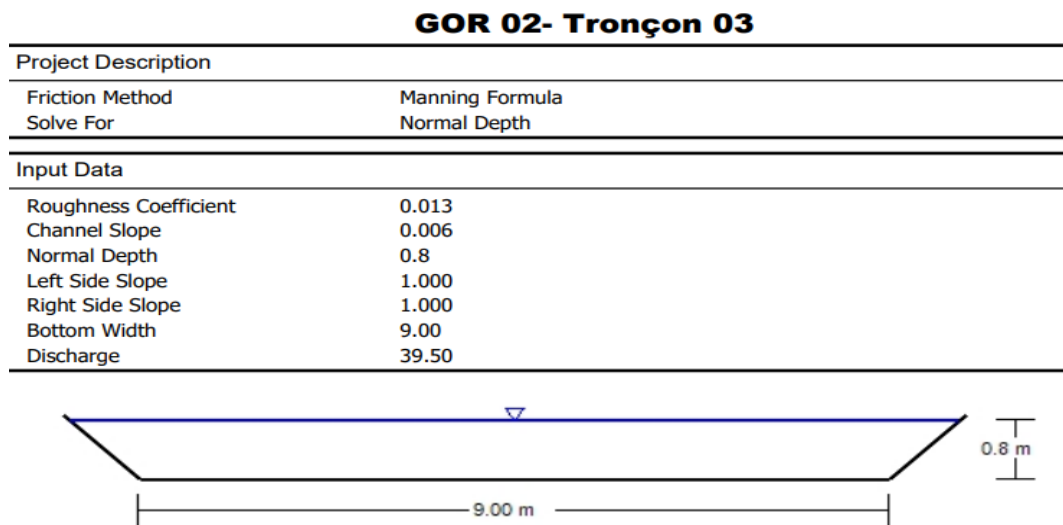


Figure 21 : Les dimensions du canal trapézoïdal en béton armé du troisième tronçon (obtenues par Flow Master).

III.3.1.2. Paramètres d'écoulement :

Obtenues grâce aux simulations HEC-RAS, comprennent les différents paramètres d'écoulement, le profil en long et la visualisation en 3D du cours d'eau aménagé en béton armé. Grâce à ces analyses, il est possible de visualiser et d'améliorer l'aménagement hydraulique des cours d'eau.

Tableau 25 : Résultats de simulation pour la première variante, obtenue par HEC-RAS.

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
	(m ³ /s)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m/m)	(m/s)	(m ²)	(m)	
1283	39.50	1222.57	1223.69	1223.69	1224.20	0.001837	3.17	12.44	12.24	1.01
1235	39.50	1221.45	1222.07	1222.57	1223.89	0.012909	5.96	6.63	11.25	2.48
1205.00*	39.50	1221.06	1221.68	1222.18	1223.50	0.012924	5.96	6.62	11.25	2.48
1175	39.50	1220.67	1221.29	1221.79	1223.11	0.012920	5.96	6.62	11.25	2.48
1137.00*	39.50	1220.15	1220.77	1221.27	1222.61	0.013179	6.00	6.58	11.24	2.50
1099	39.50	1219.68	1220.31	1220.80	1222.10	0.012676	5.93	6.67	11.25	2.46
1059.00*	39.50	1219.10	1219.72	1220.22	1221.57	0.013392	6.03	6.55	11.23	2.52
1019	39.50	1218.52	1219.13	1219.64	1221.02	0.013832	6.09	6.48	11.22	2.56
985.00*	39.50	1218.02	1218.62	1219.14	1220.55	0.014209	6.15	6.43	11.21	2.59
951	39.50	1217.11	1218.00	1218.61	1220.11	0.010828	6.43	6.14	7.78	2.31
915.00*	39.50	1216.99	1217.98	1218.49	1219.66	0.007725	5.74	6.88	7.97	1.97
879	39.50	1216.87	1217.94	1218.37	1219.33	0.005808	5.21	7.58	8.14	1.73
842.00*	39.50	1216.51	1217.53	1218.01	1219.08	0.006861	5.52	7.16	8.04	1.87
805.00*	39.50	1216.14	1217.13	1217.64	1218.80	0.007638	5.72	6.90	7.98	1.96
768	39.50	1215.38	1216.26	1216.88	1218.42	0.011141	6.50	6.08	7.77	2.34
732.00*	39.50	1215.38	1216.41	1216.88	1217.92	0.006584	5.44	7.26	8.06	1.83
696	39.50	1214.98	1215.96	1216.48	1217.65	0.007742	5.75	6.87	7.97	1.98
655.00*	39.50	1214.28	1215.18	1215.78	1217.24	0.010470	6.36	6.21	7.80	2.28
614	39.50	1213.58	1214.44	1215.08	1216.75	0.012424	6.74	5.86	7.71	2.47
569.33*	39.50	1213.04	1213.90	1214.54	1216.19	0.012265	6.71	5.89	7.72	2.45
524.67*	39.50	1212.49	1213.35	1213.99	1215.64	0.012197	6.70	5.90	7.72	2.45
480	39.50	1211.95	1212.81	1213.45	1215.09	0.012151	6.69	5.91	7.72	2.44
433.00*	39.50	1211.78	1212.44	1212.97	1214.40	0.013314	6.21	6.36	10.32	2.53
386	39.50	1211.21	1211.88	1212.40	1213.78	0.012606	6.10	6.47	10.34	2.46
346.33*	39.50	1210.87	1211.58	1212.06	1213.26	0.010398	5.74	6.88	10.42	2.25
306.67*	39.50	1210.53	1211.26	1211.72	1212.83	0.009384	5.55	7.12	10.46	2.15
267	39.50	1210.19	1210.94	1211.39	1212.46	0.008918	5.46	7.23	10.48	2.10
227.00*	39.50	1209.80	1210.53	1210.99	1212.09	0.009245	5.52	7.15	10.47	2.13
187.00*	39.50	1209.40	1210.13	1210.60	1211.71	0.009473	5.57	7.09	10.46	2.16
147	39.50	1209.01	1209.74	1210.20	1211.33	0.009620	5.60	7.06	10.45	2.17
107.33*	39.50	1208.45	1209.14	1209.64	1210.90	0.011224	5.88	6.72	10.39	2.33
67.67*	39.50	1207.88	1208.56	1209.08	1210.43	0.012272	6.05	6.53	10.35	2.43
28	39.50	1207.32	1207.98	1208.51	1209.92	0.012954	6.16	6.42	10.33	2.49

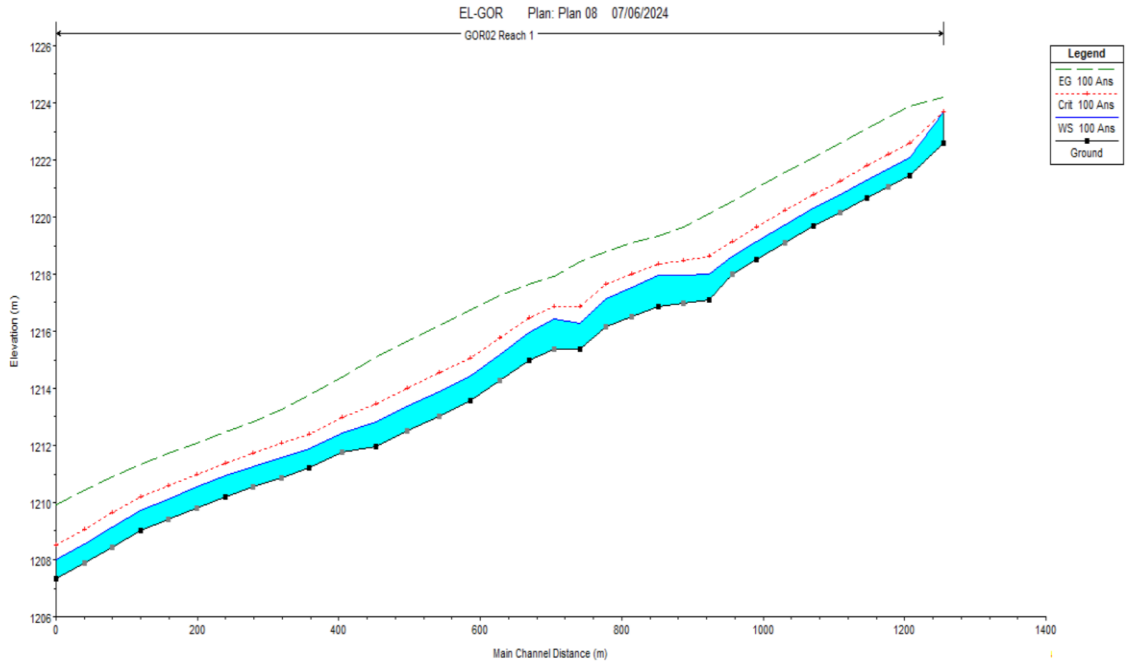


Figure 22 : Profile en long du deuxième cours d'eau après l'aménagement en béton armé.

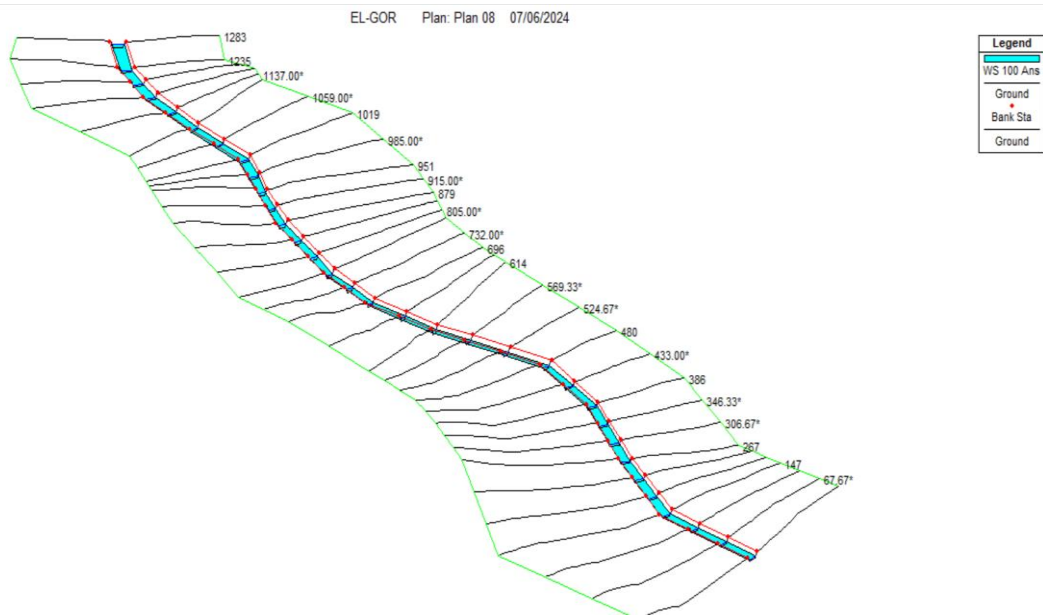


Figure 23 : Vue en 3D du deuxième cours d'eau après l'aménagement en béton armé.

III.3.1.3. Estimation du cout de la variante :

L'estimation du coût de la variante est illustrée dans le tableau ci-dessous, en se basant sur les valeurs de déblais et de remblais obtenues après la simulation sur HEC-RAS.

Tableau 26 : Devis de la variante canal en béton armé pour le deuxième cours d'eau.

Désignation des travaux		unité	quantité	Prix unitaire (DA)	Montant (DA)
terrassment	Déblais	m ³	25803	250	6450750
	Remblais	m ³	33	700	23100
Béton de propreté		m ³	841.2735	13000	10936555.5
Béton dosé à 350 Kg/m		m ³	2523.8205	40000	100952820
Montant total					118363225.5

III.3.1.4. Analyse de la variante :

Sur le plan hydraulique, cette option offre des résultats exceptionnels, avec une vitesse d'écoulement restant entre 5 et 7 m/s, ce qui prévient l'érosion des berges. De plus, le régime d'écoulement est torrentiel sur tout le cours d'eau, et les résultats de simulation ont révélé que les dimensions proposées des tronçons luttent parfaitement contre le débordement d'eau. Néanmoins, sur le plan économique, le coût de mise en place de cette variante est perçu comme élevé malgré son efficacité hydraulique.

III.3.2. Deuxième variante : canal en gabion

La deuxième variante implique la construction d'un canal en gabion dont les dimensions des caisses de gabions est de (1×1×1m) et une rugosité de 0,03.

III.3.2.1. Dimensionnement :

Les différentes sections du canal sont dimensionnées par tronçon, où une série de calculs de débit véhiculé est effectuée. En réalité, le nombre de caisses de gabion superposées verticalement varie à chaque fois, jusqu'à atteindre un débit supérieur au débit de projet.

❖ **Premier tronçon :**

La série de calcul du débit en fonction du nombre de caisses de Gabion est illustrée dans le tableau ci-dessous.

Tableau 27 : Résultats de calcul du nombre de caisses du canal en gabion pour le premier tronçon.

Nombre de caisse	Section (m ²)	Périmètre (m)	Rayon hydraulique (m)	Débit (m ³ /s)
1	10	12	0.83	22.80
2	21	15	1.4	67.86

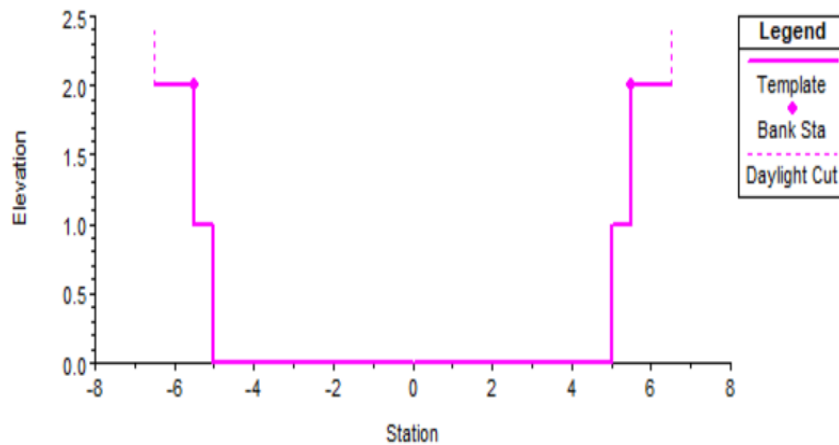


Figure 24 : Profile en travers du premier tronçon aménagé en gabion.

❖ **Deuxième tronçon :**

La série de calcul du débit en fonction du nombre de caisses de Gabion est illustrée dans le tableau ci-dessous.

Tableau 28 : Résultats de calcul du nombre de caisses du canal en gabion pour le deuxième tronçon.

Nombre de caisse	Section (m ²)	Périmètre (m)	Rayon hydraulique (m)	Débit (m ³ /s)
1	6	8	0.75	12.79
2	13	11	1.18	37.48
3	21	14	1.5	71.05

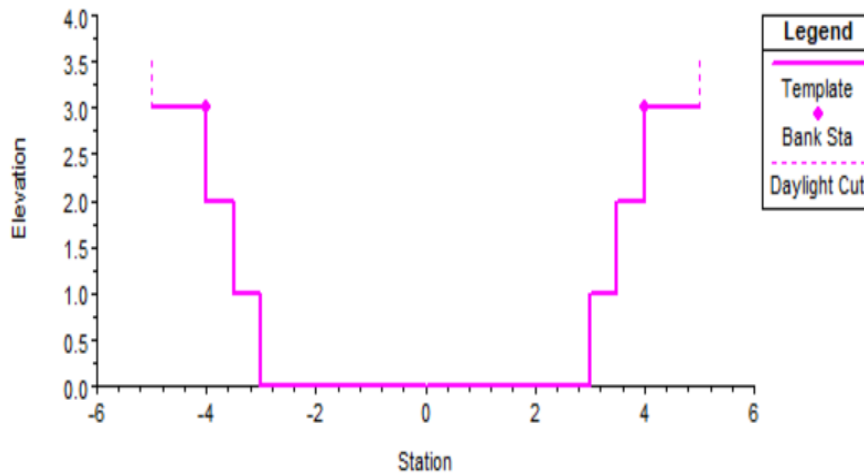


Figure 25 : Profile en travers du deuxième tronçon aménagé en gabion.

❖ Troisième tronçon :

La série de calcul du débit en fonction du nombre de caisses de Gabion est illustrée dans le tableau ci-dessous.

Tableau 29 : Résultats de calcul du nombre de caisses du canal en gabion pour le troisième tronçon.

Nombre de caisse	Section (m ²)	Périmètre (m)	Rayon hydraulique (m)	Débit (m ³ /s)
1	9	11	0.82	20.36
2	19	14	1.36	60.22

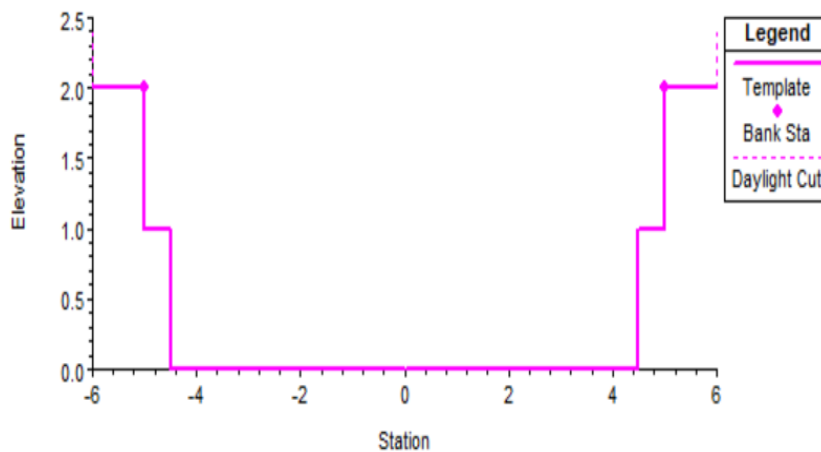


Figure 26 : Profile en travers du troisième tronçon aménagé en gabion.

III.3.2.2. Paramètre d'écoulement :

Obtenues grâce aux simulations HEC-RAS, comprennent les différents paramètres d'écoulement, le profil en long et la visualisation en 3D du cours d'eau aménagé en gabion. Grâce à ces analyses, il est possible de visualiser et d'améliorer l'aménagement hydraulique des cours d'eau.

Tableau 30 : Résultats de simulation pour la deuxième variante, obtenue par HEC-RAS.

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)	
1283	39.50	1222.37	1223.87	1223.87	1224.50	0.001848	3.52	11.23	9.00	1.01
1235	39.50	1221.25	1222.16	1222.75	1224.18	0.010195	6.30	6.26	7.81	2.25
1175	39.50	1220.47	1221.35	1221.97	1223.52	0.011298	6.53	6.05	7.76	2.36
1137.00*	39.50	1219.98	1220.84	1221.47	1223.08	0.011760	6.61	5.97	7.74	2.40
1099	39.50	1219.48	1220.34	1220.98	1222.61	0.012088	6.68	5.92	7.72	2.44
1059.00*	39.50	1218.90	1219.75	1220.40	1222.11	0.012802	6.80	5.80	7.70	2.50
1019	39.50	1218.32	1219.16	1219.82	1221.58	0.013311	6.89	5.73	7.68	2.55
985.00*	39.50	1217.82	1218.65	1219.31	1221.12	0.013735	6.97	5.67	7.66	2.59
951	39.50	1216.41	1217.14	1217.91	1220.46	0.021439	8.08	4.89	7.45	3.18
915.00*	39.50	1216.29	1217.12	1217.79	1219.60	0.013786	6.97	5.66	7.66	2.59
879	39.50	1216.17	1217.10	1217.67	1219.03	0.009483	6.15	6.42	7.85	2.17
842.00*	39.50	1215.81	1216.73	1217.31	1218.68	0.009577	6.17	6.40	7.85	2.18
805.00*	39.50	1215.44	1216.37	1216.94	1218.32	0.009645	6.19	6.38	7.84	2.19
768	39.50	1215.08	1216.00	1216.58	1217.96	0.009695	6.20	6.37	7.84	2.20
732.00*	39.50	1214.68	1215.59	1216.18	1217.60	0.010057	6.28	6.29	7.82	2.23
696	39.50	1214.28	1215.18	1215.78	1217.23	0.010334	6.33	6.24	7.81	2.26
655.00*	39.50	1213.58	1214.44	1215.08	1216.74	0.012348	6.72	5.88	7.71	2.46
614	39.50	1212.88	1213.71	1214.38	1216.19	0.013778	6.97	5.66	7.66	2.59
569.33*	39.50	1212.34	1213.18	1213.84	1215.56	0.012913	6.82	5.79	7.69	2.51
524.67*	39.50	1211.79	1212.65	1213.29	1214.97	0.012512	6.75	5.85	7.71	2.48
480	39.50	1211.66	1212.64	1213.16	1214.35	0.007917	5.79	6.82	7.96	2.00
433.00*	39.50	1211.58	1212.72	1213.08	1213.92	0.004674	4.84	8.16	8.28	1.56
386	39.50	1211.01	1212.01	1212.50	1213.61	0.007143	5.59	7.06	8.02	1.90
346.33*	39.50	1210.67	1211.66	1212.17	1213.31	0.007526	5.69	6.94	7.98	1.95
306.67*	39.50	1210.33	1211.31	1211.83	1213.01	0.007794	5.76	6.86	7.96	1.98
267	39.50	1209.99	1210.97	1211.49	1212.69	0.007997	5.81	6.80	7.95	2.01
227.00*	39.50	1209.60	1210.56	1211.10	1212.35	0.008517	5.94	6.66	7.91	2.07
187.00*	39.50	1209.20	1210.15	1210.70	1212.00	0.008904	6.02	6.56	7.89	2.11
147	39.50	1208.81	1209.75	1210.31	1211.63	0.009174	6.09	6.49	7.87	2.14
107.33*	39.50	1208.25	1209.14	1209.75	1211.22	0.010582	6.38	6.19	7.79	2.29
67.67*	39.50	1207.68	1208.56	1209.18	1210.77	0.011602	6.58	6.00	7.75	2.39
28	39.50	1206.89	1207.71	1208.38	1210.23	0.014116	7.03	5.62	7.65	2.62

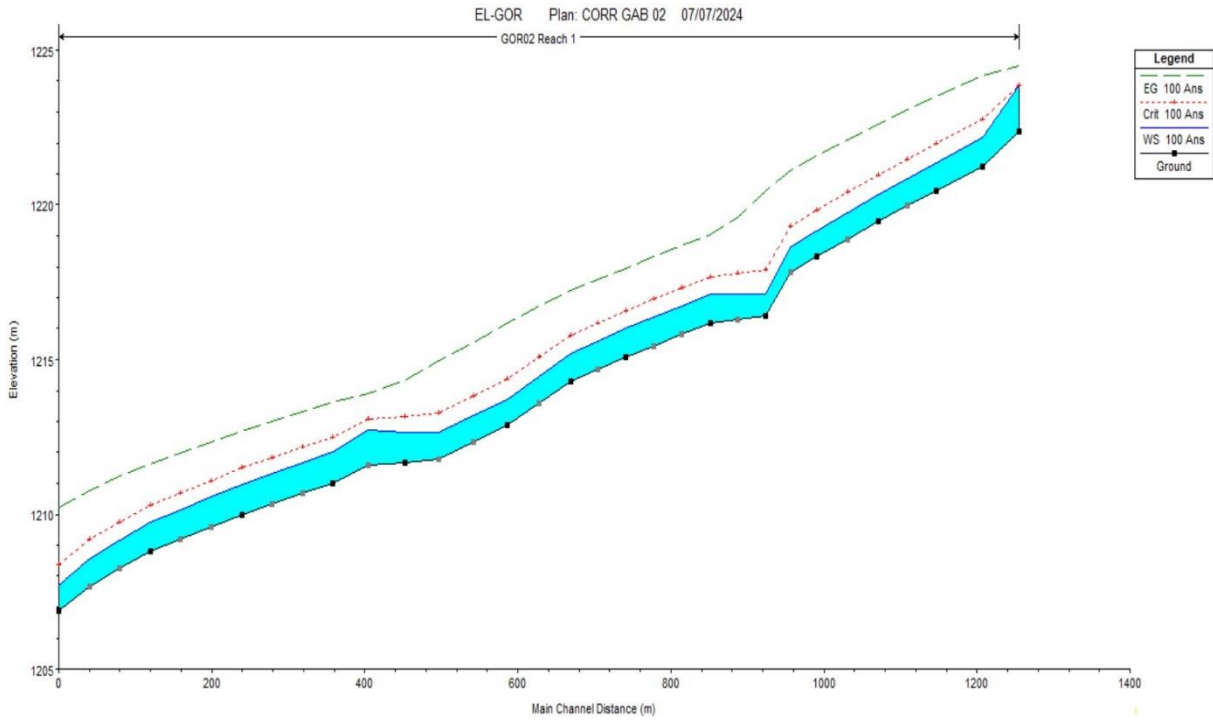


Figure 27 : Profile en long du deuxième cours d'eau après l'aménagement en gabion.

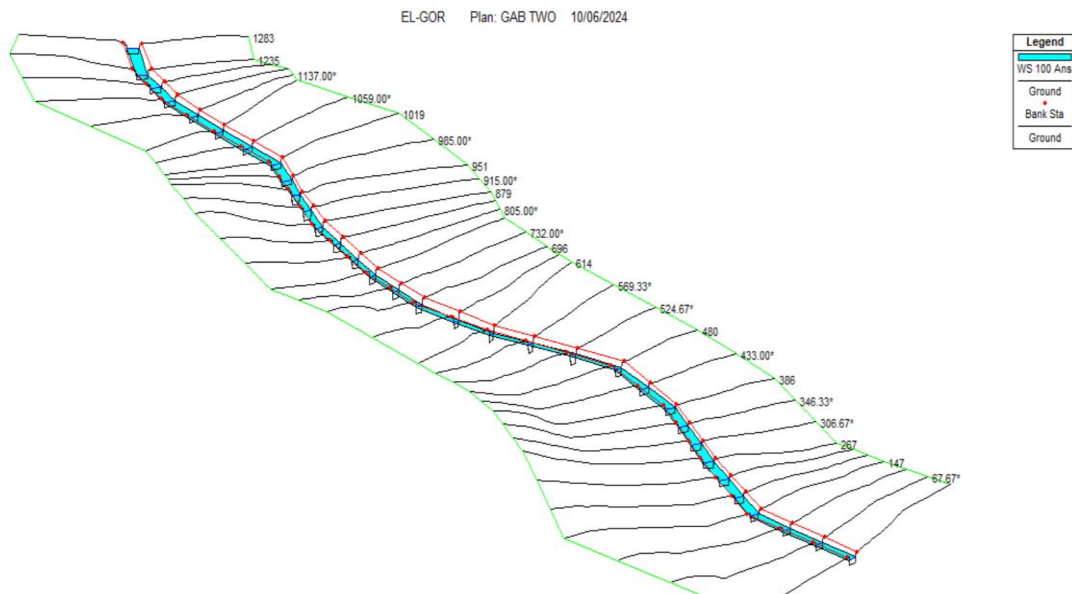


Figure 28 : Vue en 3D du deuxième cours d'eau après l'aménagement en gabion.

III.3.2.3. Estimation du cout de la variante :

L'estimation du coût de la variante est illustrée dans le tableau ci-dessous, en se basant sur les valeurs de déblais et de remblais obtenues après la simulation sur HEC-RAS.

Tableau 31 : Devis de la variante canal en gabion pour le deuxième cours d'eau.

Désignation des travaux		unité	Quantité	Prix unitaire (DA)	Montant (DA)
terrassement	Déblais	m ³	34519	250	8629750
	Remblais	m ³	62	700	43400
Géotextile		m	14598	2500	36495000
gabions		m ³	8356	5000	41780000
Montant total					86948150

III.3.2.4. Analyse de la variante :

Les performances hydrauliques de cette variante semblent indéniables, avec un régime d'écoulement torrentiel dans la majorité des sections transversales et une vitesse d'écoulement variant de 3 à 7 m/s, ce qui est acceptable et lutte contre l'érosion. De plus, la simulation démontre l'efficacité de notre dimensionnement face aux débordements d'eau. En termes de coûts, cette option est la plus abordable parmi toutes les options examinées.

III.3.3. Troisième variante : canal en enrochement

La troisième variante implique la construction d'un canal en enrochement, avec des formes trapézoïdales et une rugosité de 0,035.

III.3.3.1. Dimensionnement :

Les sections du canal sont dimensionnées par tronçon, en se basant sur les résultats obtenus par le logiciel Flow Master. Une marge de 0,9 mètre serait ajoutée aux profondeurs normales pour des réseaux de prévention.

❖ **Premier tronçon :**

Les éléments du tableau suivant déterminent le premier tronçon.

Tableau 32 : Dimensions de l'aménagement en enrochement proposé pour le premier tronçon.

Tronçon	Section de départ	Section d'arrivée	Longueur (m)	Pente du projet (m/m)	Fruit de talus	Largeur au fond (m)	Hauteur du canal (m)
01	1283	985.00*	332	0.006	1	10	2.3

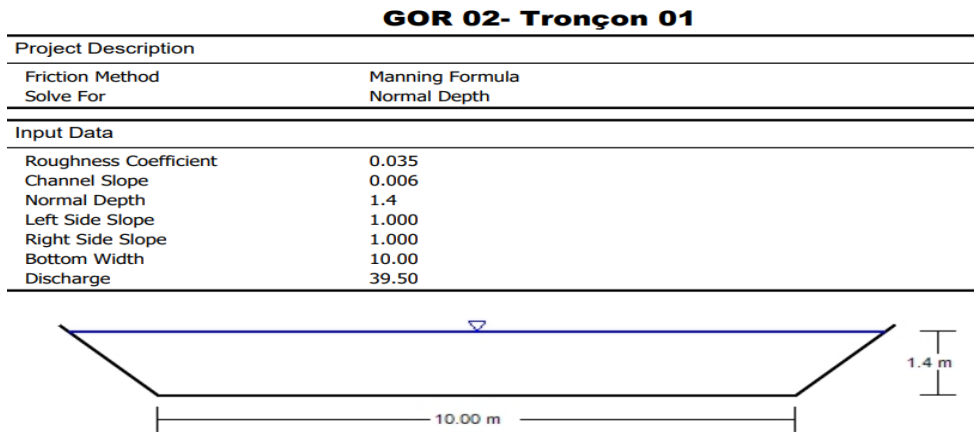


Figure 29 : Les dimensions du canal trapézoïdal en enrochement du premier tronçon (obtenues par Flow Master)

❖ **Deuxième tronçon :**

Les éléments du tableau suivant déterminent le premier tronçon.

Tableau 33 : Dimensions de l'aménagement en enrochement proposé pour le deuxième tronçon.

Tronçon	Section de départ	Section d'arrivée	Longueur (m)	Pente du projet (m/m)	Fruit de talus	Largeur au fond (m)	Hauteur du canal (m)
02	951	480	499	0.006	1	6	2.8

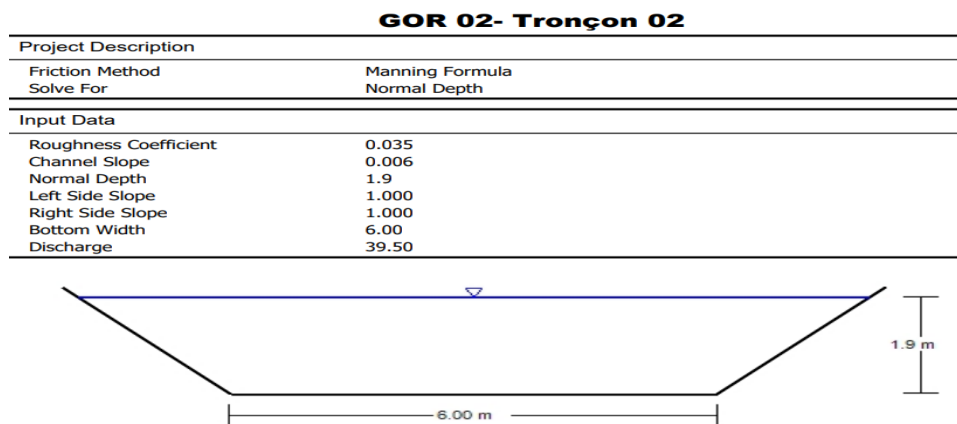


Figure 30 : Les dimensions du canal trapézoïdal en enrochement du deuxième tronçon (obtenues par Flow Master)

❖ Troisième tronçon :

Les éléments du tableau suivant déterminent le premier tronçon.

Tableau 34 : Dimensions de l'aménagement en enrochement proposé pour le troisième tronçon.

Tronçon 03	Section de départ	Section d'arrivée	Longueur (m)	Pente du projet (m/m)	Fruit de talus	Largeur au fond (m)	Hauteur du canal (m)
	433.00*	28	441	0.006	1	9	2.4

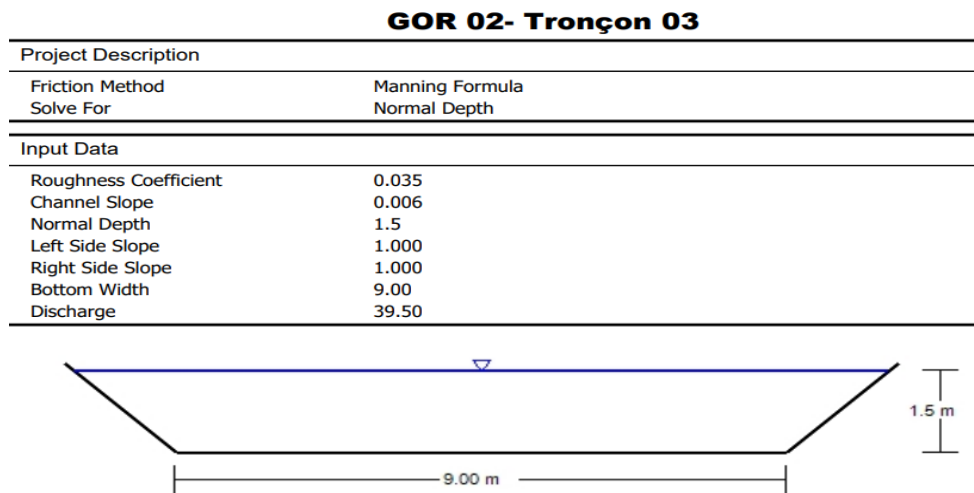


Figure 31 : Les dimensions du canal trapézoïdal en enrochement du troisième tronçon (obtenues par Flow Master)

III.3.3.2. Paramètre d'écoulement :

Obtenues grâce aux simulations HEC-RAS, comprennent les différents paramètres d'écoulement, le profil en long et la visualisation en 3D du cours d'eau aménagé en enrochement. Grâce à ces analyses, il est possible de visualiser et d'améliorer l'aménagement hydraulique des cours d'eau.

Tableau 35 : Résultats de simulation pour la troisième variante, obtenue par HEC-RAS.

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
	(m ³ /s)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m/m)	(m/s)	(m ²)	(m)	
1283	39.50	1222.07	1223.57	1223.57	1224.20	0.001847	3.52	11.23	9.00	1.01
1235	39.50	1220.70	1221.56	1222.20	1223.85	0.012215	6.70	5.90	7.72	2.45
1205.00*	39.50	1220.56	1221.49	1222.06	1223.42	0.009471	6.15	6.42	7.85	2.17
1175	39.50	1220.17	1221.08	1221.67	1223.11	0.010234	6.31	6.26	7.81	2.25
1137.00*	39.50	1219.68	1220.56	1221.17	1222.69	0.010987	6.47	6.11	7.77	2.33
1099	39.50	1219.18	1220.06	1220.68	1222.26	0.011532	6.57	6.01	7.75	2.38
1059.00*	39.50	1218.60	1219.46	1220.10	1221.77	0.012410	6.73	5.87	7.71	2.47
1019	39.50	1218.02	1218.86	1219.52	1221.25	0.013028	6.84	5.77	7.69	2.52
985.00*	39.50	1217.52	1218.35	1219.01	1220.80	0.013522	6.93	5.70	7.67	2.57
951	39.50	1216.51	1217.28	1218.01	1220.23	0.017869	7.60	5.20	7.54	2.92
915.00*	39.50	1216.39	1217.26	1217.89	1219.50	0.011821	6.63	5.96	7.74	2.41
879	39.50	1216.27	1217.24	1217.77	1219.00	0.008319	5.89	6.71	7.93	2.04
842.00*	39.50	1215.91	1216.86	1217.41	1218.68	0.008715	5.98	6.60	7.90	2.09
805.00*	39.50	1215.54	1216.49	1217.04	1218.35	0.009007	6.05	6.53	7.88	2.12
768	39.50	1215.18	1216.11	1216.68	1218.01	0.009224	6.10	6.48	7.87	2.15
732.00*	39.50	1214.98	1215.97	1216.48	1217.64	0.007701	5.74	6.89	7.97	1.97
696	39.50	1214.38	1215.29	1215.88	1217.30	0.010041	6.27	6.30	7.82	2.23
655.00*	39.50	1213.68	1214.54	1215.18	1216.82	0.012127	6.68	5.91	7.72	2.44
614	39.50	1212.98	1213.81	1214.48	1216.27	0.013621	6.95	5.69	7.66	2.58
569.33*	39.50	1212.44	1213.28	1213.94	1215.65	0.012840	6.81	5.80	7.69	2.51
524.67*	39.50	1211.89	1212.75	1213.39	1215.07	0.012479	6.75	5.85	7.71	2.47
480	39.50	1211.35	1212.21	1212.85	1214.51	0.012312	6.72	5.88	7.72	2.46
433.00*	39.50	1211.18	1212.15	1212.68	1213.88	0.008005	5.81	6.80	7.95	2.01
386	39.50	1210.61	1211.54	1212.10	1213.45	0.009364	6.13	6.45	7.86	2.16
346.33*	39.50	1210.27	1211.21	1211.77	1213.07	0.008985	6.04	6.54	7.88	2.12
306.67*	39.50	1209.93	1210.88	1211.43	1212.71	0.008763	5.99	6.59	7.90	2.09
267	39.50	1209.59	1210.55	1211.09	1212.36	0.008635	5.96	6.62	7.91	2.08
227.00*	39.50	1209.20	1210.14	1210.70	1212.00	0.008980	6.04	6.54	7.88	2.12
187.00*	39.50	1208.80	1209.74	1210.30	1211.64	0.009236	6.10	6.48	7.87	2.15
147	39.50	1208.41	1209.34	1209.91	1211.26	0.009435	6.14	6.43	7.86	2.17
107.33*	39.50	1207.85	1208.74	1209.35	1210.84	0.010779	6.42	6.15	7.78	2.31
67.67*	39.50	1207.28	1208.15	1208.78	1210.38	0.011764	6.61	5.97	7.74	2.40
28	39.50	1206.49	1207.31	1207.99	1209.84	0.014232	7.05	5.60	7.64	2.63

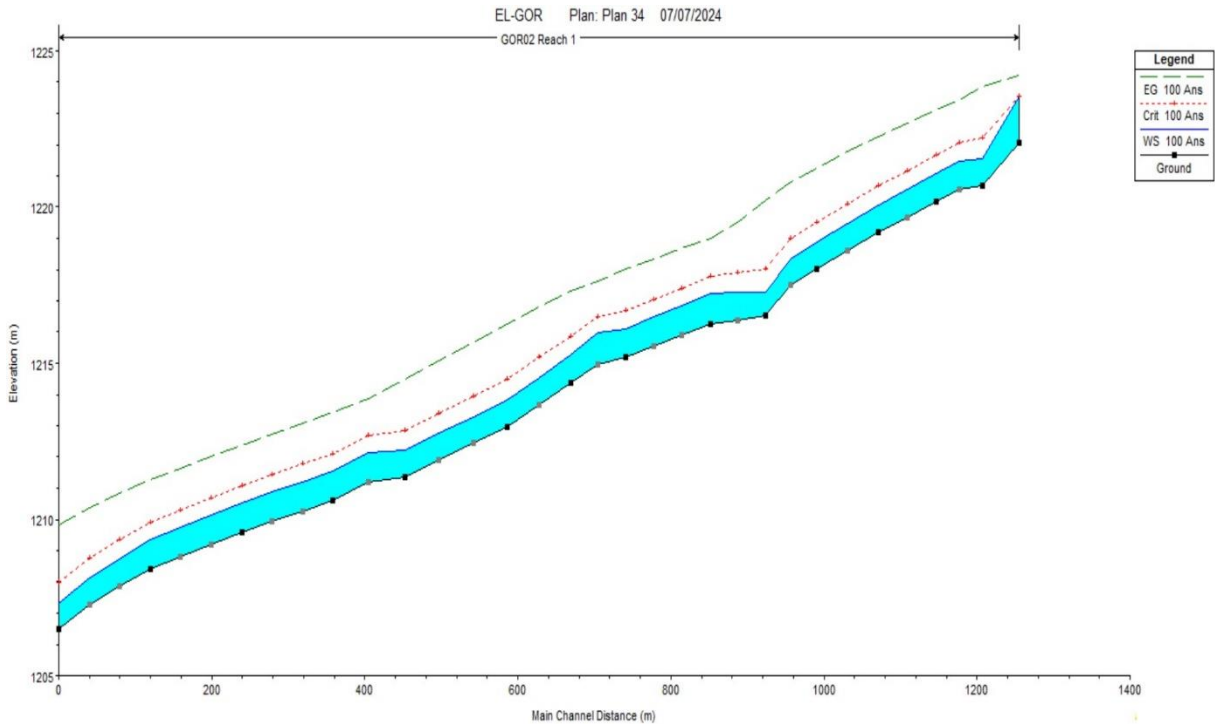


Figure 32 : Profile en long du deuxième cours d'eau après l'aménagement en enrochement.

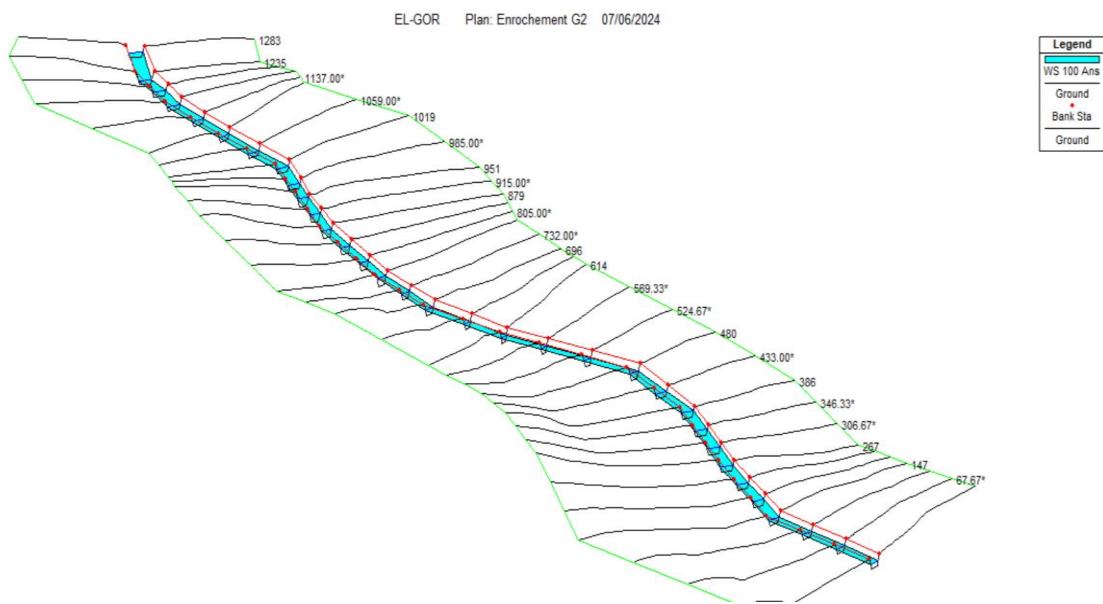


Figure 33 : Vue en 3D du deuxième cours d'eau après l'aménagement en enrochement.

III.3.3.3. Estimation du cout de la variante :

L'estimation du coût de la variante est illustrée dans le tableau ci-dessous, en se basant sur les valeurs de déblais et de remblais obtenues après la simulation sur HEC-RAS.

Tableau 36 : Devis de la variante canal en enrochement pour le deuxième cours d'eau.

Désignation des travaux		unité	quantité	Prix unitaire (DA)	Montant (DA)
terrassement	Déblais	m ³	34901	250	8725250
	Remblais	m ³	14	700	9800
Géotextile		ml	19390.79	2500	48476975
Enrochements		m ³	7756.316	5000	38781580
Montant total					95993605

III.3.3.4. Analyse de la variante :

D'un point de vue hydraulique, cette option semble être optimale, avec un régime torrentiel garanti majoritairement sur le cours d'eau et une vitesse d'écoulement comprise entre 3 et 7 m/s. Les résultats des simulations ont également été très prometteurs en ce qui concerne la prévention des inondations. D'un point de vue financier, cette option est plus abordable que le revêtement en béton armé.

III.4. Choix de la variante la plus convenable :

Le choix de la variante d'aménagement la plus appropriée pour un cours d'eau doit être basé sur une analyse multicritères intégrée, prenant en compte les aspects hydrauliques, environnementaux, techniques, économiques, sociaux, réglementaires, et de résilience. Cette approche permet de garantir que l'aménagement retenu offre une solution équilibrée, durable et bénéfique pour toutes les parties prenantes impliquées.

En suivant cette approche on peut maintenir le barème ci-dessous :

Tableau 37 : barème de comparaison entre les variantes d'aménagement.

variante	Aspect Environnementale	Aspect hydraulique	Aspect technique	Aspect économique	sociaux	réglementaires	résilience	totale
Béton armé	0	1	1	0	0	1	1	4
Gabion	1	1	1	1	0	0	1	5
Enrochement	1	1	0	1	1	1	1	6

- En se basant sur les résultats de la comparaison mentionnée précédemment, nous déciderons finalement de construire un canal en enrochement pour les deux cours d'eau.

III.5. La carte des profondeurs après l'aménagement en enrochement :

Selon la carte des profondeurs ci-dessous, il est évident que la protection en enrochement des deux cours d'eau garantit une sécurité optimale des biens et des personnes de la ville de GOR, garantissant ainsi une inondation nulle.



Figure 34 : La carte des profondeurs après l'aménagement en enrochement des deux cours d'eau.

IV. Les ouvrage de traversés :

Les deux cours d'eau en étude sont traversés par 3 infrastructures routières telles que des ponts et des routes. Cependant, étant donné que nous ne disposons pas des dimensions et des hauteurs réelles de ces ouvrages pour faire la simulation des écoulements, nous suggérons des dalots dimensionnés en fonction du débit véhiculé dans chaque cours d'eau.

Remarque : Un revêtement en béton spécifique est proposé pour prévenir l'érosion autour de ces ouvrages.

IV.1. Les dalots :

Un dalot est une structure d'ingénierie civile utilisée pour permettre le passage de l'eau sous une route, une voie ferrée, un sentier ou toute autre infrastructure. Il s'agit essentiellement d'un petit pont ou d'un tuyau destiné à assurer le drainage et à prévenir les inondations en permettant à l'eau de circuler librement.

IV.1.1. Les types des dalots :

Quatre types de dalots sont identifiés ci-dessous.

➤ **Dalots en béton préfabriqué :**

De son tour, ce type est divisé en deux catégories :

- **Dalots rectangulaires** : Utilisés pour de plus grandes capacités de drainage.
- **Dalots circulaires** : Souvent appelés buses, couramment utilisés pour des débits d'eau modérés.

➤ **Dalots en béton coulé sur place :**

De son tour, ce type est divisé en deux catégories :

- **Dalots simples** : Une seule ouverture pour le passage de l'eau.
- **Dalots multiples** : Plusieurs ouvertures parallèles pour gérer de plus grands volumes d'eau.

➤ **Dalots métalliques :**

Dalots en acier ondulé Utilisés dans des environnements plus corrosifs où la durabilité est essentielle.

➤ **Dalots en matériaux composites :**

Dalots en plastique renforcé de fibre de verre (FRP), qui sont léger et résistant à la corrosion, utilisé pour des applications spécifiques.

IV.1.2. Processus de montage des dalots :

Le processus de montage des dalots passe par les étapes suivantes :

➤ **Etude et Conception :**

- **Étude du site** : Évaluation des conditions hydrologiques et géologiques du site.
- **Conception** : Détermination des dimensions et des matériaux appropriés en fonction des débits d'eau et des charges à supporter.

➤ Préparation du Site :

- **Excavation** : Creuser une tranchée à l'emplacement du dalot en respectant les dimensions prévues.
- **Nivellement** : S'assurer que le fond de la tranchée est de niveau et compacté.

➤ Installation :

- **Pose de la base** : Installation d'une base de fondation en béton ou en gravier compacté.
- **Assemblage des segments** : Si le dalot est en segments préfabriqués, les assembler et les sceller ensemble. Si le dalot est coulé sur place, construire un coffrage pour le béton.
- **Coulée du béton** : Pour les dalots en béton coulé sur place, couler le béton dans le coffrage et laisser durcir.

➤ Finition et Vérification :

- **Étanchéité** : Vérifier et appliquer les joints d'étanchéité pour éviter les fuites.
- **Remblaiement** : Remblayer autour du dalot avec du gravier ou du sable pour assurer la stabilité.
- **Test et Inspection** : Tester le dalot pour vérifier son bon fonctionnement et sa capacité à évacuer l'eau.

➤ Aménagement Paysager :

- **Restauration du site** : Réhabiliter le terrain autour du dalot, en rétablissant les végétations ou les revêtements nécessaires.

IV.2. Les ouvrage de traversé du premier cours d'eau (SBV 01) :

Pour le premier cours d'eau, on propose le dimensionnement suivant, qui est basé sur les résultats obtenus par le logiciel FLOW MASTER (voir la figure 35) :

- La pente du projet : 0.006
- La profondeur normale : 2 m
- Nombre des dalots (3×3×1.5) : 3
- Débit véhiculé : 96.78 m³/s

Tableau 38 : Résultats de calcul du nombre des dalots nécessaires.

Nombre de dalot	Section (m ²)	Débit (m ³ /s)
1	9	32.26
2	18	64.52
3	27	96.78

IV.3. Les ouvrage de traversé du deuxième cours d'eau (SBV 01) :

Pour le deuxième cours d'eau, on propose le dimensionnement suivant, qui est basé sur les résultats obtenus par le logiciel FLOW MASTER (voir la figure 35) :

- La pente du projet : 0.006
- La profondeur normale : 2 m
- Nombre des dalots (3×3×1.5) : 2
- Débit véhiculé : 64.52 m³/s

Tableau 39 : Résultats de calcul du nombre des dalots nécessaires.

Nombre de dalot	Section (m ²)	Débit (m ³ /s)
1	9	32.26
2	18	64.52

Dalot	
Project Description	
Friction Method	Manning Formula
Solve For	Discharge
Input Data	
Roughness Coefficient	0.013
Channel Slope	0.006
Normal Depth	2.0
Height	3.0
Bottom Width	3.00
Discharge	32.26

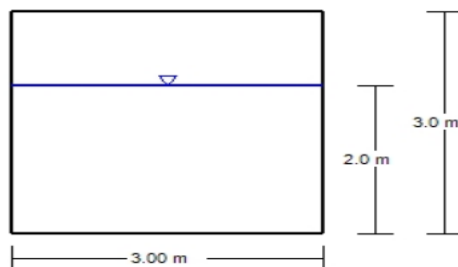


Figure 35 : Débit véhiculer par un seul dalot (obtenue par FLOW MASTER).

V. Conclusion :

Dans ce chapitre, nous avons analysé en détail trois alternatives pour l'aménagement d'un canal : le canal en béton armé, le canal en gabion et le canal en enrochement. Chaque variante a été évaluée selon des critères hydrauliques, techniques, environnementaux et économiques, afin de déterminer la solution la plus appropriée pour notre projet.

À travers des simulations d'écoulement réalisées sur HEC-RAS, nous avons pu observer et comparer les performances hydrauliques des trois variantes après aménagement. Les résultats de ces simulations ont clairement montré que le canal en enrochement offre des avantages significatifs en termes de dissipation de l'énergie, de contrôle de l'érosion et de soutien à la biodiversité, tout en maintenant une bonne capacité de débit. En outre, cette solution s'est révélée être la plus avantageuse sur le plan environnemental et économique, avec des coûts initiaux modérés et des besoins d'entretien réduits.

Le canal en gabion, bien que performant et offrant une certaine perméabilité permettant une infiltration naturelle, présente des coûts intermédiaires et nécessite un entretien plus fréquent pour maintenir l'intégrité des structures. Le canal en béton armé, malgré ses excellentes capacités de contrôle des écoulements et sa durabilité, a été jugé moins favorable en raison de son coût élevé, de son impact environnemental négatif et de sa moindre acceptabilité sociale.

En complément de ces variantes d'aménagement de canal, nous avons également proposé l'installation de dalots pour les ouvrages de traversée, garantissant ainsi une continuité hydraulique efficace et sécurisée dans les zones de franchissement.

En conclusion, l'étude de variantes a permis de démontrer que le canal en enrochement est la solution la plus équilibrée et adaptée pour notre projet, répondant aux exigences techniques, hydrauliques, environnementales et économiques de manière optimale. Cette approche intégrée et détaillée assure une gestion durable et efficace du cours d'eau, tout en minimisant les impacts négatifs sur l'environnement et en maximisant les bénéfices pour la communauté.

**Chapitre 06 :
Organisation de
chantier**

I. Introduction :

L'aménagement d'un cours d'eau est un projet complexe qui demande une planification approfondie et une organisation rigoureuse afin d'assurer le succès des travaux. Dans ce chapitre, nous examinons les diverses étapes et les moyens mis en œuvre pour concrétiser ce projet ambitieux.

L'objectif du projet est de transformer les deux cours d'eau en canal en enrochement. Nous avons opté pour cette option en raison de ses bénéfices en matière de durabilité, de stabilité et de préservation de l'environnement. Le canal en enrochement assure une gestion optimale de l'érosion, une gestion des eaux plus efficace et un renforcement des berges, tout en s'intégrant harmonieusement dans le paysage naturel.

L'organisation du chantier joue un rôle essentiel dans la réussite des travaux. La planification des différentes étapes de construction, la gestion des ressources humaines et matérielles, ainsi que le respect des normes de sécurité et d'environnement font partie de cette fonction. Dans ce chapitre, nous examinerons en détail les éléments ci-dessous :

- Installation du chantier.
- Planification et phasage des travaux : description des étapes du chantier, de la préparation du site à la finalisation des travaux.
- Le coût de réalisation des travaux.
- La durée totale et les délais de réalisation des travaux.

En structurant efficacement l'organisation de chantier, nous visons à optimiser les délais de réalisation, à contrôler les coûts et à garantir la qualité des ouvrages réalisés. Ce chapitre fournira les bases nécessaires pour comprendre les défis et les solutions adoptées pour mener à bien l'aménagement du canal en enrochement.

II. Les intervenants sur le chantier :

Les acteurs impliqués sur le chantier sont le maître d'ouvrage, qui a initié et financé le projet, le maître d'œuvre, qui a été chargé de la conception et de la direction, et l'entrepreneur, qui a été chargé de réaliser les travaux.

II.1. Le maître d'ouvrage :

Le maître d'ouvrage est la personne physique ou morale pour le compte de laquelle les travaux sont réalisés. Il est responsable de la définition du besoin, du financement et de la réception de l'ouvrage. Son rôle peut être résumé comme suit :

- **Définition du besoin** : Établir les objectifs et les spécifications du projet.
- **Financement** : Assurer le financement nécessaire pour la réalisation des travaux.
- **Choix des intervenants** : Sélectionner le maître d'œuvre et les entrepreneurs.
- **Suivi et contrôle** : Superviser l'avancement du projet et prendre les décisions nécessaires.
- **Réception de l'ouvrage** : Valider la conformité des travaux réalisés et accepter l'ouvrage final

II.2. Le maître d'œuvre :

Le maître d'œuvre est la personne physique ou morale chargée, par le maître d'ouvrage, de la conception et de la direction des travaux. Son rôle est :

- **Conception** : Élaborer les plans et les spécifications techniques du projet.
- **Coordination** : Gérer la coordination entre les différents intervenants du projet.
- **Direction des travaux** : Superviser l'exécution des travaux pour garantir qu'ils respectent les plans et les spécifications.
- **Contrôle technique** : Veiller à la qualité et à la conformité des travaux réalisés.
- **Assistance à la réception** : Aider le maître d'ouvrage dans la réception de l'ouvrage en vérifiant la conformité et en établissant les documents nécessaires

II.3. L'entrepreneur :

L'entrepreneur est la personne physique ou morale qui exécute les travaux pour le compte du maître d'ouvrage, sous la direction du maître d'œuvre. Ses missions sont :

- **Exécution des travaux** : Réaliser les travaux selon les plans et les spécifications fournies par le maître d'œuvre.
- **Gestion des ressources** : Mobiliser les ressources humaines et matérielles nécessaires pour l'exécution des travaux.
- **Respect des délais** : S'assurer que les travaux sont réalisés dans les délais impartis.

- **Qualité et sécurité** : Garantir la qualité des travaux tout en respectant les normes de sécurité.
- **Rapport et communication** : Communiquer régulièrement avec le maître d'œuvre et le maître d'ouvrage sur l'avancement des travaux et les éventuels problèmes rencontrés

III. Installation du chantier :

L'installation de chantier concerne les phases suivantes :

III.1. Installations destinées au personnel :

Celles-ci sont généralement les dortoirs, les vestiaires, les réfectoires, les installations sanitaires et les bureaux de chantier.

III.2. Installation destinées au stockage des matériaux :

La nature des travaux à effectuer influence également les matériaux utilisés, pour notre projet, nous avons les matériaux suivants.

III.3. Enrochement :

Les enrochements doivent être stockés sur le chantier dans des conditions optimales pour garantir leur qualité et leur utilisation efficace. Tout d'abord, ils doivent être entreposés sur un sol stable et bien drainé pour éviter toute détérioration due à l'humidité ou à l'instabilité du terrain. Il est essentiel de séparer les enrochements par taille et par type, facilitant ainsi leur identification et leur mobilisation lors des phases de construction. De plus, il est recommandé de couvrir les enrochements avec des bâches résistantes aux intempéries pour les protéger des éléments climatiques tels que la pluie, la neige ou le gel. Une signalisation adéquate doit être mise en place pour délimiter les zones de stockage, assurant ainsi la sécurité des travailleurs et la protection des matériaux. Enfin, un accès facile doit être prévu pour les engins de manutention, permettant le transport et l'installation efficaces des enrochements sur le chantier.

III.3.1. Géotextile :

Les géotextiles doivent être stockés sur le chantier dans des conditions qui préservent leur intégrité et leur fonctionnalité. Ils doivent être entreposés dans un endroit sec et bien ventilé, à l'abri de l'humidité et des rayons directs du soleil pour éviter toute dégradation due aux UV ou à l'humidité. Il est crucial de les maintenir dans leur emballage d'origine jusqu'à leur utilisation

pour éviter toute contamination par des poussières, des débris ou des substances chimiques. Les rouleaux de géotextile doivent être posés à plat ou sur des supports appropriés pour prévenir toute déformation ou endommagement. Une signalisation claire doit être mise en place pour identifier les différents types de géotextiles et éviter toute confusion. Enfin, l'accès aux géotextiles doit être bien organisé pour permettre une manipulation facile et sûre, réduisant ainsi les risques de dommages lors du transport et de l'installation sur le chantier.

Remarque : Il est également important de prendre en compte d'autres matériaux complémentaires lors de l'installation du chantier, tels que les matériaux de remblai, le ciment, l'acier.

III.3.2.L'énergie électrique :

Un groupe électrogène sera utilisé pour fournir de l'électricité, ce qui ne justifie pas l'utilisation d'un réseau de moyenne tension (SONELGAZ).

III.3.3.L'alimentation en eau potable :

Un réservoir de stockage sera utilisé pour fournir de l'eau potable, dont le volume sera réapprovisionné chaque jour.

III.3.4.L'alimentation en carburant :

Les camions citernes assureront l'alimentation, tandis que le stockage sera effectué dans des réservoirs enterrés équipés d'un dispositif de pompage.

III.3.5.Installation destinées aux engins :

Les engins de chantier doivent être réparties sur un terrain stable, nivelé et bien signalé pour assurer leur sécurité et faciliter l'accès. Ils doivent être protégés des intempéries et entretenus régulièrement pour garantir leur bon fonctionnement. Un nettoyage régulier et des vérifications quotidiennes des niveaux et des conditions sont essentiels pour prévenir les pannes et assurer la sécurité des opérateurs.

III.3.6. Installations destinées à la préfabrication :

En général, il s'agit de hangars munis du matériel requis pour la fabrication des éléments constitutifs de l'ouvrage, comme les poutres, les dalots, les dalles, les conduites et les murettes.

IV. Les moyens de chantier :

Au sein du chantier, les moyens sont présentés de la manière suivante :

IV.1. Les moyens humains :

Quant aux effectifs requis pour la réalisation de l'ouvrage, il est primordial de légitimer l'emploi de personnel qualifié pour les études préliminaires et pour la construction. Il est important de donner des détails précis sur leurs qualifications, titres et compétences.

IV.2. Les moyens matériels :

Le matériel employé est celui qui est généralement utilisé sur les chantiers de travaux publics. L'emploi de machines de grande taille aura un impact important sur la diminution des dépenses et des délais des travaux de terrassement.

IV.3. Les engins utilisés :

Dans la construction d'un canal en enrochement, plusieurs types d'engins sont utilisés pour préparer le terrain, déplacer les matériaux et réaliser les travaux nécessaires. Voici quelques-uns des engins couramment utilisés :

- **Pelleteuse (excavatrice)** : Utilisée pour creuser et modeler le lit du canal, déplacer les enrochements et les matériaux excavés.
- **Chargeuse sur pneus ou sur chenilles** : Employée pour charger, transporter et décharger les enrochements et autres matériaux sur le chantier.
- **Bulldozer** : Utilisé pour niveler le terrain et compacter les matériaux de remblai autour du canal.
- **Compacteur vibratoire (rouleau compresseur)** : Utilisé pour compacter les couches de sol, de gravier ou d'enrochements afin d'assurer la stabilité et la résistance du canal.
- **Dumpers ou camions-bennes** : Utilisés pour le transport des enrochements, des matériaux excavés et des matériaux de remblai sur de courtes distances sur le chantier.

- **Équipements de compactage manuel** : Tels que des pilonneuses et des plaques vibrantes, utilisés pour compacter les matériaux dans des zones difficiles d'accès pour les gros engins.

V. Devis quantitatif et estimatif du projet :

Tableau 01 : Devis quantitatif estimatif du projet.

Aménagement du premier cours d'eau (SBV 01)				
travaux	unité	quantité	Prix unitaire (DA)	Montant (DA)
Déblais	m ³	81702	250	20425500
remblais	m ³	1588	700	111600
Géotextile	m ²	35830.78	2500	89576950
Enrochements	m ³	14332.312	5000	71661560
Aménagement du deuxième cours d'eau (SBV 02)				
Déblais	m ³	34901	250	8725250
Remblai	m ³	14	700	9800
Géotextile	m ²	19390.79	2500	48476975
enrochements	m ³	7756.316	5000	38781580
Les ouvrages de traversés				
Dalots préfabriqué	3×3×1.5	37	200000	7400000
Bétonnage des talus	m ³	77	28000	2156000
Montant total				288325215
Montant total en TVA				343107006

- Le montant total du projet reviens à : 343 107 006 DA « **trois cents quarante-trois millions cent sept milles et six Dinars Algérien** »

VI. La planification du projet :

Dans un chantier, la planification d'un projet implique de rechercher en permanence la meilleure manière d'économiser la main-d'œuvre et les autres moyens de mise en œuvre afin d'assurer l'efficacité de l'action à entreprendre. Elle comprend les activités ci-dessous :

- Organiser et mettre en place les postes de travail de manière optimale afin de maximiser leur efficacité et leur productivité.
- Des observations en temps réel sont réalisées afin de repérer les inefficacités et les possibilités d'amélioration sur le chantier.
- Analyse des tâches consiste à examiner les diverses tâches à réaliser, à les diviser en étapes et à étudier les meilleures méthodes pour les accomplir.
- Le chronométrage consiste à évaluer le temps requis pour réaliser chaque tâche, afin de repérer les points d'étranglement et d'améliorer les processus.
- Définition des buts et des responsabilités Éluclider les buts du projet et établir de manière précise les responsabilités et les missions de chaque membre de l'équipe.
- Effectuer une révision et une simplification des méthodes de travail afin d'éliminer les étapes superflues et de diminuer les temps morts.
- Le maintien de la stabilité des postes de travail consiste à maintenir des conditions de travail constantes et à réduire les perturbations afin d'assurer une production régulière et performante.

VI.1. Etapes de planification :

La planification consiste à établir la planification des travaux à effectuer. Elle englobe les différentes étapes :

- **Collecte des informations :**

La réalisation d'une synthèse d'analyse des données recueillies grâce à des études comparatives permet d'utiliser de manière adéquate le plan de réalisation de notre projet.

Cette étape englobe :

- ✓ **Identification des exigences :** Comprendre les besoins des parties prenantes et les exigences du projet.
- ✓ **Études préliminaires :** Effectuer des recherches et des analyses pour obtenir des données pertinentes (études de faisabilité, analyses de risque, etc.).

- ✓ **Synthèse des informations** : Regrouper et analyser les informations collectées pour en extraire les éléments essentiels à la planification.
- **Décomposition du projet** :

Il est crucial de prendre en compte cette partie car chaque projet peut être examiné de différentes façons ; nous assignons un responsable à chaque tâche ainsi que ses besoins en matériel. Cette étape implique :
- ✓ **Décomposition en tâches** : Découper le projet en sous-tâches et activités spécifiques pour une meilleure gestion.
- ✓ **Attribution des responsabilités** : Assigner chaque tâche à un responsable ou une équipe spécifique.
- ✓ **Évaluation des ressources** : Identifier les besoins en matériel, en main-d'œuvre et en temps pour chaque tâche
- **Relations entre les tâches**

Il existe deux relations essentielles entre les tâches lors de la réalisation :
- ✓ **Enchaînement logique** : Certaines tâches doivent être accomplies avant que d'autres puissent commencer. Par exemple, la fondation doit être terminée avant de pouvoir construire les murs.
- ✓ **Enchaînement préférentiel** : Certaines tâches peuvent être réalisées en parallèle ou dans un ordre non strict, selon les préférences ou les contraintes du projet. Par exemple, la peinture intérieure peut être effectuée en parallèle avec l'installation des systèmes électriques si cela ne cause pas d'interférences

VI.2. Planning des travaux :

La planification des travaux joue un rôle essentiel dans la réalisation d'un projet. Dans ce qui suit, nous allons illustrer cette partie.

- **Plan du travail au plus tôt** :

Dans cette situation, toutes les opérations débutent dès leur début le plus tôt possible. Les entreprises choisissent ce genre de calendrier lorsque leurs ressources sont élevées et qu'elles sont occupées par plusieurs projets en même temps. Ce genre de plan a pour objectif de tirer le meilleur parti des ressources disponibles en évitant les interruptions et en garantissant que les travaux avancent aussi rapidement que possible.

- **Plan du travail au plus tard**

Toutes les tâches débutent à leur date limite, sans cependant dépasser les délais prévus pour le projet. Les tâches ne sont pas ralenties, ce qui en fait une option privilégiée par les entreprises lorsqu'elles ont des ressources restreintes, car cela permet de réduire l'utilisation des ressources à chaque instant, ce qui le rend plus rentable. Cela garantit également une utilisation optimale des ressources sans surcharger les capacités disponibles.

- **Plan du travail intermédiaire :**

Dans cette configuration de calendrier, les opérations commencent à une date intermédiaire, située entre la date la plus tôt et la date la plus tard. L'entreprise opte pour ce genre de plan lorsque ses ressources sont suffisamment nombreuses et qu'elle se concentre sur un seul projet. Cela favorise une utilisation optimale de leurs ressources en évitant les situations extrêmes de surcharge ou de sous-utilisation des ressources. Ce genre de plan permet d'avoir une grande souplesse dans la gestion du chantier et permet d'équilibrer de manière efficace la charge de travail.

VI.3. Les Méthodes de planification :

Dans la littérature, on peut identifier différentes méthodes de planification, parmi lesquelles on peut citer :

VI.3.1. Méthode basé sur le réseau :

Le réseau représente visuellement un projet qui permet de mettre en évidence la relation entre les diverses opérations, qu'elles soient successives, simultanées ou convergentes, qui sont nécessaires pour atteindre l'objectif de la planification finale. Il existe deux catégories de réseaux :

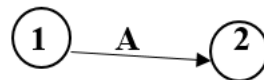
VI.3.1.1. Réseau à nœuds :

Le réseau à nœuds utilise des nœuds pour représenter les activités du projet, marquant leur début, leur fin, ou les deux. Les dépendances entre les activités sont illustrées par des lignes ou des flèches entre les nœuds. Ce diagramme met en évidence la séquence des activités, aidant ainsi à planifier l'ordre des tâches dans des méthodes comme PERT et certaines applications du CPM.



VI.3.1.2. Réseau à flèches

Le réseau à flèches utilise des flèches pour représenter directement chaque activité avec sa séquence spécifique. Chaque flèche indique l'ordre dans lequel les activités doivent être réalisées, en reliant l'activité précédente à l'activité suivante. Ce diagramme est couramment utilisé dans la méthode du chemin critique (CPM) pour identifier le chemin critique du projet, facilitant ainsi la gestion optimisée des ressources et des délais.



VI.3.1.3. Méthode de calcul CPM :

La méthode CPM (Critical Path Method) est une technique de gestion de projet utilisée pour planifier et contrôler les activités en identifiant les tâches critiques. Elle permet d'optimiser les délais et de gérer les ressources efficacement.

VI.3.1.3.1. Paramètres de la méthode CPM :

Les paramètres essentiels pour la mise en œuvre de cette méthode sont indiqués à l'aide de la grille composée de six cellules.

DCP	TR
DFP	DCPP
DFPP	MT

Avec :

- DCP : date de commencement au plus tôt de l'opération.
- DCPP : date de commencement au plus tard de l'opération.
- DFP : date de finition au plus tôt de l'opération.
- DFPP : date de finition au plus tard de l'opération.
- TR : temps de réalisation de l'opération.
- MT : la marge totale.

VI.3.1.3.2. Le chemin critique :

le chemin critique est une composante essentielle de la méthode du Chemin Critique (CPM) qui aide à déterminer les priorités et à optimiser la gestion des projets en identifiant les activités les plus critiques pour la durée totale du projet.

Remarque : Le chemin critique suit les opérations dont la marge totale est nulle et la durée du projet totale serait la somme des temps de réalisation de ces opérations.

VI.3.2. Définition des opérations et leurs durées :

Tableau 02 : Les symboles des opérations et leurs durées.

opération	symbole	Temps de réalisation
Préparation du site	A	35 jours
Excavation et terrassement	B	5 mois
Remblaiement et compactage	C	40 jours
Pose du géotextile	D	4 mois
Installation des enrochements	E	6 mois
Préparation et bétonnage des talus (les ouvrages de traversés)	F	45 jours
Mise en place installation des dalots	G	30 jours
Travaux de finition	H	21 jours

VI.3.3. Détermination du chemin critique par la méthode du tableau :

Le tableau ci-dessous présente les calculs effectués selon la méthode du tableau.

Tableau 03 : Résultats de calcul par la méthode du tableau.

Opération		TR (jours)	DP		DFP		MT
			DCP	DFP	DCPP	DFPP	
1-2	A	35	0	35	0	35	0
2-3	B	150	35	185	35	185	0
3-4	C	40	185	225	185	225	0
4-5	D	120	225	345	225	345	0
4-6	F	45	225	270	450	495	225
5-7	E	180	345	525	345	525	0
6-8	G	30	270	300	495	525	225
7-9		0	525	525	525	525	0
8-9		0	300	300	525	525	225
9-10	H	21	525	546	525	546	0

➤ La durée totale du projet est : **546 jours**.

VI.3.4. Diagramme de GANTT

Un diagramme de Gantt est un instrument visuel de gestion de projet qui présente les plannings des tâches. Une barre horizontale est utilisée pour représenter chaque activité, où la position et la longueur de la barre indiquent la date de début, la durée et la fin de l'activité.

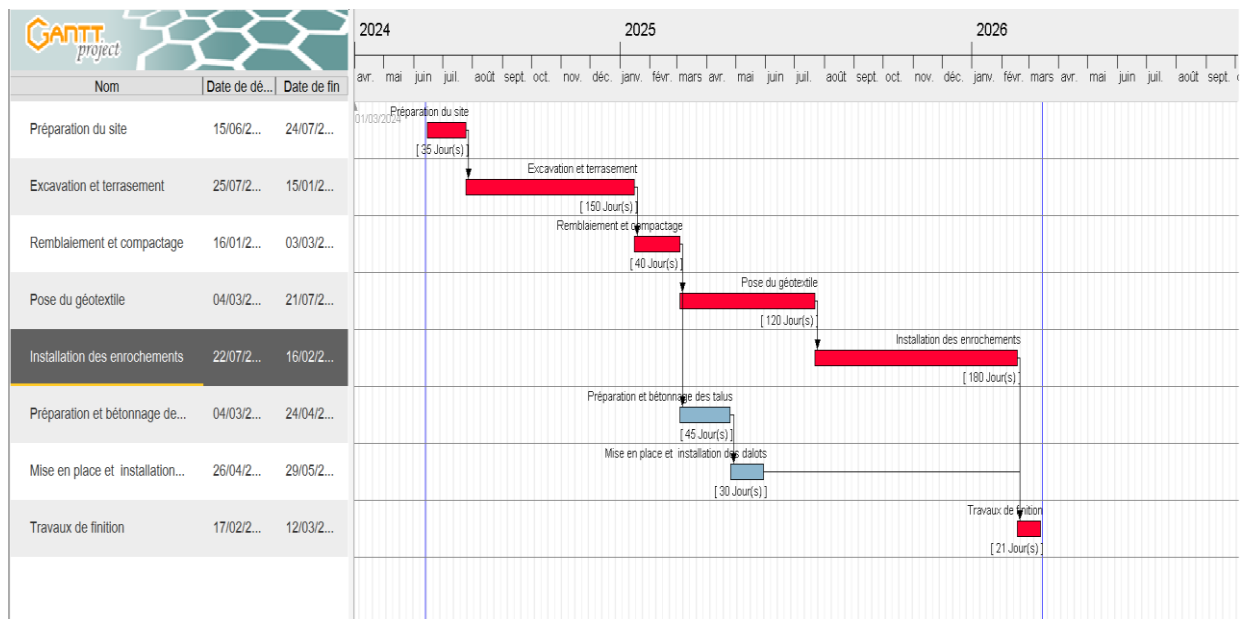


Figure 01 : Le diagramme de GANTT.

VII. Conclusion

Pour conclure cette partie consacrée à l'organisation du chantier, il est évident que la réussite de la réalisation d'un ensemble de travaux, en respectant les délais et les coûts prévus, dépend d'une gestion rationnelle du temps et d'une mobilisation coordonnée de ressources humaines, techniques et matérielles. Le projet d'aménagement des deux cours d'eau de la ville de GOR a un coût global estimé de **343 107 006.00 DA**, avec un délai de construction de **546 jours**. Cela démontre l'importance cruciale d'une planification minutieuse afin d'atteindre l'objectif ultime de livraison dans les délais prévus, sans dépasser les coûts initiaux d'investissement.

Conclusion générale

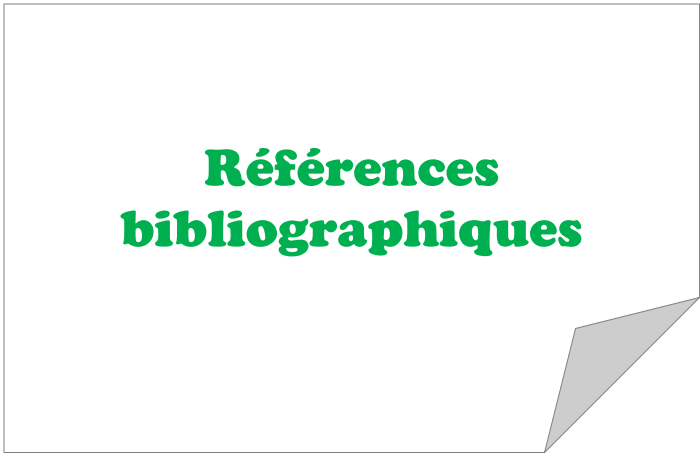
Conclusion générale :

L'objectif principal de cette étude était de mettre au point des stratégies efficaces pour prévenir les inondations dans la ville d'EL Gor. En raison de la plus grande vulnérabilité de la ville, confrontée aux dangers liés à ses cours d'eau, notre travail s'est focalisé sur l'identification et la mise en place de mesures préventives et de réduction. En analysant la géographie, l'hydrologie et le climat d'EL Gor, ainsi qu'en utilisant des outils de modélisation sophistiqués, nous avons tenté de proposer des suggestions concrètes pour renforcer la résistance de la ville face à ces événements destructeurs.

Cette étude exhaustive a généré une richesse d'informations cruciales à travers ses six chapitres distincts. Le premier chapitre, axé sur la recherche bibliographique, a fourni un cadre théorique solide en explorant les concepts liés aux inondations, tout en examinant les événements historiques marquants à travers le monde et en Algérie. Dans le deuxième chapitre, nous avons identifié que le mois le plus arrosé à EL Gor est janvier, avec une moyenne de précipitations atteignant 48.69 mm. De plus, notre analyse a confirmé que la zone étudiée appartient à une région de faible sismicité, renforçant ainsi notre compréhension des risques naturels associés. Le troisième chapitre a été dédié à une étude hydrologique approfondie des sous-bassins versants. Les résultats ont révélé que ces bassins présentent une forme allongée et ont permis d'estimer les débits de projet à 93.3 m³/s et 39.5 m³/s respectivement pour le premier et le deuxième cours d'eau, ces résultats ont été déterminés par la méthode SCS-CN en utilisant le modèle HEC-HMS. Par la suite, grâce aux données de l'étude hydrologique, nous avons simulé les écoulements et cartographié les zones inondables, tout en évaluant les classes d'aléa associées à chaque zone. Cette étape a été cruciale pour identifier les secteurs les plus exposés et recommander des mesures d'atténuation appropriées. L'étude des variantes d'aménagement dans le cinquième chapitre a démontré que le canal en enrochement est la meilleure solution pour les deux cours d'eau, confirmée par une étude comparative très objective. Enfin, la partie consacrée à l'organisation du chantier a permis de finaliser le budget total du projet à **343 107 006.00 DA** et de fixer la durée de réalisation à **546 jours**. Ces estimations précises sont essentielles pour la planification et l'exécution efficaces du projet.

Malgré l'obtention de résultats significatifs dans les six chapitres de cette étude, il existe encore des pistes non explorées qui pourraient enrichir les stratégies de gestion des risques d'inondation à EL Gor. La mise en place de mesures de protection indirectes, comme la construction d'un barrage ou l'aménagement du bassin versant, était une autre approche qui pourrait être inclus dans cette étude si nous avions davantage de temps. L'aménagement d'un barrage pourrait être essentiel pour réguler les débits des cours d'eau et diminuer les risques

d'inondation en aval. De la même manière, l'amélioration de l'infiltration des eaux pluviales et la réduction du ruissellement dans le bassin versant pourrait considérablement réduire les conséquences des épisodes de pluie extrêmes. Ces méthodes indirectes demanderaient une analyse approfondie des bénéfices et des conséquences environnementales, ainsi qu'une étroite collaboration avec les acteurs locaux et les spécialistes de la gestion des ressources en eau. Malgré leur non-étude, leur exploration ultérieure pourrait proposer des solutions complémentaires et durables afin de renforcer la résistance d'EL Gor face aux inondations.



**Références
bibliographiques**

REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES

Barroca, Bruno, Gilles Hubert, and Youssef Diab. "Vulnérabilité : une clé de lecture du risque inondation." In *Journées Scientifiques de l'Environnement 2006*, vol. 2006. 2006.

DJEFAFLIA, Sihem, and Mohamed Encadreur BOUHADIDA. "Le management des risques : État des lieux et démarche." PhD diss., 2022.

Kerzner, Harold, and Frank P. Saladis. *Project management workbook and PMP/CAPM exam study guide*. John Wiley & Sons, 2017.

Kundzewicz, Zbigniew W., Shinjiro Kanae, Sonia I. Seneviratne, John Handmer, Neville Nicholls, Pascal Peduzzi, Reinhard Mechler et al. "Flood risk and climate change : global and regional perspectives." *Hydrological Sciences Journal* 59, no. 1 (2014): 1-28.

Makdessi, Yara, Tania Vichnevskaja, and Amandine Weber. "Introduction. Émergence et usages du concept de vulnérabilité des personnes âgées." *Populations vulnérables* 3 (2017) : 21-33.

Mania, J. "Définition de l'aléa et des risques dans les projets d'infrastructures en zone karstique." *Revue française de géotechnique* 100 (2002) : 101-108.

Mazouni, M. "Pour une meilleure approche de management des risques." *INSTITUT POLYTECHNIQUE DE LORRAINE* (2008).

Meddi, Mohamed, Samir Toumi, and Ali A. Assani. "Spatial and temporal variability of the rainfall erosivity factor in Northern Algeria." *Arabian Journal of Geosciences* 9 (2016) : 1-13.

Metzger, Pascale, and Robert d'Ercole. "Enjeux territoriaux et vulnérabilité : une approche opérationnelle." In *Colloque interdisciplinaire «Vulnérabilités sociales, risques et environnement : comprendre et évaluer»*. 2008.

Neuilly, Marie-Thérèse. *Gestion et prévention de crise en situation post-catastrophe : Prise en charge des traumatismes collectifs*. De Boeck Supérieur, 2008.

Provitolo, Damienne. "Vulnérabilité aux inondations méditerranéennes en milieu urbain : une nouvelle démarche géographique." In *Annales de géographie*, no. 1, pp. 23-40. Cairn/Isako, 2007.

Rifai, Nabil, Abdellatif Khattabi, and Laila Rhazi. "Modélisation des crues des rivières pour la gestion intégrée du risque d'inondation : cas du bassin versant de Tahaddart (nord-ouest du Maroc)." *Revue des sciences de l'eau* 27, no. 1 (2014): 57-69.

Robinson, Mark, and Roy Charles Ward. *Hydrology: principles and processes*. Iwa Publishing, 2017.

Touaibia Bénina. "Manuel Pratique d'Hydrologie." Presse Madani frères, Blida, Algérie. 166p. 2004.

Toumi, A. "Hydraulique à surface libre (cours & exercices) ". 197p. 2016

U.S. Army Corps of Engineers. "HEC-RAS River Analysis System – User’s Manual", Hydrologic Engineering Center, CPD-68, Version 5.0. 960p. Février 2016. [Consulté le 14 juin 2020].

US Army Corps of Engineers, "HEC HMS user manual", 2016.

Walega, Andrzej, Devendra M. Amatya, Peter Caldwell, Dan Marion, and Sudhanshu Panda. "Assessment of storm direct runoff and peak flow rates using improved SCS-CN models for selected forested watersheds in the Southeastern United States." *Journal of Hydrology: Regional Studies* 27 (2020): 100645.

World Meteorological Association. "State of the global climate 2021." (2022)

Young, R. A., C. A. Onstad, D. D. Bosch, and W. P. Anderson. "AGNPS: A nonpoint-source pollution model for evaluating agricultural watersheds." *Journal of soil and water conservation* 44, no. 2 (1989): 168-173.



Annexes

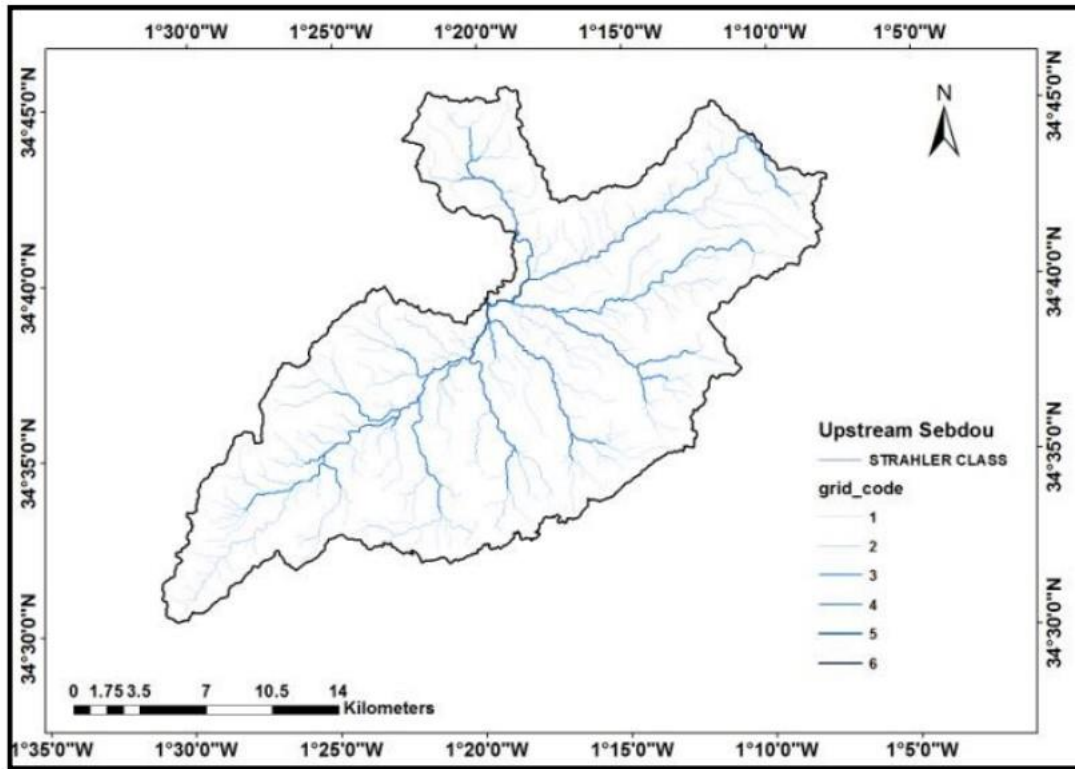
Annexes N°01 :

La série des débits maximums :

La série des débits maximums de la station hydrométrique			
Code station : 160401			
Année	Qmax (m³/s)	Année	Qmax (m³/s)
1972	37.65	1995	48.4
1973	65.4	1996	93.2
1974	38.3	1997	44.2
1975	33.4	1998	54
1976	32.8	1999	7.8
1977	9.84	2000	257.8
1978	11.94	2001	192.16
1979	6.45	2002	315.5
1980	41.55	2003	186.4
1981	21.01	2004	21.3
1982	5.76	2005	78
1983	4.25	2006	443
1984	0.61	2007	58.2
1985	16.68	2008	144.48
1986	22.4	2009	78
1987	1060	2010	93.12
1988	57	2011	14.2
1989	28	2012	17
1990	33.4	2013	90
1991	184.36	2014	90
1992	22.92	2015	42.8
1993	8.91	2016	22.6
1994	19.28	2017	21.95

Annexes N°02 :

Bassin versant de l’oued Sebou :



(Source : Bougara, 2021)