الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية
وزارة التعليم العالي و البحث العلمي

NATIONAL HIGHER SCHOOL FOR HYDRAULICS
"The MujahidAbdellah ARBAOUI"

المدرسة الوطنية العليا للري
"المجاهد عبد الله عرباوي"
ⴰⵖⵓⵔⴱⴰⵣ ⴰⵖⵓⵍⵏⴰⵡ ⵉⵎⵉⵏⵓⴳ ⵏ ⵜⵎⵓⵙⵡⵉⵜ

MEMOIRE DE FIN D'ETUDES

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

Option : OUVRAGES ET AMENAGEMENT HYDRAUTECHNIQUES

THEME :

Etude d'aménagement hydraulique pour protéger la ville de LAERDJAM (Wilaya de tissemsilt) contre les inondations

Présenté par :
DERRADJI Mehdi Omar.

Devant les membres du jury

Nom et Prénoms	Grade	Qualité
BENLAOUKLI Bachir	Professeur	Président
BENSALEH Mohamed Draidi	MCB	Examinateur
OSMANI Elhadi	MAA	Examinateur
HADJ SADOK Ahmed	MCA	Promoteur

Session …… 2021

Remerciements

Tout d'abord, tout louange à ALLAH qui nous a éclairé le chemin du savoir ; qui grâce q lui que je me suis arrivé à ce stade et notre grand salut sur le premier éducateur notre prophète Mohamed.

En guise remercîment ; il convient de remercier ici tous ceux et celles qui ont contribué à ce que ce travail aboutisse.

*En premier lieu J'adresse mes vifs remerciements et mes sincères gratitudes à mon encadreur M**. HADJ SADOK Ahmed,** pour ses aides précieuses, ses orientations et ses conseils ; sincèrement il était comme un exemple pour moi.*

*Je remercie chaleureusement monsieur **BENLAOUKLI Bachir** professeur à l'école nationale d'hydraulique qui a accepté de présider le jury.*

*Je remercie messieurs Mr.**BENSALEH**, maitre de conférence à l'école nationale d'hydraulique et Mr.**OSMANI** maitre-assistant à l'école nationale d'hydraulique d'avoir accepté d'examiner ce travail.*

Je tien a remercié madame SALHI pour ses aides et un deuxième remercîment pour monsieur BENSALEH pour ces orientations et aides durant la réalisation du projet.

*Je tiens a remercié particulièrement Mr.**HACHMI** chef de département aménagement et génie hydraulique*

Je tiens à remercier du fond du cœur aussi :

L'ensemble du personnel et enseignants de l'Ecole Nationale Supérieure de l'Hydraulique (ENSH), et à tous les professeurs qui m'ont accompagné durant toutes ces cinq années.

Mes chaleureux remerciements je les adresse à tous mes amis de la promotion 2021, qui m'ont beaucoup aidé durant mon cursus universitaire.
Mes derniers remerciements sont contribués à ma famille de la cité universitaire et tous mes amis.

☙ DÉDICACE ❧

A chaque fois qu'on achève une étape importante dans notre vie, on fait une pose pour regarder en arrière et se rappeler toutes ces personnes qui ont partagé avec nous tous les bons moments de notre existence, mais surtout les mauvais.

Ces personnes qui nous ont aidés sans le leurs dire, soutenus sans réserve, aimé sans compter, ces personnes à qui notre bonheur devient directement le leur, à qui un malheur en nous, en eux se transforme en pleur.

Du fond du cœur, je dédie ce travail en signe d'amour, de respect et de reconnaissance :

À ma très chère mère, à qui je dois beaucoup pour ces sacrifices, son amour, son aide et son soutien, sans elle j'avoue je ne serai pas ce que je suis aujourd'hui.

À mon cher père, pour ces conseils, son soutien et sa patience ; que j'espère du fond de mon cœur qu'il va être guérie le plutôt possible.

Grand merci à vous. Vous vous êtes dépensés pour moi sans compter. En reconnaissance de tous les sacrifices consentis par tous et chacun pour me permettre d'atteindre cette étape de ma vie. Maman, papa quoi que je fasse ou que je dise je ne vous remercierais jamais comme je le devrais. Que Dieu vous protège et vous garde pour moi.

À mes chères sœurs RANIA ; HADIL j'ai tellement de chance d'avoir des sœurs comme vous.

À la mémoire de ma grand-mère paix a son amé.

À mes chère grand père et mère Pour leur amour, leur tendresse, leur soutient et leurs prières tout au long de mes études et à qui je souhaite une longue vie pleine de santé.

À ma grand famille BOUMAZOUZA vous êtes tous chère à moi sans exception mais particulièrement ma chère RACIL et AMIR.

À mes chers amis depuis mon enfance : MOHAMED ; HICHAM ; KARIM ; BEDRO ; HIMO.

Je n'ai pas eu la chance d'avoir un frère mais quand je vous aie rencontrer, j'ai eu la chance d'avoir plusieurs frères non pas seulement un seul.

À mes amis non pardon à mes frères

ISLLAM, HOUSSEM, ANIS, LOUAI, TAKI, ANIS, TAHER, AKRAM, AYMEN, ABDOU, AZIZ, LOTFI.

À celle qui partagera le reste de ma vie.

ملخص:

تعد مشكلة الكوارث الطبيعية بشكل عام ومخاطر الفيضانات بشكل خاص من بين الظواهر التي لا يستطيع الإنسان السيطرة عليها ولكن يعمل على التقليل من هذه الأضرار لغرض رئيسي وهو منع الخسائر البشرية. هذا الأخير يمثل عملاً لا يُنسى في العالم وتحديداً في الجزائر.

في هذا العمل درسنا أودية منطقة لرجام الواقعة في ولاية تيسمسيلت لحمايتها من الفيضانات التي يحتمل حدوثها مرة كل 100 عام. هدفنا هو التهيئة الهيدروليكية لهذين الواديين اللذين يحيطان بالمدينة. لهذا الغرض ،تتمحور دراستنا حول فهم عدة خطوات أساسية للسماح باختيار المتغيرات الأكثر ملاءمة.

الكلمات المفتاحية.: الكوارث الطبيعية، الفيضانات، الظواهر، أودية، المتغيرات، منطق لرجام; تطوير الوديان; الأضرار.

Résumé :

La problématique des catastrophes naturels en général et l'aléas Inondations en particulier sont parmi les phénomènes que l'homme ne puisse pas le contrôler mais minimise ces dégâts pour le principal but d'éviter les pertes des vies humaines. Ce dernier marque une action mémorable dans le monde et spécifiquement en Algérie. Dans ce travail ont va étudier les oueds de la région de lerdjam qui se situe dans la wilaya de tissemsilt a fin de la protéger contre les inondations par rapport à des crues qui ont la probabilité d'être ; une fois chaque 100ans. Notre objectif va être baser sur l'aménagement hydraulique des deux oueds qui cercle la ville. Pour cela notre étude vise à comprendre plusieurs étapes indispensables pour permettre la sélection des variantes les plus adéquates.

Mots Clés : catastrophes naturels ; l'aléas Inondations ; phénomènes ; dégâts ; pertes des vies ; lerdjam ; l'aménagement hydraulique ; oueds ; variantes.

Abstract :

The problem of natural disasters in general and Flood hazards in particular is one of the problems that man cannot control but minimizes such damage for the main purpose of preventing the loss of human life. The latter marks a memorable action in the world and specifically in Algeria. In this work we will study the rivers of the region of Lerdjam which is located in the Wilaya of Tissemsilt in order to protect it against floods which have the probability of being once every 100 years. Our objective will be based on the development of the two wadis which surround the city. For this, our study aims to understand several essential steps to allow the selection of the most suitable variants.

Key words: natural disasters; Flood hazards; damage; loss of human life; Lerdjam; wadis; hydraulic system; variants.

SOMMAIRE

Introduction générale 1

Chapitre I Généralités sur les inondations :.....3

I.1 Introduction sur le risque d'inondation :.....3

I.2 Définition d'inondation :.....3

I.3 Les causes des inondations.....3

I.4 La crue.....4

I.4.1 Elément descriptifs d'une crue.....4

I.5 Mécanisme des inondations.....4

I.6 Lits du cours d'eau :.....5

I.7 Types d'inondations.....6

I.7.1 Inondations directes (ou de plaine) :.....6

I.7.2 Inondations indirectes (ou par crues torrentielles) :.....6

I.7.3 Inondations stagnantes (ou par ruissellement) :.....7

I.7.4 Inondation par rupture d'embâcle :.....8

I.8 Conséquences.....8

I.9 Conclusion.....8

Chapitre II Présentation de site 9

II.1 Introduction :.....9

II.2 Presentation de la zone d'etude :.....9

II.3 Climatologie :.....11

II.4 Sismicité :.....11

II.5 Etat des lieux :.....12

II.6 Topographie.....14

II.7 Estimation de la population et debits de rejets :.....14

II.8 Descriptions des oueds Tamellahat et Mallah :.....15

II.8.1 Oued MALLAH :.....15
II.8.2 Oued Tamellahat :.....15
II.9 Conclusion.....15
Chapitre III Etude géologique et hydrogéologique.....16
III.1 Introduction :.....16
III.2 Le cadre géographique général du domaine TELLIEN.....16
III.2.1 Position géographique de L'OUARSENIS dans le Tell Algérien :**Error! Bookmark not defined.**
III.2.2 Les limites géographiques :.....17
III.3 Condition climatiques et couvertures végétales :.....17
III.4 Lithologie.....17
III.5 Température.....21
III.6 Le vent.....21
III.7 Précipitations.....22
III.8 Humidité.....22
III.9 Conclusion :.....22
Chapite IV Hydrologie :.....23
IV.1 Introduction.....23
IV.2 Morphométrie :.....23
IV.2.1 Caractéristiques du relief:.....24
IV.2.2 Caractéristiques géométriques :.....25
IV.3 Etude du relief.....28
IV.3.1 Paramètre du relief.....28
IV.3.2 La courbe hypsométrique :.....28
IV.3.3 Les altitudes :.....31
IV.3.4 Les pentes du bassin versant :.....33

IV.3.5 Dénivelée spécifique Ds: 37
IV.4 Etude du réseau hydrographique : 38
IV.4.1 Caractéristiques du réseau hydrographique : 38
IV.4.2 Hiérarchisation du réseau : 38
IV.4.3 Paramètres hydrographiques : 40
IV.4.3.1 Densité de drainage (Dd) : 40
IV.4.3.2 Profil en long 40
IV.4.3.3 La densité hydrographique des thalwegs élémentaires « F1 » : 40
IV.4.3.4 Le coefficient de torrentialité « Ct » 41
IV.4.3.5 Temps de concentration 41
IV.4.3.6 Vitesse de ruissellement : 44
IV.5 Pluviométrie : 46
IV.5.1 Estimation de la pluie max journalière : 46
IV.5.2 Présentation des séries pluviométrique de référence : 46
IV.5.3 Ajustement de la série des pluies annuelles et maximales journalières : 49
IV.6 Etude des crues : 53
IV.6.1 Analyse fréquentielle des crues maximales annuelles avec la station hydrométrique de CHELIF: 53
IV.6.1.1 Présentation de la station hydrométrique : 53
IV.6.1.2 Ajustement de la série hydrométrique : 56
IV.6.1.2.1 Ajustement à la loi Log Normale (Loi de Galton) 56
IV.6.1.2.2 Ajustement de la série à la loi de GUMBEL 58
IV.6.1.3 Comparaison graphique pour les deux lois : 61
❖ Test de validité et choix de l'ajustement : 61
❖ Analyse des critères statistiques : Le test d'adéquation de khi carré ($\chi 2$) : 61
IV.6.2 Application de la méthode d'analogie : 62
IV.6.3 Détermination des débits maximums fréquentiels la méthode de GRADEX : 62
IV.6.3.1 Description de la méthode : 62

IV.6.3.2 Principe de la méthode :.....63
IV.6.3.3 Hypothèses de la méthode :.....63
IV.6.3.4 Les étapes de la méthode :.....64
IV.6.3.5 Application du GRADEX sur les trois séries :.....65
IV.6.3.6 Les valeurs des débits de pointe optées pour oued Tamelaht et oued El Malleh :.....66
IV.6.4 Etude des apports (Laborde, 2003).....66
IV.6.4.1 Apport liquide moyen interannuel (A).....66
IV.6.5 Hydrogramme de crue.....68
IV.6.6 Choix de la crue de projet :.....73
IV.7 Etude des Apport solides.....73
IV.8 Conclusion.....74
Chapitre V Etude de diagnostic du cours d'eau non aménagé.....75
V.1 Introduction :.....75
V.2 Généralité :.....75
V.2.1 Ecoulement à surface libre :.....75
V.2.2 Les écoulements à surface libre sont classés en différents types :.....76
V.2.3 Régime d'écoulement :.....79
V.2.4 Propriétés hydrauliques :.....80
V.3 Canaux à ciel ouvert :.....81
V.3.1 Types de canaux.....81
V.4 Dimensionnement des canaux.....82
V.5 Diagnostique et modélisation du cours d'eau non Aménagé.....84
V.5.1 Etat de l'oued à la zone d'étude :.....84
V.5.2 Modélisation de l'écoulement :.....86
V.5.3 Etapes de simulation par HEC-RAS.....87
V.5.4 Simulation :.....94

V.6 MODIFICATIONS DE TERRAIN : 101
V.6.1 Nouveaux terrain : 101
V.6.2 Nouvelles simulation : 102
V.7 Les zones inondables 115
V.7.1 Carte des profondeurs : 115
V.7.2 Classes de vitesse....116
V.7.3 Classes d'aléa 117
V.8 Conclusion :....118
Chapitre VI :Etudes des variantes d'aménagement....119
VI.1 Introduction :....119
VI.2 Principe d'aménagement 119
VI.3 Les différents types d'aménagements (Nedelec, 1998)....119
VI.3.1 Protection directe....119
VI.3.2 Protection indirecte....120
VI.4 Calcul hydraulique des canaux (Graf, 2000) : 120
VI.5 Choix des paramètres de dimensionnement : 121
VI.5.1 Choix de la pente d'un canal (i) 121
VI.5.2 Le coefficient de rugosité d'un canal (n) 121
VI.5.3 Revanche des canaux 122
VI.5.4 Vitesse d'érosion....122
VI.6 Etude des variantes....123
VI.6.1 Variantes d'oued Tamellaht : 123
VI.6.1.1 Aménagement en Béton armé (Canal trapézoïdale) + Canal en terre :....123
VI.6.1.1.1 Dimensionnement :....124
VI.6.1.1.1.1 Dimensionement des cannel à partir de flow master :....124
VI.6.1.1.1.2 Dimension des canaux : 125

VI.6.1.1.2 Les paramètres d'écoulement.....126
VI.6.1.1.3 Estimation financière.....132
VI.6.1.2 Aménagement mixte (canal en gabion et en béton armé) + reprofilage (canal enterre) :.....133
VI.6.1.2.1 Dimensionnement :.....135
VI.6.1.2.2 Les paramètres d'écoulement :.....135
VI.6.1.2.3 Estimation financière.....140
VI.6.1.3 Choix de la variante d'aménagement :.....141
VI.6.1.3.1 Critères de choisir la variante.....141
VI.6.1.3.2 Description de l'aménagement choisi:.....142
VI.6.2 Variantes d'oued EL-MALLEH :.....142
VI.6.2.1 Variantes N°1.....142
VI.6.2.1.1 Dimensionnement :.....142
VI.6.2.1.2 Les paramètres d'écoulement.....142
VI.6.2.1.3 Estimation financière.....148
VI.6.2.2 Variantes N°2 :.....148
VI.6.2.2.1 Définition et choix du site :.....148
VI.6.2.2.2 Modélisation d'un barrage déversoir à l'aide du logiciel HEC RAS 5.0.4 :.....148
VI.6.2.2.2.1 Création du déversoir :.....149
VI.6.2.2.2.2 Introduction de l'hydrogramme de cures comme conditions aux limites :.....149
VI.6.2.2.3 Résultats de la simulation.....151
VI.6.2.2.4 Côtes Caractéristiques :.....153
VI.6.2.2.5 Estimation du volume mort :.....153
VI.6.2.2.6 Méthode manuel.....154
VI.6.2.2.7 Laminage des crues (Rappel théorique).....154
VI.6.2.2.7.1 Principe de laminage des crues :.....154
VI.6.2.2.7.2 Principe de la méthode.....157
VI.6.2.2.8 Application de la méthode de Muskingum pour une largeur de déversoir b=35m.....160
VI.6.2.2.8.1 Détermination de la courbe Capacité-Surface-Hauteur.....160

VI.6.2.2.8.2 Détermination du débit maximum de sortie 164
VI.6.2.2.9 Près estimation du coût de la variante : 170
VI.6.2.3 Choix de la variante d'aménagement :.....170
VI.7 Conclusion :.....171
Chapitre VII : Etudes hydraulique et génie civil de la variante retenue 172
VII.1 Introduction 172
VII.2 Détermination de la vitesse d'approche 172
VII.3 Déversoir: 172
VII.3.1 Calcul des paramètres du profil aval d'un déversoir USBR : 175
VII.3.2 Les caractéristiques hydrauliques du déversoir : 177
VII.4 Ouvrages annexes 177
VII.4.1 Tapis étanche amont 177
VII.4.2 Ouvrage de raccordement du bief aval 177
VII.4.2.1 Ouvrages dissipateurs d'énergie 177
VII.4.2.2 Caractéristique du ressaut hydraulique 178
VII.4.2.3 Détermination du bassin de dissipation selon l'USBR 178
VII.4.2.3.1 Calcul de la vitesse à l'entrée du bassin de dissipation : 179
VII.4.2.3.2 Calcul du nombre de Fraude : 180
VII.4.2.3.3 Choix de type de bassin de dissipation: 180
VII.4.2.4 Dimensionnement du bassin de dissipation : 180
VII.4.2.4.1 Dimensionnement des blocs de chute : 182
VII.4.2.4.2 Dimensionnement des blocs chicane : 182
VII.4.2.4.3 Dimensionnement du seuil terminal : 183
VII.4.3 Longueur de la risberme: 184
VII.4.3.1 La risberme est constituée de dalles de longueur : 184
VII.4.3.2 L'épaisseur de la risberme : 184
VII.4.4 Fosse d'affouillement : 185
VII.5 Vidange de fond : 185

VII.5.1 Dimensionnement de l'ouvrage de vidange : 186
VII.6 Etude de stabilité du barrage déversoir 187
VII.6.1 Pré-dimensionnent de l'ouvrage 187
VII.6.1.1 L'avant radier : 187
VII.6.1.2 Le radier : 188
VII.6.1.3 Risberme : 188
VII.6.2 Méthode du contour linéaire : (Règle de BLIGH) 189
VII.6.2.1 Hypothèses de la méthode 189
VII.6.2.2 Calcul des sous pression et l'épaisseur du radier 190
VII.6.3 Détermination des sollicitations de charges sur le barrage déversoir 191
VII.6.3.1 Charges verticales : 191
VII.6.3.1.1 Sous pressions : 191
VII.6.3.1.2 Poids propre du corps du barrage : 192
VII.6.3.1.3 Poids propre du la semelle (radier+ avant radier) : 192
VII.6.3.1.4 Poids de la colonne d'eau au bief amont : 193
VII.6.3.2 Charges horizontales : 193
VII.6.4 Stabilité au glissement: 193
VII.6.5 Stabilité au renversement 194
VII.6.6 Stabilité au poinçonnement 196
VII.6.6.1 La capacité portante du sol : 196
VII.6.6.2 Contraintes maximales et minimales du radier : 196
VII.7 Conclusion 197
Chapitre VIII : Organisation de chantier 198
VIII.1 Introduction : 198
VIII.2 Généralité 198
VIII.2.1 Installation de chantier 198
VIII.2.2 Installations destinées au personnel 198
VIII.2.3 Installations destinées au stockage des matériaux : 198

VIII.2.3.1 Installations pour la préfabrication.....199
VIII.3 Plan d'installation de chantier.....199
VIII.4 Les différents intervenants sur un chantier.....200
VIII.5 Les différentes phases de réalisation d'un projet.....200
VIII.6 Les moyens de chantier.....201
VIII.7 Les engins de chantier.....201
VIII.7.1 Le matériel lié au type de barrage.....204
VIII.7.1.1 Le matériel de compactage.....204
VIII.7.1.2 Le matériel de bétonnage.....204
VIII.7.2 Terrassement au niveau des installations de chantier.....204
VIII.7.2.1 Exécution des voies d'accès.....204
VIII.7.2.2 Détermination des engins nécessaires.....204
VIII.8 Dérivation provisoire.....204
VIII.9 Exécution du barrage déversoir.....205
VIII.9.1 Exécution des travaux de bétonnage.....205
VIII.9.2 Exécution de la vidange de fond :.....205
VIII.10 Devis quantitatif et estimatif du projet :.....205
VIII.11 Planification :.....206
VIII.11.1 Etapes de la planification :.....206
VIII.11.2 Techniques de la planification :.....207
VIII.11.2.1 Méthodes basées sur le réseau.....207
VIII.11.2.2 Différentes méthodes basées sur le réseau (BENLAOUKLI,2004) :.....208
VIII.11.2.2.1 Méthode C.P.M (Méthode française) :.....208
VIII.11.2.2.2 Méthode P.E.R.T (Program Evaluation and Review Technical):.....208
VIII.11.2.3 Méthodes basées sur le graphique.....208
VIII.11.2.3.1 Méthode linéaire (ligne of balance technic) :.....208
VIII.11.2.3.2 Méthode à barres :.....208

VIII.12 Choix de la méthode de calcul (BENLAOUKLI,2004).....208
VIII.12.1 Les paramètres de calcul dans la méthode C.P.M 209
VIII.12.2 Chemin critique (C.C).....209
VIII.12.3 Diagramme de Gantt 209
VIII.12.3.1 Délai de construction et programme des travaux.....210
VIII.13 Elaboration du réseau selon la méthode C.P.M : 213
VIII.14 Conclusion : 216
Conclusion :.....217

LISTE DES FIGURES

Chapitre I Généralités sur les inondations :

Figure I-1: Le risque d'inondation.....3
Figure I-2 : Eléments descriptif d'une crue.....5
Figure I-3: débordement directe ou de plaine 6
Figure I-4 : Remontée des eaux dans les réseaux d'assainissement ou des nappes dans des points bas localisés. 7
Figure I-5 : Stagnation d'eaux pluviales ou ruissellement en secteur urbain (Bab El Oued).....7
Figure I-6 : Inondation par rupture d'ouvrage.....8

Chapitre II Présentation de site

Figure II-1:vue satellittaire de la zone d'étude 9
Figure II-2: Situation de la Commune de Lardjam 10
Figure II-3: Situation de les Oueds.....11
Figure II-4: Poteau électrique et habitations dans le lit de l'oued El Mallah 13
Figure II-5: Colline dont les ruissellements se déversent vers les habitations.....13
Figure II-6: Sapement de berges et déstabilisation de gabions O.El Mallah 14

Chapitre III Etude géologique et hydrogéologique

Figure III-1: Le cadre géographique général du domaine TELLIEN 16
Figure III-2: Lithologie.....18

Chapitre IV Hydrologie :

Figure IV-1: Bassin versant de la zone étudier depuis logiciel ArcGIS 24
Figure IV-2: Différents types des BV selon le coefficient de Gravelius Kc.....26
Figure IV-3: Courbe hypsométrique du bassin Versant 29
Figure IV-4: La carte hypsométrique du bassin versant de la zone étudier (LERDJAM) depuis logiciel ArcGIS 30
Figure IV-5: Carte des courbes de niveaux du bassin versant depuis logiciel ArcGIS 32
Figure IV-6: Répartissions des pentes dans le bassin versant depuis logiciel ArcGIS.....33
Figure IV-7: Réseau hydrographique du bassin versant depuis logiciel ArcGIS.....39

Figure IV-8: Graphe d'ajustement de la série des pluies maximales journalière à la loi de GUMBEL 50
Figure IV-9: Graphe d'ajustement de la série des pluies maximales journalière à la loi de GUMBEL 51
Figure IV-10: Graphe d'ajustement de la série des pluies maximales journalière à la loi de 52
Figure IV-11: Graphe de variation de la Q max 55
Figure IV-12: Graphe d'ajustement de la série des débits maximales annuelle à la loi de GALTON**.**.....57
Figure IV-13: Graphe d'ajustement de la série des débits maximales annuelle à la loi de GAMBUL**.**.....60
Figure IV-14: Graphe de résultat de comparaison d'ajustement.....61
Figure IV-15: L'hydrogramme de crue du bassin versant.....72

Chapitre V Etude de diagnostic du cours d'eau non aménagé:

Figure V-1: Ecoulement à surface libre 76
Figure V-2: Ecoulement suivant le temps (Source : TOUMI Abdelouaheb, 2016) 77
Figure V-3: Ecoulement suivant le temps (Source : TOUMI Abdelouaheb, 2016) 77
Figure V-4: Ecoulement suivant l'espace (Source : TOUMI Abdelouaheb, 2016).....78
Figure V-5: Passage du régime fluvial au régime torrentiel.....79
Figure V-6: Canal naturel.....81
Figure V-7: Canaux artificiels (Source : TOUMI Abdelouaheb, 2016**)** 82
Figure V-8: Poteau électrique et habitations dans le lit de l'oued El Mallah.....84
Figure V-9: Lieu de débordement de l'oued El-Malleh face au CFPA 85
Figure V-10: Oued Tamellahat à l'aval de LARDJAM.....85
Figure V-11: Oued Tamellaht, partie amont, ...86
Figure V-12: Logiciel HEC-RAS de Hydrologic Engineering Center 87
Figure V-13: Introduction du ficher terrain et du fichier de projection dans RAS Mapper.....91
Figure V-14: Définition du tracé dès l'oueds. 92
Figure V-15: Définition des sections en travers dès l'oueds. 93
Figure V-16: Introduction des débits de différente période de retour. 94
Figure V-17: Introduction des conditions aux limites 94
Figure V-18: Profil en long du cours d'eau à l'état naturel pour une crue centennale. 95

Figure V-19: Profil en long du cours d'eau à l'état naturel pour une crue centennale. 95
Figure V-20: Vue en Plan en 3D de l'Oued. 96
Figure V-21: Vue en Plan en 3D de l'Oued. 96
Figure V-22 : Section 60500 **Figure V-23:**Section 49255 97
Figure V-24: Section 48475 **Figure V-25:**Section29859 98
Figure V-26:Section 1170 **Figure V-27**:Section 9720.....98
Figure V-28: Section 37 **FigureV-29:**Section 30607.....98
Figure V-30: Section 24228 **Figure V-31:**Section 22477 99
Figure V-32: Section 16182 **Figure V-33:**Section 11056 99
Figure V-34: Section 6174 **Figure V-35:**Section 2872.....99
Figure V-36: Section 4151 100
Figure V-37: Section 3057 **Figure V-38:**Section 2256.....100
Figure V-39:Définition du nouveau tracé dès l'oueds.....101
Figure V-40: Définition des nouvelles sections en travers dès l'oueds. 102
Figure V-41: Nouveau profil en long du cours d'eau à l'état naturel pour une crue centennale. (ElMalleh).....102
Figure V-42: Nouveau profil en long du cours d'eau à l'état naturel pour une crue centennale (Tamelaht) 103
Figure V-43: Nouvelle vue en Plan en 3D de l'Oued El Malleh.....103
Figure V-44: Nouvelle vue en Plan en 3D d'Oued Tamelaht 104
Figure V-45: Nouvelle vue en Plan en 3D des Oueds. 104
Figure V-46: Courbe de tarage pour une section oued El Malleh 105
Figure V-47: Courbe de tarage pour une section oued Tamelaht.....105
Figure V-48: Courbe de tarage pour une section oued de la confluence 106
Figure V-49: Section 41274 **Figure V-50:** Section 29262.....106
Figure V-51: Section **26062** 107
Figure V-52: Section 19662 107
Figure V-53: Section 13365 107
Figure V-54: Section 2066 108
Figure V-55: Section 27481 108
Figure V-56: Section 21112 108

Figure V-57: Section 12197 108
Figure V-58: Section 9649 109
Figure V-59: Section 7102 109
Figure V-60: Section 2007 109
Figure V-61: Section 3618 110
Figure V-62: Section 69 110
Figure V-63: Variation de la vitesse totale d'écoulement en fonction de la distance à partir de l'exutoire oued El-Malleh.....111
Figure V-64: Variation de la vitesse totale d'écoulement en fonction de la distance à partir de l'exutoire oued Tamelaht.....111
Figure V-65: Variation de la largeur en fonction de la distance pour oued El-Malleh.....112
Figure V-66: Variation de la largeur en fonction de la distance pour oued Tamellaht.....112
Figure V-67: Variation du nombre de Froude en fonction de la distance à partir de l'exutoire oued El-Malleh.....113
Figure V-68: Variation du nombre de Froude en fonction de la distance à partir de l'exutoire oued Tamelaht.....113
Figure V-69: Variations de volumes en fonction de la distance des oueds.....114
Figure V-70: Carte des profondeurs pour la période de retour 100 ans.....116
Figure V-71: Carte des vitesses d'écoulement pour la période de retour 100 ans.....117
Figure V-72: Carte de l'aléa pour la crue centennale..... 118

Chapitre VI :Etudes des variantes d'aménagement:

Figure VI-1: Les formules des éléments géométrique pour différents types de sections de canaux 121
Figure VI-2: Valeurs de vitesse moyenne limite d'érosion pour les lits consolidés 122
Figure VI-3: Schéma d'un canal trapézoïdal en béton armé.....123
Figure VI-4: Variables demander pour l'utilisation du FLOW-MASTER.....124
Figure VI-5: Schéma du canal trapézoïdal.....125
Figure VI-6: Profile en long après la modification de terrains par la canalisation.....127
Figure VI-7: Profile en long après simulation.....128
Figure VI-8: Section 28954 du profil 1 reprofilage.....128
Figure VI-9: Section 23772 du profil 1 reprofilage.....129

Figure VI-10: Section 21181 du profil 3 reprofilage.....129
Figure VI-11: Section 19885 du profil 4 reprofilage.....130
Figure VI-12: Section 14702 du profil 5 (canal trapézoïdale en béton armé).....130
Figure VI-13: Section 12111 du profil 6 (canal trapézoïdale en béton armé).....131
Figure VI-14: Section 6929 du profil 7 (canal trapézoïdale en béton armé) 131
Figure VI-15: Section 451 du profil 8 reprofilage.....132
Figure VI-16: Coupe en travers d'un canal en gabion.....134
Figure VI-17: Profile en long après simulation.....137
Figure VI-18: Section 27659 du profil 2 reprofilage 137
Figure VI-19: Section 19885 du profil 3 (canal en Gabion) 138
Figure VI-20: Section 12111 du profil 4 (canal trapézoïdale en béton armé).....138
Figure VI-21: Section 9520 du profil 5 (canal en Gabion) 139
Figure VI-22: Section 451 du profil 8 reprofilage.....139
Figure VI-23: Carte des profondeurs après simulation du canal d'amenagemant 140
Figure VI-24:Profile en long après la modification de terrains par la canalisation 144
Figure VI-25: Profile en long 145
Figure VI-26: Section 47126 du profil 1 reprofilage.....145
Figure VI-27: Section 32530 du profil 2 reprofilage.....146
Figure VI-28: Section 24422 du profil 4 reprofilage.....146
Figure VI-29: Section 14691 du profil 5 (canal trapézoïdale en béton armé).....147
Figure VI-30: Section 3338 du profil 6 (canal trapézoïdale en béton armé).....147
Figure VI-31: Introduction du déversoir (Inline Structure). 149
Figure VI-32: Introduction des conditions aux limites (hydrogramme de crue).....150
Figure VI-33: Profil en travers du déversoir (RS : 30112).....150
Figure VI-34: Profil en long de l'oued après la projection du déversoir. 151
Figure VI-35: La hauteur de la ligne d'eau dans le déversoir.....151
Figure VI-36: Graphe de la hauteur d'eau le long de l'oued.....152
Figure VI-37: Carte des profondeurs après la projection de l'ouvrage. 152
Figure VI-38: Schéma explicative du barrage déversoir. 153
Figure VI-39: Courbe de laminage de crue.....154
Figure VI-40: Valeurs de h et les plages de variation en période de crue 157

Figure VI-42: Evacuateur à surface libre à entonnement frontal 158
Figure VI-43: Evacuation par le fond 159
Figure VI-44: Les caractéristiques (hauteur-surface-volume) depuis logiciel GLOBAL MAPPER etape 01.....161
Figure VI-45: Les caractéristiques (hauteur-surface-volume) depuis logiciel GLOBAL MAPPER etape02.....162
Figure VI-46: Modélisation de la courbe capacité hauteur.....163
Figure VI-47: Modélisation de la courbe surface hauteur. 163
Figure VI-48: Courbe caracteristique du barrage 164
Figure VI-49: Hydrogrammes de crues entrant et sortant.....168
Figure VI-50: Introduction des deux débits de simulation.....169
Figure VI-51: Carte des profondeurs après simulation des deux débits 169

Chapitre VII : Etudes hydraulique et génie civil de la variante retenue:

Figure VII-1: Paramètre du profil du déversoir de type USBR (source : Design of small dams) 173
Figure VII-2: Les valeurs de Yc (source : Design of small dams**)**.....174
Figure VII-3: Les valeurs de Xc (source : Design of small dams).....174
Figure VII-4: Les valeurs de R1 et R2 (source : Design of small dams).....175
Figure VII-5: Les valeurs des paramètres K et n (source : Design of small dams).....176
Figure VII-6: Profil du déversoir USBR (Echelle : 1/50).....177
Figure VII-7: Principe de conservation d'énergie de Bernoulli.....179
Figure VII-8: Schema de bassin de dissipation de type II (Source:Hydraulic design of stilling basins and energy dissipators) 180
Figure VII-9: Détermination des caractéristiques du bassin de dissipation type II (Source : Hydraulic design of stilling basins and energy dissipators). 181
Figure VII-10: coupe longitudinale d'une fosse d'affouillement (Mihoubi, 2019). 185
Figure VII-11: Redimensionnement et les forces agissantes sur le barrage déversoir. 189
Figure VII-12: dessin explicatif des forces agissent sur le déversoir……...191

Chapitre VIII : Organisation de chantier:

Figure VIII-1: Pelle à chenilles avec godet en position rétro. 202
Figure VIII-2: Bulldozer.....202
Figure VIII-3: Chargeur.....203
Figure VIII-5: Méthode PERT Anglo-Américaine 207
Figure VIII-6: Méthode PERT Anglo-Américaine 207
Figure VIII-7: Réseau de planification diagramme de GANT 215

LISTE DES TABLEAUX :

Chapitre II Présentation de site

Tableau II-1:Répartition de la population résidente des ménages ordinaires et collectifs, selon la commune de résidence et la dispersion 1998-2008 – Extrait RGPH 2008 14

Chapitre III Etude géologique et hydrogéologique

Tableau III-1: tableau des différentes valeurs d'unités lithologique 18

Tableau III-2: tableau de variation des températeurs max;min; moy de l'année 1987- 2013 21

Tableau III-3:tableau de variation des vents maximal de l'année 1987-2013.....21

Tableau III-4: Tableau de variation des pluies maximal de l'année 1987-2013 22

Tableau III-5: Tableau de variation d'humidite maximal de l'année 1987-2013.....22

Chapitre IV Hydrologie :

Tableau IV-1: Les paramètres hydro morphométriques du bassin versant.....28

Tableau IV-2: Répartition des surfaces partielles par tranche d'altitude.....29

Tableau IV-3: Caractéristiques altimétriques du bassin versant**.** 33

Tableau IV-4: Pente moyenne du bassin versant 35

Tableau IV-5: Classification ORSTOM du relief à partir de l'indice de pente global.....36

Tableau IV-6: Classification des reliefs d'après l'O.R.S.T.O.M.....37

Tableau IV-7: Résultats de calculs des pentes et la dénivelée spécifique du bassin versant.....38

Tableau IV-8: Le temps de concentration.....43

Tableau IV-9: Paramètres hydrographiques 44

Tableau IV-10: récapitulatif des résultat 45

Tableau IV-11: Identification des stations pluviométriques.....46

Tableau IV-12: Les caractéristiques de nos séries pluviométriques : 47

Tableau IV-13: Caractéristique des séries pluviométriques. 49

Tableau IV-14: Représentation de l'Ajustement à la loi de GUMBEL (La série N° 01).....50

Tableau IV-15: Représentation de l'Ajustement à la loi de GUMBEL (La série N° 02).....51

Tableau IV-16: Représentation de l'Ajustement à la loi de GUMBEL (La série N° 03).....52

Tableau IV-17: Débit maximales annuelle (1973/2005). 54
Tableau IV-18: Représentation de l'Ajustement à la loi de GALTON. 57
Tableau IV-19: Comparaison des caractéristiques de la loi de GALTON et de l'échantillon. 58
Tableau IV-20: Représentation de l'Ajustement à la loi de GAMBEL.....59
Tableau IV-21: Comparaison des caractéristiques de la loi de GUMBEL et de l'échantillon**.**....60
Tableau IV-22: Résultats de test d'adéquation khi 2 des lois d'ajustement. 61
Tableau IV-23: Résultats de l'ajustement des trois stations par la méthode du GRADEX.....66
Tableau IV-24: Les valeurs des débits de pointe optées pour oued Tamelaht et oued El Malleh 66
Tableau IV-25:des apport moyennes.....68
Tableau IV-26: Valeur du coefficient de forme de l'hydrogramme de crue δ.....69
Tableau IV-27: Valeurs des débits de crues en fonction du temps. 69
Tableau IV-28: Crues de projet recommandées.....73

Chapitre V Etude de diagnostic du cours d'eau non aménagé:

Tableau V 1: Principaux paramètres hydrauliques pour l'ensemble des stations. ……114

Chapitre VI :Etudes des variantes d'aménagement:

Tableau VI-1: Revanches utilisées. 122
Tableau VI-3: Dimensions du canal en béton armé et Canal en terre d'oued Tamellaht. 125
Tableau VI-5: Paramètres d'écoulement de la variante canal en béton armé et Canal en terre d'oued Tamellaht. 126
Tableau VI-6: Calcul volume du béton. 132
Tableau VI-7: Calcul volume du remblai soigneusement compacter 133
Tableau VI-9: Devis de la variante mixte canal Béton armé Canal + Canal en terre oued Tamelaht. 133
Tableau VI-10: Caractéristiques géométriques de la section gabionnée 134
Tableau VI-11: Dimensions du canal mixte d'oued Tamellaht. 135
Tableau VI-12: Paramètres d'écoulement de la variante canal mixte 135
Tableau VI-13: Calcul volume du béton et gabion 140
Tableau VI-14: Calcul volume du remblai soigneusement compacter.....141
Tableau VI-15: Devis de la variante mixte canal en gabion ; en béton armé et en terre. 141
Tableau VI-16: Dimensions du canal en béton armé et reprofilage d'oued El-Malleh.....142

Tableau VI-17: Paramètres d'écoulement de la variante canal en béton armé et reprofilage d'oued El-Malleh.....143
Tableau VI-18: Devis de la variante mixte canal Béton armé Canal + Reprofilage oued El-Malleh. 148
Tableau VI-19: Calcul de la courbe caractéristique du barrage pour b=25 m 165
Tableau VI-20: Calcul de l'hydrogramme de sortie pour b=25 m. 166
Tableau VI-21: Devis de la variante barrage déversoir en béton armé..... 170

Chapitre VII : Etudes hydraulique et génie civil de la variante retenue:

Tableau VII-1: Les coordonnées du profil aval de déversoir pour une charge $H = 1.6\ m$... 176
Tableau VII-2: Choix du type de bassin de dissipation selon l'USBR. 178
Tableau VII-3: Résultats des dimensions du bassin de dissipation USBR type II. 183
Tableau VII-4: Résultats des dimensions de la risberme. 184
Tableau VII-5: Résultat du pré-dimensionnement de l'ouvrage. 188
Tableau VII-6: Calcul des sous pressions par la méthode de Bligh. 190
Tableau VII-7:L'ensemble des poids 192
Tableau VII-8:L'ensemble des poids pour la semelle 192
Tableau VII-9: Tableau représentatif des XG ,YG et la surface depuis autocad..... 195
Tableau VII-10: Les bras de levier par rapport à B..... 195
Tableau VII-11:Les bras de levier calculés par rapport au point A 196

Chapitre VIII : Organisation de chantier:

Tableau VIII-1: Pourcentage des substances nuisibles dans les agrégats 198
Tableau VIII-2: Les engins de chantiers 203
Tableau VIII-3: Devis quantitatif et estimatif du projet :.....205
Tableau VIII-4: Liste des opérations avec leurs durées du premier chantier 211
Tableau VIII-5: Liste des opérations avec leurs durées du deuxième chantier 212
Tableau VIII-6: Succession des taches pour le chantier au niveau d'oued El MALLEH.....213
Tableau VIII-7: Succession des taches pour le chantier au niveau d'oued Tamelaht.....213

Liste des planches

Planche N° 01 : Vue en plan de la ville de Lerdjam avec les zones inondables.

Planche N° 02 : Vue en plan de la ville de Lerdjam après aménagement.

Planche N°03 : section en travers canaux.

Planche N°04 : profil en long Tamellaht.

Planche N°05 : Profil en long du seuil projeté.

Planche N°06 : Profil en travers du seuil projeté.

Planche N°07 : Réseaux de planification a nœuds.

Introduction générale

Introduction générale

La catastrophe naturelle est un évènement imprévisible lie au phénomène non généré par l'homme ; souvent lié à un phénomène météorologique et génère beaucoup de dégâts et de victimes. En effet l'implantation de population, d'infrastructures ou d'activités des zones soumis aux aléa naturelles conditionne les conséquence économique et humaines de ces catastrophes.

En Afrique, entre 1970 et 2019, les 1 695 catastrophes enregistrées ont coûté 731747 vies humaines et entraîné des pertes économiques s'élevant à 38,5 milliards de dollars. L'Afrique a fait les frais de 15% des catastrophes météorologiques, climatiques et hydrologiques signalées dans le monde, de même que de 35% des morts et 1% des pertes économiques qui s'y associent. Selon l'Atlas de l'OMM

Parmi les catastrophes naturelles on trouve les inondations qui touches la majorité des pays au monde. Les inondations surviennent généralement sur les bandes côtières où les zones à proximité d'une voie d'eau, même petites. Le réchauffement climatique ainsi que l'activité humaine ont augmenté le risque de montée des eaux et leur impact. Les inondations peuvent être la résultante de différents évènements, des pluies fortes et abondantes aux tsunamis en passant par une rivière en crue.

l'inondation est la conséquence ou la combinaison de plusieurs types de phénomène en premier on trouve le phénomène météorologiques se produisent dans la troposphère, qui est une couche de l'atmosphère ces phénomènes sont la conséquence des mouvements de l'air et de l'eau ; phénomène climatique regroupent essentiellement les phénomènes de « tempêtes », terme général qui regroupe les phénomènes climatiques qui provoquent rafales de vents et précipitations (pluies, neiges ou grêles) sur des zones et des durées très variables ; le dernier phénomène est le phénomène hydrologiques. A titre d'exemple les deux plus grandes catastrophes naturelles connue causé par les inondation sont les inondations de Hollande ; dans la nuit du 31 janvier au 1er février 1953, un ouragan d'une rare intensité secoue violemment la mer du Nord avant de s'abattre sur les côtes belges, anglaises et hollandaises Un gigantesque raz-de-marée provoque la rupture des digues sur des centaines de kilomètres Ce cataclysme – qui restera dans l'histoire moderne des Pays-Bas comme la plus grande catastrophe naturelle – cause un profond traumatisme. Au total, on déplore plus de 1800 morts, 70'000 personnes évacuées, 4500 habitations détruites et 50'000 autres bâtiments endommagés, sans compter les 200'000 hectares de terres submergées par les flots qui, à certains endroits, atteignent une hauteur de 4,5 mètres « Les inondations de Hollande » et les inondations de la Chine 1931 (inondation de la rivière JAUNE) sont une série d'inondations dévastatrices qui son produit en république de Chine. Les estimations du nombre total de morts vont de 145 000 à 3,7 millions à 4 millions.

En plus en trouve dans le classement des catastrophes naturelles les plus dangereux en terme de meurtre et dégâts que les inondations sont classe en premier lieu comme les catastrophe les plus dangereux et meurtrier

La protection contre le risque 'inondations' est une action importante pour le développement durable. Une protection appropriée contre les crues était, est et restera une condition fondamentale pour une société avertie (Office Fédéral des Eaux et de la Géologie- OFEG, 2001). Afin de réduire les risques d'inondation l'homme a mis en œuvre de nombreux aménagements de cours d'eau : dragage, canalisation, endiguement, mais aussi rectification du cours (recoupement des méandres) et recalibrage (augmentation de la capacité du lit en modifiant sa profondeur et sa largeur). Ces aménagements répondaient souvent à des objectifs légitimes : protéger des inondations les terres cultivables et les habitations, lutter contre l'érosion des berges.

L'Algérie est soumise à un grand nombre de phénomènes des crues et d'inondations qui sont les plus fréquents. Ces phénomènes provoquent des catastrophes plus destructrices et occasionnent d'importants dégâts humains et matériels. A titre d'exemples et El Bayadh en 2001, Bab El Oued – Alger en 2001, Ghardaïa en 2008

Dans ce travail nous allons s'intéresser à l'aménagement de deux cours d'eau qui font partie parmi les plus dangereux oueds d'Algérie. Ces deux oueds entourent la ville de Lerdjam dans la willaya de Tismssilt.

Le but de l'étude est la protection des habitations de cette ville et de nombreux aménagements vont être proposés est bien étudiés mais avant d'entamer ces aménagements, il faut tout d'abord bien étudier la géologie de site et mètre en évidence les risques, la nature du sol et de faire une étude approfondie de l'hydrologie de cette zone et déduire plusieurs paramètres. Cette dernière étude se devise en deux grands partie ; études des caractéristiques physiologiques et géomorphologiques du bassin versant,

Etudes pluviométrique qui servent à prévoir les débits des crues correspondants aux différentes périodes de retours. Cette dernière est basée sur une analyse statistique fréquentielle de la série des débits disponibles en utilisant le logiciel HYFRAN. La déduction de ses paramètres a pour but de l'application du modelé HEC-RAS 1D et 2D, un modèle de simulation hydraulique qui permet la détermination des limites du champ d'inondation de crues de référence à partir d'une étude topographique mais à cause de manque des donnes topographique donner par le topographe nous allons extraire ces deniers par une autre méthode. Avec cette méthode on peut faire la simulation dans l HRC-RAS 5.0.4 et définir le lit majeur lit mineur, majeur et la section en travers avec les conditions de débit déjà eux on lance la simulation et on classe les résultats obtenus avec ordre de risque (alea normal jusqu'à l'aléa extrême). Après le classement nous allons proposer plusieurs types ou variantes d'aménagement adapter pour nos oueds à conditions qu'ils soient technico-économique. Comme dernier étape nous allons faire une étude a but d'une bonne organisation de chantiers visant à gérer le bon déroulement du projet et avoir idée sur le cout et délai de réalisations.

Chapitre I :

Généralités sur les inondations

chapitre I : Généralités sur les inondations

I.1 Introduction sur le risque d'inondation :

La notion de « risque » est classiquement définie comme la résultante de deux paramètres : l'aléa et la vulnérabilité (ou les enjeux).

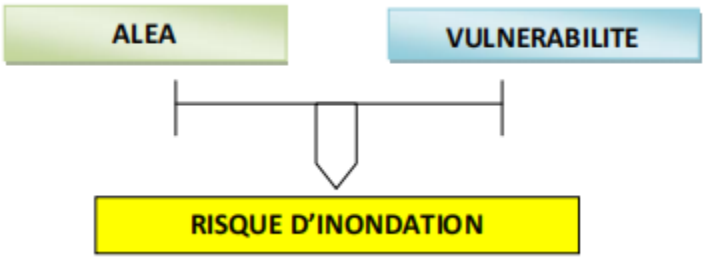


Figure I-1: Le risque d'inondation

Une rivière qui déborde, traduit un problème naturel présentant un caractère aléatoire : c'est la composante **aléa** du risque. Dans le cas de l'inondation, les paramètres caractérisant l'aléa sont la hauteur d'eau et la vitesse du courant.

Le fait qu'une crue cause des dégâts résulte de la plus au moins grande sensibilité du lieu où se produit le phénomène c'est la composante **vulnérabilité** du risque.

La vulnérabilité correspond à l'exposition des biens et des personnes et donc aux couts socio-économiques de la catastrophe. Si une crue de forte intensité se produit sur un territoire dépourvu d'enjeux, on considère alors que le risque est faible. Le risque est donc avéré lorsque l'aléa est couplé avec la vulnérabilité.

I.2 Définition d'inondation :

Débordement d'eau qui submerge les terrains environnants. Elle peut être bénéfique quand elle est lente : apport de limons fertilisants. Elle peut être désastreuse quand elle est violente : ravine le sol et dépôt de matériaux grossiers et stériles. Si l'inondation concerne des zones habitées, il se transforme rapidement en risque et entraîne des conséquences plus ou moins grave sur les populations, leurs biens et l'environnement.

I.3 Les causes des inondations

Une inondation peut être due à :

- La crue d'un cours d'eau, c'est-à-dire une élévation de la hauteur ou du débit de l'eau ; le cours d'eau sort de son lit et envahit les terrains environnants ;

- Des pluies intenses, entraînant un ruissellement de surface important qui peut saturer le réseau d'eaux pluviales. Les pluies intenses peuvent entraîner des crues torrentielles qui transportent des matériaux ;
- La submersion marine, pouvant être due à une houle importante, une tempête, un cyclone, un tsunami ;
- La remontée d'une nappe phréatique, à cause de pluies importantes, sur de longues périodes. Cela concerne des terrains bas et mal drainés ;
- La rupture d'un ouvrage (barrage, digue, etc.).
- L'état des sols
- Les aménagements réalisés par l'Homme

I.4 La crue

Une crue est une augmentation rapide et temporaire du débit d'un cours d'eau. Elle est caractérisée par quatre paramètres :

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

I.4.1 Elément descriptifs d'une crue

Une crue est décrite par quatre éléments qui sont :

- ***Temps de concentration :*** durée nécessaire à la goutte d'eau tombée au point le plus éloigné du bassin pour atteindre l'exutoire.
- ***Pointe de crue :*** puissance de la crue et durée de la période critique.
- ***Courbe de tarissement :*** retour de la rivière au niveau antérieur à la crue.
- ***Fréquence de retour :*** une crue centennale a, chaque année, une chance sur cent (1/100) de se produire.

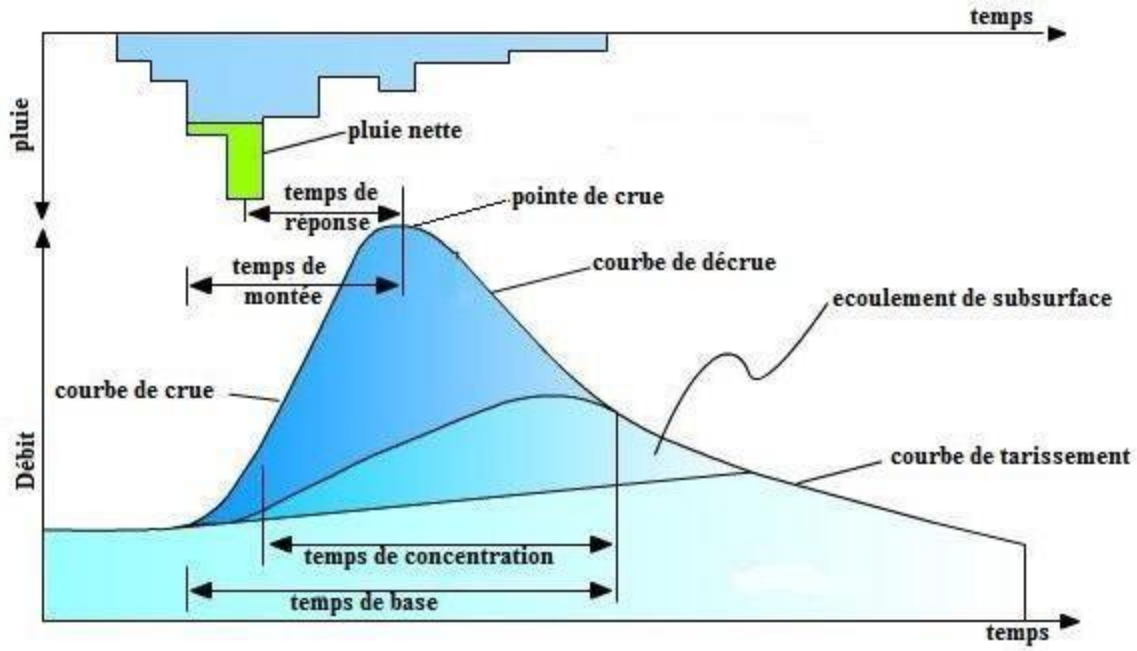


Figure I-2 : Eléments descriptif d'une crue

I.5 Mécanisme des inondations

Les facteurs physiques qui influencent les inondations sont :

- Le régime des pluies.
  - Le relief.
  - La taille du bassin versant.
  - L'état des sols.
- Les facteurs aggravants le risque d'inondation sont :
  - L'usage et l'occupation des sols.
  - Aménagements du territoire.
  - Le manque d'entretien des cours d'eau.

I.6 Lits du cours d'eau :

Le lit d'une rivière est façonné par les eaux qu'il transporte on conçoit que ses dimensions soient liées aux régimes hydrologiques.

- **Lit mineur :**

Est constitué par le lit ordinaire du cours d'eau, pour le débit d'étiage ou pour les crues fréquentes (crues annuelles). (Merabet. A, 2006).

- **Lit moyen** :

Il correspond à l'espace fluvial généralement occupé par la ripisylve.

- **Lit majeur :**

Comprend les zones basses situées de part et d'autre du lit mineur, sur une distance qui va de quelques mètres à plusieurs kilomètres. Sa limite est celle des crues exceptionnelles. (Merabet. A, 2006).

- **Rive, berge :**

La berge est le talus incliné qui sépare le lit mineur et le lit majeur. Tandis que la rive est le milieu géographique qui sépare les milieux aquatique et terrestre. Elle démarre au sommet de la berge et constitue une partie plate plus ou moins étendue qui reste sous l'influence du milieu aquatique. (Merabet. A, 2006).

- **Ripisylve :**

C'est la formation végétale naturelle située sur la rive. Elle peut être une véritable forêt alluviale s'étendant sur plusieurs dizaines ou centaines de mètres de part et d'autre du lit mineur. Le rôle de la Ripisylve sur les crues peut être important ; lorsqu'elle occupe une part significative du lit majeur. (Merabet. A, 2006).

I.7 Types d'inondations

I.7.1 Inondations directes (ou de plaine) :

la crue du cours d'eau est lente et progressive (quelques centimètres par heure) provenant de précipitations par intermittence durant plusieurs heures qui finissent par saturer les sols qui ne peuvent donc plus accueillir la moindre précipitation .

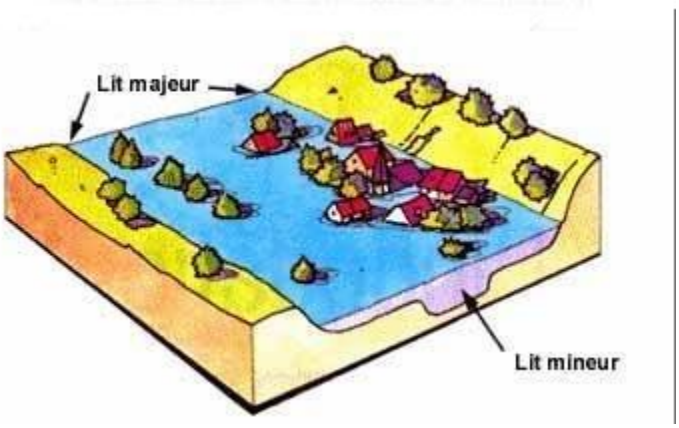


Figure I-3: débordement directe ou de plaine

I.7.2 Inondations indirectes (ou par crues torrentielles) :

Elles sont issues d'un ou de plusieurs violents orages provoquant une brusque montée des eaux ; dont les eaux remontent par effet de siphon à travers les nappes alluviales et les réseaux d'assainissement.

La remontée des nappes amène elles aussi à cette catastrophe. Cet événement apparaît lorsque l'eau dans la nappe est déjà inhabituellement à un niveau supérieur à sa moyenne, dû éventuellement aux pluies. Cette période, appelée l'étiage, superposée à de nouveaux éléments pluvieux exceptionnels, donnent l'augmentation du niveau de la nappe qui finit par submerger la

surface du sol. On assiste alors à une saturation de la zone, c'est l'inondation par remontée des nappes.

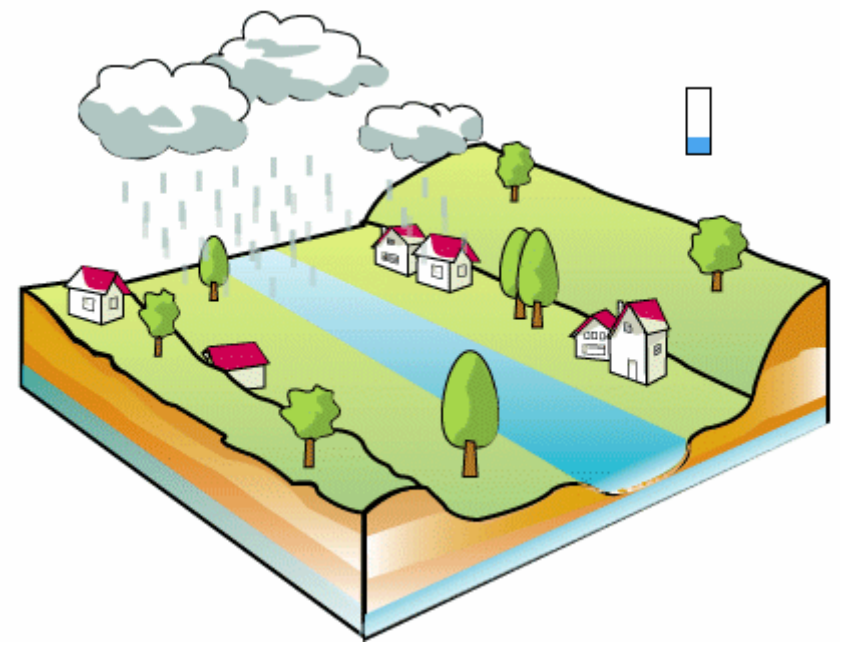


Figure I-4 : Remontée des eaux dans les réseaux d'assainissement ou des nappes dans des points bas localisés.

I.7.3 Inondations stagnantes (ou par ruissellement) :

Elles peuvent concerner les zones de stagnation des eaux de pluie, en particulier en zone urbaine, où l'état et la capacité du réseau d'évacuation pluviale sont souvent le facteur déterminant des inondations des quartiers les plus bas ; les zones de dépression qui ne peuvent offrir aux eaux de pluie d'autre exutoire que l'infiltration dans le sous-sol ou l'évaporation ; celles-ci peuvent se trouver inondées sans qu'il existe de relation avec un cours d'eau. Il en est de même pour les zones à pente très faible (cas bien souvent, des zones littorales) où l'évacuation ne peut se faire que très lentement.



Figure I-5 : Stagnation d'eaux pluviales ou ruissellement en secteur urbain (Bab El Oued)

I.7.4 Inondation par rupture d'embâcle :

Elle consiste en l'obstruction d'un cours d'eau par la constitution d'une digue naturelle entrainant une retenue d'eau importante. La digue peut être constituée soit par des éléments solides arrachés à l'amont et charriés par le cours d'eau , soit par l'obstruction du cours d'eau provoquée par un glissement de terrain. La lame déversant et l'affouillement de la masse obstruant le cours d'eau provoquent la rupture brutale de la digue ainsi que la propagation d'une onde de crue destructrice, onde de crue d'autant plus importante que le volume de la retenue et la hauteur de la digue avant sa rupture étaient importants.

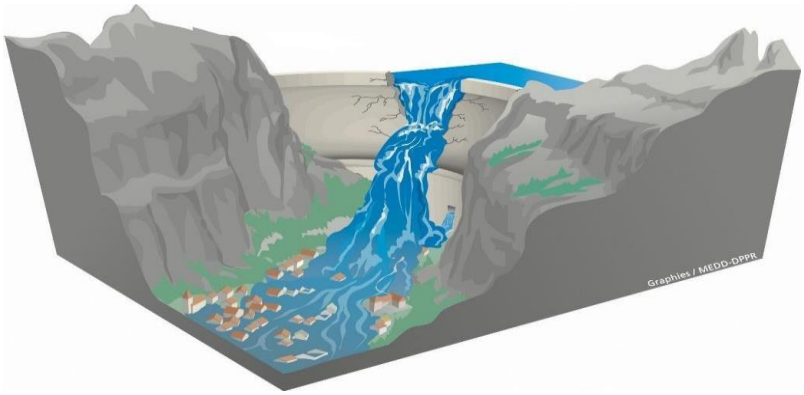


Figure I-6 : Inondation par rupture d'ouvrage

I.8 Conséquences

Vie et santé : Les désastres hydrologiques sont ceux qui ont causé en moyenne le plus de victimes (morts et blessés) dans le monde de 2001 à 2010 (plus de 50 000 morts et en moyenne 75 millions de personnes affectées par an dans le monde. Les conséquences sanitaires sont notamment un risque accru de maladies infectieuses

- ✓ Economie : L'inondation paralyse l'ensemble de la région affectée. La majorité des routes est inondée empêchant les gens d'aller travailler, la plupart des habitations sont privées d'eau et d'électricité.
- ✓ Environnement : on observe des dégâts au niveau environnemental ; ceux-ci se répercutent directement sur la population, notamment au niveau de l'agriculture. La destruction des cultures et les pertes animales sont presque inévitables.

I.9 Conclusion

Le phénomène d'inondation est vraiment dangereux sur la vie humaine même il est très complexe à gérer ; donc pour lutter contre ce genre de risque il faut prendre plusieurs acteurs en considérations a but de réduire la vulnérabilité des biens et des personnes.

Chapitre II :

Présentation de site

chapitre II : Présentation de site.

II.1 Introduction :

Pour réaliser une bonne étude de protection contre les inondations il est indispensable d'avoir une base donnée qui explique les caractéristiques de site.

Dans cette partie on va discuter les problématiques de site son état de lieu et faire une délimitation de site ; à l'objective définir le maximum d'informations topographique, géologique, démographique de notre région étudiée.

II.2 Presentation de la zone d'etude :

L'agglomération urbaine de LARDJAM, chef-lieu de Daïra et de Commune est située au Nord-Ouest du Chef de Wilaya (Tissemsilt).

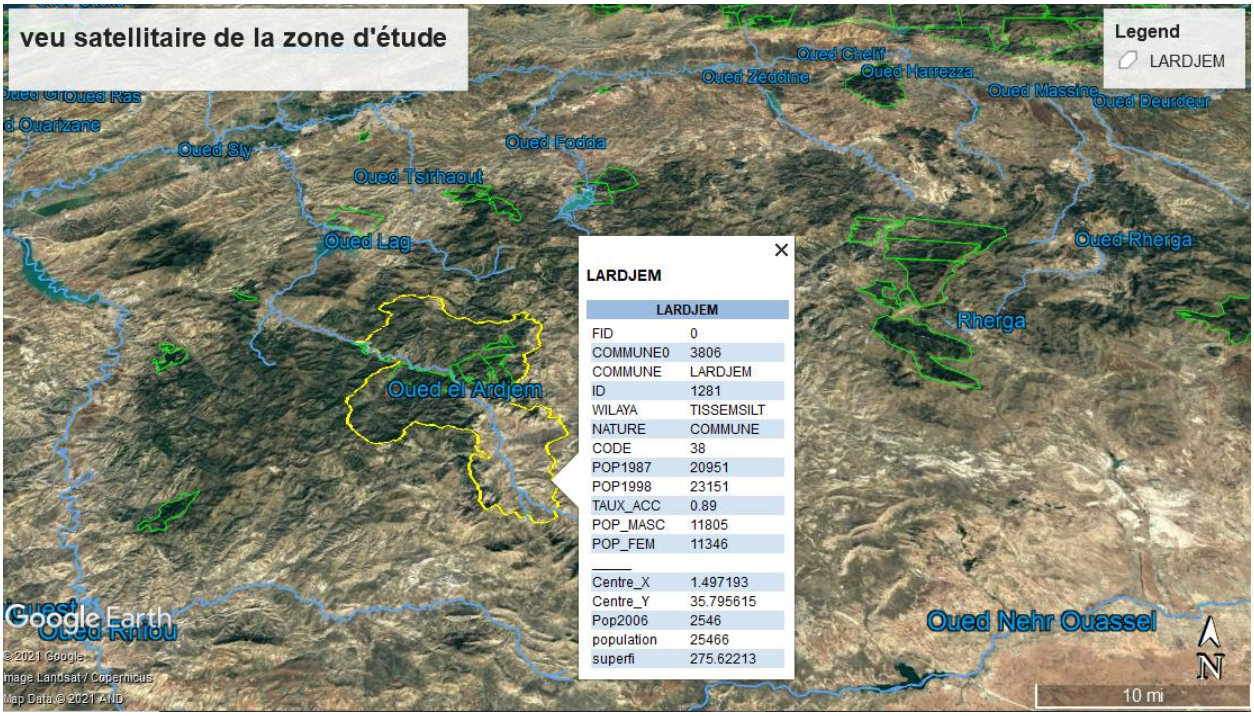


Figure II-1:vue satellittaire de la zone d'étude

Elle est délimitée par :

- Au Nord par la commune de Larbaa.
- A l'Est par les communes de Bordj Bou Naama, Tamallahat et Sidi Abed.
- Au Sud Est par la commune de Ammari.
- Au Sud par les communes de Maacem et Sidi Lantri.
- A l'Ouest par la Wilaya de Relizane.

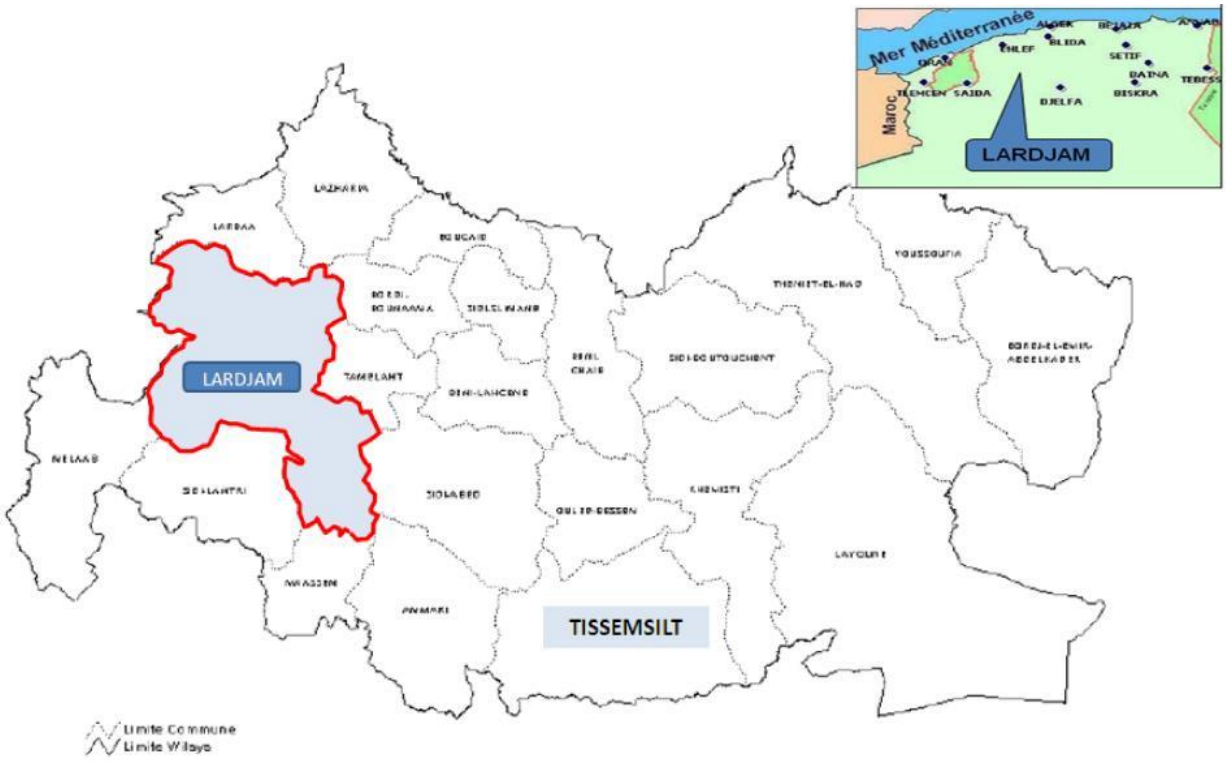


Figure II-2: Situation de la Commune de Lardjam

Concernant le centre aggloméré de Lardjam, il est limité :

- A l'Ouest : Oued Bouzegza dans le sens Sud Nord-Ouest et la chaine Djebel Abais.
- A l'Est : Oued Tamellahat dans le sens Est Nord et la chaine montagneuse El Houabi.
- Au Sud : la grande butte dit Rokbat El Euch, le cimetière Abdi et le réservoir d'eau.
- Au Nord : le contournement de l'Oued Tamellahat et Bocaate El Houabi.

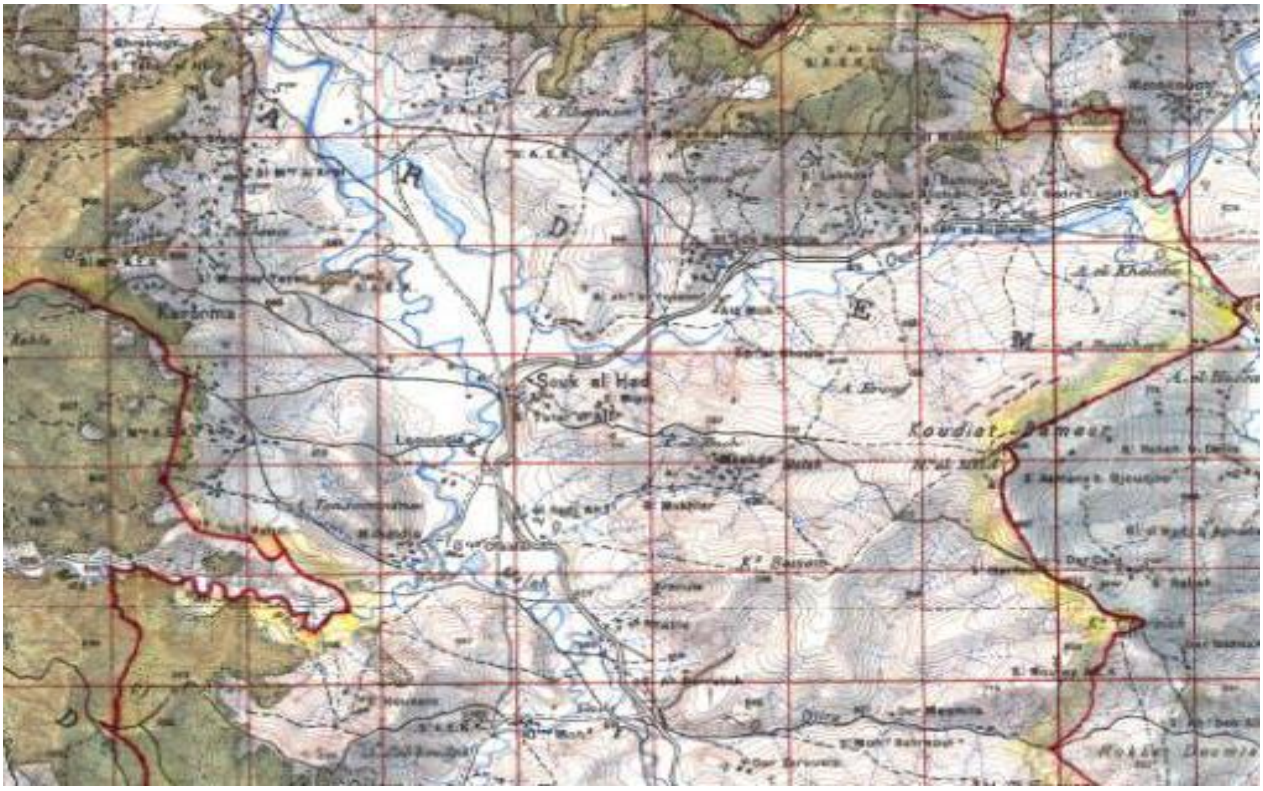


Figure II-3: Situation de les Oueds

II.3 Climatologie :

Elle possède les caractéristiques d'un climat de type Méditerranéen avec une saison pluvieuse qui correspond à l'hiver et une saison sèche qui correspond à l'été et appartient à l'étage bioclimatique semi-aride frais.

II.4 Sismicité

La région de LERDJAM est caracterisé par une activité sismique faible (zone II a) d'après le RPA 99 VERSION 2003.

II.5 Etat des lieux :

Cette étude fait suite aux inondations survenues dans la ville de LARDJAM durant les années 1994 et Octobre 2000. Ces inondations ont causé d'énormes dégâts.

Il y a lieu de signaler que l'intervention de l'être humain dans la zone d'étude a un impact négatif sur l'écoulement des oueds.

On peut signaler :

- le rétrécissement de la section d'écoulement des oueds suite à des travaux de terrassement, l'oued devenant récepteur des gravats,
- les travaux d'extension des parcelles au détriment de la section de l'oued,
- la réalisation d'ouvrages d'art réduisant la section de l'écoulement,
- les travaux d'excavation dans le lit de l'oued et sur les berges induisant des sapements de berges et déstabilisation des berges y compris des protections existantes,
- Les travaux de déboisement, de défrichement et d'incendie au niveau des bassins versants ont accru le ruissellement au détriment de l'infiltration.
- Construction d'habitations aux abords immédiats des oueds sans prise de précautions,
- L'implantation de poteaux électriques dans le lit mineur de l'oued,
- La pose de fibre optique dans le lit de l'oued,
- La pose de conduites AEP sur les rives de l'oued.



Figure II-4: Poteau électrique et habitations dans le lit de l'oued El Mallah



Figure II-5: Colline dont les ruissellements se déversent vers les habitations



Figure II-6*:*Sapement de berges et déstabilisation de gabions O.El Mallah

II.6 Topographie

Le site étudie fait partie de la chaine de montagne de L'OUARSENIS dans L'ATLAS TELIEN. La région de lardjem constitue une dépression entourée par un important réseau hydrographique. La visualisation de la carte de relief de la région rend compte de l'importance des bassins versants et explique en grand partie les crues que connais périodiquement cette localité.

II.7 Estimation de la population et debits de rejets :

D'après les résultats NRPG 2008 pour la Wilaya de Tissemsilt, d'où il ressort une population de 25 217 habitants pour la Commune de LARDJAM dont 13 860 habitants au niveau du Chef-lieu.

Tableau II-1:Répartition de la population résidente des ménages ordinaires et collectifs, selon la commune de résidence et la dispersion 1998-2008 – Extrait RGPH 2008

Commune	Agglomeration Chef Lieu	Agglomerations Secondaires	Zone Eparse	Total	Taux d'accroissement
LARDJAM	13 860	5 302	6 055	25 217	0,9 % / an

II.8 Descriptions des oueds Tamellahat et Mallah :

II.8.1 Oued MALLAH :

L'oued MLLAH traverse la localité de la ville de lerdjam du sud-est au nord-ouest suivant un trajet sanieux. Le lit d'oued est constitué d'une alternance de sable fin et sable graveleux. Le substratum de la zone est constitué de marnes grises. Les berges sont constituées par des terrasses alluviales anciennes ainsi que des dépôts de marnes brunes parfois sableuses.

II.8.2 Oued Tamellahat :

L'oued prend naissance dans la vallée de BORDJ BOUNAAMA. Son lit et essentiellement alluvionnaire. Les berges ; forment généralement des talus de 4 à 6 m de haut. Leur nature est similaire de celle d'oued MALLAH.

II.9 Conclusion

La phase d'étude de morphologie de site est une phase primordiale et très importante pour la continuation d'autre études comme les études hydrologique et hydraulique à partir de ces donnes basiques on pourra avoir une analyse adéquate pour une étude de protection. Sans oublient qu'il y'a trop d'obstacle dans le terrain par exemples l'habitations dans le lit de l'oued ; sapement des berges.

Chapitre III :

Etude géologique et hydrogéologique

chapitre III : Etude géologique et hydrogéologique

III.1 Introduction :

Afin de proposer un bon aménagement au niveau des versant dans la région étudier il faut passer par une étude géologique ou bien avoir des reconnaissances sur la géologie du site cette dernier nous permettra de définir les formations géologiques régionales ; les formations géologiques des bassins versant ; prendre les dispositions à la réalisation des tranchées, ainsi que le choix des engins de terrassement à utiliser et connaitre d'une part la structure et la stratification.

III.2 Le cadre géographique général du domaine TELLIEN

Le Tell, région essentiellement montagneuse forme une longue chaine parallèle à la mer, diversement découpée et ramifier. Ce domaine est représenté en Algérie par une bande de 1200Km s'étendant d'Ouest vers l'Est qui correspond aux reliefs qui s'insèrent entre la Méditerranée et les hauts-Plaines, large de près de 100 Km. Il montre une continuité occidentale représentée par le Rif au Maroc et une continuité orientale représentée par la Kroumirie en Tunisie. L'importance dépression du bassin du Chélif et du bassin de Médéa le borde d'Ouest en Est et permet d'individualiser un Tell septentrional ou littoral et un Tell méridional.

Le domaine tellien comporte trois grands ensembles qui sont du Nord au Sud : les massifs côtiers ; les plaines médianes et les massifs intérieurs. Ces derniers massifs sont représentés d'Ouest en Est par : les monts de Tessala ; les monts de Béni Chougrane ; les monts de l'Ouarsenis ; les monts de Bibans et la chaine numidique.

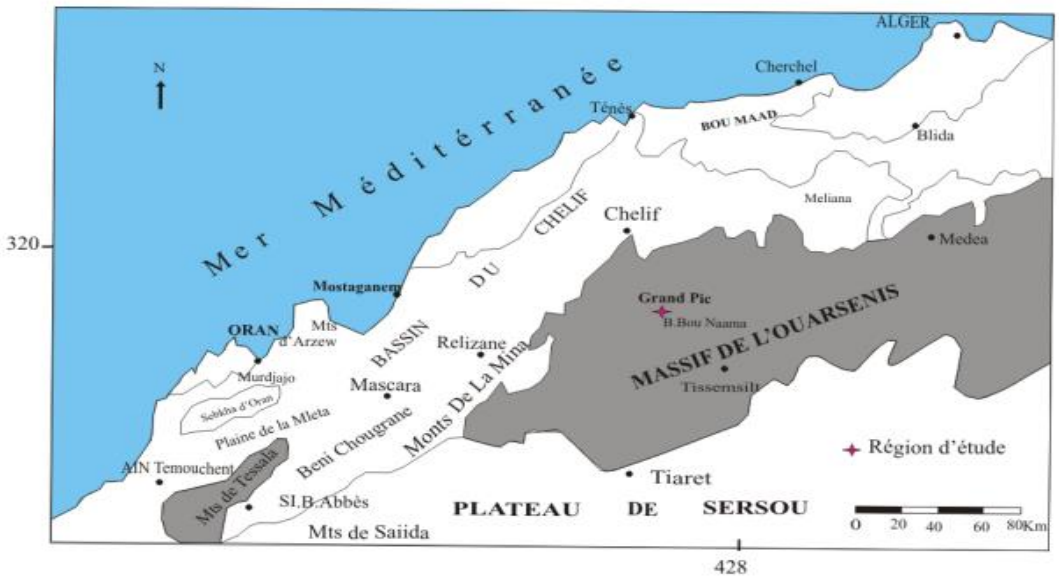


Figure III-1: Le cadre géographique général du domaine TELLIEN

III.2.1 Position géographique de L'OUARSENIS dans le Tell Algérien :

L'existence de la plaine de Chélif orientée EW qui s'interpose parallèlement entre les massifs côtiers au Nord et les massifs internes au Sud, permet de distinguer : un Tell septentrional et un Tell méridional.

III.2.2 Les limites géographiques :

L'OUARSENIS forme une zone montagneuse culminante et élevée par rapport aux zones environnants. Il se prolonge sur une longueur de 200 Km environ, et subdivisé en un Ouarsenis accidentel et un autre oriental à la faveur de l'existence du massif du Grand Pic qui culmine à une altitude de 1985 m au-dessus du niveau de la mer

- Limité au Nord, par la vallée ou plaine de Chélif correspondants à un bassin néogène subsidient (Polvèche, 1960), s'étendant sur une longueur de 500 Km depuis Khémis Miliana à l'Est jusqu'à Ain Témouchent à l'Ouest.
- Au Sud, il est bordé par le plateau de Sersou Tiaret.
- Vers l'Ouest, le massif est délimité par les monts de Béni Chougrane et les monts de la Mina.
- Vers l'Est le massif est limité par les monts de Bibans Médéa et les massifs de Miliana.

III.3 Condition climatiques et couvertures végétales :

Malgré les reliefs septentrionaux qui peuvent former des obstacles et empêcher les précipitations, l'Ouarsenis est caractérisé par une importante pluviosité (600 mm/an) grâce à l'altitude élevée, ainsi que des tombées de neigé assez importantes. Ceux-ci confèrent à la région une couverture végétale dense (forêts de pins d'Alep, de chenes-lièges et de cèdre). Cette végétation dépend largement de la nature du sous-sol, l'altitude des reliefs et bien évidemment les précipitations.

III.4 Lithologie

La zone d'étude présente une assez grande variété de roches, c'est ainsi que du point de vue géologique elle s'insère dans l'évolution de la chaîne de l'Ouarsenis laquelle constitue un vaste massif Tellien délimité au Sud par les hautes plaines et le plateau Sersou et au Nord par la vallée de l'oued Chelif.

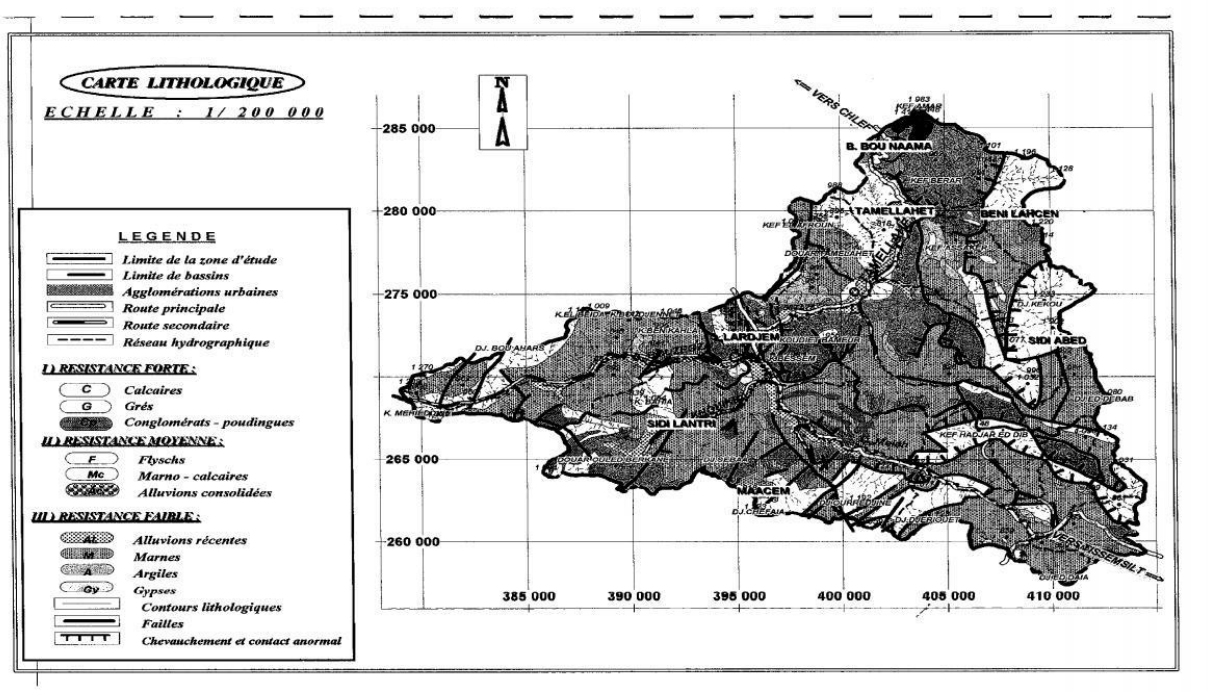


Figure III-2: Lithologie

Ces différentes séries sont représentées par des formations lithologiques telles que les calcaires, les grès, les marnes, les argiles, les schistes, les marno- calcaires, les gypses, les conglomérats poudingues et les alluvions diverses.

La carte lithologique dressée à l'échelle 1/50000éme. On illustre la répartition à travers la zone d'étude. Le tableau ci-après issu de la planimétrie de la carte lithologique indique les valeurs des différentes unités lithologiques.

Tableau III-1: tableau des différentes valeurs d'unités lithologique

Zones	**Formations lithologiques**										**Tottal (Ha)**
	Gypse	**C**	**G**	**A**	**M**	**Mc**	**F**	**C/P**	**A/C**	**Al**	
Tamelaht	959.3	244.6	535.1	5243.5	6911.3	3519.3	1924	217.2	115	747.7	20417
El Malleh	513.6	/	3463.7	2543.6	10723.3	693.9	425.8	706.9	/	928.2	19999
Total (Ha)	1472.9	244.6	3998.8	7787.1	17634	4483.2	2349.8	924.1	115	1675.9	40685
%S.T	3.39	0.51	8.41	16.73	45.83	11.76	5.97	2.45	0.24	4.69	100

- **Calcaire du jurassique**

Ce sont des roches très anciennes compactes et dures. Elles opposent une grande résistance à l'érosion. Fortement diaclases, ces calcaires subissent des actions météorologiques qui ont entraînées leur dissolution, la formation d'écoulements souterrains et de cônes d'éboulis très visibles aux environs de Bordj Bou Naâma

D'ailleurs c'est à cet endroit que s'érige un imposant affleurement calcaire au lieu-dit Kef

Sidi Amar à 1983m d'altitude. De nombreuses résurgences coulent aux pieds de ces pointements rocheux. Leur superficie est de 219.6 ha soit 0.4% de la superficie totale.

- **Grès**

Issue d'une sédimentation plus au moins tectonisée datant de la fin du Tertiaire, ils présentent le plus souvent une structure tabulaire à pendage faible. Ces assises gréseuses reposent fréquemment sur des couches marneuses imperméables. Ils apparaissent souvent dans la partie méridionale de la zone d'étude, au Djebel Chefaîa, Djebel Djirouete et recouvrent une superficie de 3 950 ha soit 8.3% de la superficie totale.

- **Argiles :**

Ces roches très propices au ruissellement, donc défavorable à la constitution d'aquifères, subissent facilement les attaques des différents facteurs physiques, en premier lieu l'eau qui les incise profondément en zones pentues.

Présents sur une superficie relativement importante, puisqu'atteignant 8 080.6 ha, soit 16.9% de la superficie totale, on les trouve en majeure partie dans le bassin versant de l'oued Tamellahet (Kef Berar, Koudiat Bameur et Koudiat Bessem, près de l'agglomération de LARDJAM)

- **Marnes :**

C'est le faciès lithologique le plus répondu dans l'aire d'investigation. Il représente 45.9% de la superficie totale, soit 21888.7 ha.

Ces roches tendres très érodable, malgré leur relative importance à travers la zone étudiée, sont dans la plupart des cas, conquis par un couvert végétal, constitués de forêts et de maquis plus au moins denses, qui leur assurent actuellement une relative protection contre l'érosion en général et l'érosion hydrique en particulier.

Mais cette protection a tendance à diminuer surtout aux environs de l'agglomération de LARDJAM, qui est sujette très souvent à des inondations catastrophiques

- **Marno-calcaires :**

Cette association de roches s'étale sur une superficie de 5599.8 ha, soit 11.7% de la superficie totale.

Ces roches se localisent à l'Est de Béni Lahcène et Sidi Abed, on les retrouve aussi à l'Ouest de Djabel Bou Arhas et Koudiat Mahieddine. Elles forment généralement le substrat de formation des pins d'Alep.

- **Gypses :**

Ils affleurent sous forme d'amas et six (06) bandes de petites tailles. Leur superficie est de l'ordre de 1 580.4 ha, soit 3.3% de la superficie totale.

Ils sont les principaux responsables de la salinité des eaux et des sols de la zone d'étude et présente de la sorte, une contrainte majeure pour certaines végétations.

- **Flyschs :**

C'est une alternance de roches à faciès sédimentologique varié. Dans notre cas, il s'agit de calcaires et de marnes.

Ils se localisent surtout à proximité de Tamellahet et Bourdj Bou Naâma, constituant des aquifères, qui sont, cependant peu important, vu l'épaisseur du faciès. Leur superficie attend 2 697.1 ha, soit 5.6% de la superficie de la zone d'étude.

- **Conglomérats-poudingues :**

Peu important dans la zone d'étude, cette formation recouvre à peine 1 003.7 ha, soit 2.1% de la superficie totale. Elles se rencontre surtout dans la partie méridionale de l'aire d'étude.

- **Alluvions consolidées :**

Elles occupent 146.5 ha, soit 0.3% de la superficie totale, elles se trouvent à proximité de l'agglomération de LARDJAM, sur la rive droite de l'oued Tamellahet et près de l'agglomération de Bourdj Bou Naâma.

- **Alluvions récentes (alluvions de lit d'oued) :**

D'une superficie de 26.04.1 ha, soit 5.5% de la superficie totale. Ces alluvions quaternaires s'étalent tout le long des principaux oueds et sont le siège de nappes phréatiques très utiles pour le développement de l'agriculture et l'A.E.P.

III.5 Température

Tout comme les autres facteurs, la température a un rôle très important dans le phénomènede l'évapotranspiration et de l'établissement du bilan hydrique, ainsi que dans la déterminationdes critères climatiques d'une région. Le tableau ci-dessus nous donne les températuresmensuelles moyennes, minimales et maximales de 1994-2013,

Tableau III-2: tableau de variation des températeurs max;min; moy de l'année 1987- 2013

	Janvier	Février	Mars	Avril	Mai	Juin	Juillet	Aout	Septembre	Octobre	Novembre	Décembre
T(max)°C	11.96	12.42	15.85	20.16	25.01	30.8	35.94	35.35	29.14	24.17	16.21	12.7
T(min)°C	1.17	1.35	3.22	5.4	8.97	13.42	17.74	17.93	14.05	10.26	5.01	1.95
T(moy)°C	6.565	6.885	9.535	12.78	16.99	22.11	26.84	26.64	21.595	17.215	10.61	7.325

- **Interprétation :** d'après les deux tableaux précédents on constate que :
  - Les mois les plus chauds sont les mois d'été qui s'étendent de juin à septembre ou lestempératures moyennes dépassent les 32°C.
  - La saison froide s'étend de décembre à février ou les températures moyennes sontd'environ 1.5°C.

III.6 Le vent

Les vents dominants sont de secteur nord (NE 22%, N 12%, NO 27%), les vitesses moyennes mensuelles sont de 3m/s environ, sans grandes variations d'un mois sur l'autre (lesminimales à 2,5m/s et les maximales à 3,2 m/s) d'après les mesures de la station Sidi Akkachapour la période 1993-2010.

Tableau III-3:tableau de variation des vents maximal de l'année 1987-2013

	Janvier	Février	Mars	Avril	Mai	Juin	Juillet	Aout	Septembre	Octobre	Novembre	Décembre
V(m/s)	17.5	18.58	16.7	14.15	12.89	11.98	12.12	11.958	11.31	12.34	15.94	15.15

lll.7 Précipitations

Les precipitations désignent les gouttes d'eau ou les cristaux de glace qui, formés après condensation et agglomération dans les nuages, deviennent trop lourds pour se maintenir en suspension dans l'air et tombent au sol ou s'évaporent avant de l'atteindre (virga). Ces précipitations sont de plusieurs natures : la pluie, la neige et la grêle comptent parmi les plus fréquentes.

Tableau III-4: Tableau de variation des pluies maximal de l'année 1987-2013

	Janvier	Février	Mars	Avril	Mai	Juin	Juillet	Aout	Septembre	Octobre	Novembre	Décembre
Pluies(mm)	57.372	53.142	54.051	40.308	28.856	15.595	1.373	7.491	28.629	35.051	63.677	42.033

Tableau de variation des pluies maximal de l'année 1987-2013

❖ **Interprétation :**

- Une période humide qui s'étend sur 9 mois (de septembre à mai) ;
- Une période sèche durant les mois de juin, juillet et août.

III.8 Humidité

'**humidité** reflète la présence d'un liquide, en particulier de l'eau, souvent à l'état de traces. Par opposition à l'aridité, l'humidité indique le degré de présence d'eau dans ou sur un matériau (textiles par exemple), une substance ou un gaz (vapeur d'eau) ou une pièce (sous-sol d'un bâtiment par exemple).

En physique et en science des matériaux, l'humidité exprime généralement la teneur en eau, appelée l'hygrométrie. Les humidités peuvent toutefois également être comprises comme signifiant la teneur en d'autres liquides

Tableau III-5: Tableau de variation d'humidite maximal de l'année 1987-2013

	Janvier	Février	Mars	Avril	Mai	Juin	Juillet	Aout	Septembre	Octobre	Novembre	Décembre
H(g/m3)	77.99	77.2	72.84	64.76	57.83	46.14	35.81	38.21	52.42	60.92	72.2	79.78

III.9 Conclusion :

En suivant l'étude géologique on constate que celui-ci est un terrain dur rochant qu'il s'insère dans l'évolution de la chaîne de l'Ouarsenis laquelle constitue un vaste massif Tellien Ont voient les cartes on déduit que notre site est cerclé par quatre montagnes donc pour un site de tel genres est vraiment dangereux.

Chapitre IV:
Etude Hydrologique

Chapite IV : Etude hydrologique

IV.1 Introduction

Le chapitre précédent nous a donné l'occasion de décrire les principaux processus intervenant dans la génération des écoulements sur un bassin versant. Cependant, les tâches de l'ingénieur hydrologue et du chercheur ne s'arrêtent pas ici car il reste à comprendre les relations qui existent entre l'impulsion ou la sollicitation - sous forme de précipitations – reçue par le bassin et sa réponse hydrologique se traduisant à l'exutoire de ce dernier par une variation temporelle de débit.

IV.2 Morphométrie :

L'étude morphométrique constitue l'assise de base pour toutes études de cours d'eau. Elle constitue le support solide de l'étude hydrologique et ce, du fait des fonctions étroites qui relient les paramètres hydrologiques aux indices morpho métriques d'un bassin versant donner.

Cependant, il est indispensable de connaître avec la plus grande précision possible, les limites et la topographie du bassin en étude et ce pour la détermination de ces caractéristiques morpho métriques, telles que la superficie, la forme, les pentes, ...etc. Le but de la connaissance des paramètres morphométriques d'un bassin versant est de se renseigner sur les modalités des écoulements et les formes des hydrogrammes.

IV.2.1 Caractéristiques du relief:

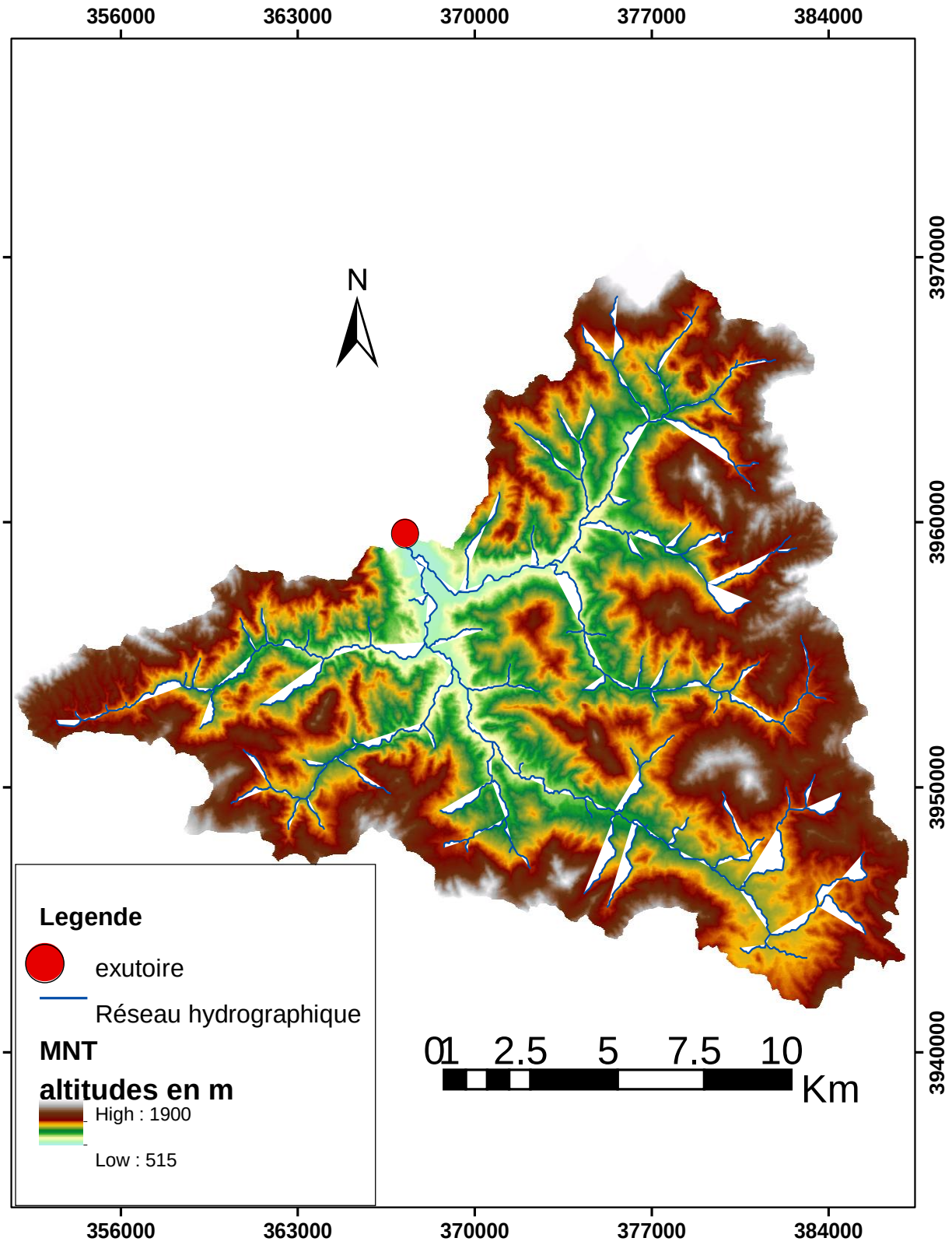


Figure IV-1: Bassin versant de la zone étudier depuis logiciel ArcGIS

❖ **Surface A:**

La surface topographique est le paramètre le plus important, il permet de contrôler l'intensité de plusieurs phénomènes hydrologiques (apport ; volume de précipitation ou infiltration).

Le bassin versant de la région étudiée à une surface de :

$$\boldsymbol{S = 478.74\ Km^2}.$$

❖ **Périmètre P :**

Le périmètre correspond à la limite extérieure du bassin. Chaque bassin réagit d'une façon propre aux précipitations qu'il reçoit. Ces caractéristiques hydrologiques sont fonction d'une part du climat qu'il subit et d'autre part de son propre milieu physique.

Le périmètre du bassin versant est :

$$\boldsymbol{P = 136.503\ Km}.$$

❖ **Longueur du Thalweg Principal :**

Correspond à la ligne formée par les points ayant la plus basse altitude.

La longueur du thalweg principal à pour valeur :

$$\boldsymbol{L_{cp} = 32.889\ Km}$$

IV.2.2 Caractéristiques géométriques :

❖ **Indice de compacité de Horton (KH) :**

L'indice de compacité nous donnes plus d'informations sur la forme du bassin c'est un rapport entre l'air du bassin versant et la longueur du cours d'eau principal ;

$$\mathbf{KH} = \frac{\boldsymbol{A}}{\boldsymbol{L^2}} \text{..... (IV-1)}$$

Avec :

$\mathbf{K_H}$: Indice de compacité de Horton ;

A : Aire totale du bassin de drainage (km^2) ;

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

Pour :

$\mathbf{K_H} < 1$ bassin de forme allongée

$\mathbf{K_H} > 1$ bassin de forme ramassée

L'indice de compacité de Horton est de :

$$\boldsymbol{K_H = 0.445 < 1}$$

Donc notre bassin a une forme allongée

❖ **Indice de compacité de Gravélius :**

Ou bien indice de forme est d'après M. GRAVILIUS (Loaborde 2000) ; la forme du bassin a une influence directe sur le comportement de l'écoulement superficiel. Donc on calcule se rapport on aura une approche sur la forme du bassin. Plus le Kc est grand, plus le bassin versant sera allongé, plus le temps que met une goutte d'eau tombée sur le point le plus éloigné en amont du bassin versant pour arriver à l'exutoire

$$K_C = \frac{P}{2\sqrt{\pi A}} \approx 0.28 \times \frac{P}{\sqrt{A}} \quad \text{..... (IV-2)}$$

Avec :

A : Superficie du bassin (Km²)

P : Périmètre du bassin (Km)

KG : Indice de compacité de Gravélius.

Pour

KC =1 bassin compacte

1 < KC <1.3 bassin moins compacte

KC >1.3 bassin allongé

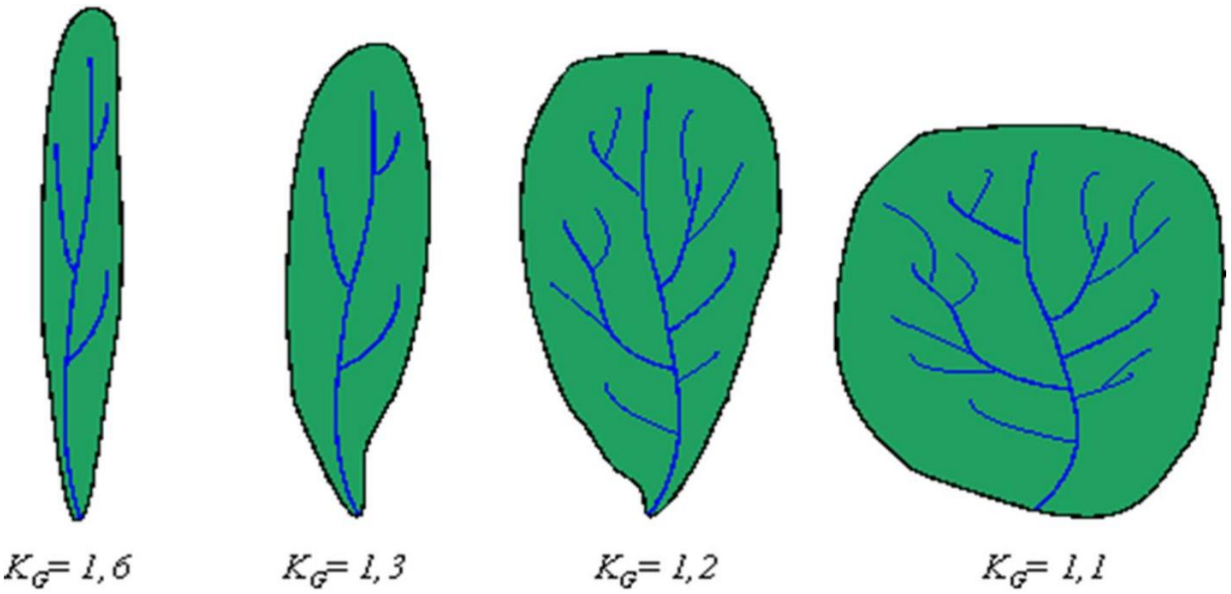


Figure IV-2: Différents types des BV selon le coefficient de Gravelius Kc.

Notre bassin versant à un indice de compacité de :

$$K_C = 1.749 > 1.3$$

Alors il est de forme relativement allongée.

❖ **Rectangle équivalent :**

On peut l'appeler aussi le rectangle de gravilus **;** Ce dernier permet de comparer les bassins versants entre eux du point de vue de l'écoulement à partir de même indice de compacité et même hypsométrie.

$$L = \frac{K_C \times \sqrt{A}}{1.12} \left[1 + \sqrt{1 - \left(\frac{1.12}{K_C}\right)^2}\right] \text{ ..... (IV-3)}$$

$$l = \frac{K_C \times \sqrt{A}}{1.12} \left[1 - \sqrt{1 - \left(\frac{1.12}{K_C}\right)^2}\right] \text{ ..... (IV-4)}$$

Avec :

L : la longueur du rectangle (km).

l : la largeur du rectangle (km).

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

Kc : l'indice de compacité.

❖ **Coefficient d'allongement :**

$$C_a = \frac{L_{cp}^{\ 2}}{A} \text{ ..... (IV-5)}$$

Tel que :

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

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

Tableau IV-1: Les paramètres hydro morphométriques du bassin versant

Designation		**Symbol**	**Unités**	**Valeur**
Superficies		S	km^2	**478.74**
Périmètre		P	km	**136.5**
Longueurdu thalweg principal		L_p	km	**32.889**
Indice de compacité de Gravelius		K_C	/	**1.7468**
Indice de compacité de Horton		K_h	/	**0.4425**
Coefficient d'allongement		C_a	/	**2.26**
Rectangle équivalent	**longueur**	L	km	**60.41**
	largeur	l	Km	**7.924**

IV.3 Etude du relief

IV.3.1 Paramètre du relief

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

IV.3.2 La courbe hypsométrique :

Il est aisé de comprendre que l'étude du relief dans un bassin versant, pris comme une unité hydrologique, requiert la notion des terrains orographiques affectés de leurs caractères altimétriques dans l'espace. C'est dans cet aspect, que la pente entre en action dans l'écoulement en tenant compte notamment de la gravité terrestre. Ainsi, on caractérise ce relief en hydrologie par sa courbe hypsométrique qui relève de la répartition des surfaces partielles qui composent le bassin en fonction de ses altitudes.

Tableau IV-2: Répartition des surfaces partielles par tranche d'altitude.

Altitudes (m)	Surface Partielle (Km)	Surface partielle (%)	Surfaces partielles cumulées (km^2)
515-645	33.76	7.05	33.76
645-725	62.17	12.99	95.93
725-793	79.24	16.55	175.17
793-856	86.87	18.15	262.05
856-920	80.17	16.75	342.22
920-988	69.97	14.62	412.19
988-1070	45.14	9.43	457.33
1070-1266	19.08	3.98	476.41
1266-1900	2.31	0.48	478.72
Totale	478.72	100.00	

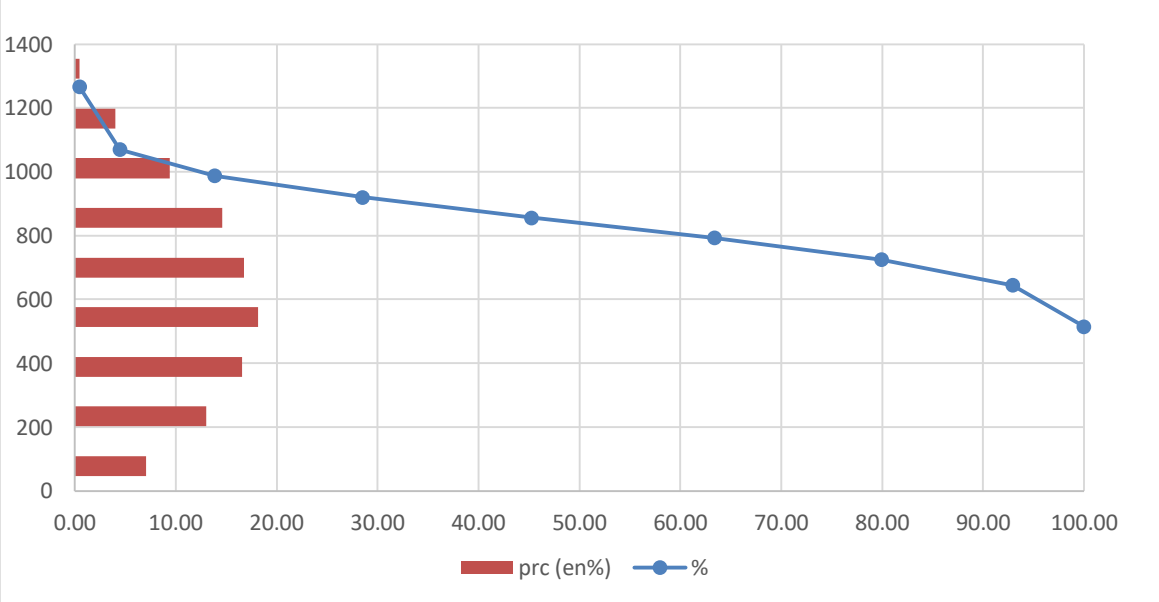


Figure IV-3: Courbe hypsométrique du bassin Versant

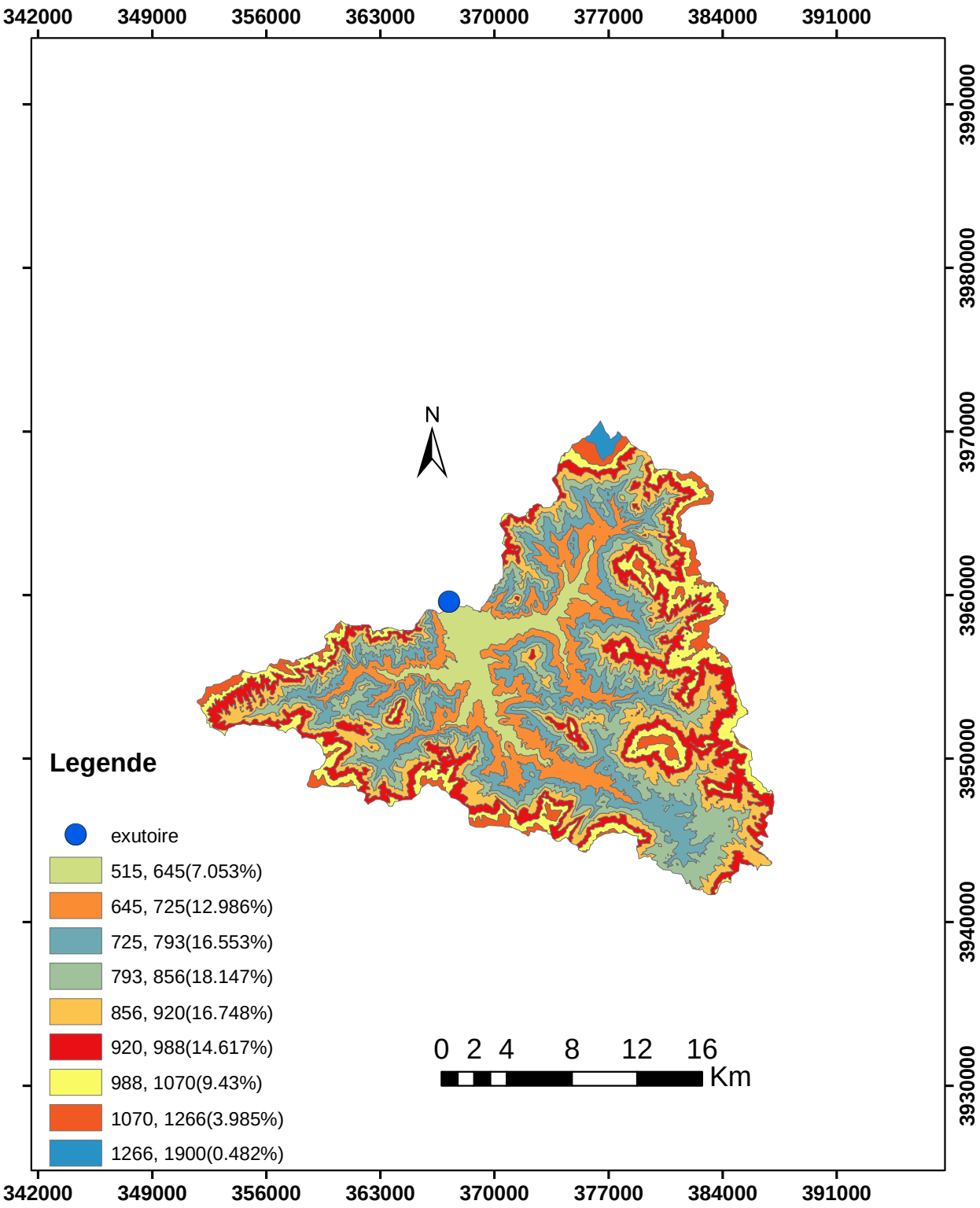


Figure IV-4*:* La carte hypsométrique du bassin versant de la zone étudier (LERDJAM) depuis logiciel ArcGIS

IV.3.3 Les altitudes :

- **L'altitude maximale et minimale « H max, H min » :**

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

- **L'altitude médiane « H 5% » :**

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

- **L'altitude médiane « H 50% » :**

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

- **L'altitude médiane « $H_{95\%}$ » :**

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

- **L'altitude moyenne « H moy » :**

Elle est calculée par la formule suivante:

$$H_{moy} = \frac{\sum A_i \times H_i}{A} \text{..... (IV-6)}$$

- Hi : Altitude moyenne entre 2 courbes de niveaux consécutives. Tel que :

$$H_i = \frac{H_{i+1} \times H_i}{2} \ (m) \text{ ..... (IV-7)}$$

- Ai : Surface partielle comprise entre 2 courbes de niveaux consécutives en km².
- A : Surface totale du bassin versant en km.

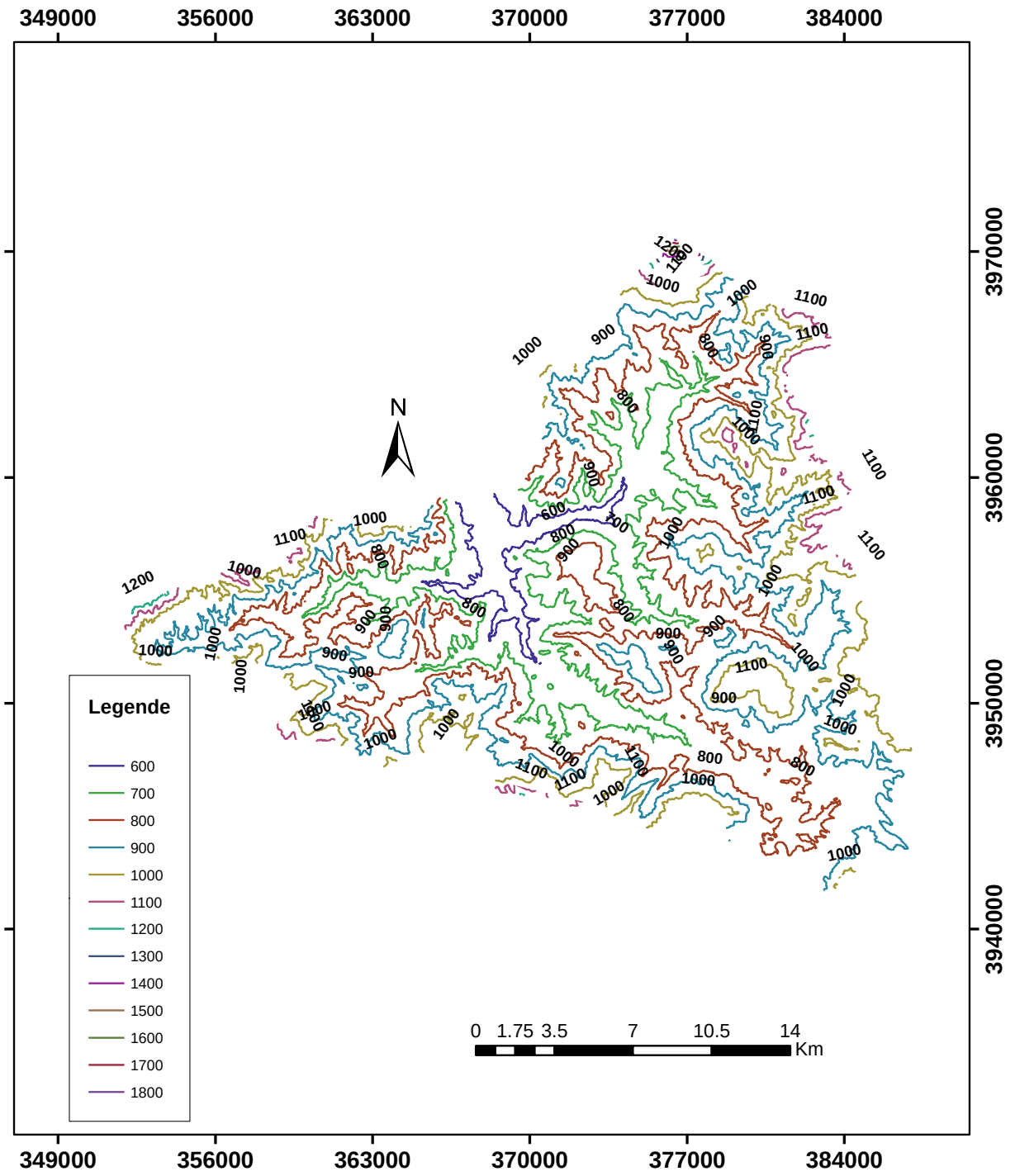


Figure IV-5: Carte des courbes de niveaux du bassin versant depuis logiciel ArcGIS

Tableau IV-3: Caractéristiques altimétriques du bassin versant.

Altitude	**H_{min} (m)**	**H_{moy} (m)**	**H_{max} (m)**	**$H_{5\%}$ (m)**	**$H_{50\%}$ (m)**	**$H_{95\%}$ (m)**
Valeur(m)	515	843.79	1600	1064	839.56	607.2

IV.3.4 Les pentes du bassin versant :

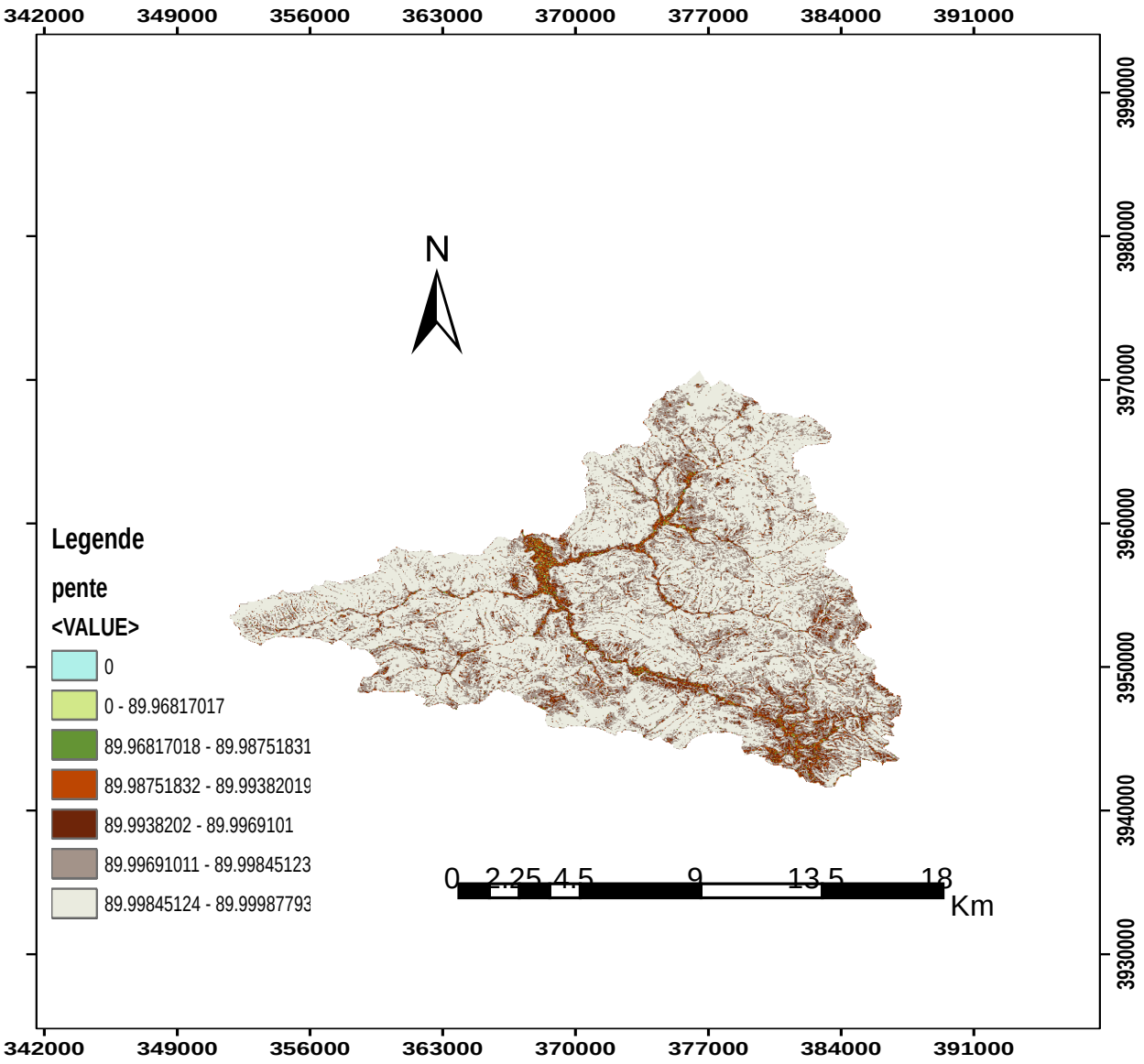


Figure IV-6: Répartissions des pentes dans le bassin versant depuis logiciel ArcGIS

- **La pente du bassin versant :**

$$I_{BV} = \frac{H_{max} - H_{min}}{L_{Thalweg}} \text{..... (IV-8)}$$

Avec :

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

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

Application numérique :

$$I_{BV} = \frac{1600 - 515}{32.889} = 32.99 \text{..... (IV-9)}$$

- **La pente moyenne de bassin versant :**

La variable de la pente à une grande influence sur le cours d'eau donc la vitesse de l'eau donc le calcule de ce paramètre est indispensable car c'est un facteur vraiment important car à partir du pante on peut savoir si la pente est abrupte donc elle favorise et accélère l'écoulement superficiel tandis qu'une la pente douce ou nulle donne à l'eau le temps de s'infiltrer.

$$P_{moy} = \frac{\Delta H \times (0.5L_1 + L_2 + \cdots + 0.5L_n)}{A} \text{..... (IV-10)}$$

- ΔH: Dénivelés entre deux courbes de niveaux successives.
- L_1L_2 …. L_n : les longueurs des courbes de niveaux (Km).
- A : superficie du bassin versant (Km^2).

Application numérique :

Tableau IV-4: Pente moyenne du bassin versant

Courbe	Longueur (Km)	ΔH (m)	Surface (Km^2)	P_{moy} (m/Km)
600	51.215	100	478.74	235.765
700	198.9			
800	320.8			
900	311.51			
1000	183.7			
1100	67.19			
1200	9.01			
1300	4.1			
1400	4.1			
1500	2.94			
1600	1.694			

- **Indice de pente de Roche (Ip)**

L'indice de pente I_P de M. Roche sert à déterminer la pente moyenne avec les données réelles du bassin versant.

I_P est donné par la formule :

$$I_p = \frac{1}{\sqrt{L_r}} \sum_{i=1}^{n} \sqrt{S_i \times H_i} \text{..... (IV-11)}$$

Avec :

- I_p : Indice de pente de Roche ;
- L_r: Longueur du rectangle équivalent (m) ;
- S_i: Surface partielle (%) comprise entre 2 courbes de niveau consécutives Hi et Hi+1.

- **Indice de pente moyenne de bassin versant :**

$$I_m = \frac{H_{max} - H_{min}}{L} \text{..... (IV-12)}$$

Avec :

- H_{max}: Altitude maximale du bassin versant en (m).
- H_{min} : Altitude minimale du bassin versant en (m).
- L : la longueur de rectangle équivalant (Km).

Application numérique :

$$I_m = 17.96$$

- **Indice de pente Ig:**

$$I_g = \frac{D}{L} \text{..... (IV-13)}$$

- D : le dénivelé, avec D = $Z_{5\%} - Z_{95\%}$ (Km).
- L : Longueur du rectangle équivalent (Km).

Application numérique :

$$I_g = 7.56$$

Tableau IV-5: Classification ORSTOM du relief à partir de l'indice de pente global.

Relief		**Valeur de I_g**
1	Relief très faible	I_g <0.002
2	Relief faible	0.002<I_g <0.005
3	Relief assez faible	0005<I_g <0.01
4	Relief modéré	0.01<I_g <0.02
5	Relief assez fort	0.02<I_g <0.05
6	Relief fort	0.05<I_g <0.1
7	Relief très fort	0.1<I_g

IV.3.5 Dénivelée spécifique Ds:

La dénivelée spécifique donne une idée générale sur le relief du bassin, elle est donnée par la formule suivante:

$$D_S = I_g \times \sqrt{A} = D \times \sqrt{\frac{I}{L_r}} \quad \text{..... (IV-14)}$$

Application numérique :

$$D_S = 7.56 \times 100 \times \sqrt{478.74}$$

$$D_S = 337.29m$$

Tableau IV-6: Classification des reliefs d'après l'O.R.S.T.O.M.

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

Tableau IV-7: Résultats de calculs des pentes et la dénivelée spécifique du bassin versant

Paramètres	Symboles	Unités	Valeurs
Pente du bassin versant	I_{BV}	m/Km	32.99
Pente moyenne du bassin versant	I_m	m/Km	235.765
Indice de pente de Roche	I_p	%	0.84
Indice de pente moyenne	I_{pm}	m/Km	17.96
Indice de pente globale	I_g	m/Km	7.56
Dénivelée spécifique	Ds	m	337.29
Relief	/	/	fort

IV.4 Etude du réseau hydrographique :

IV.4.1 Caractéristiques du réseau hydrographique :

Le réseau hydrographique est l'ensemble des rivières et autres cours d'eau permanents ou temporaires, ainsi que des lacs et des réservoirs, dans une région donnée. La différenciation du réseau hydrographique d'un bassin versant est dû à quatre facteurs principaux :

- Le climat: densité du réseau plus ou moins importante.
- La géologie: nature des roches, sensibilité plus ou moins forte à l'érosion.
- La pente du terrain: détermine si les cours d'eau sont en phase érosive ou sédimentaire.
- La présence humaine: la construction des barrages, la protection des berges, le drainage agricole. Le drainage des terres agricoles…

IV.4.2 Hiérarchisation du réseau :

La ramification d'un cours d'eau est établie en affectant un système de numérotation à chaque tronçon du cours d'eau en fonction de son importance. Selon la classification de Schumm Strahler (1957).

- Tout cours d'eau dépourvu d'affluent est d'ordre 1.

- Au confluent de deux cours d'eau de même ordre n, le cours d'eau résultant est d'ordre n+1.

- Le cours d'eau formé par la confluence de deux cours d'eau d'ordre différents prend l'ordre du plus élevé des deux.

- Un bassin versant à l'ordre du plus élevé de ses cours d'eau, soit l'ordre du cours d'eau principal à l'exutoire.

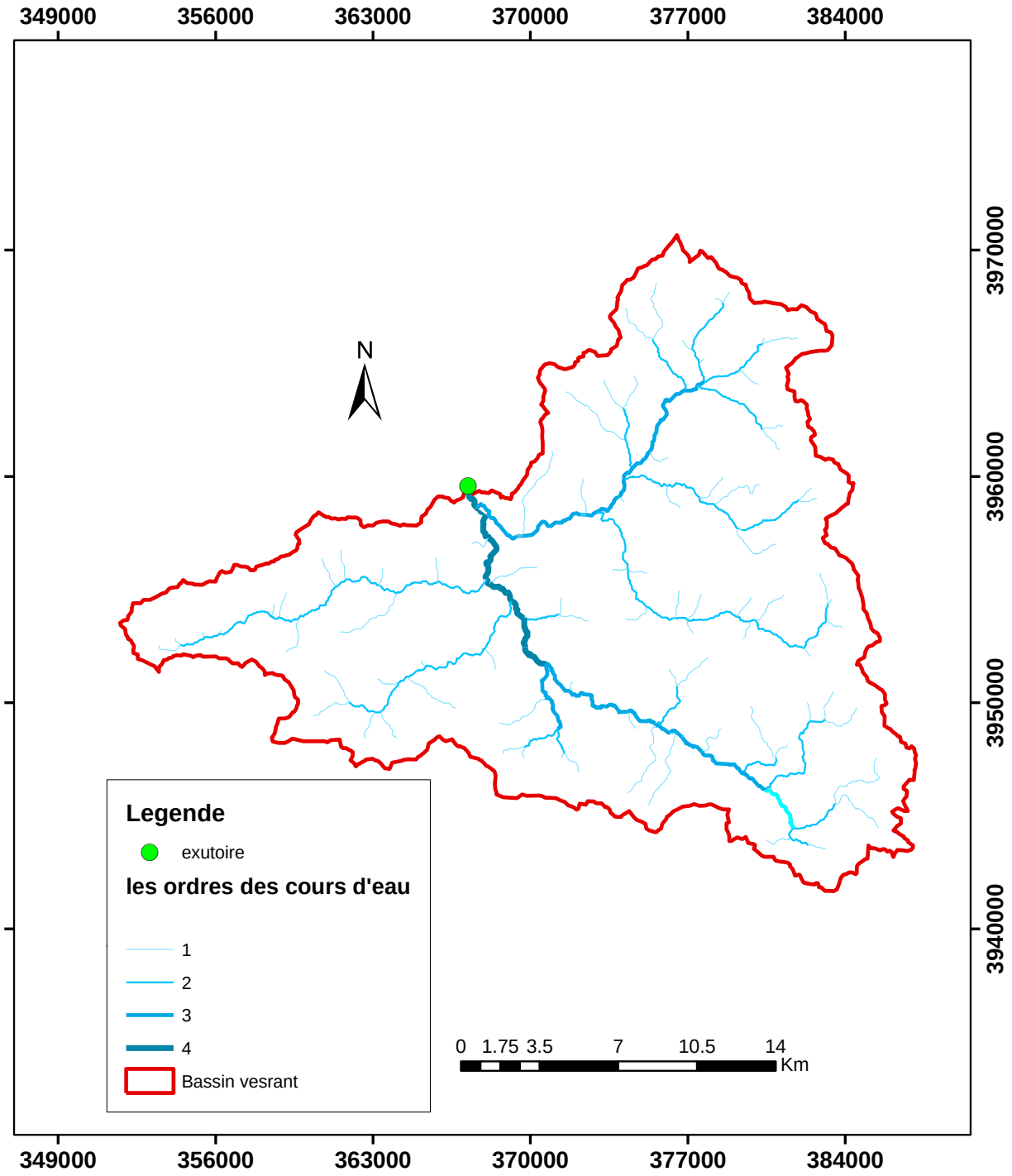


Figure IV-7: Réseau hydrographique du bassin versant depuis logiciel ArcGIS

IV.4.3 Paramètres hydrographiques :

IV.4.3.1 Densité de drainage (Dd) :

Pour l'étude hydrographique la connaissance de la densité de drainage rentre comme un paramètre indispensable ; la valeur élevée de cette dernière renseignerait sur un réseau hydrographique relativement dense et ayant une réponse rapide à un quelconque événement pluvieux. Elle est exprimée en Km/Km² et on général elle est donnée par la formule suivante :

$$D_d = \frac{\sum_{i=1}^{n} l_i}{A} \text{..... (IV-15)}$$

Avec :

- D_d: Densité de drainage en Km/Km².
- $\sum_{i=1}^{n} l_i$: Longueur totale de tous les thalwegs du bassin en Km.
- n : L'ordre le plus élevé dans la classification. (n=4)
- A : Superficie du bassin en Km².

On réalité la densité de drainage se représente en deux formes comme suit :

- **Densité de drainage permanente (D_{dp}) :**

Représente les talwegs qui coulent en permanence :

$$D_{dp} = \frac{\sum_{i=1}^{n} l_{ip}}{A} \text{..... (IV-16)}$$

- $\mathbf{l_{ip}}$ **:** Longueurs des oueds permanents.

- Densité de drainage temporaire (D_{dt}) représente les talwegs qui coulent temporairement :

$$D_{dt} = \frac{\sum_{i=1}^{n} l_{it}}{A} \text{..... (IV-17)}$$

- l_{it} **:** Longueurs des oueds temporaires.

IV.4.3.2 Profil en long

Pour l'estimation du temps de concentration du bassin on doit d'abord calcule la pente moyenne et cette dernière est calculé à partir du profile on long.

IV.4.3.3 La densité hydrographique des thalwegs élémentaires « F1 » :

C'est une représentation nombre de canaux d'écoulement par unité de surface.

$$F_1 = \frac{\sum N_1}{S} \text{..... (IV-18)}$$

Avec :

- F_1 : Densité hydrographique ;
- N_1 : Nombre de cours d'eau d'ordre 1 ;
- S : Superficie du bassin versant (Km^2).

IV.4.3.4 Le coefficient de torrentialité « Ct »

Il est donné par l'équation suivante :

$$C_t = D_d \times F \quad \text{..... (IV-19)}$$

Avec :

- D_d: Densité de drainage ;
- F : Densité hydrographique.

IV.4.3.5 Temps de concentration

t_cDes eaux sur un bassin versant se définit comme le maximum de durée nécessaire à une goutte d'eau pour parcourir le chemin hydrologique entre un point du bassin et l'exutoire de ce dernier.

Il est composé de trois termes différents :

- t_h : Temps d'*humectation*. Temps nécessaire à l'imbibition du sol par l'eau qui tombe avant qu'elle ne ruisselle.
- t_r : Temps de *ruissellement* ou *d'écoulement*. Temps qui correspond à la durée d'écoulement de l'eau à la surface ou dans les premiers horizons de sol jusqu'à un système de collecte (cours d'eau naturel, collecteur).
- t_a : Temps d'*acheminement*. Temps mis par l'eau pour se déplacer dans le système de collecte jusqu'à l'exutoire.

Le temps de concentration t_c est donc égal au maximum de la somme de ces trois termes, soit :

$$t_c = \max(\sum t_h + t_r + t_a) \quad \text{..... (IV-20)}$$

Théoriquement on estime que t_c est la durée comprise entre la fin de la pluie nette et la fin du ruissellement (cf. chapitre 11). Pratiquement le temps de concentration peut être déduit de mesures sur le terrain ou s'estimer à l'aide de formules le plus souvent empiriques. Parmi les méthodes fréquentielles on trouve :

Formule de VENTURA:

Donnée par :

$$t_c = 0.1275 \times \frac{\sqrt{S}}{\sqrt{I_{BV}}} \quad \text{..... (IV-21)}$$

Avec :

- t_c: Temps de concentration (h) ;
- I_{BV}: Pente du bassin versant (m/m) ;
- S : Surface du bassin versant (Km^2).

Formule de KIRPICH

Cette méthode est adaptée aux bassins versants dont la superficie varie entre 0,4 ha et 81 ha, dont les sols sont argileux et dont la pente moyenne est comprise entre 3% et 10%. Le temps de concentration est alors calculé à partir de l'équation suivante :

$$t_c = 0.0663 \times \frac{L_{cp}^{0.77}}{I_g^{0.385}} \quad \text{(IV-22)}$$

- t_c: Temps de concentration (h) ;
- I_g: Indice de pente globale (%) ;
- L_{cp}: Longueur du cours d'eau principal (m).

Formule de GIANDOTTI (sud Italie 1937) :

Donnée par :

$$t_c = \frac{4 \times \sqrt{S} + 1.5 \times L_{cp}}{0.8 \times \sqrt{H_{moy} - H_{min}}} \quad \text{(IV-23)}$$

Avec :

- t_c: Temps de concentration (h) ;
- L_{cp} : Longueur du cours d'eau principal (Km) ;
- S : Surface du bassin versant (Km2) ;
- H_{moy}: Altitude moyenne du bassin versant (m) ;
- H_{min}: Altitude minimale du bassin versant (m).

Formule de TURAZZA

Donneé par:

$$t_c = 0.108 \times \frac{\sqrt[3]{S \times L_{cp}}}{\sqrt{I_{pm}}} \quad \text{(IV-24)}$$

Avec :

- t_c: Temps de concentration (h) ;
- S : Surface du bassin versant (Km2) ;
- L_{cp}: Longueur du cours d'eau principal (Km) ;
- I_{pm}: Pente moyenne du cours d'eau (m/m) ;

Formule ESPAGNOLE

Est donnée par la formule :

$$t_c = 0.126 \times 60 \times \left(\frac{L_{CP}}{I_{pm}^{0.25}}\right)^{0.76} \quad \text{(IV-25)}$$

Avec :

- t_c: Temps de concentration (min) ;
- L_{CP}: Longueur du cours d'eau principal (Km) ;
- I_{pm}: Pente moyenne du cours d'eau principal (m/m).

Formule de SOLOVSKY:

$$t_c = 4 \times [\frac{(S \times L_{cp})^{0.333}}{\sqrt{I_{BV}}}]^{0.75} \quad \text{..... (IV-26)}$$

Avec :

- t_c: Temps de concentration (h) ;
- L_{cp}: Longueur du thalweg principal (Km) ;
- S: Superficie du bassin versant (km^2) ;
- I_{BV}: Pente du bassin versant (m/km).

Tableau IV-8: Le temps de concentration.

Formules utilisées	Temps de concentration en heures
Formule de VENTURA	15.36
Formule de KIRPICH	26.27
Formule de GIANDOTTI	9.43
Formule de TURAZZA	20.19
Formule ESPAGNOLE	10.25
Formule de SOLOVSKY	12.04

Pour le temps de concentration on calcule la moyenne des temps de concentration et on prend la valeur la plus proche de cette dernière.

Apres calcul on opte pour la valeur de la formule de SOLOVSKY

$$t_c = 12.04$$

IV.4.3.6 Vitesse de ruissellement :

On nomme « eaux de ruissellement » le surplus d'eau n'ayant pas réussi à s'infiltrer dans le sol ou à s'évaporer, s'écoulant à la surface du sol. Ces eaux sont généralement constituées d'eaux pluviales. La vitesse de ruissellement est le rapport entre la longueur parcourue par le temps de concentration.

$$V_r = \frac{L_{cp}}{t_c} \quad \text{..... (IV-27)}$$

Avec :

- V_r: Vitesse de ruissellement (Km/h) ;
- L_{cp}: Longueur du thalweg principal (Km) ;
- t_c: Temps de concentration (h).

$$V_r = 2.73\ Km/h$$

Tableau IV-9: Paramètres hydrographiques

Désignation	Symbole	Unités	Valeur
Densité de drainage	D_d	Km/Km^2	**0.54**
Densité hydrographique	F	Km^{-2}	**0.25**
Coefficient de torrentialité	C_t	/	**0.136**
Temps de concentration	T_c	Heures	**12.04**
Vitesse de ruissellement	V_r	Km/h	**2.73**

Tableau IV-10*:* récapitulatif des résultat

Désignation		**Symbole**	**Unités**	**Valeur**
Superficie		S	Km^2	**478.74**
Périmètre		P	Km	**136.5**
Indice de compacité de Gravelius		K_C	/	**1,7468**
Longueur du thalweg principal		L_p	Km	**32.889**
Coefficient d'allongement		C_a	/	**2.26**
Indice de compacité de Horton		K_h	/	**0.4425**
Rectangle équivalent	**longueur**	L	Km	**60.41**
	largeur	l	Km	**7.924**
Surface du rectangle équivalent		S_r	Km^2	**478.74 9**
Périmètre du rectangleéquivalent		P_r	Km	**136.66**
Altitudes	**Maximale**	H_{max}	m	**1600**
	Moyenne	H_{moy}	m	**843.79**
	Minimale	H_{min}	m	**515**
	Médiane 5%	$H_{5\%}$	m	**1064**
	Médiane 50%	$H_{50\%}$	m	**839.56**
	Médiane 95%	$H_{95\%}$	m	**607.2**
Pente du bassin versant		I_{BV}	m/Km	**32.99**
Pente moyenne du BV		I_m	m/Km	**235.76 5**
Indice de pente de Roche		I_p	%	**0.84**
Indice de pente moyenne		I_{pm}	m/Km	**17.96**
Indice de pente globale		I_g	m/Km	**7.56**
Dénivelée spécifique		D_s	m	**337.29**
La somme des longueurs descours d'eau		$\sum L_i$	Km	**235.76**
Nombre des talwegs d'ordre 1		$\sum N_1$	/	**119**
Densité de drainage		D_d	Km/Km^2	**0.54**
Densité hydrographique		F	Km^{-2}	**0.25**
Coefficient de torrentialité		C_t	/	**0.136**
Temps de concentration		T_c	Heures	**12.04**
Vitesse de ruissellement		V_r	Km/h	**2.73**

IV.5 Pluviométrie :

La première étape à affranchir dans une étude d'aménagement est l'étude de la pluie maximale journalière afin d'estimer et prévenir les pluies extrêmes qui provoque les crues de différentes périodes de retour. Pour cela on a besoin d'une série pluviométrique qui comporte les précipitations maximales journalières pour la période la plus longue possible, il a été possible de procéder à l'évaluation des valeurs de pluie maximale journalière de la région projetée, de la station pluviométrique du bassin voisin ……

IV.5.1 Estimation de la pluie max journalière :

Les pluies maximales journalières sont souvent génératrices de crues exceptionnelles. Pour cela, il est important d'effectuer un ajustement statistique d'une loi de probabilité à la série enregistré à la station pluviométrique, afin de déterminer les précipitations maximales journalières fréquentielles en suivant les étapes suivantes :

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

Remarque : L'exposant climatique pour notre région **(b =0.41)** est donné par l'ARNH

IV.5.2 Présentation des séries pluviométrique de référence :

Pour le cas de notre bassin versant on va faire l'ajustement à partir de trois séries pluviométrie a cause de manque de donnée de pluviométrique pour la région étudier pour cela on a choisi trois séries pluviométriques avec un emplacement proche a la région de lerdjem.

Tableau IV-11: Identification des stations pluviométriques

Stations	Code	Coordonnée			Période d'observation (ans)	Taille de l'échantillon
		X (Km)	Y (Km)	Z (m NGA)		
THENEIT EL HAD	011605	439.8	285.65	1150	1970-2010	39
SIDI MOKREFI	011606	463.2	304.25	425	1969-2017	42
TARIK IBN ZIAD	011607	450.15	299.5	660	1968-2011	37

On trouve si dessus les tableaux avec les différentes caractéristiques des stations pluviométriques : **Tableau IV-12:** Les caractéristiques de nos séries pluviométriques :

CODE	**11605**	**CODE**	**11606**	**CODE**	**11607**
NOM	**THNIAT EL HAD**	**NOM**	**SIDI MOKRFI**	**NOM**	**Tarik Ibn Ziad**
Année	**PJ max**	**Année**	**PJ max**	**Année**	**PJ max**
1970	19,4	1969	61,7	1968	58,3
1972	75,4	1970	27,6	1969	81,4
1973	109,6	1971	49,8	1970	43,7
1974	62,7	1972	80,4	1971	108,2
1975	38,9	1973	29,5	1972	84,8
1976	32,8	1974	46,7	1973	42,8
1977	44,5	1976	49,7	1975	53
1978	40,9	1979	40,1	1976	19,2
1979	100,9	1980	53,8	1979	101,6
1980	64,2	1981	32,9	1980	52,8
1981	51,8	1982	43,4	1983	40,2
1982	39,9	1983	43,6	1984	80,6
1983	23,7	1984	46,9	1985	45,1
1984	66,5	1985	63,3	1986	55,9
1985	54,7	1986	23,8	1987	25,2
1986	54,2	1989	26,8	1988	57,6
1987	28,6	1990	29,5	1991	65,9
1988	47	1991	55,4	1992	25
1989	21,1	1992	23,9	1993	19

1990	66,4	1993	37,8	1994	81
1991	88,4	1994	66,1	1995	27,2
1992	29,6	1995	28,2	1996	40
1993	23,5	1996	17,9	1997	45
1994	90	1997	50,3	1998	41,8
1995	62,7	1998	35,2	1999	19,6
1996	45,1	1999	14,2	2000	45,1
1997	44,4	2000	33,7	2001	20,3
1998	54,4	2001	13,1	2002	69
1999	42,8	2002	33,6	2003	30,8
2000	82,9	2003	23,2	2004	48
2001	24,5	2004	26,7	2005	52
2002	75,4	2005	28	2006	59,5
2003	37,8	2006	32,8	2007	72
2004	55,6	2007	71,3	2008	38,8
2006	60	2008	39	2009	44,1
2007	67,1	2009	25	2010	29,9
2008	36	2010	23,2	2011	36,1
2009	33,3	2011	30,7	//	//
2010	30,3	2012	55,7	//	//
//	//	2015	79,7	//	//
//	//	2016	34,2	//	//
//	//	2017	26,3	//	//

Tableau IV-13: Caractéristique des séries pluviométriques.

Caractéristiques	Formules	Station		
		11605	**11606**	**11607**
La somme des $P_{max,j}$ en (mm)	$\sum_{i=1}^{n} P_{max,j\,i}$	2027	1654,7	1860,5
La moyenne X des $P_{max,j}$ en (mm)	$\frac{\sum_{i=1}^{n} P_{max,j\,i}}{n}$	51.97	39.39	50,28
L'écart type σ_x pour $n > 30ans$	$\sqrt{\frac{\sum_{i=1}^{n}(P_{max,j\,i} - X)^2}{n-1}}$	22.6	16.86	49.9
Coefficient de variation C_v	$\frac{\sigma_x}{X}$	0.439	0.433	0.454
Coefficient d'asymétrie Cs	$\frac{\sum_{i=1}^{n}(P_{max,j\,i} - X)^3}{(n-1)\sigma_x{}^3}$	0.688	0.803	0.744
L'exposant climatique		0.41	0.41	0.41

IV.5.3 Ajustement de la série des pluies annuelles et maximales journalières :

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

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

Toutefois, de nombreuses études comparatives, autant empiriques que théoriques, ont été menées afin de déterminer dans quelles circonstances une méthode d'estimation est la plus efficace pour une loi donnée (B. Touabia, 2001).

La loi d'ajustement choisi est :

- ✓ La loi de GUMBEL

Pourquoi Gumbel : on c'est très bien qu'il existe plusieurs types d'ajustement mais on a choisi la loi Gumbel car cette dernière elle est adapté à la méthode de Gradex.

❖ **Ajustement des séries pluviométriques a la loi de GUMBEL :**

L'ajustement des pluies maximales journalières sera effectué à l'aide du logiciel HYFRAN.

Les résultats sont mentionnés au tableau suivant :

✓ **La série N° 01; code 11605:**

Tableau IV-14: Représentation de l'Ajustement à la loi de GUMBEL (La série N° 01).

Période de retour	Fréquence empirique selon Hazen	Variable réduite de GAMBUL u	$P_{max,j}$ (mm)	σ_x	Intervalle de confiance
1000	0.9990	2,25	163	20.9	122 - 204
100	0.9900	2,97	122	14.2	94.6 - 150
50	0.9800	3,9	110	12.2	86.2 - 134
20	0.9500	4,6	93.7	9.55	75.0 - 112
10	0.9000	6,91	81.0	7.56	66.2 - 95.8

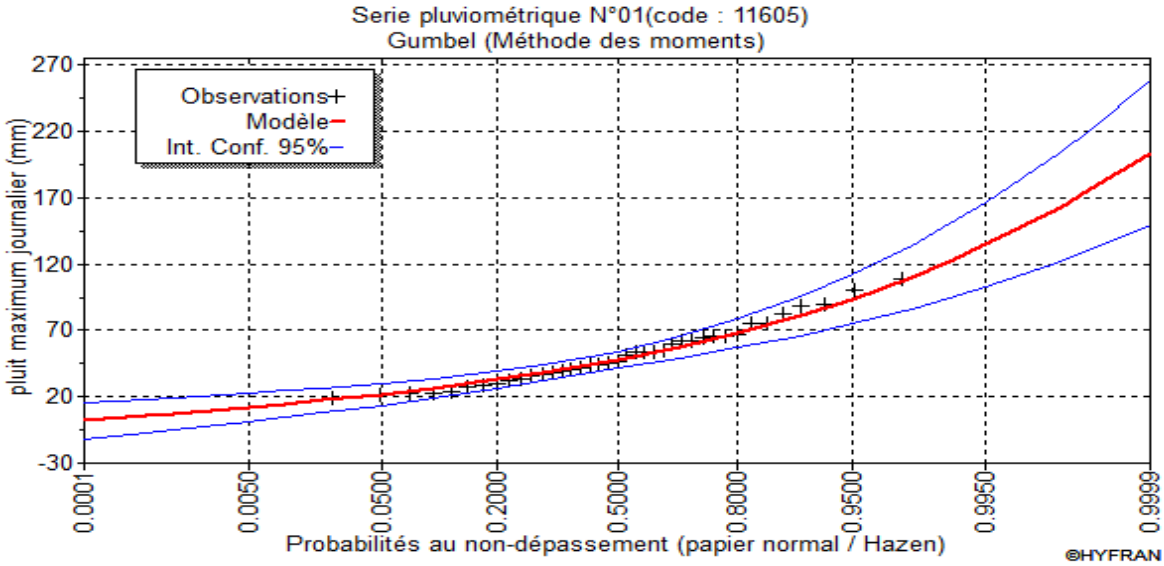


Figure IV-8: Graphe d'ajustement de la série des pluies maximales journalière à la loi de GUMBEL

✓ **La série N° 02; code 11606:**

Tableau IV-15: Représentation de l'Ajustement à la loi de GUMBEL (La série N° 02).

Période de retour	Fréquence empirique selon Hazen	Variable réduite de GAMBUL u	$P_{max,j}$ (mm)	σ_x	Intervalle de confiance
1000	0.9990	2,25	122.09	15.035	92.617 - 151.57
100	0.9900	2,97	91.773	10.205	71.766 - 111.78
50	0.9800	3,9	82.597	8.7606	65.423 - 99.772
20	0.9500	4,6	70.353	6.8592	56.906 - 83.799
10	0.9000	6,91	60.893	5.4298	50.248 - 71.537

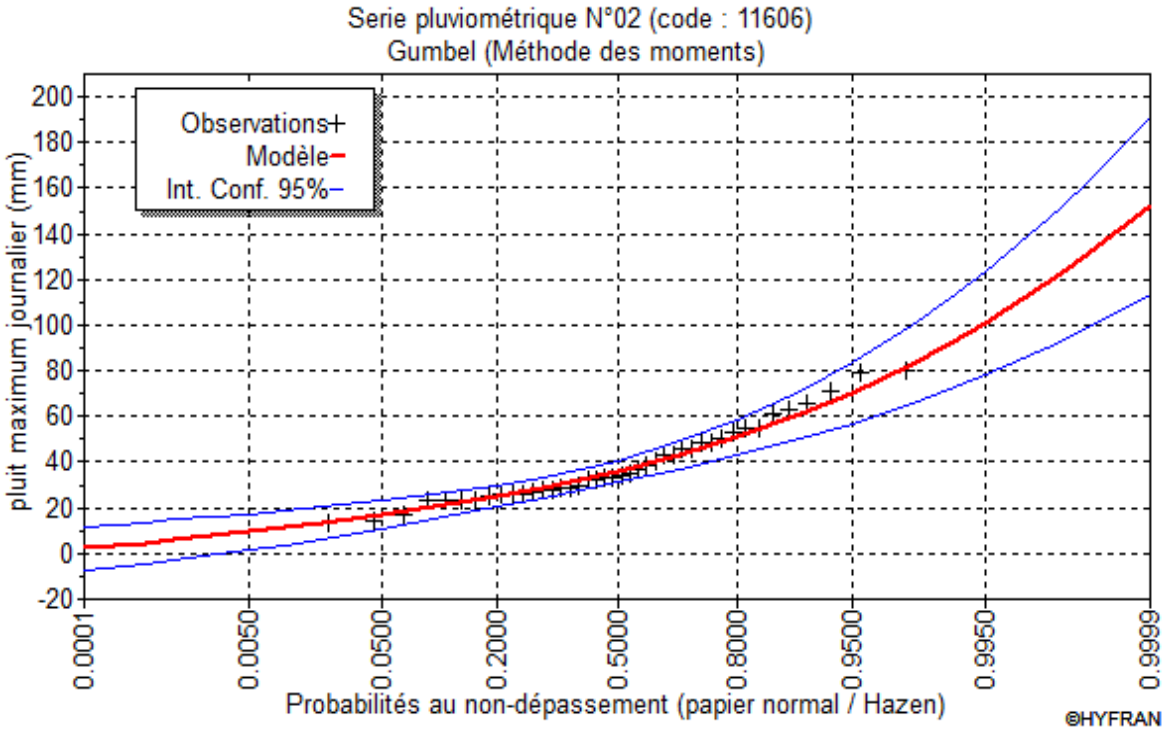


Figure IV-9: Graphe d'ajustement de la série des pluies maximales journalière à la loi de GUMBEL

✓ **La série N° 03; code 11607:**

Tableau IV-16: Représentation de l'Ajustement à la loi de GUMBEL (La série N° 03).

Période de retour	Fréquence empirique selon Hazen	Variable réduite de GAMBUL u	$P_{max,j}$ (mm)	σ_x	Intervalle de confiance
1000	0.9990	2,25	161.80	21.545	119.57 - 204.04
100	0.9900	2,97	121.03	14.624	92.357 - 149.69
50	0.9800	3,9	108.68	12.554	84.074 - 133.29
20	0.9500	4,6	92.216	9.8292	72.947 - 111.48
10	0.9000	6,91	79.493	7.7809	64.239 - 94.746

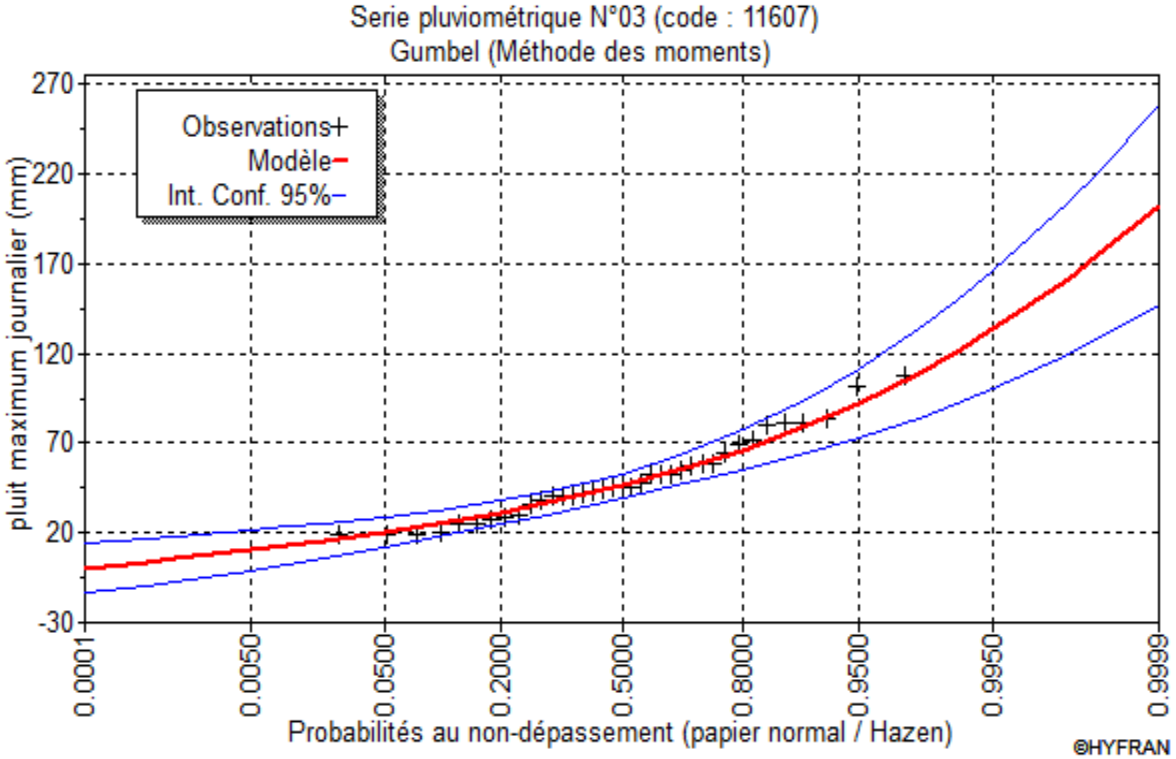


Figure IV-10: Graphe d'ajustement de la série des pluies maximales journalière à la loi de GUMBEL

IV.6 Etude des crues :

L'étude hydrologique consiste à définir les caractéristiques des crues de différentes périodes de retour (débits, durées, fréquences). Elle est basée sur la connaissance des chroniques de débit sur la rivière, relevées aux stations hydrométriques et enrichies des informations sur les crues historiques. Des changements significatifs dans l'occupation de l'espace sur le bassin versant (forte urbanisation, reboisement important, etc.) ou des aménagements lourds en amont (barrages écrêteurs de crues) sont susceptibles de modifier le régime des crues (en particulier les crues moyennes) et peuvent nécessiter une actualisation d'études hydrologiques antérieures.

L'estimation du débit de crue fréquentielle du bassin versant a été calculé grâce à deux approches :

- La série d'observation de la station hydrométrique ;
- La méthode de GRADEX.

IV.6.1 Analyse fréquentielle des crues maximales annuelles avec la station hydrométrique de CHELIF:

L'analyse fréquentielle en hydrologie est une approche statistique de prédiction basée sur des calculs probabilistes utilisant l'historique des événements pour prédire des fréquences d'apparitions futures. Cette analyse permettre d'estimer les quantiles correspondant aux périodes de retour : 5,10, 20, 50, 100 et 1000 ans. Après avoir testé plusieurs lois (Gumbel et Log Normale).

IV.6.1.1 Présentation de la station hydrométrique :

La station hydrométrique choisies est l'une des stations du bassin Chélif qui porte le code 012501et une surface de 421 Km², qui se trouve à proximité de la zone d'étude, et qui dispose des données complètes et fiables concernant la pluviométrie de la région, l'image ci-dessous présente l'emplacement de la station selon la classification de l'ANRH.

Tableau IV-17: Débit maximales annuelle (1973/2005).

Année	Qmax (m^3/s)	Année	Qmax (m^3/s)	Année	Qmax (m^3/s)
1973 - 1974	23,88	1984 - 1985	17,88	1994 - 1995	240
1974 - 1975	44,88	1985 - 1986	63,5	1995 - 1996	57,7
1975 – 1976	58,75	1986 - 1987	72,5	1997 - 1998	30,9
1976 - 1977	113	1987 - 1988	78,02	1998 - 1999	98,7
1977 - 1978	33,17	1988 - 1989	72,88	1999 - 2000	7,2
1978 - 1979	17,96	1989 - 1990	87,02	2000 - 2001	21,18
1979 - 1980	16,1	1990 - 1991	41,28	2001 - 2002	77,21
1980 - 1981	92,7	1991 - 1992	286,6	2002 - 2003	13,16
1982 - 1983	113,5	1992 - 1993	49,58	2003 - 2004	16,35
1983 - 1984	13,68	1993 - 1994	27,2	2004 – 2005	217.45

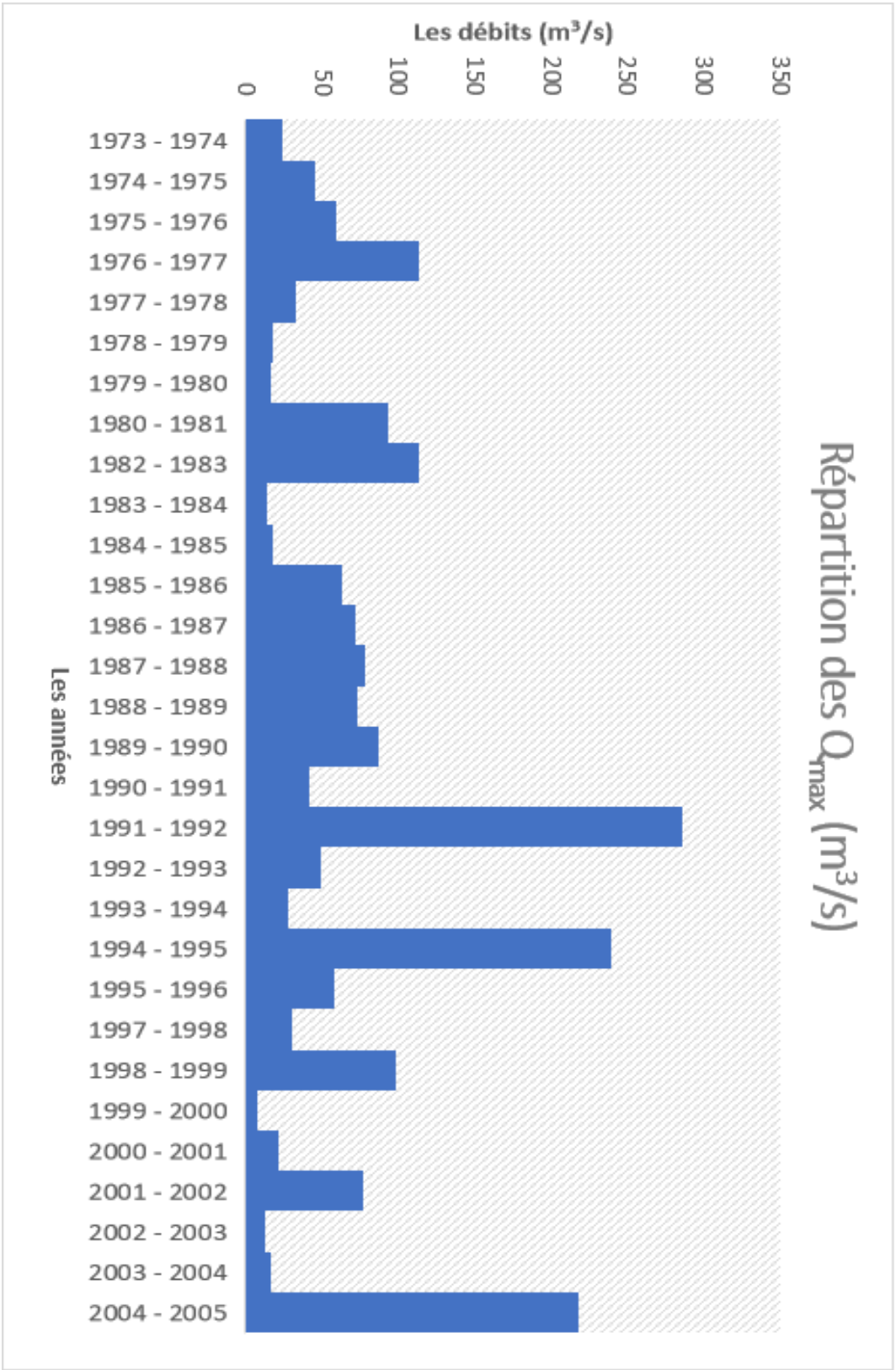


Figure IV-11: Graphe de variation de la Q max

IV.6.1.2 Ajustement de la série hydrométrique :

La validité des résultats d'une analyse fréquentielle dépend du choix du modèle fréquentiel et plus particulièrement de son type. Diverses pistes peuvent contribuer à faciliter ce choix, mais il n'existe malheureusement pas de méthode universelle et infaillible.

Dans notre cas on opte pour deux méthodes d'ajustement pour renforcer notre étude est qu'elle soit plus précise pour cela on a choisi les deux méthodes suivantes :

- ✓ La loi de GUMBEL (Normale).
- ✓ La loi de GALTON (log-normal).

IV.6.1.2.1 Ajustement à la loi Log Normale (Loi de Galton)

On dit qu'une Variable aléatoire X a une distribution log normal lorsque : v= ln x est normal. La loi de Galton résulte de la loi normale mais rendue dissymétrique par un changement de variable. Sa fonction de répartition est donnée par :

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

Avec la valeur réduite u est donnée par **:**

$$u = \frac{\ln x - \overline{lnx}}{\sigma_{lnx}}.$$

L'équation de la variable réduite présente sous forme de **:**

$$\ln x = \overline{lnx} + u\sigma_{lnx}$$

Est l'équation d'une droite sur un papier Gausso-logarithmique en abscisse l'échelle gaussienne et en ordonnée l'échelle logarithmique.

L'ajustement de la série à la loi de Log-Normal a été également établi par le logiciel HYFRAN, les résultats obtenus sont résumés dans le tableau :

Tableau IV-18: Représentation de l'Ajustement à la loi de GALTON.

Période de retour	Fréquence empirique selon Hazen	Variable réduite de GAMBUL u	Qmax (m^3/s)	σ_x	Intervalle de confiance
1000	0.9990	2,25	833	346	154 - 1510
100	0.9900	2,97	408	136	142 - 674
50	0.9800	3,9	316	96.3	128 - 505
20	0.9500	4,6	216	75	104 - 328
10	0.9000	6,91	154	35.7	83.7 - 224

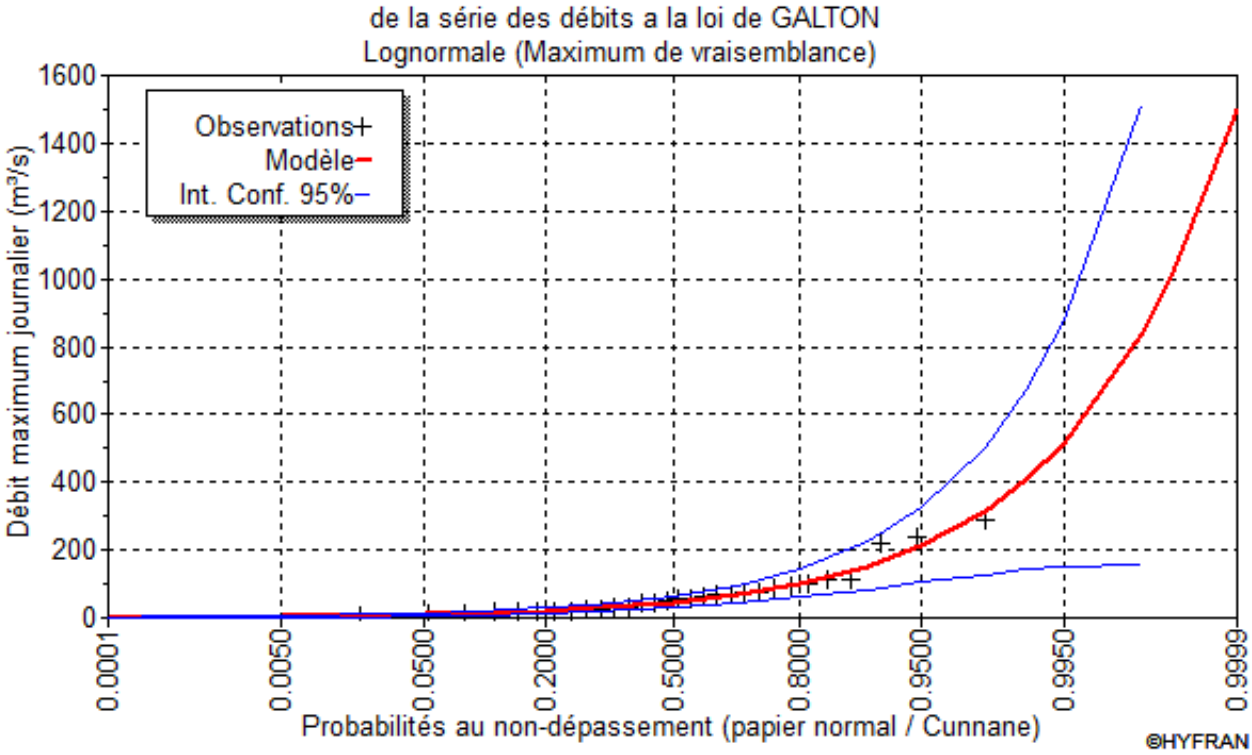


Figure IV-12: Graphe d'ajustement de la série des débits maximales annuelle à la loi de GALTON.

Tableau IV-19: Comparaison des caractéristiques de la loi de GALTON et de l'échantillon.

	Caractéristiques de la loi	**Caractéristiques de l'échantillon**
Minimum	0.00	7.00
Maximum	Aucun	286
Moyenne	71.8	69.7
Ecart-type	84.8	68.5
Médiane	46.444.0	53.00
Coefficient de variation (Cv)	1.18	0.984
Coefficient d'asymétrie (Cs)	5.19	1.93
Coefficient d'aplatissement (Ck)	74.6	5.44

IV.6.1.2.2 Ajustement de la série à la loi de GUMBEL

La loi de Gumbel est très universellement utilisée pour caractériser la distribution de valeurs extrêmes. En effet la loi double exponentielle est la forme limite de la distribution de la valeur maximale d'un échantillon de n valeurs. Le maximum annuel d'une variable étant considéré comme le maximum de 365 valeurs journalières, cette loi doit ainsi être capable de décrire les séries de maxima annuels.

La fonction de répartition a la forme suivante :

$$F(x) = e^{-e^{-\frac{(x-\beta)}{\alpha}}} .$$

La variable réduite u de Gumbel est définie par :

$$u = \frac{x-\beta}{\alpha}$$

D'où:

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

Où α et β sont les paramètres de la loi. Le paramètre α est un paramètre caractéristique de la dispersion. On démontre que β est le mode (la valeur la plus probable). L'estimation des paramètres peut être calculée par la méthode des moments :

$$\alpha = 0.78 \, . \, s$$

$$\beta = \overline{x} - 0.45 \, . s$$

Avec :

- S : L'écart type de l'échantillon ;
- $\bar{x}$: La moyenne de l'échantillon

La variable réduite U de Gumbel se calcule par :

u=-log(-log(F(x)) …… (IV-28)

Avec :

- F (x) : la probabilité au non dépassements.

L'équation de fréquence la loi de Gumbel s'écrit :

$$\mathbf{x_T = \bar{x} + K_T \times s} \text{..... (IV-29)}$$

L'ajustement de la série à la loi de GUMBEL a été établi par le logiciel HYFRONT, les résultats obtenus sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau IV-20: Représentation de l'Ajustement à la loi de GAMBEL.

Période de retour	**Fréquence empirique selon Hazen**	**Variable réduite de GAMBUL u**	**Qmax (m^3/s)**	$\boldsymbol{\sigma_x}$	**Intervalle de confiance**
1000	0.9990	2,25	531	95.7	343 - 719
100	0.9900	2,97	285	49.1	188 - 381
50	0.9800	3,9	247	42.1	165 – 330
20	0.9500	4,6	198	33	133 – 262
10	0.9000	6,91	159	26.1	108 - 210

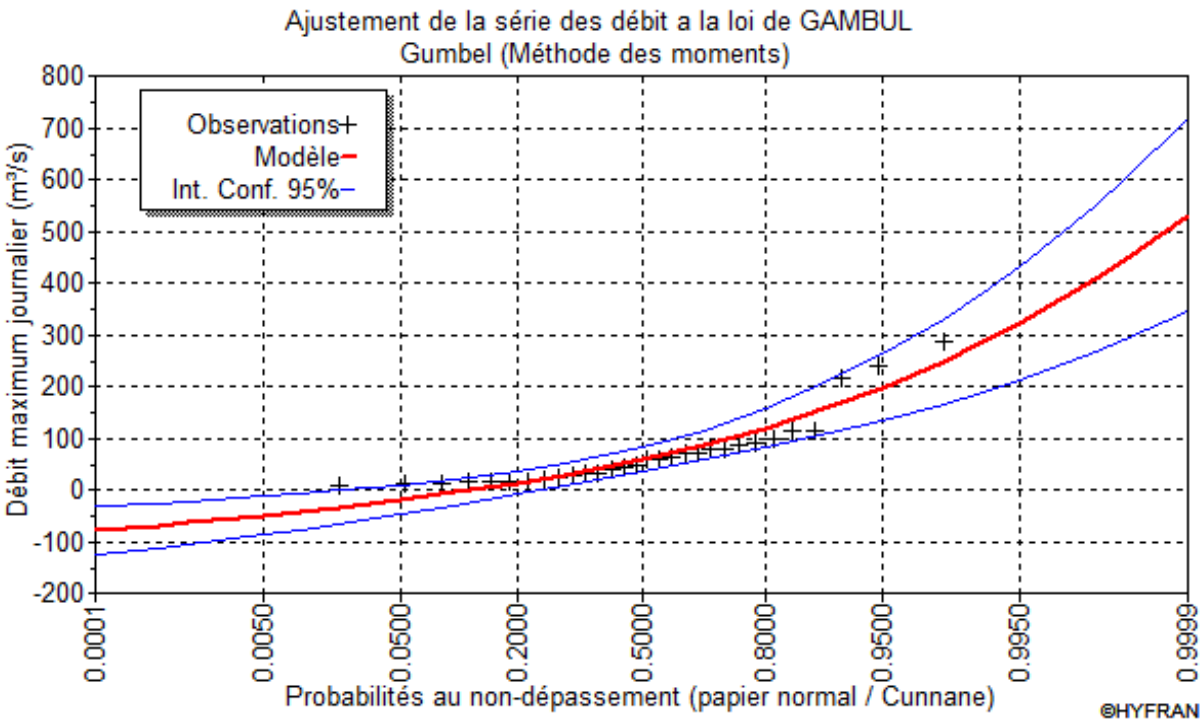


Figure IV-13: Graphe d'ajustement de la série des débits maximales annuelle à la loi de GAMBUL.

Tableau IV-21: Comparaison des caractéristiques de la loi de GUMBEL et de l'échantillon.

	Caractéristiques de la loi	**Caractéristiques de l'échantillon**
Minimum	Aucun	7.00
Maximum	Aucun	286
Moyenne	69.7	69.7
Ecart-type	68.5	68.5
Médiane	58.4	53
Coefficient de variation (Cv)	0.984	0.984
Coefficient d'asymétrie (Cs)	1.14	1.93
Coefficient d'aplatissement (Ck)	2.40	7.15

IV.6.1.3 Comparaison graphique pour les deux lois :

La comparaison graphique de ces trois lois se fait par logiciel HYFRAN

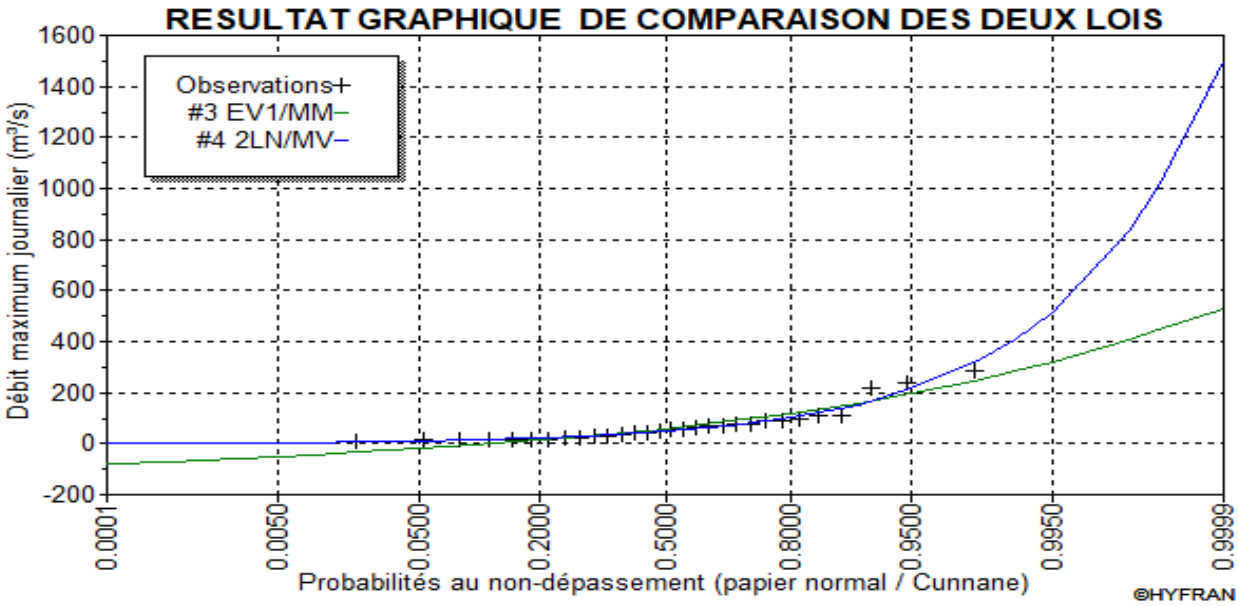


Figure IV-14: Graphe de résultat de comparaison d'ajustement.

❖ **Test de validité et choix de l'ajustement :**

Quelle que soit les résultats obtenus ils ne sont pas exact est statiques car ces ajustements suivent des lois de probabilité donc il y'aura des erreurs de calcules ou d'estimations pour cela il faut faire un test de validation de choix d'ajustement.

❖ **Analyse des critères statistiques : Le test d'adéquation de khi carré (χ2) :**

$\mathbf{x^2_{calculé}}$ Est tiré de la table de X² en fonction de ɣ et α représentée dans l'annexe

$x^2_{calculé} > x^2_{théorique}$ On rejette l'hypothèse nulle.

$x^2_{calculé} \leq x^2_{théorique}$ La loi est adéquate à l'ajustement.

Tableau IV-22: Résultats de test d'adéquation khi 2 des lois d'ajustement.

Loi de distribution	Degré de liberté ɣ	Nombre De classe	$\chi_{calculé}$	$\chi_{tabulé}$
GUMBUL	4	7	11.66	11.07
Log-normal (GALTON)	4	7	4.87	5.93

❖ **Interprétation :**

Depuis le tableau précédent qui contient les résultats de test de validation de khi ² on trouve que la loi d'ajustement la série des pluies maximales journalières présente un ajustement adéquat à la loi log normale

L'étapes suivant est la détermination des débits maximums par la méthode de Gardex c'est une étape vraiment importante mais dans notre cas on n'a pas une station hydrométrique dans la région étudier pour cela il faut passer par la méthode d'analogie pour entamer le reste de calcule.

IV.6.2 Application de la méthode d'analogie :

Cette méthode consiste à calculer les apports moyens annuels de notre bassin versant à partir de la série d'observations de la station de Chélif par la formule suivante :

$$\frac{Q}{S} = \frac{Q'}{S'} \text{..... (IV-30)}$$

$$Q = \frac{Q'}{S'} * S \text{..... (IV-31)}$$

- **Q :** Apport moyen annuel estimé du site (m^3/s)
- **S :** Surface du bassin versant du site qui est de 265.45 Km^2.
- **Q' :** Apport moyen annuel de la station hydrométrique de Chélif égale a 360 m^3/s.
- **S':** Surface du bassin versant où se trouve la station qui est de 421Km^2

Application numérique :

$$\mathbf{Q = \frac{154}{421} * 478.74 = 175.12\ m3/s}$$

➢ **Interprétation :**

D'après les calculs nous aurons un apport moyen interannuel de :

$$\mathbf{Q = 175.12\ m^3/s.}$$

IV.6.3 Détermination des débits maximums fréquentiels la méthode de GRADEX :

IV.6.3.1 Description de la méthode :

La méthode du Gradex, développée par EDF pour la sécurité des grands barrages, est utilisée couramment pour l'estimation des débits de fréquences rare et exceptionnelle. Cette dernière (Guillot and Duband 1967, Michel 1987) est une des méthodes de référence pour déterminer les quantiles de débits aux fréquences rares à extrêmes (c'est-à-dire pour les occurrences comprises entre 10 ans et 1000 ans). A la différence d'un ajustement de loi statistique réalisé sur les débits, l'extrapolation est en lien avec les pluies. Ainsi il est fait l'hypothèse que lorsque le bassin versant est complètement saturé, la distribution des débits est parallèle aux pluies.

IV.6.3.2 Principe de la méthode :

La méthode utilise l'information pluviométrique pour extrapoler la distribution de fréquence des débits. La méthode part du principe que lorsque le débit dépasse une certaine valeur, le sol est saturé. Cette valeur, nommée débit seuil (ou point pivot), peut varier du débit décennal au débit cinquantennal, selon les sols et les caractéristiques du bassin versant. Ainsi, pendant le temps de base de ruissellement D (assimilé à la durée caractéristique), tout accroissement de pluie induit le même accroissement en débit.

La méthode de Gradex part de deux principes fondamentaux :

- Une méthode probabiliste ... Comparée à d'autres outils d'aide à la détermination de la crue de projet, la première caractéristique de la méthode du gradex est de prendre place dans la famille des méthodes probabilistes, par opposition à celle des méthodes maximalistes. Il ne s'agit pas de fournir une estimation du maximum possible (ou « probable ») du débit d'une rivière en un lieu donné, mais d'estimer la probabilité de dépasser des valeurs extrêmement fortes.
- S'appuyant sur la climatologie locale ... L'approche probabiliste la plus simple des phénomènes de crues consiste à ajuster les paramètres d'une loi statistique judicieusement choisie à un échantillon représentatif des crues en un lieu donné. Le danger d'une telle opération est l'insuffisance de représentativité statistique des échantillons de crues du passé pour une extrapolation robuste et sans biais vers les quantiles élevés de la distribution

IV.6.3.3 Hypothèses de la méthode :

Les hypothèses fondamentales nécessaires à cette opération sont au nombre de trois.

La première concerne la fonction de répartition des précipitations tombant sur le bassin est asymptotiquement, décrite par une loi de Gumbel ou par une loi exponentielle selon le type d'échantillonnage utilisé. Le Gradex correspond à la pente de la fonction de répartition sur un graphique représentant la pluie en fonction du logarithme de la période de retour.,

Une seconde hypothèse est nécessaire pour pouvoir utiliser ce gradex ; Le déficit d'écoulement, défini comme la différence entre le volume d'eau précipité et le volume d'eau écoulé à l'exutoire du bassin versant pendant un pas de temps équivalent, n'augmentent plus, en valeur moyenne, au-delà d'une certaine valeur de pluie.

Une dernière hypothèse base sur : Quelle que soit sa fréquence ou durée de retour, le débit de pointe de crue (valeur maximale observée) peut être calculé à partir du volume écoulé (sur le pas de temps considéré) en utilisant un coefficient multiplicatif moyen caractéristique du bassin versant. Ce coefficient, nommé coefficient de forme ou coefficient d'affinité, peut être estimé à partir des hydrogrammes de crues enregistrées sur le bassin versant.

IV.6.3.4 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, Pour la commodité des calculs on retiendra une valeur très arrondie, par exemple 2, 4, 6 ... 48 heures.). Le résultat final, débits de pointe, dépendent peu de h : il suffit de ne pas commettre d'erreur d'ordre de grandeur sur h).
- Ajuster par la loi de Gumbel des pluies maximales journalières.
- Calculer le Gradex des précipitations **a** (pente de la droite de Gumbel).

Avec **:** $$\boldsymbol{P(mm) = a \times u + b} \text{..... (IV-32)}$$

u: 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 :

$$\mathbf{R = \frac{Q \times 3.6 \times n}{S}} \text{..... (IV-33)}$$

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

$$\boldsymbol{Q_{u\%} = a \times u + b'} \text{..... (IV-34)}$$

Avec :

a : Le Gradex de la pluie

u: Variable réduite de Gumbel **(u=-ln(− ln(F))) et** $\boldsymbol{F = \frac{1}{1-T}}$

Pour **T= 10** ans : $$\mathbf{b' = Q_{10ans} - a \times u}$$

Tracer la droite de l'équation $\mathbf{Q_{u\%} = a \times u + b'}$sur le même graphe que l'ajustement de Pj_{max}. Ensuite tirer les Q pour chaque période de retour (en mm).

Puis Exprimer ces débits en m^3 /s par la formule

$$\boldsymbol{Q\left(\frac{m^3}{s}\right) = \frac{Q(mm) \times S(km^2)}{3.6 \times n(h)}} \text{..... (IV-35)}$$

- Calcul des débits de pointe :
  - Calculer sur les hydrogrammes des crues observées le rapport

$$\mathbf{P(coefficient\ de\ pointe) = \frac{Q_{max}}{Q_{moy}}} \text{..... (IV-36)}$$

Et donc : $$\boldsymbol{Q_p\left(\frac{m^3}{s}\right) = Q\left(\frac{m^3}{s}\right) \times P} \text{..... (IV-37)}$$

IV.6.3.5 Application du GRADEX sur les trois séries :

Pour notre cas on a trois stations stations pluviométriques donc le Gardex va se faire sur les trois derniers bien sûr on suivant les étapes précédentes les résultats d'applications du Gardex sa donne dans le tableau suivant mais tous d'abord on donne les étapes de calcule pour une application d'un Gradex dans une série pluviométrique :

- **La série N° 01; code 11605 :**

$\mathbf{P(mm) = a \times u + b}$ $\qquad$ $\boldsymbol{P(mm) = 17.63 \times u + 41.30}$

Le Gradex est : $\boldsymbol{a = 17.63}$

Avec le débit centennal calculer par l'ajustement est :

$$\mathbf{Q = 324.0876\ m^3/s.}$$

Le temps de basé estimer à n=24h

Transformation de débit à lame d'eau

$$\mathbf{R_{10ans}\ (mm) = \frac{Q(10ans) * 3.6 * n}{S(km^2)}}$$

$$\mathbf{R_{10ans}\ (mm) = \frac{175.12 * 3.6 * 24}{478.74} = 31.6\ mm/24h}$$

On a :

$$\mathbf{Q_{10ans} = \alpha\mu + b'}$$

Donc

$$\mathbf{b' = Q_{10ans} - \alpha\mu}$$

Avec :

$$\mathbf{\mu = -ln(-ln(F)) = -ln(-ln\frac{1}{1-10}) = 2.25}$$

D'où :

$$\mathbf{b' = 31.6 - 4.6 * 17.63 = -8.08}$$

Donc la droite finale pour Gradex :

$$\mathbf{Q_{\mu\%} = 17.63\mu - 8.08}$$

Tableau IV-23: Résultats de l'ajustement des trois stations par la méthode du GRADEX.

Période de retour	Station hydrométrique de Chélif	Débit maximal annuel (m3 /s)		
		(St N°01)	(St N°02)	(St N°03)
		Code :011605	Code :011606	Code :011607
10	154	455	455	455
20	216	638	592	639
50	316	875	768	876
100	*408*	*1052*	*901*	*1054*
500	833	1462	1206	1466

IV.6.3.6 Les valeurs des débits de pointe optées pour oued Tamelaht et oued El Malleh :

Tableau IV-24: Les valeurs des débits de pointe optées pour oued Tamelaht et oued El Malleh

	Surface (Km^2)	Q100 (m3 /s)	Qp (m3 /s)
BV	478.74	404.61	1052
TAMELAHT	204.42	172.7	449
EL MALLEH	274.31	231.92	603

IV.6.4 Etude des apports (Laborde, 2003)

Les apports sont évalués, à partir des formules empiriques régionales, Vu que l'inexistence des stations hydrométriques sur les cours d'eau.

IV.6.4.1 Apport liquide moyen interannuel (A)

Le calcul de l'apport moyen interannuel est basé sur l'utilisation des formules empiriques employées sous les conditions d'absence de données d'observation hydrométriques.

Il existe plusieurs formules empiriques, parmi lesquelles :

- Formule SAMIE:

$$L_e = P^2(293 - 2.2 \times S^{0.5}) = 50.5\text{mm} \quad \text{(IV-38)}$$

$$A = L_e \times S = 0.24 Hm^3 \quad \text{(IV-39)}$$

Avec

- A : apport moyen en (m3)
- Le : Lame d'eau écoulée en (mm)
- P : précipitation moyenne interannuelle en (m)
- S : Surface du bassin versant n (km2)

- **Formule de l'ANRH:**

$$A = 0.195 \times P^{2.684} \times S^{0.9} = 0.3 Hm^3 \quad \text{(IV-40)}$$

Avec

- A : apport moyen en (m3)
- P : précipitation moyenne interannuelle en(m)
- S: Superficie du bassin versant (Km²)

- **Formule CHAUMONT:**

$$L_e = C \times P \times (1 - 10^K) \quad \text{(IV-41)}$$

$$A = L_e \times S = 0.2 Hm^3 \quad \text{(IV-42)}$$

Avec

- C = 0.6
- K= - 0.36× P²
- Le : Lame d'eau écoulée en (mm)
- A : apport moyen en ($m3$)
- P : précipitation moyenne interannuelle en(m)
- S: Superficie du bassin versant (Km²)

- **Formule de MEDINGER:**

$$L_e = 1.024 \times (P - 0.26)^2 \quad \text{(IV-43)}$$

$$A = L_e \times S = 0.18 Hm^3 \quad \text{(IV-44)}$$

Avec

- Le : Lame d'eau écoulée en (mm)
- A : apport moyen en ($m3$)
- P : précipitation moyenne interannuelle en(m)

Tableau IV-25:des apport moyennes

Bassin versant	SAMIE	ANRH	CHAUMONT	MEDINGER	Somme	Moyenne	ERREUR			
Apport moyen(hm3)	0.24	0.3	0.2	0.18	0.92	0.23	0.24	0.5	0.28	0.26

Pour l'apport moyenne on prend la formule de samie :

$L_e = 50.5mm$

A = 0.24 Hm^3

IV.6.5 Hydrogramme de crue

C'est une courbe représentant l'évolution des débits en fonction du temps pendant la crue, il permet d'estimer quelques caractéristiques relatives à la crue telle que, la forme, le volume, temps de montée et temps de base, pour le tracé de l'hydrogramme, on utilise la méthode de SOKOLOVSKY. (Touaibia, 2005).

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

- Branche de crue (montée):

$$\boldsymbol{Q(t) = Q_{max}[\frac{t}{t_c}]^n} \text{..... (IV-45)}$$

- Branche de décrue (descente):

$$\boldsymbol{Q(t) = Q_{max}[\frac{t_b - t}{t_d}]^m} \text{..... (IV-46)}$$

$$\boldsymbol{t_b = t_d + t_m} \text{..... (IV-47)}$$

Avec :

- Q_{max}: Débit maximum de fréquence donnée (m3 /s) ;
- $Q(t)$: Débit instantané au moment (t) (m3 /s) ;
- $t_d ; t_m$: Temps de montée et de décrue (h) ;
- m, n : Puissance des paraboles pour les bassins de petites gabarits (m=3, n=2).
- t_b: Temps de base de la crue (h).

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

Tableau IV-26: Valeur du coefficient de forme de l'hydrogramme de crue δ

Description du cours d'eau	Valeur de δ
Petits cours d'eau et vallons dans des bassins versants dénudés et faiblement perméable.	2,0 - 2.5
Petits cours d'eau et vallons dans des bassins versants brisés ou perméables, moyens cours d'eau avec terrasses de lit majeur normales.	3.0 – 4.0
Grands et moyens cours d'eau avec des terrasses de débordements étendues.	4.0 - 7.0

$t_m = t_c = 12.04$ avec t_c temps de concentration du bassin versant (h).

$t_d = \delta \times t_m$ où : c'est le coefficient de forme de l'hydrogramme de crue.

On prend δ=2

$$t_m = 12.04 \text{Heures}$$

$$t_d = 30.1 \text{ Heures}$$

Tableau IV-27: Valeurs des débits de crues en fonction du temps.

temps (h)	periode de retour 100ans			
	Station hydrometrique	St N°01	St N°02	St N°03
	408 m3/s	1052 m3/s	901 m3/s	1054 m3/s
0	0.0	0.0	0.0	0.0
0.5	0.7	1.8	1.6	1.8
1	2.8	7.3	6.2	7.3
1.5	6.3	16.3	14.0	16.4
2	11.3	29.0	24.9	29.1
2.5	17.6	45.4	38.8	45.4
3	25.3	65.3	55.9	65.4
3.5	34.5	88.9	76.1	89.1
4	45.0	116.1	99.4	116.3
4.5	57.0	147.0	125.9	147.2
5	70.4	181.4	155.4	181.8

5.5	85.1	219.5	188.0	219.9
6	101.3	261.3	223.8	261.8
6.5	118.9	306.6	262.6	307.2
7	137.9	355.6	304.6	356.3
7.5	158.3	408.2	349.6	409.0
8	180.1	464.5	397.8	465.3
8.5	203.4	524.3	449.1	525.3
9	228.0	587.8	503.5	588.9
9.5	254.0	655.0	560.9	656.2
10	281.5	725.7	621.5	727.1
10.5	310.3	800.1	685.3	801.6
11	340.6	878.1	752.1	879.8
11.5	372.2	959.8	822.0	961.6
12	405.3	1045.0	895.0	1047.0
12.04	408.0	1052.0	901.0	1054.0
12.5	389.6	1004.5	860.3	1006.4
13	370.2	954.5	817.5	956.3
13.5	351.5	906.2	776.1	907.9
14	333.4	859.6	736.2	861.2
14.5	315.9	814.6	697.7	816.1
15	299.1	771.2	660.5	772.6
15.5	282.9	729.3	624.6	730.7
16	267.2	689.0	590.1	690.3
16.5	252.2	650.2	556.9	651.5
17	237.7	612.9	525.0	614.1
17.5	223.8	577.1	494.3	578.2
18	210.5	542.7	464.8	543.7
18.5	197.7	509.6	436.5	510.6
19	185.4	478.0	409.4	478.9
19.5	173.6	447.7	383.4	448.5
20	162.4	418.6	358.6	419.4

20.5	151.6	390.9	334.8	391.7
21	141.3	364.4	312.1	365.1
21.5	131.5	339.2	290.5	339.8
22	122.2	315.1	269.9	315.7
22.5	113.3	292.2	250.3	292.8
23	104.9	270.5	231.7	271.0
23.5	96.9	249.8	214.0	250.3
24	89.3	230.3	197.2	230.7
24.5	82.1	211.7	181.4	212.1
25	75.3	194.2	166.4	194.6
25.5	68.9	177.7	152.2	178.1
26	62.9	162.2	138.9	162.5
26.5	57.2	147.6	126.4	147.9
27	51.9	133.9	114.7	134.1
27.5	46.9	121.0	103.7	121.3
28	42.3	109.1	93.4	109.3
28.5	38.0	97.9	83.8	98.1
29	33.9	87.5	75.0	87.7
29.5	30.2	77.9	66.7	78.1
30	26.8	69.0	59.1	69.2
30.5	23.6	60.8	52.1	61.0
31	20.7	53.3	45.7	53.4
31.5	18.0	46.5	39.8	46.6
32	15.6	40.2	34.4	40.3
32.5	13.4	34.6	29.6	34.6
33	11.4	29.5	25.2	29.5
33.5	9.6	24.9	21.3	24.9
34	8.1	20.8	17.8	20.8
34.5	6.7	17.2	14.7	17.2
35	5.4	14.0	12.0	14.1
35.5	4.4	11.3	9.7	11.3
36	3.5	8.9	7.6	8.9
36.5	2.7	6.9	5.9	6.9

37	2.0	5.2	4.5	5.2
37.5	1.5	3.9	3.3	3.9
38	1.1	2.7	2.3	2.7
38.5	0.7	1.9	1.6	1.9
39	0.5	1.2	1.0	1.2
39.5	0.3	0.7	0.6	0.7
40	0.1	0.4	0.3	0.4
40.5	0.1	0.2	0.1	0.2
41	0.0	0.1	0.0	0.1
41.5	0.0	0.0	0.0	0.0
42	0.0	0.0	0.0	0.0
42.14	0.0	0.0	0.0	0.0

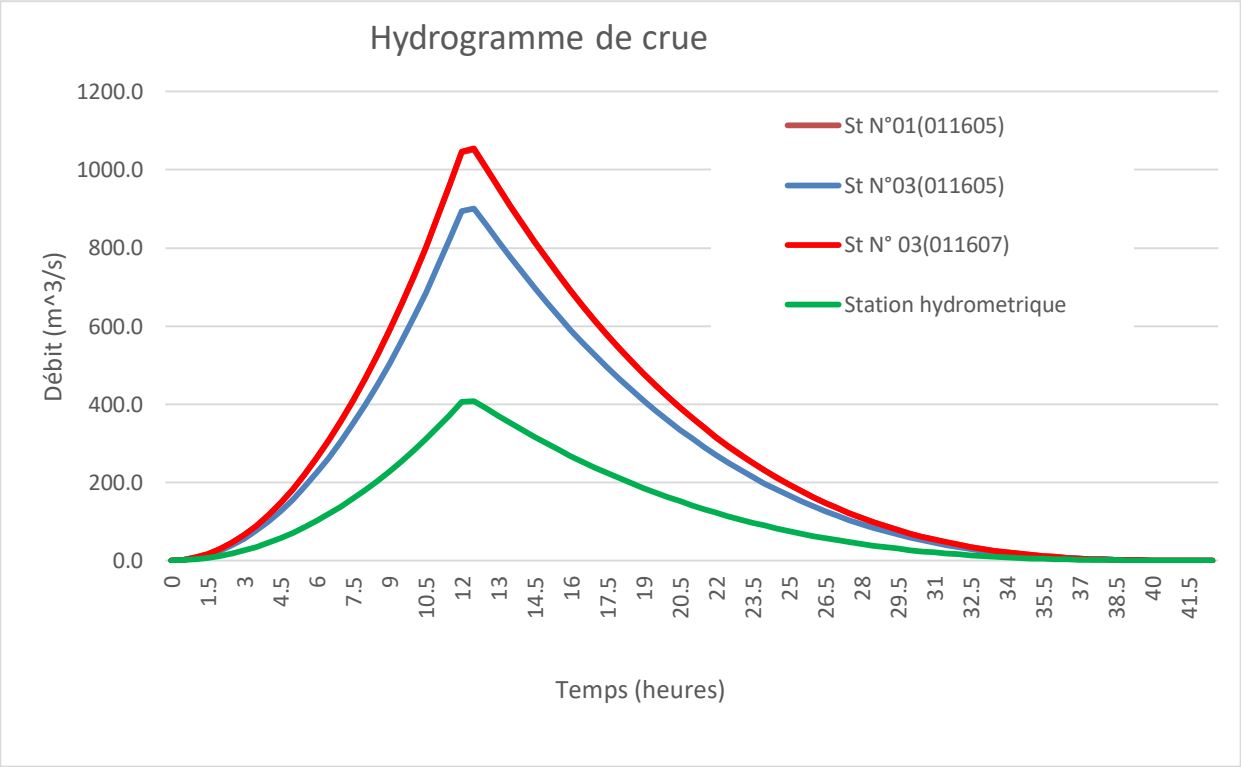


Figure IV-15: L'hydrogramme de crue du bassin versant

IV.6.6 Choix de la crue de projet :

La crue de projet est la crue maximale que l'ouvrage doit être capable d'évacuer pour une probabilité donnée. Alors que le choix de la crue de ce projet dépend, essentiellement, de l'importance de l'ouvrage à réaliser, des conséquences qui peuvent se produire à l'aval et des considérations technico-économiques liées à l'aménagement et à l'environnement.

Tableau IV-28*:* Crues de projet recommandées

Catégories des dommages	Crue de projet recommandé de probabilité de dépassement annuelle
Elevés : Perte de vie, dommages considérables	1/100000 à 1/10000
Important : pas de pertes de vies, dommages importants	1/10000 à 1/1000
Faible : pas de perte de vies, dommages légers	1/1000 à 1/100

Conclusion:

- Puisqu'il s'agit d'un aménagement contre les inondations, on opte donc pour une période de retour de **100 ans**.
- On constate que la station hydrométrique donne un débit centennal supérieure à ceux de la méthode du Gradex appliqué sur les trois stations pluviométriques donc le débit de projet est de **1052 m^3/s**

IV.7 Etude des Apport solides

A cause de l'absence d'observations sur le transport solide (bassin non jaugé) l'estimation du transport solide des oueds du secteur d'étude a été réalisée en utilisant les formules empiriques les plus utilisées en Algérie tel que **La formule de Tixéront**.

Les crues des oueds de la zone d'étude se caractérisent, par leurs volumes d'apports et les vitesses d'écoulement surtout en montagne, par leur extrême violence et leur force de charriage de matériaux solides. Aussi tout aménagement quel qu'il soit doit avant tout prendre en considération le travail de l'érosion et de l'alluvionnement dû aux crues et la prise en considération de l'envasement. D'après les données géologiques, la perméabilité du bassin étudié est faible à moyenne (formations marneuses assez étendues) c'est-à-dire que les infiltrations sont faibles et presque tout le volume d'eau dans l'oued applique la force de charriage de matériaux.14

- **Méthode de Sogreah**

Elle tient compte de la répartition du bassin Versant en fonction de sa perméabilité et s'écrit :

$$T_s = \alpha \times L_e^{0.15} \quad \text{(IV-48)}$$

Avec :

- T_S: apport solide moyen annuel en suspension (T/Km2/An).
- L_e : lame d'eau écoulée (mm).
- α: paramètre caractérisant la perméabilité du bassin versant.

$$\boldsymbol{T_s = 630.32\ T/Km2/An}$$

- **Formule de Fournier**

Le transport solide est donné par la formule suivante :

$$\boldsymbol{E_s = \frac{1}{36}\left(\frac{P_m^2}{P_a}\right)^{2.65}\left(\frac{h^2}{S}\right)^{0.46}} \quad \textbf{..... (IV-49)}$$

- E_s : érosion spécifique (T/Km2 an).
- P_m : Pluie mensuelle du mois le plus pluvieux (mm).
- P_a : Pluie moyenne annuelle (mm).
- h= 45%(H_{max} - H_{min}) (m).

$$\boldsymbol{E_s = 445.62 T/Km2\ an}$$

IV.8 Conclusion

L'étude de ce chapitre a étais faites principalement pour déduire les caractéristiques de notre bassin versant (les pentes, la morphologies …) qu'est bien sur le principal influenceur sur nos cours d'eaux. Donc à partir de cette étude hydrologique on a pu calculer les différents débits de période de retour ainsi en étudient les séries pluviométriques on peut sortir avec une série qui a bonnes résultats valeur avec moins d'erreurs. Les résultats les plus importants pour la continuation de travail sont :

- ✓ La série pluviométrique la moins fiable est **La série N° 01 ; code 11605 THNIAT EL HAD.**
- ✓ Le débit de crue optimal est estimé à 1052 m3/s.

Chapitre V :
Etude de diagnostic du cours d'eau non aménagé

Chapitre V: Etude de diagnostic du cours d'eau non aménagé

V.1Introduction :

Suivant les résultats du chapitre précèdent en peux s'introduire à l'étude d'aménagement ou bien l'étude hydraulique de notre cours d'eau qui rentre comme l'étude principal de ce travaille car en suivant les le comportement des lames d'eaux correspondant a déférentes débits on peut faire la modalisation du cours d'eau après on s'intègre à l'élaboration des cartes de profondeurs et par la suite, la détermination des zones inondables. Tout ça va mettre en place un programme d'aménagement du cours d'eau répondant à nos conditions.

V.2Généralité :

Les équations de Navier-Stockes (shallow water wave equations, dans la langue anglosaxonne) représentent la modélisation mathématique des écoulements à la surface libre. Les équations de Navier-Stockes sont on tridimensionnel donc Pour passer de cette forme à l'approximation bidimensionnelle, le principe des équations des Saint-Venant consiste à intégrer sur la hauteur du fluide l'équation de continuité et l'équation de la conservation de la quantité de mouvement. On utilise les bornes constituées par la surface libre et le fond du domaine d'écoulement (le lit du cours d'eau par exemple). Elles seront exprimées en fonction des vitesses horizontales moyennes selon la profondeur, notées $\tilde{u}\ et\ \tilde{v}$.

On considère un écoulement de liquide (eau) dans un canal de grande longueur devant les dimensions transversales de la section droite prismatique et dont les parois sont de même nature sur la longueur. La pression est uniforme sur la surface libre (pression atmosphérique). L'écoulement peut être varié dans le sens de l'écoulement et on supposera qu'il est toujours turbulent. Dans un écoulement réel, les parois ne sont pas planes et leurs irrégularités à grande échelle induisent alors des faibles courants secondaires superposés à l'écoulement principal qui sera l'écoulement débitant du mouvement unidirectionnel pris en compte. On admettra, en première approximation, que la vitesse est uniforme dans une même section et égale à la vitesse débitante

V.2.1 Ecoulement à surface libre :

L'écoulement à surface libre est caractérisé par l'existence d'une surface libre en contact direct avec l'air ambiant, donc la surface de l'écoulement a une pression égale à la pression atmosphérique.

L'écoulement dans les conduites fermées où le niveau d'eau est inférieur ou égal au diamètre de la conduite est aussi un écoulement a surface libre.

Dans ce cas la force prédominante est celle de la gravité, le mouvement est dû donc à la pente du canal.

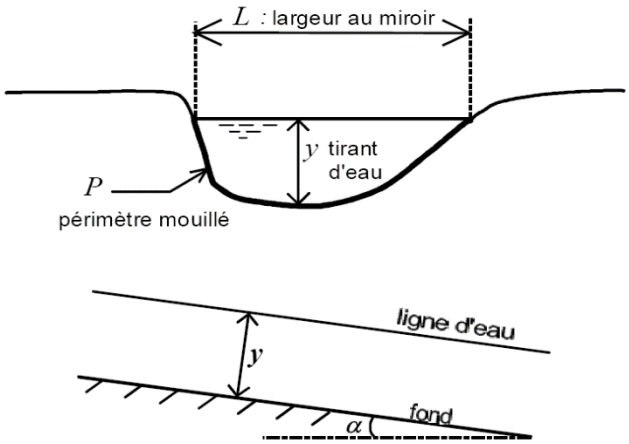
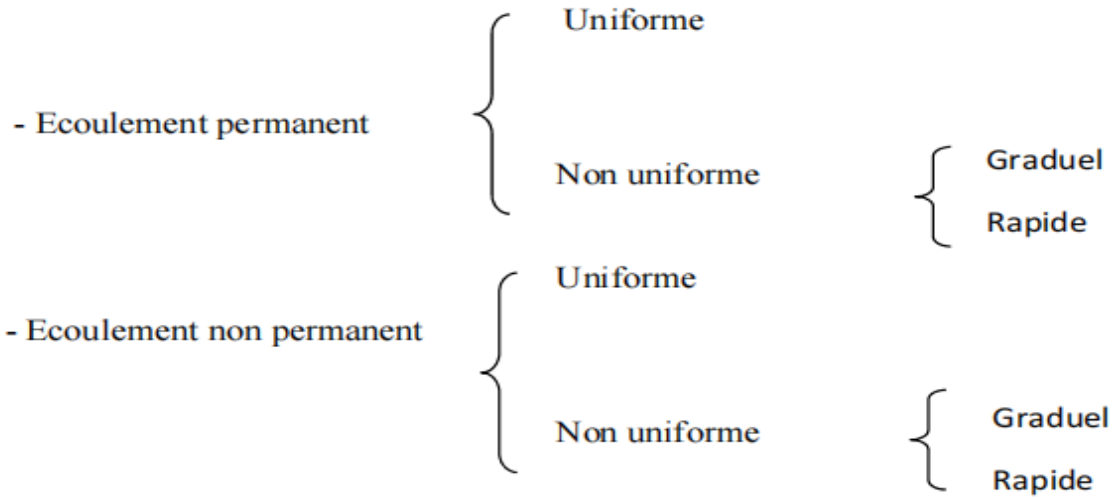


Figure V-1: Ecoulement à surface libre



V.2.2 Les écoulements à surface libre sont classés en différents types :

On peut définir les écoulements suivants la variabilité des caractéristiques hydrauliques tels que le tirant d'eau et la vitesse en fonction du temps et de l'espace.

- **Variabilité dans le temps :**

Le mouvement est permanent (ou stationnaire) si les vitesses U et la profondeur h restent invariables dans le temps en grandeur et en direction. Le mouvement est non permanent dans le cas contraire.

Donc on a deux types dans la variabilité dans le temps :

- **Ecoulement permanent:** définie par

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

Il se divise en :

- ✓ Uniforme
- ✓ Non uniforme

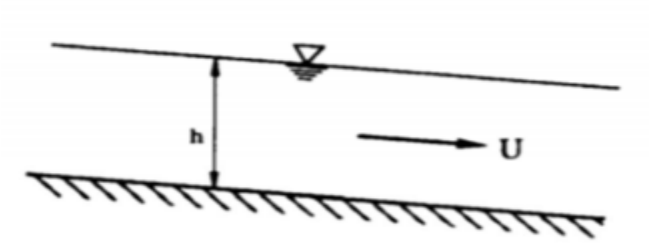


Figure V-2: Ecoulement suivant le temps (Source : TOUMI Abdelouaheb, 2016)

- **Ecoulement non-permanent :** c'est-à-dire **v**itesse, débit et profondeur varient dans le temps en grandeur et en direction

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

Il se divise en :

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

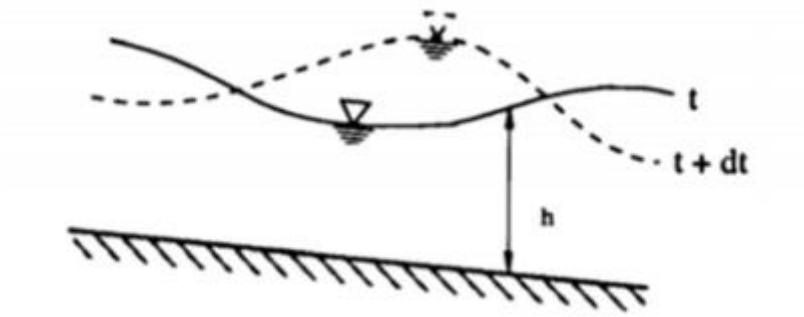


Figure V-3: Ecoulement suivant le temps (Source : TOUMI Abdelouaheb, 2016)

- ➢ **Variabilité dans l'espace:**

Au sens strict, l'écoulement dans les canaux est rarement permanent. Néanmoins les variations temporelles sont, dans certains cas, suffisamment lentes pour que l'écoulement puisse être considéré comme une succession de régime permanent.

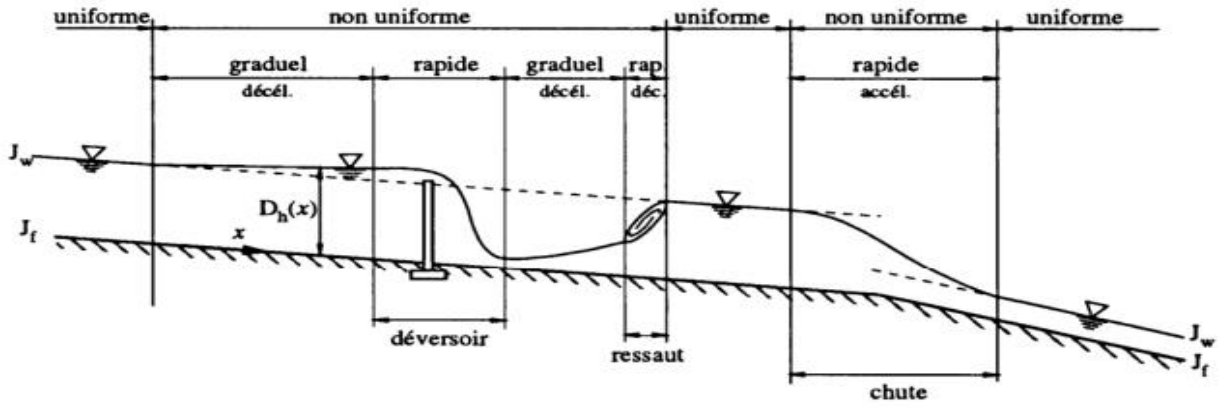


Figure V-4: Ecoulement suivant l'espace (Source : TOUMI Abdelouaheb, 2016)

- **Ecoulement uniforme**

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

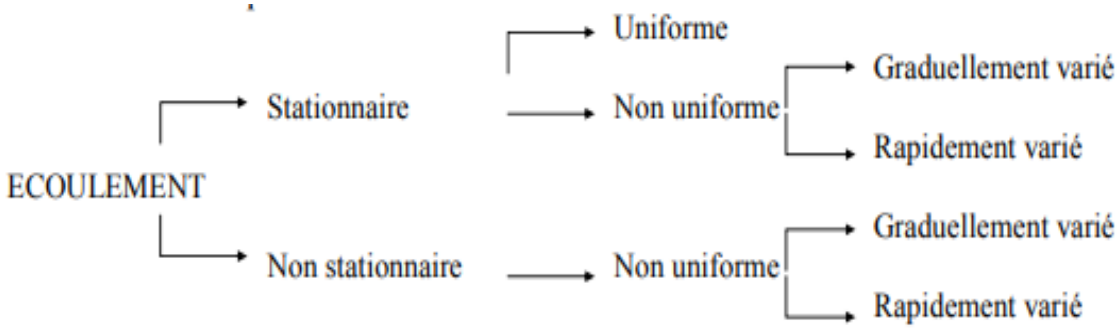
$$\frac{dv}{dx} = \frac{dQ}{dx} = \frac{dh}{dx} = \frac{du}{dx} = 0$$

- **Ecoulement non uniforme**

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

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

- ✓ Un écoulement non-uniforme peut être accéléré ou décéléré suivant que la vitesse croît ou décroît dans le sens du mouvement.
- ✓ Lorsque le mouvement est graduellement varié, la profondeur ainsi que les autres paramètres varient lentement d'une section à l'autre.
- ✓ Lorsque le mouvement est rapidement varié, les paramètres caractérisant l'écoulement changent brusquement, parfois avec des discontinuités. Cela se manifeste en général au voisinage d'une singularité, telle qu'un seuil, un rétrécissement, un ressaut hydraulique ou une chute brusque.



V.2.3 Régime d'écoulement :

Un écoulement peut être soumis aux différents types d'écoulement qui sont classées par le nombre de Froude en tenant compte des forces d'inertie, forces de gravité (Lancastre, 1996).

Il est défini comme le rapport entre les forces de gravité et les forces d'inertie où :

$$\mathbf{Fr} = \frac{\mathbf{V}}{\sqrt{\mathbf{g}\times\mathbf{D_m}}} \quad \text{..... (V-1)}$$

Où

- V: Vitesse moyenne de l'écoulement ;
- D_m: Profondeur hydraulique ;
- g: Accélération gravitationnelle.

Lorsque :

- ✓ Fr = 1 : le régime est critique (supercritique) ;
- ✓ Fr < 1 : le régime est fluvial (subcritique) ;
- ✓ Fr > 1 : le régime est torrentiel.

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

Lorsque :

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

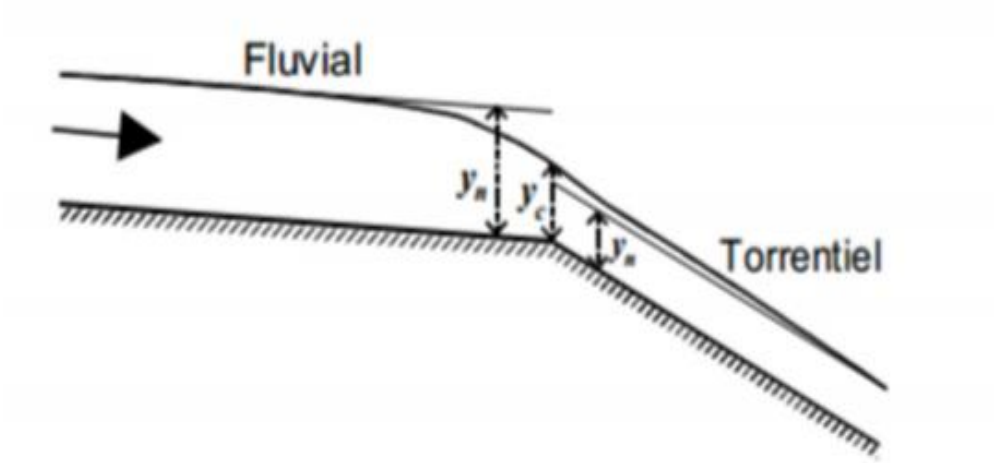


Figure V-5: Passage du régime fluvial au régime torrentiel

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

Le nombre de Reynolds est le rapport entre les forces de viscosité et celles d'inertie. C'est à dire :

$$R_e = \frac{\mathbf{V}\times\mathbf{D}\times\boldsymbol{\rho}}{\boldsymbol{\mu}} \quad \text{..... (V-2)}$$

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

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

Donc la combinaison des deux nombres donne la classification suivante :

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

V.2.4 Propriétés hydrauliques :

- **Poids volumique**

Le poids volumique de l'eau est noté $\delta w = g\rho h$ et vaut 9.81Kn/m3 pour l'eau sans matière en suspension, -désigne la masse volumique de l'eau et vaut 1000 kg/m3 dans le cas de l'eau sans matière en suspension et désigne l'accélération de la pesanteur et vaut 9.81 m/s2.

- **Débits**

Le débit (*Q*) est le volume d'eau qui traverse une section perpendiculaire à l'axe du chenal par unité de temps.

- **Vitesse en un point de l'écoulement**

La vitesse (*V)* en un point de l'écoulement est celle de la particule qui passe en ce point au moment considéré.

- **Vitesse moyenne**

La vitesse moyenne est par définition $\mathbf{V = \frac{Q}{S}}$c'est-à-dire $\mathbf{V = \frac{\iint vds}{S}}$; *ds* désignant un élément de surface.

- **Charge hydraulique en un point d'un liquide en mouvement**

L'appellation charge hydraulique désigne une énergie par unité de poids de liquide. La charge en un point p d'une ligne de courant est la valeur :

$$\mathbf{H_p = Z_p + \frac{P}{\gamma_w} + \frac{V^2}{2g}} \text{..... (V-3)}$$

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

- **Poussée sur une paroi du canal**

L'eau exerce une poussée égale à celle qui existerait si l'eau était au repos. Sur un élément de section *S,* la poussée est :

$$\boldsymbol{dp = Pds} \text{..... (V-4)}$$

$$avec\ \mathbf{p = \gamma_w h} \text{..... (V-5)}$$

- **Frottement sur une paroi du canal**

L'eau étant en mouvement, exerce sur les parois du chenal une force de frottement notée

$$\mathbf{dF = \tau_0 ds} \text{..... (V-6)}$$

τ_0= est la force de frottement par unité de surface ou contrainte tangentielle à la paroi

V.3Canaux à ciel ouvert :

V.3.1 Types de canaux

On distingue deux catégories de canaux :

V.3.1.1 Les canaux naturels

Les canaux naturels sont les cours d'eau qui existent naturellement sur (ou sous) terre, tels que les ruisselets, torrents, rivières, fleuves et estuaires.

Leurs propriétés géométriques et hydrauliques des canaux naturels sont généralement assez irrégulières (Figure

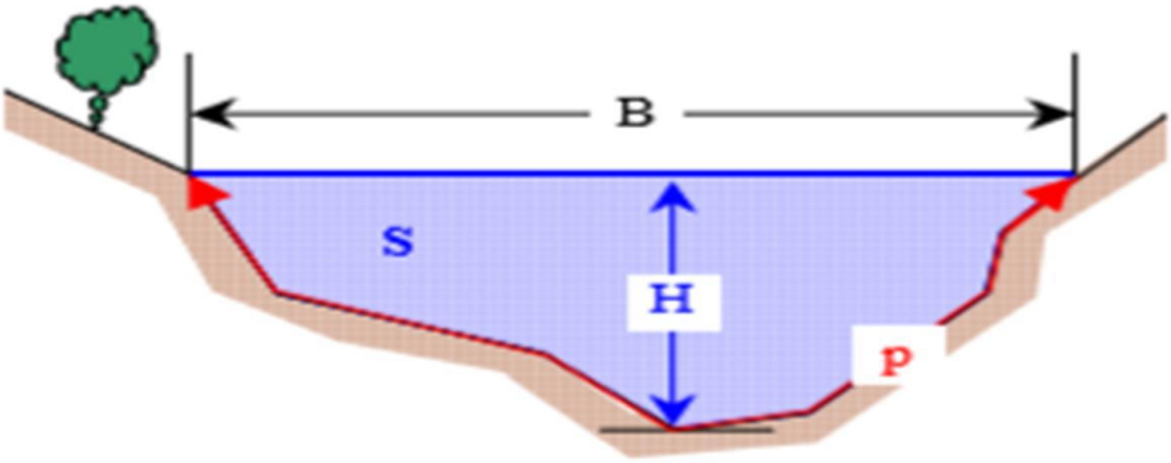


Figure V-6: Canal naturel

- **S_m : Section d'écoulement (ou section mouillée)**

Partie de la section du canal limitée par les parois et la surface libre.

- **P_m : Périmètre mouillé**

Longueur de la surface d'écoulement en contact avec le lit (fond + berges), c'est-à-dire le périmètre de la section d'écoulement moins la largeur au miroir.

- **B : Largeur au miroir**

Largeur de la section d'écoulement au niveau de la surface libre. La pression du fluide à cette interface est égale à celle de l'atmosphère.

- **H : Tirant d'eau**

Profondeur maximale d'une section d'écoulement ;

V.3.1.2 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**

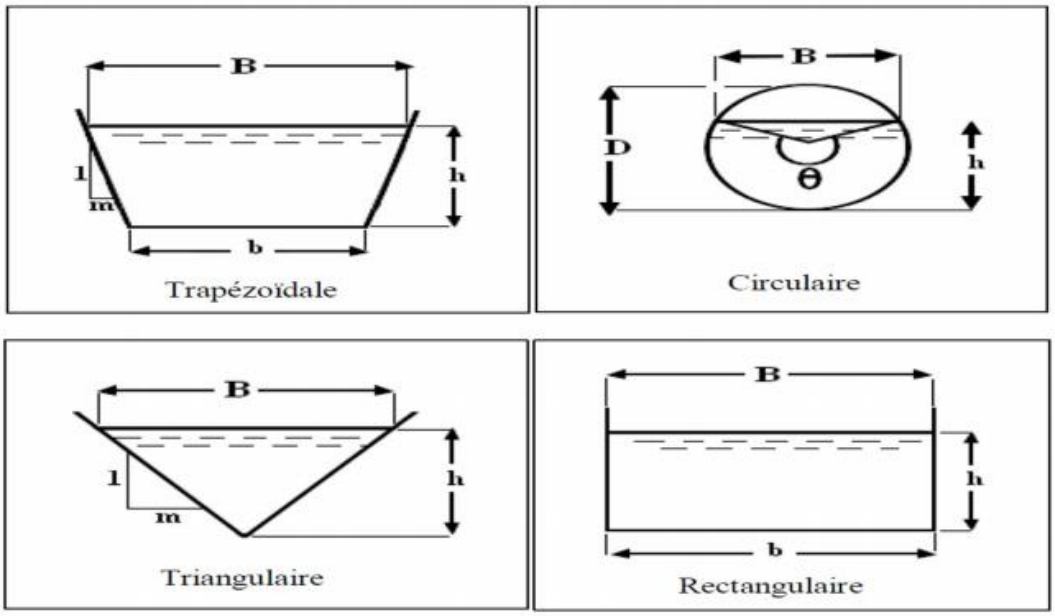


Figure V-7: Canaux artificiels (Source : TOUMI Abdelouaheb, 2016)

V.4Dimensionnement des canaux

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

- **Conditions de l'écoulement uniforme**
  - Le débit de l'eau dans chaque section des tronçons proposés est constant.
  - Le canal est prismatique.
  - Profondeur h du courant est constante en sa longueur.
  - La pente de chaque section est constante.
  - La rugosité des parois est constante.
  - Les résistances locales sont absentes.
- **Formules de calcul**

La formule de calcul principale pour un écoulement permanent uniforme est la formule de Chézy. La vitesse moyenne du courant est sous la forme suivant :

$$\mathbf{V = C \times \sqrt{R_h \times I}} \qquad \text{Et} \qquad \mathbf{Q = V \times S}$$

On obtient :

$$\mathbf{Q = C \times S \times \sqrt{R_h \times I}} \text{..... (V-7)}$$

Avec :

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

✓ **Détermination de coefficient de Chézy**

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

➢ **Formule d'AGROSKINE:**

$$\mathbf{C = \frac{1}{n} + 17.72\ log R_h} \text{..... (V-8)}$$

Avec :

- C : Coefficient de Chézy ($m^{0.5}/s$)
- R_h : Rayon hydraulique,
- n : Coefficient de rugosité

➢ **Formule de MANING-STRICKLER:**

$$\mathbf{c = \frac{1}{n} \times R^{\frac{1}{6}}} \text{..... (V-9)}$$

Avec :

- C : Coefficient de Chézy ($m^{0.5}/s$)
- R_h : Rayon hydraulique, avec :
- n : Coefficient de rugosité avec 1/n = Ks (coefficient de Strickler).

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

$$\mathbf{V = K_s \times R_h^{\frac{2}{3}} \times I^{\frac{1}{2}}} \text{..... (V-10)}$$

Où :

- K_s : coefficient de rugosité de STRICKLER ($m^{1/3}/s$)
- R_h : le rayon hydraulique (m).
- I : la pente du radie (km/km)

➢ **Formule de PAVLOVSKY:**

$$\mathbf{C = \frac{1}{n} \times R_h^{\frac{1}{y}}} \text{..... (V-11)}$$

Avec :

- C : Cœfficient de Chézy ($m^{0.5}/s$)
- n : Rugosité.
- R_h : Rayon hydraulique, avec.
- y : est l'exposant.

Déterminé soit d'après la relation complète :

$$\boldsymbol{y = 2,5 \times \sqrt{n} - 0.13 - 0.75\sqrt{R_h} \times (\sqrt{n} - 0.1)} \text{ ..... (V-12)}$$

Ou bien par les égalités simplifiées :

$R_h = 1.5\sqrt{n}$ à $R_h < 1m$

$R_h = 1.5\sqrt{n}$ à $R_h > 1m$

➢ **Formule de BAZIN:**

$$\mathbf{C = \frac{87}{1 + \frac{m \times a}{\sqrt{R_h}}}} \text{..... (V-13)}$$

m_B : Coefficient de BAZIN. Il est entre 0,06 et 1.75 $m^{0.5}$

Remarque : Bien sûr dans notre travail en vas utilisez la formule de **MANING-STRICKLER**

V.5Diagnostique et modélisation du cours d'eau non Aménagé

V.5.1 Etat de l'oued à la zone d'étude :

Suite à des sorties sur terrain et plusieurs visites de différents sites de la région de Lardjem ont permet de constater qu'un certain nombre de facteur favorisent aussi la formation des inondations dans la ville parmi eux en trouves :

- Traversée de route avec un ouvrage constitué d'une buse de (remplie de terre).
- Canal plein entièrement de terre ; canal existant en partie mal entretenu et en partie dégradé.
- Thalweg transformé en décharge publique, ce qui va induire le colmatage de l'ouvrage en aval
- Réduction de la section du caniveau existant
- On constate une érosion importante au niveau de l'oued El Mallah avec déstabilisation d'une protection en gabion et sapement des berges ce qui témoigne de débits de crues importants
- En rive gauche de l'oued El Mallah, on remarque la présence de poteaux électriques moyenne tension et d'habitations. Des caniveaux ont été réalisés avant et après la station-service,
- On signale que l'oued Tamellahat est plus menaçant pour la localité du fait qu'il draine un grand bassin versant
- Construction d'habitations aux abords immédiats des oueds sans prise de précautions,



Figure V-8: Poteau électrique et habitations dans le lit de l'oued El Mallah



Figure V-9: Lieu de débordement de l'oued El-Malleh face au CFPA



Figure V-10: Oued Tamellahat à l'aval de LARDJAM



Figure V-11: Oued Tamellaht, partie amont,

V.5.2 Modélisation de l'écoulement :

V.5.2.1 Choix du type de modèle hydraulique

Le choix d'utilisation du HEC-RAS (VERSION 5.0.4) réside dans :

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

V.5.2.2 Présentation du logiciel HEC-RAS :

HEC-RAS, Hydrologic Engineering Centers River Analysis System (Système d'analyse des rivières du centre d'ingénierie hydrologique) est un logiciel de modélisation hydraulique destiné à simuler l'écoulement dans les cours d'eau et les canaux. Le programme a été élaboré par le ministère américain de la Défense (corps des ingénieurs de l'armée des États-Unis) dans le but de gérer les rivières, les ports et autres travaux publics relevant de leur compétence, il a été largement diffusé de par le monde depuis sa publication en 1995. Développé par l'Hydrologic Engineering Center (HEC) en Californie, ce système permet aux ingénieurs en hydraulique d'analyser les débits dans le lit des rivières et de déterminer les zones inondables. Il intègre de nombreux moyens de saisie de données, de composants d'analyse hydraulique, de stockage de données, d'édition de rapports sous forme de tables et de graphiques.

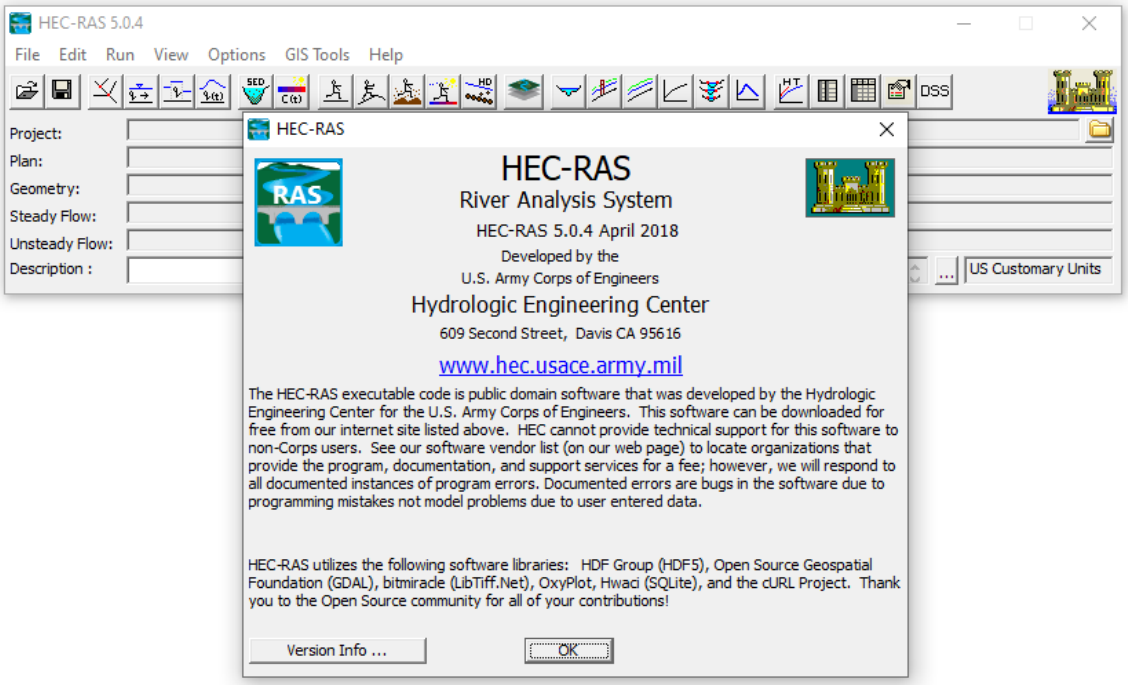


Figure V-12: Logiciel HEC-RAS de Hydrologic Engineering Center

V.5.2.3 Pourquoi HEC-RAS :

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

- Géométrie ;
- Débits et conditions aux limites ;
- conditions de calcul;
- résultats

V.5.2.4 Géométrie du cours d'eau simulé

Les réseaux de cours d'eau sont organisés en biefs séparés par des connections où s'opèrent les additions et séparations de débits. Il est possible de simuler des réseaux dendritiques et maillés. Dans chaque bief, les profils en travers définissant la géométrie sont classés selon leur position kilométrique. Les données relatives à chaque section sont :

- ✓ Le profil en travers, défini par une série de couples distance-altitude ;
- ✓ Les coefficients de rugosité et de perte de charge ;
- ✓ La distance à la section suivante.

Une série d'options permet de placer des obstacles et des zones d'eau morte. D'autres éléments, tels que ponts, ponceaux, épis, glace peuvent également être simulés par HEC-RAS.

V.5.3 Etapes de simulation par HEC-RAS

Avant de commencer il faut crée un nouveau projet qui consisté à choisir un nom, un titre et l'emplacement du fichier.

V.5.3.1 Modélisation de la rivière (données géométriques) :

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

A cause de manque de données topographique il a fallu passer pat d'autres étapes avant d'entamer la modélisation de HEC ras ou bien la géométrie car nous savont très bien que sans donnes topo (les cotes ou élévations le logiciel HEC ras na fonctionne pas) donc pour préparer notre train il faut passer par les étapes suivantes :

- **L'extractions des données d'altitudes de google Earth :**

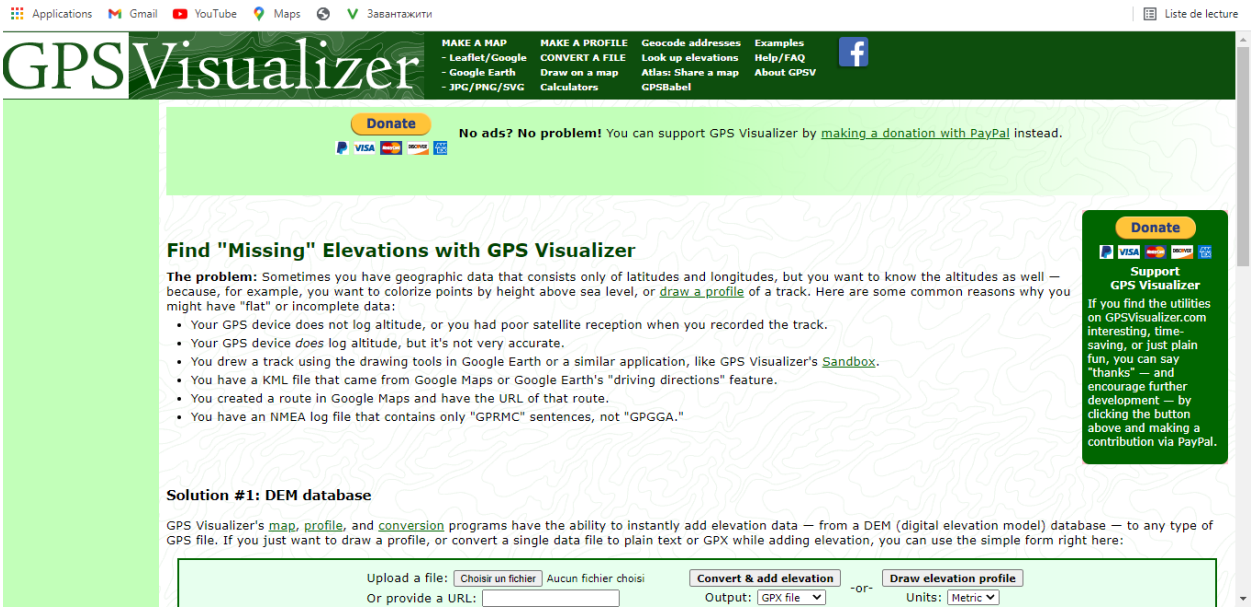
Pour cette étape il faut ouvrir le logiciel google **earth pro** après passer à la zone d'étude ; dans la barre d'outils de **google Earth** il y'a une fonction qui s'appelle (**add path**) on clique sur cette fonction et on ajoute un nouveau **path**. Le **path** est un ensemble de point donc on va dessiner le maximum des points avec ce dernier bien sur dons la zone d'études. C'est point dessiner vont se transformer en altitudes. Après avoir dessiner le max des points une double clique pour terminer le travail en suite on enregistre le travail dans un dossier spécifier.

- **Transformations des points dessiner à des altitudes :**

Pour cette il faut ouvrir google aller chercher **GPX visualizer** on rentre dans le site



Dans le site on choisit la fonction : rechercher des altitudes

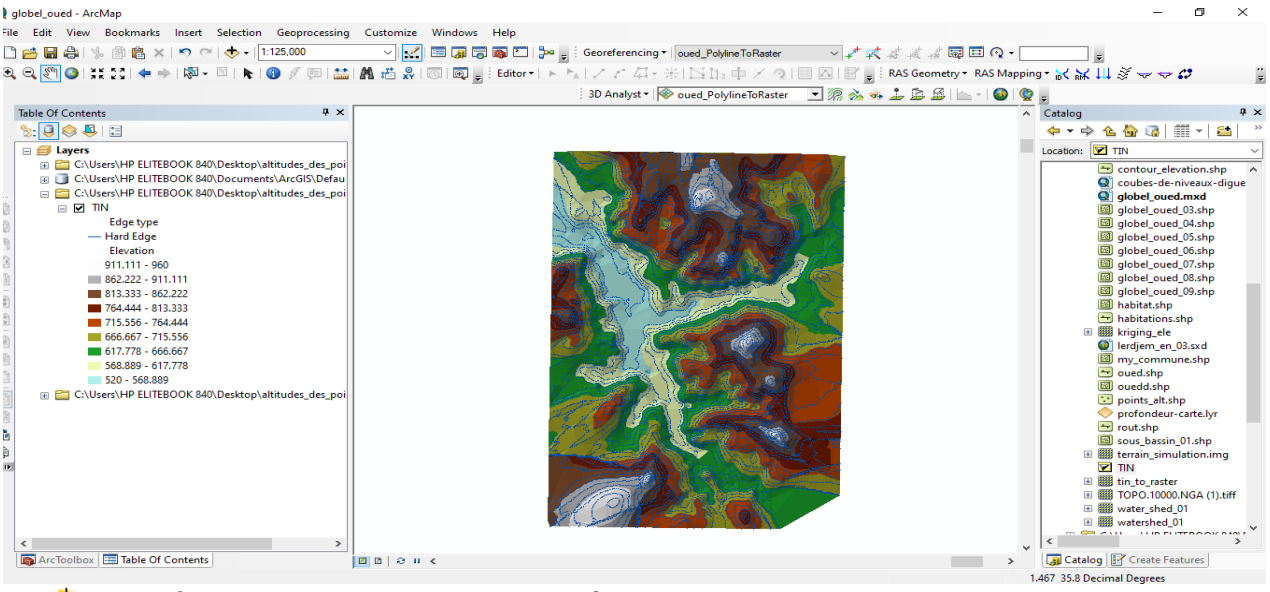


Après on choisit le fichier voulu transformer qui est le fichier de **google Earth pro**

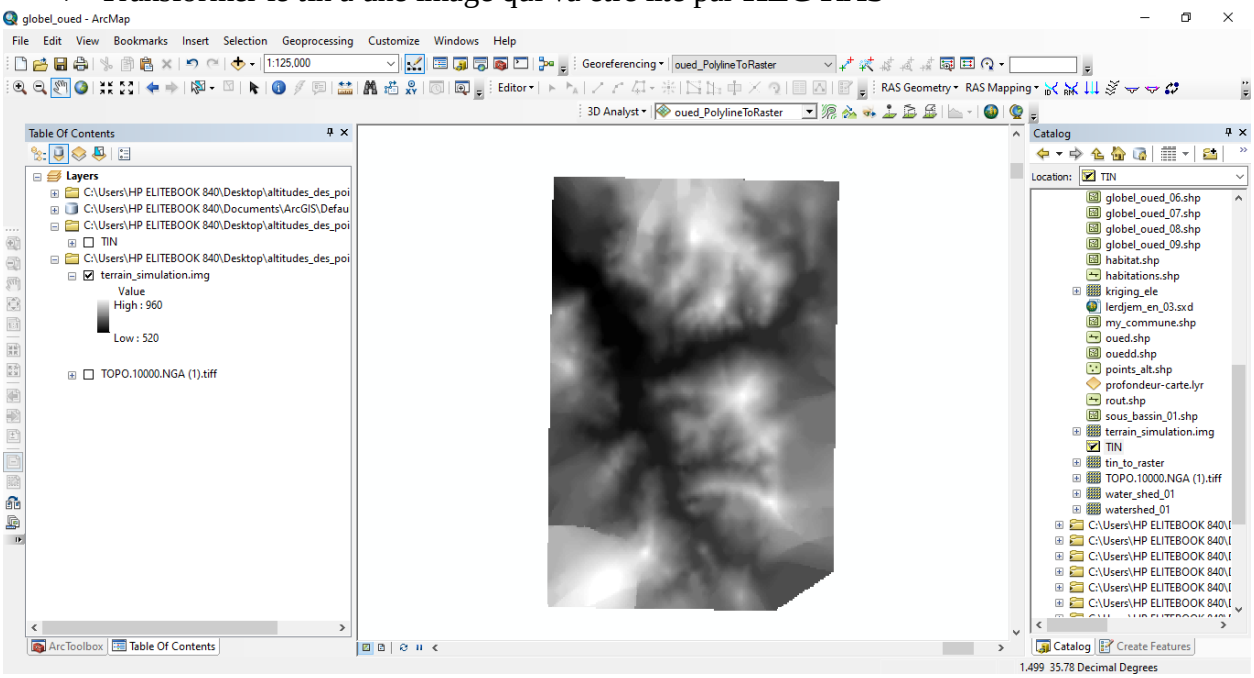


Ensuite on télécharge le dossier sous **format GPX**

- Convertire le fichier **GPX sous format TIFF**
- Ouvrir le dossier sous **format tif** dans **arcgis**
- Créer un **tin** depuis le fichier



- Transformer le tin a une image qui va être lite par **HEC RAS**



Après ces étapes notre terrain est prêt pour débuter le travail dans **l'HEC** ras et faire la simulation. Avant de commencer il faut crée un nouveau projet qui consisté à choisir un nom, un titre et l'emplacement du fichier. Ensuite on choisit le système d'unité international.

Après on ouvre RAS MAPPER qui doit être accompagné par un fichier de projection ESRI (extension de fichier. PRJ), qui contient des informations sur un système de coordonnées particulier adéquat a notre zone d'étude, qu'on a téléchargé à partir du site-web '*Spatial Reference'*. En effet ce fichier est nécessaire pour accéder aux cartes de base disponibles dans RAS Mapper.

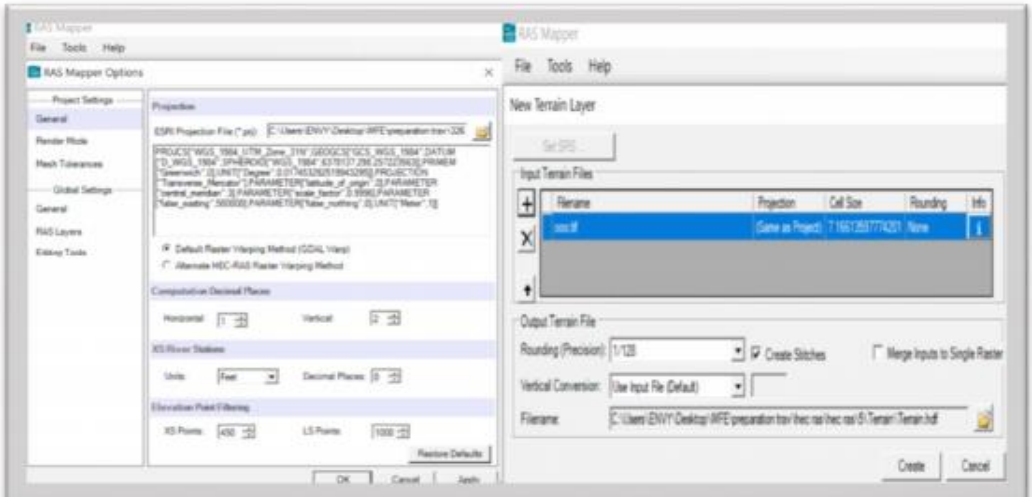


Figure V-13: Introduction du ficher terrain et du fichier de projection dans RAS Mapper.

Ensuite, dans RAS Mapper, nous avons tracé l'axe de l'Oued, le lit mineur, le lit majeur, la jonction ainsi que les sections transversales.

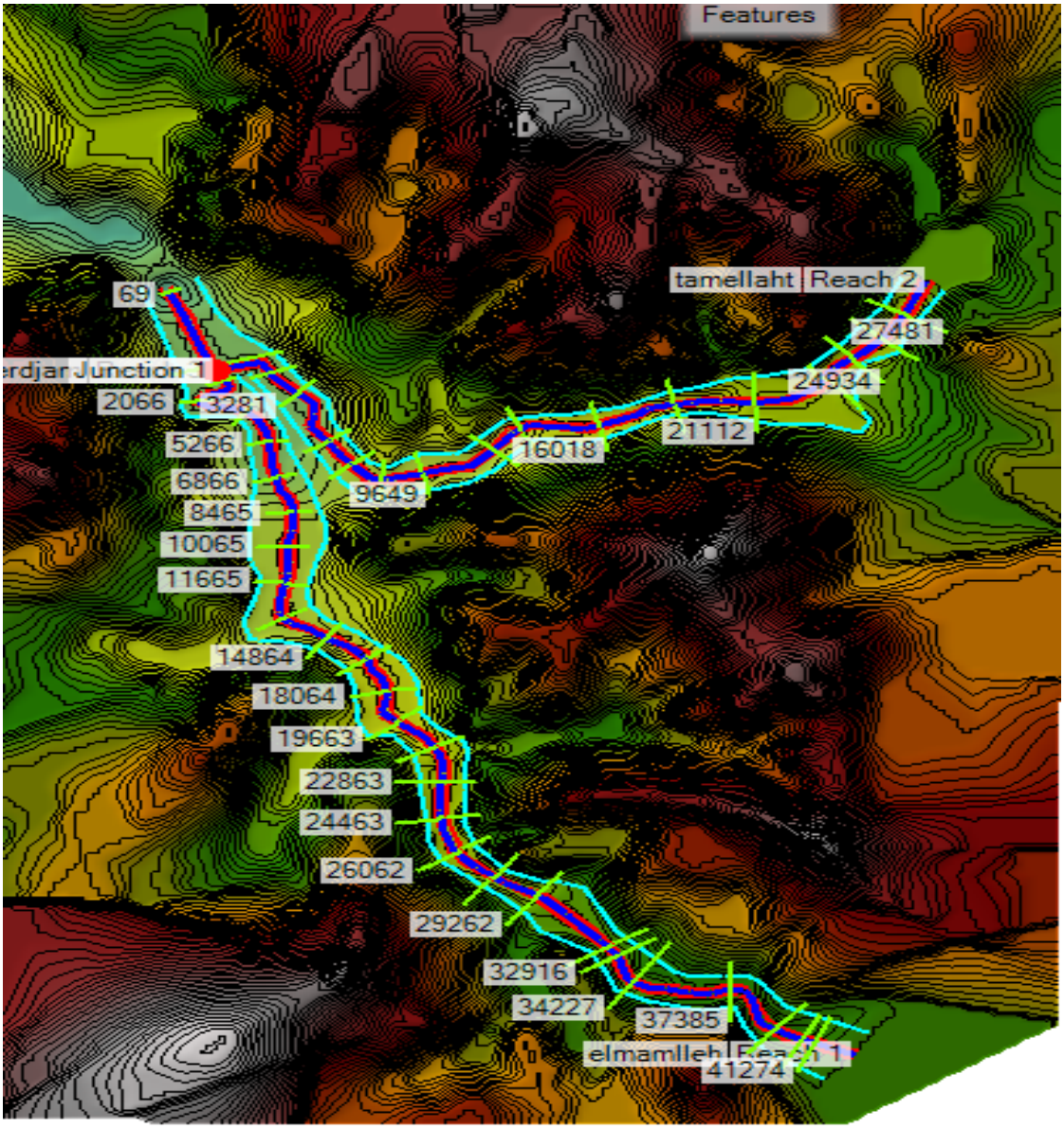


Figure V-14: Définition du tracé dès l'oueds.

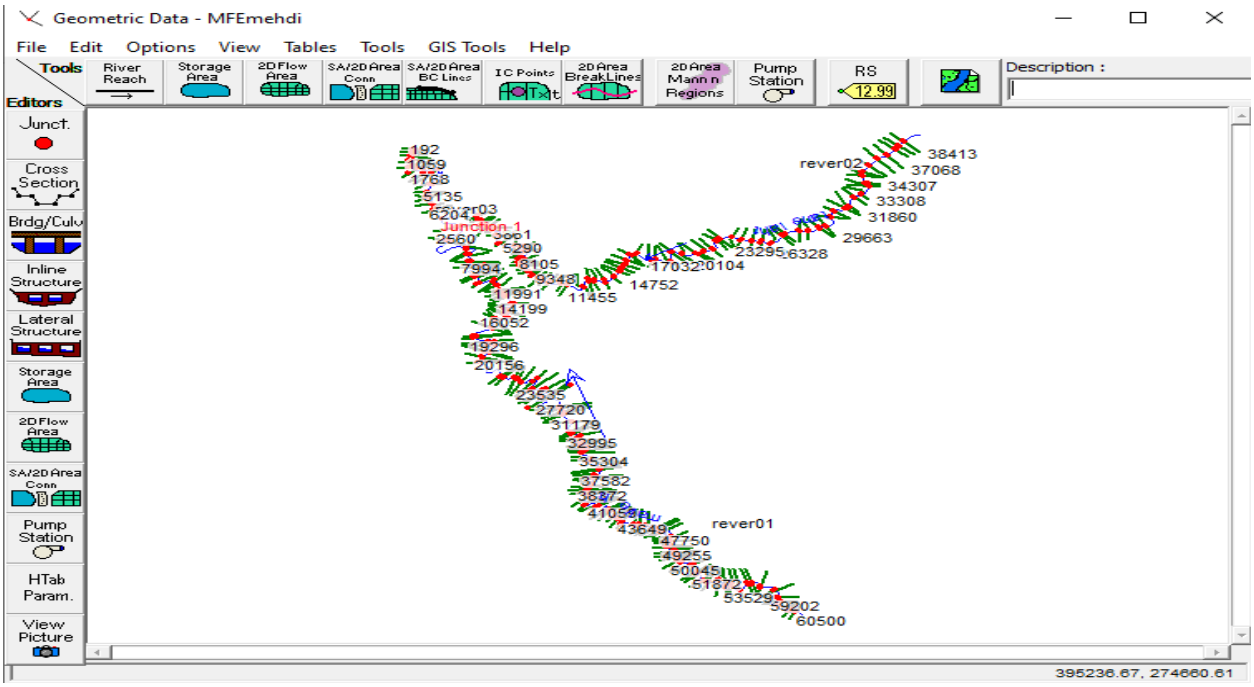


Figure V-15*:* Définition des sections en travers dès l'oueds.

V.5.3.2 Débits, conditions aux limites et de calcul

Les calculs peuvent être effectués pour plusieurs débits simultanément, soit en régime torrentiel, soit en régime fluvial, ou pour les deux régimes d'écoulements. Dans ce dernier cas,

HEC-RAS utilise l'équation de quantité de mouvement pour déterminer les changements de régime torrentiel-fluvial, caractérisés par un ressaut.

Les conditions aux limites sont une partie importante dans la modélisation hydraulique, en effet dans le cas d'un écoulement permanent des conditions limites amont, aval ou les deux sont nécessaires pour établir une élévation de la surface de l'eau aux extrémités de chaque tronçon de rivière. HEC-RAS peut alors commencer à effectuer des calculs hydrauliques.

Dans notre travail, étant donné que le régime d'écoulement est mixte, il effectue des calculs pour les deux cas de régimes (supercritique/subcritique), on doit introduire les conditions aux limites pour les extrémités amont et aval. On a choisi comme condition la profondeur normale, donc on doit introduire une pente d'énergie. HEC-RAS utilisera cette valeur pour calculer la profondeur à l'aide de l'équation de Manning. Cette pente d'énergie est estimée en mesurant la pente du tronçon en aval de notre tronçon modélisé.

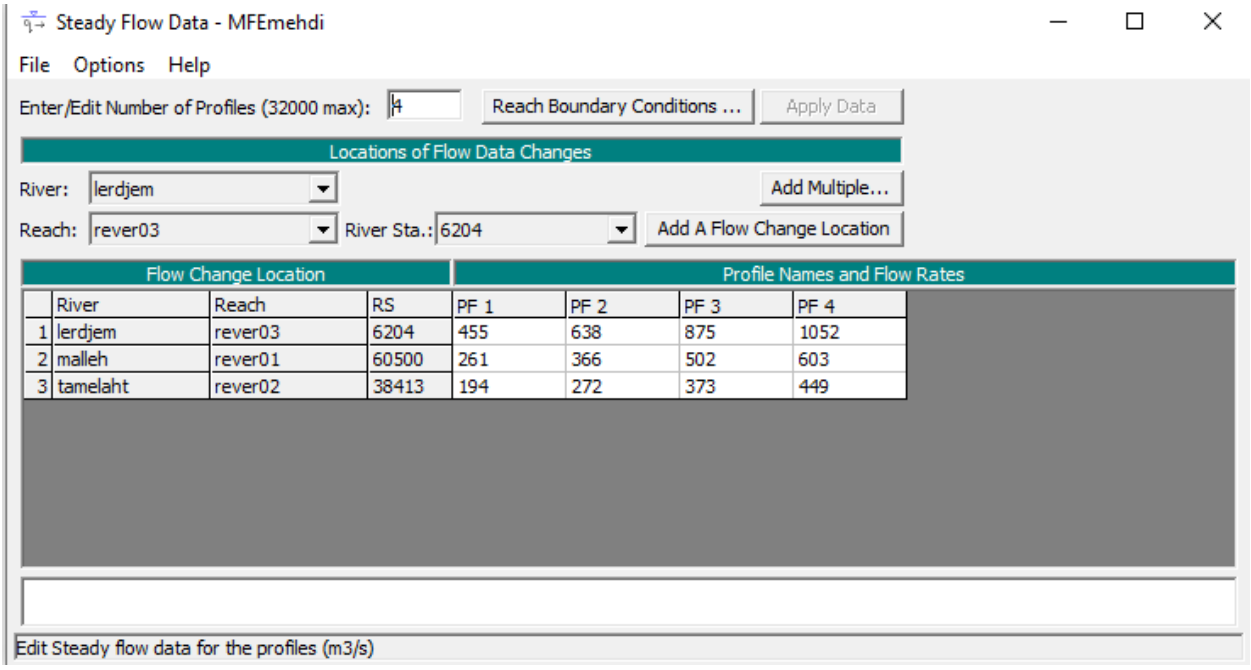


Figure V-16: Introduction des débits de différente période de retour.

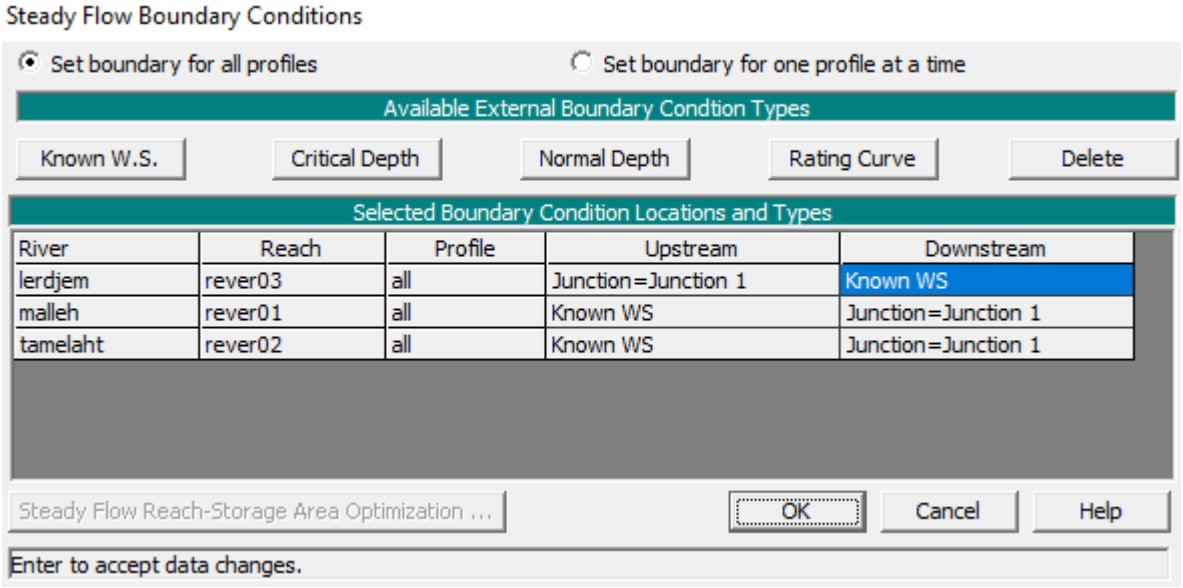


Figure V-17: Introduction des conditions aux limites

V.5.4 Simulation :

Après avoir introduit les données géométriques, hydrométrique et les conditions aux limites, nous devons choisir un régime fluvial, torrentiel ou mixte pour effectuer le calcule.

Dans notre cas on suppose un régime mixte et on lance la simulation.

V.5.4.1 Le profil en long :

La déférence de niveau de cote entre le l'amont et l'exutoire dons la régions étudie est vraiment importante et cela est valable pour les deux oueds ELMALLAH et TAMELAHT avec une logeurs vraiment importante 20KM et 12KM respectivement pour cela on trouve que la crue de ce terrain.

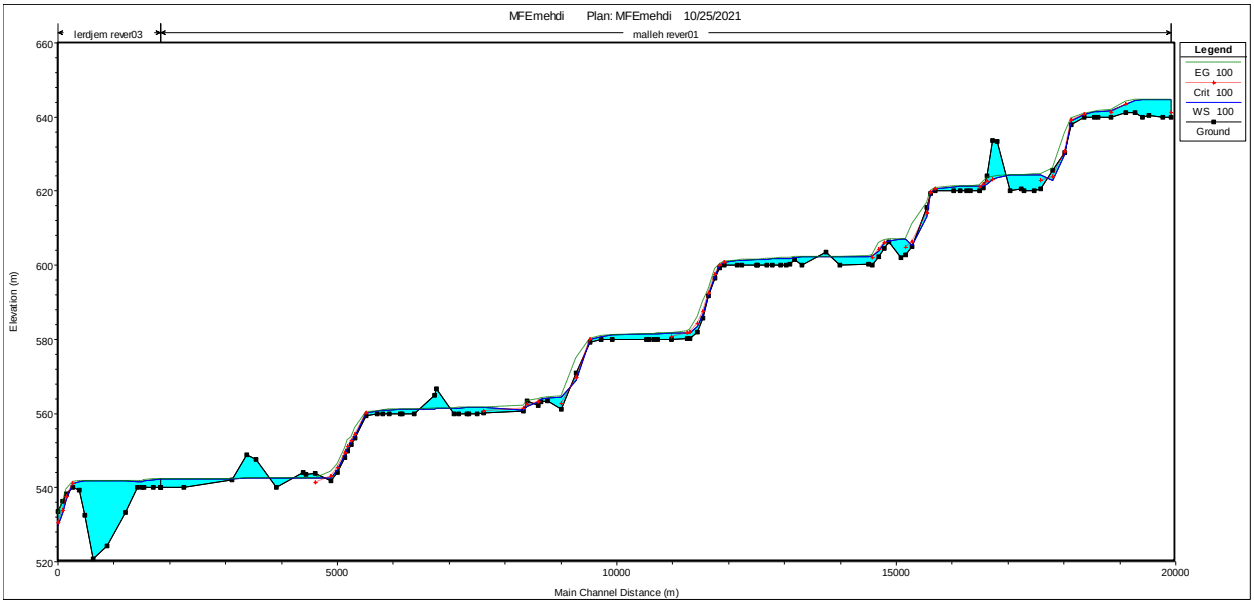


Figure V-18: Profil en long du cours d'eau à l'état naturel pour une crue centennale.

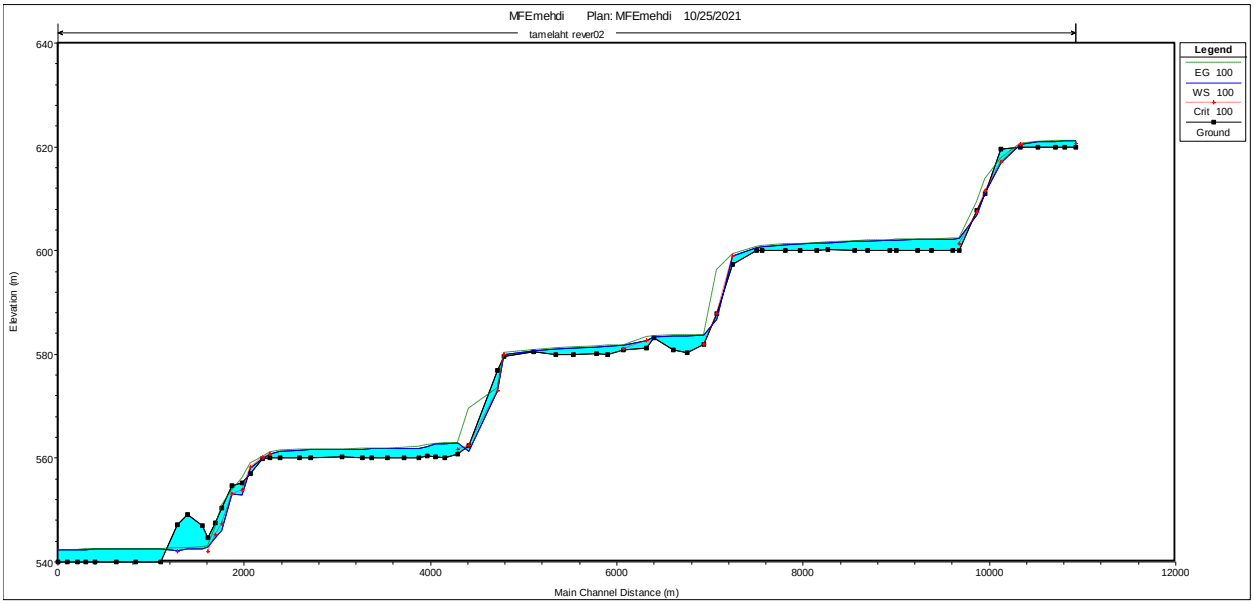


Figure V-19: Profil en long du cours d'eau à l'état naturel pour une crue centennale.

V.5.4.2 Vue en trois dimensions du tronçon modélisé :

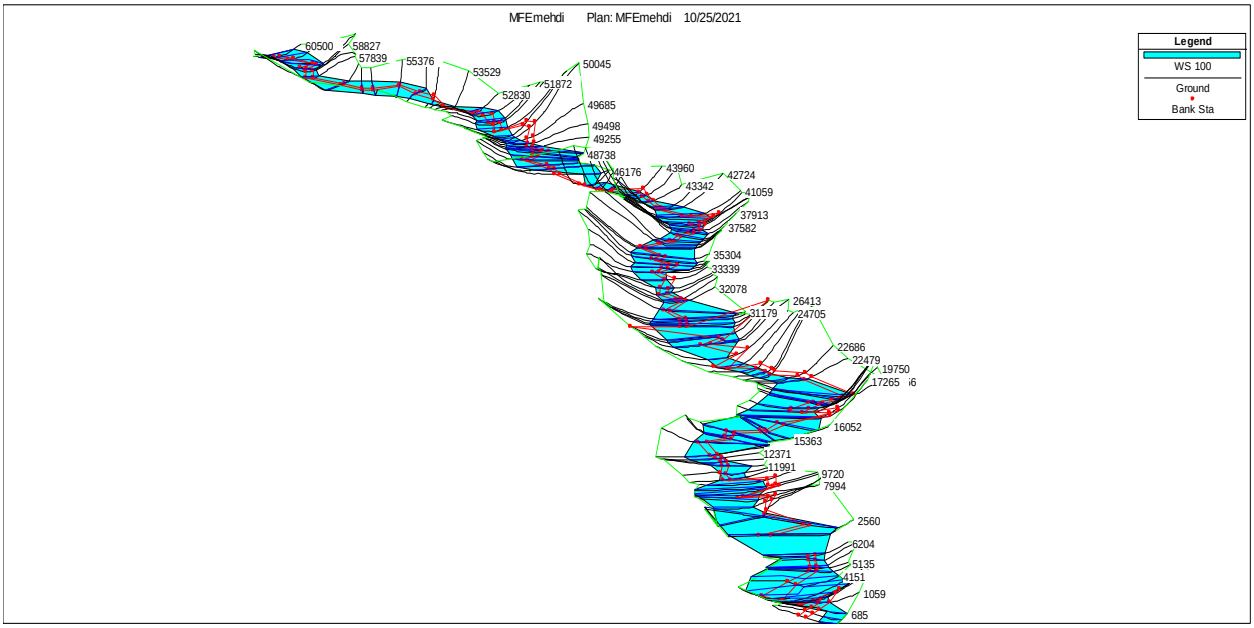


Figure V-20: Vue en Plan en 3D de l'Oued.

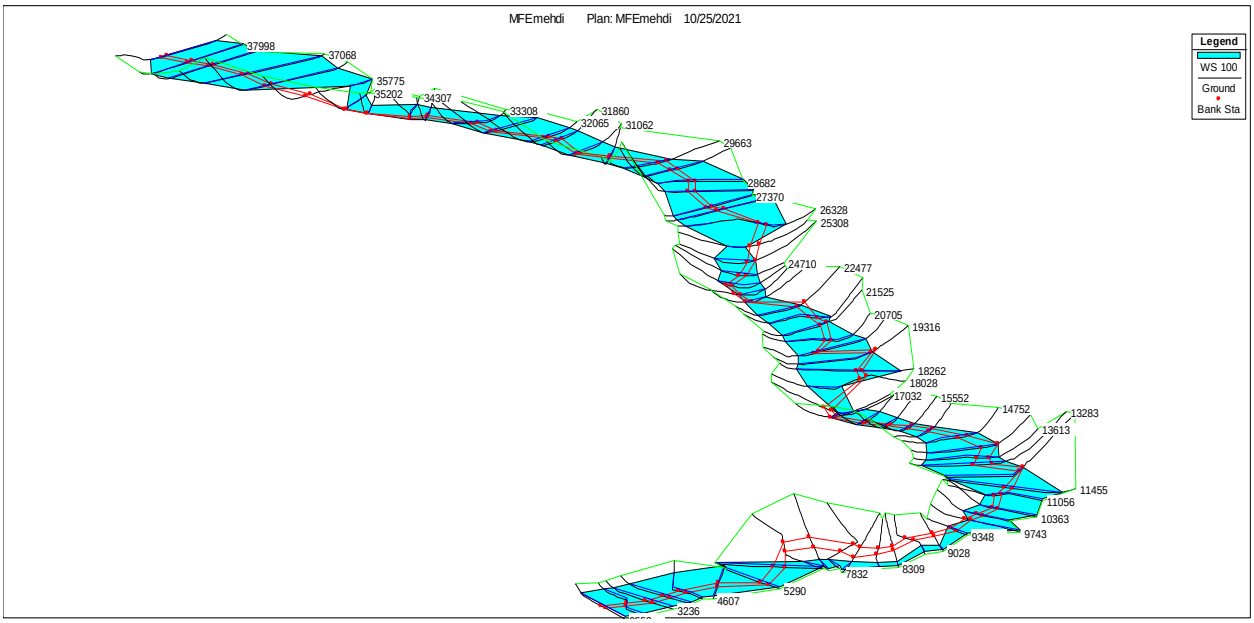


Figure V-21: Vue en Plan en 3D de l'Oued.

V.5.4.3 Les profils en travers :

V.5.4.3.1 Oued EL MALLEH :

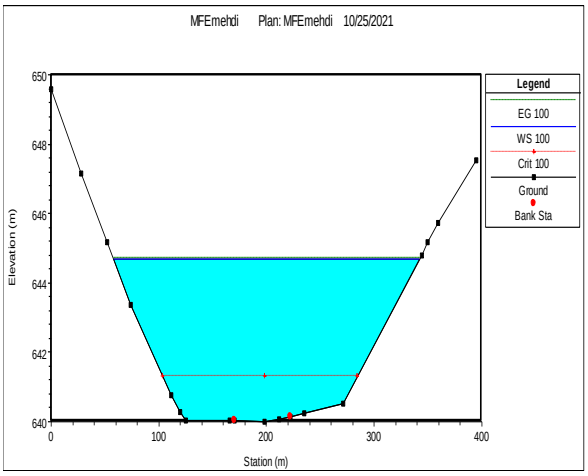


Figure V-22 : Section 60500

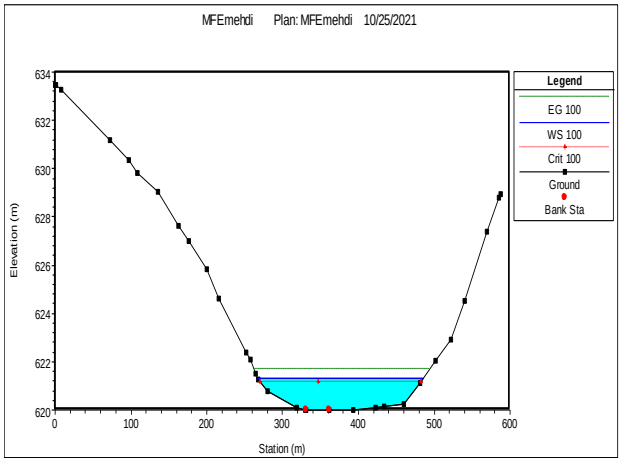
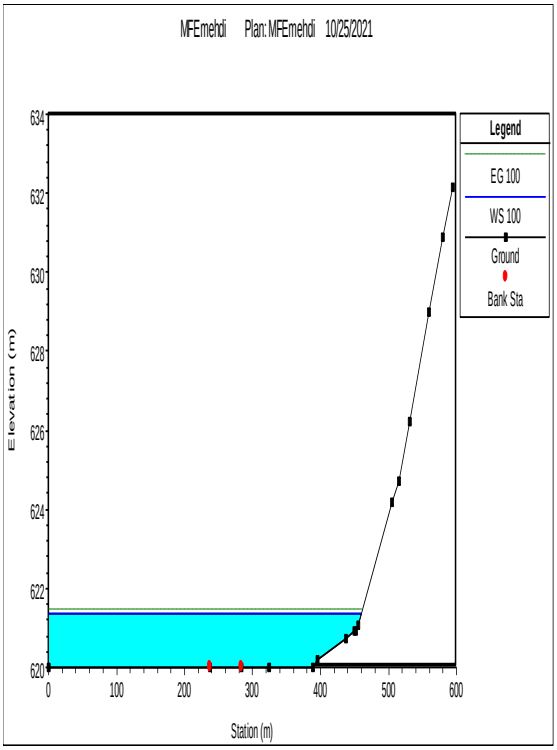


Figure V-23: Section 49255



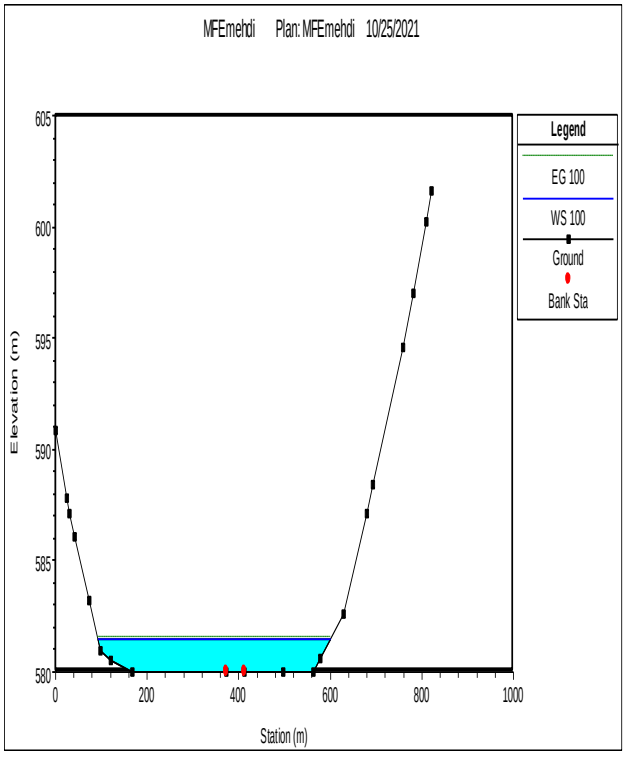


Figure V-24: Section 48475

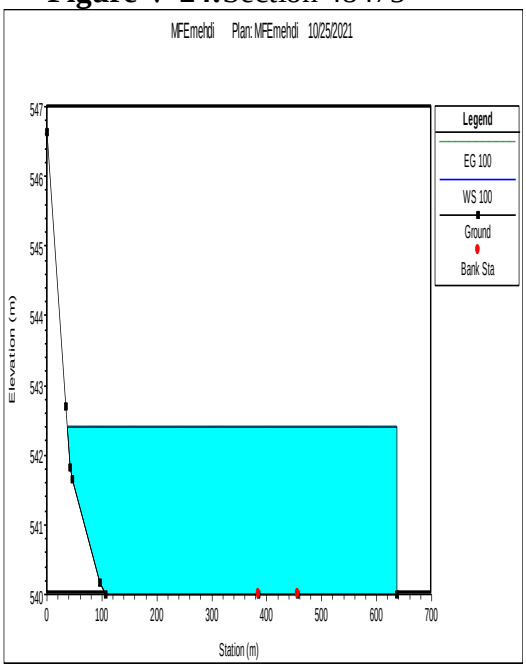


Figure V-25: Section29859

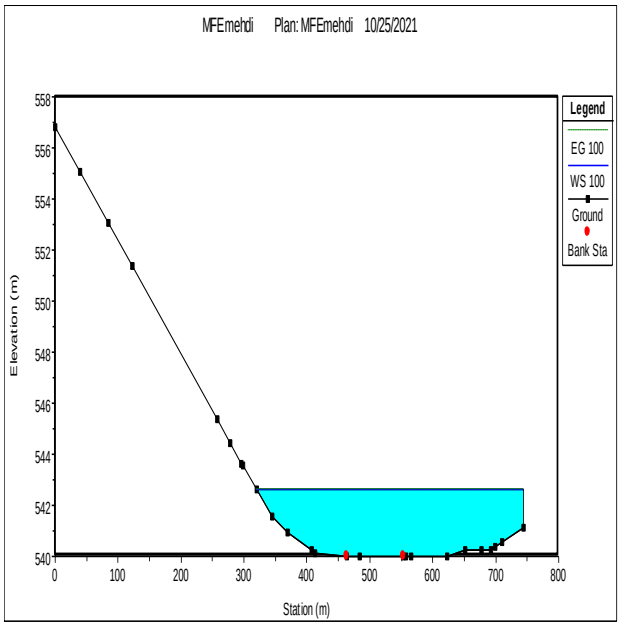


Figure V-26:Section 1170

Figure V-27:Section 9720

V.5.4.3.2 Oued TAMELLAHT :

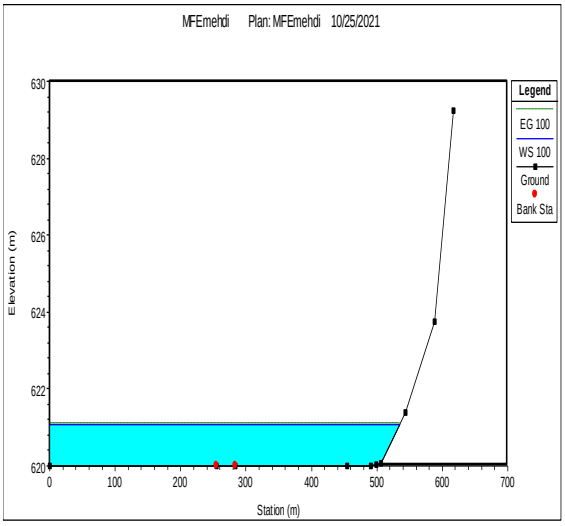


Figure V-28: Section 37672

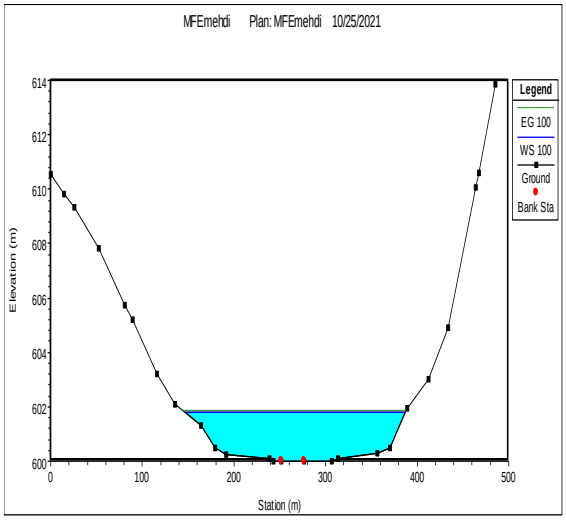


Figure V-29: Section 30607

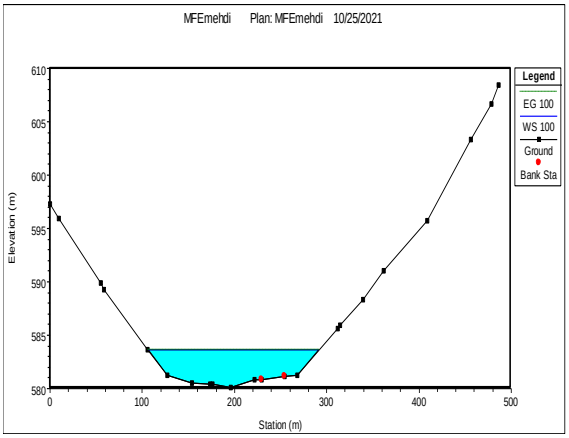


Figure V-30: Section 24228

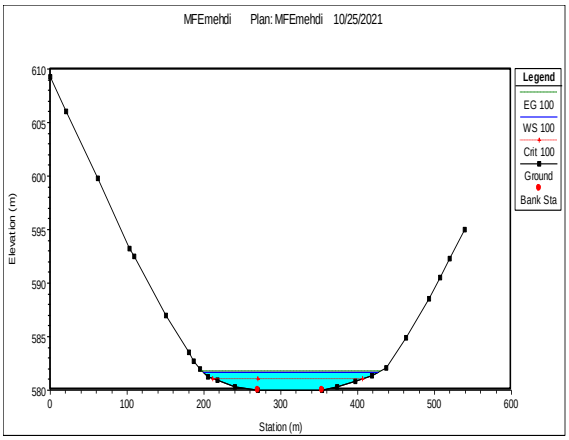


Figure V-31: Section 22477

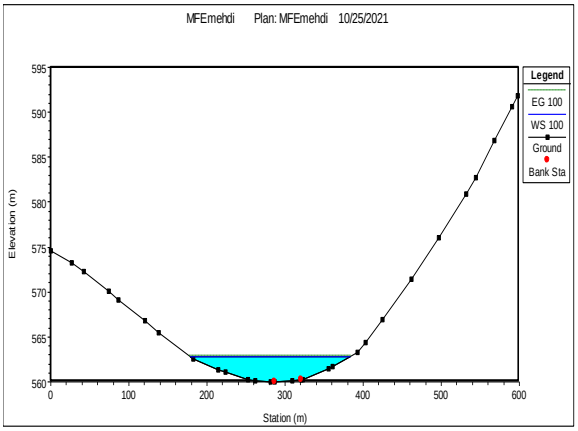


Figure V-32: Section 16182

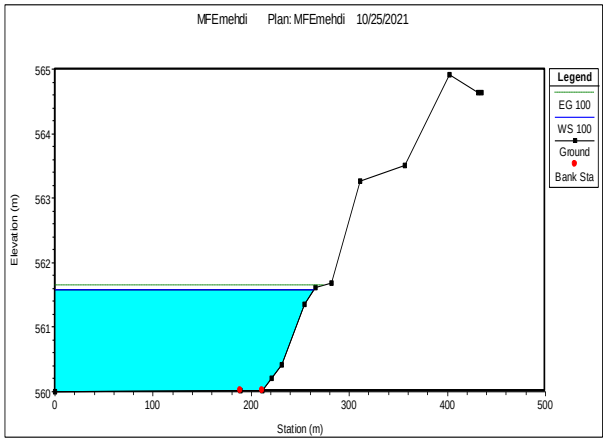


Figure V-33: Section 11056

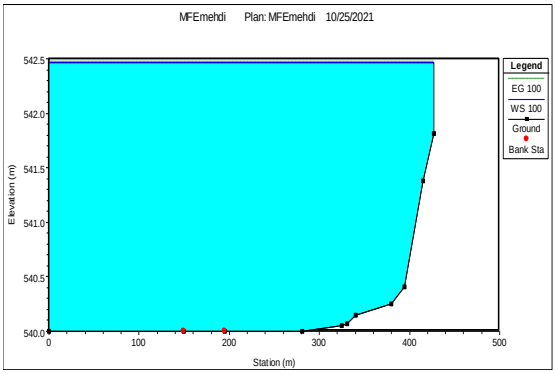


Figure V-34: Section 6174

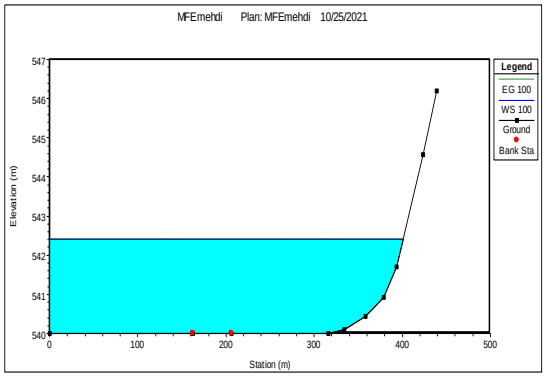


Figure V-35: Section 2872

V.5.4.3.3 La confluence des deux oueds :

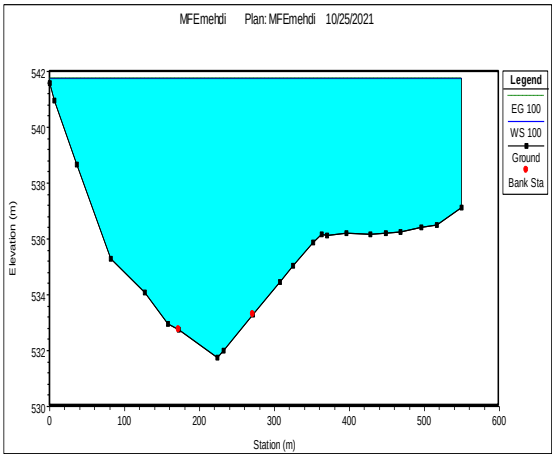


Figure V-36: Section 4151

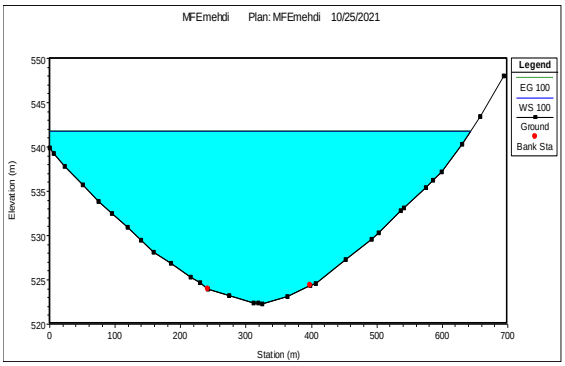


Figure V-37: Section 3057

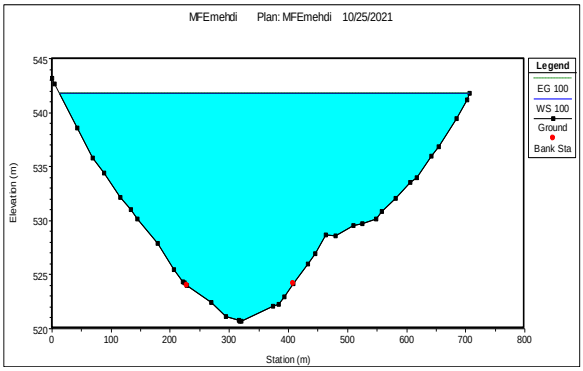


Figure V-38: Section 2256

V.5.4.4 Interprétations :

On voient les résultats de simulations on remarque que la batimitrie du site étudier est plats a des longueurs qui dépasse les 500 mètres ; c'est résultats sont illogique pour une géométrie d'un oueds car quelle que soit l'envasement de terrain on va pas avoir un tel résultat pour cela on va pas suivre c'est résultat pour le reste du travail ; après des recherches on a déduit que le fichier tin exporter depuis logiciel l'arcgis ne donne pas la batimitrie exacte du la régions pour ceci on va faire des modifications sur le terrain pour avoir plus de précision et des valeurs plus exacte avec une géométrie correctes .

V.6MODIFICATIONS DE TERRAIN :

V.6.1 Nouveaux terrain :

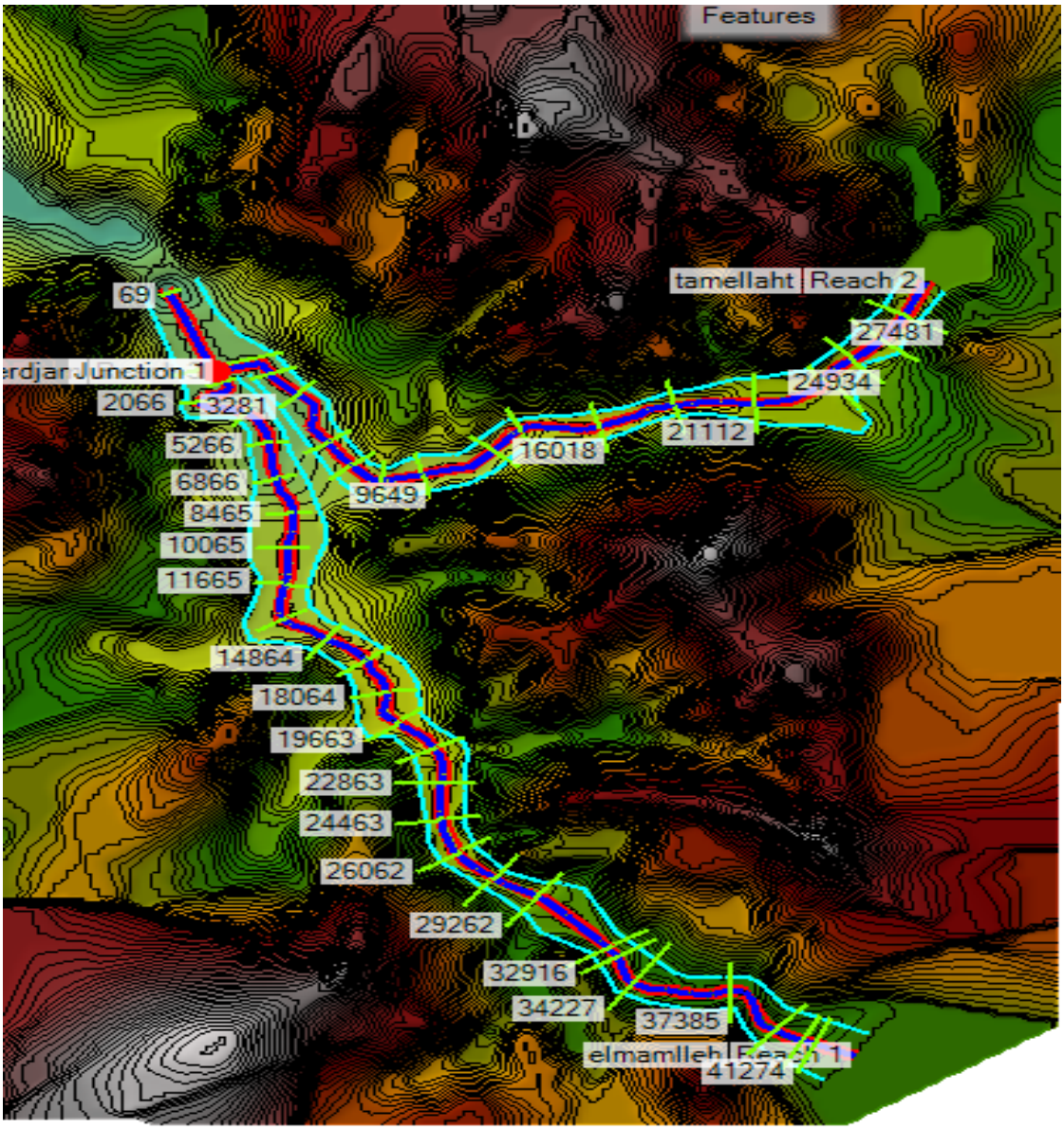


Figure V-39:Définition du nouveau tracé dès l'oueds

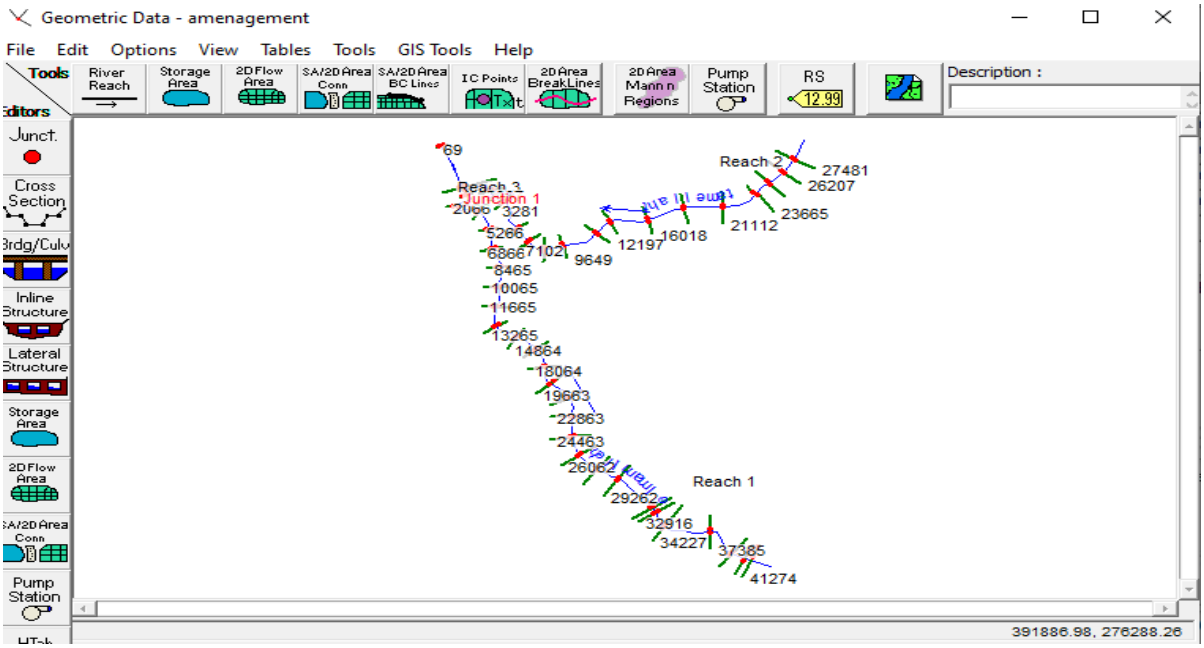


Figure V-40: Définition des nouvelles sections en travers dès l'oueds.

- **Remarque :**

Pour les conditions des débits et les conditions aux limites on va travailler avec les meme valeurs car ils n'influencent pas la géométrie.

V.6.2 Nouvelles simulation :

V.6.2.1 Profiles on long :

- ✓ **Oued El- Malleh:**

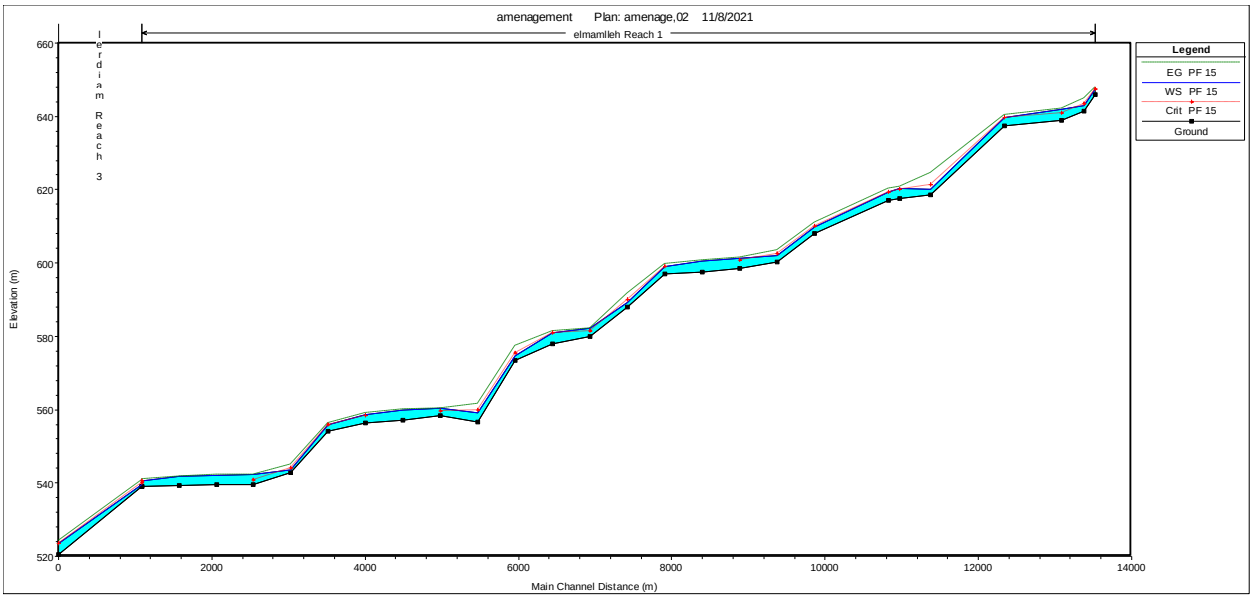


Figure V-41: Nouveau profil en long du cours d'eau à l'état naturel pour une crue centennale. (ElMalleh)

✓ **Oued Tamellaht :**

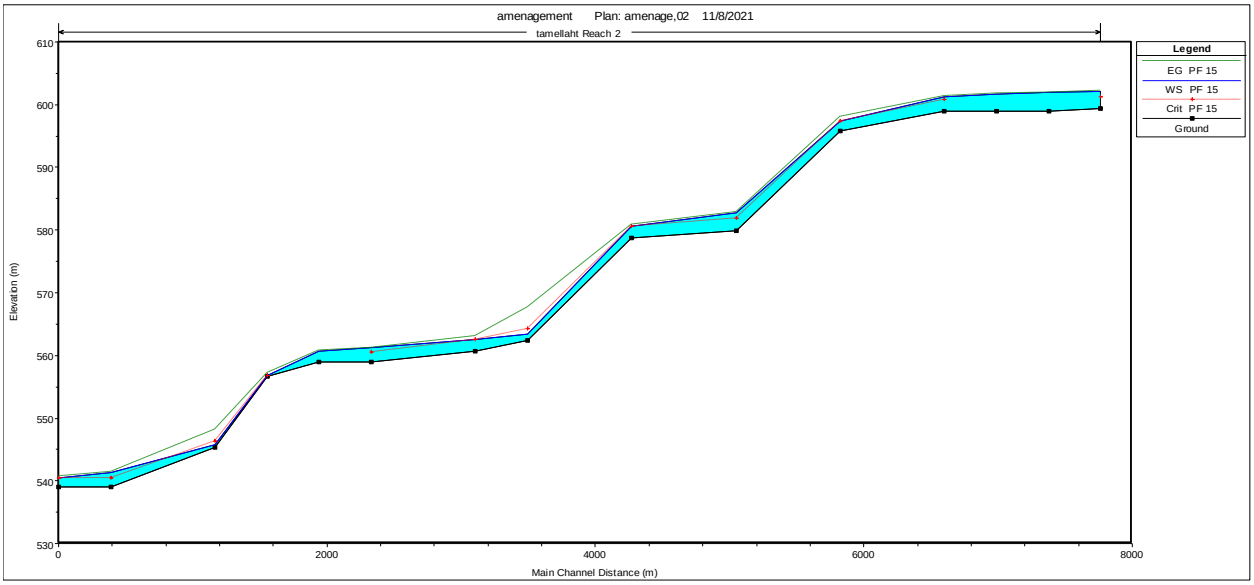


Figure V-42: Nouveau profil en long du cours d'eau à l'état naturel pour une crue centennale (Tamelaht)

V.6.2.2 Vue en trois dimensions du nouveau tronçon modélisé :

✓ **Oued El-Malleh :**

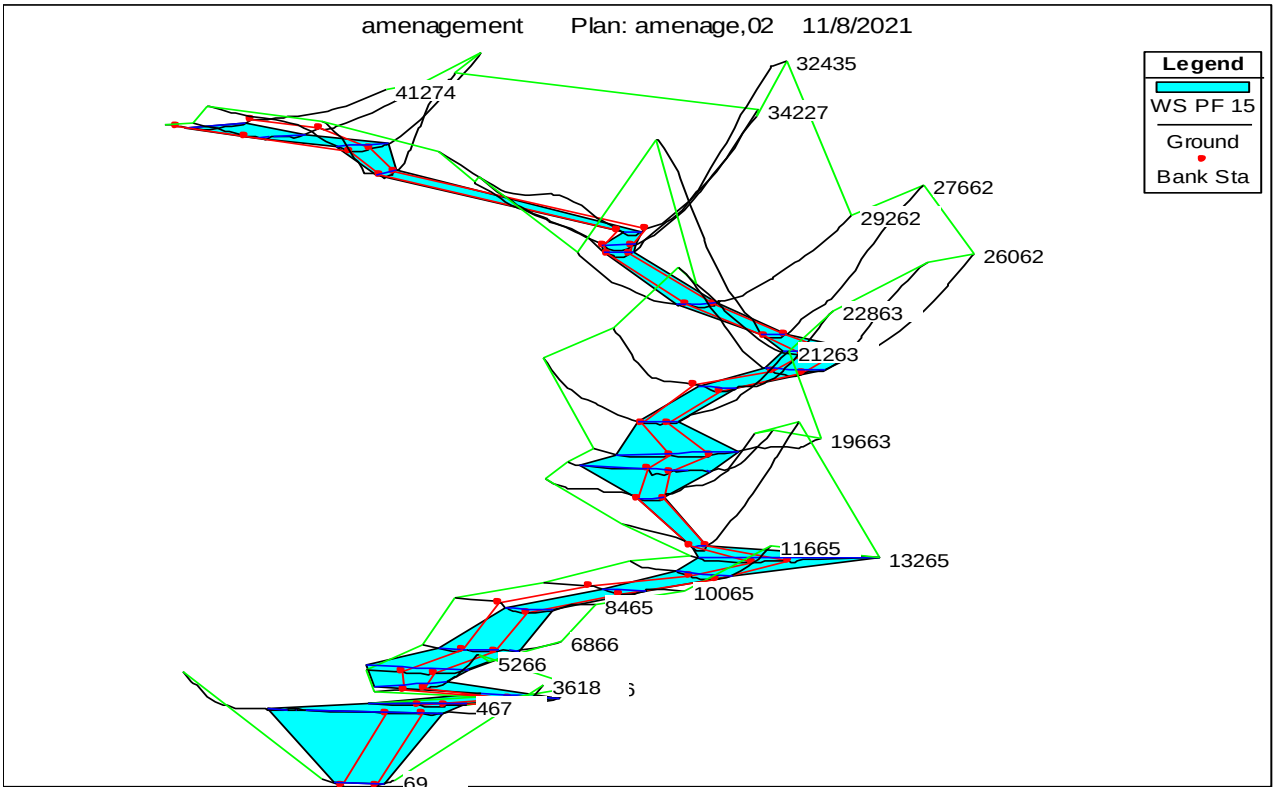


Figure V-43: Nouvelle vue en Plan en 3D de l'Oued El Malleh

✓ **Oued Tamellaht :**

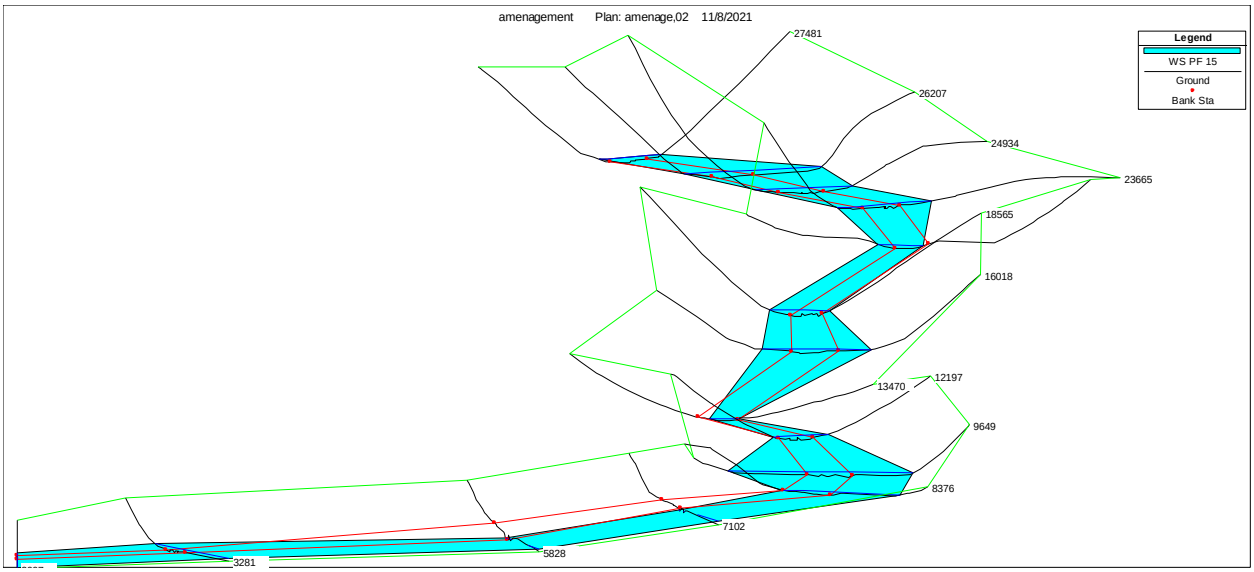


Figure V-44: Nouvelle vue en Plan en 3D d'Oued Tamelaht

✓ **Confluence des oueds :**

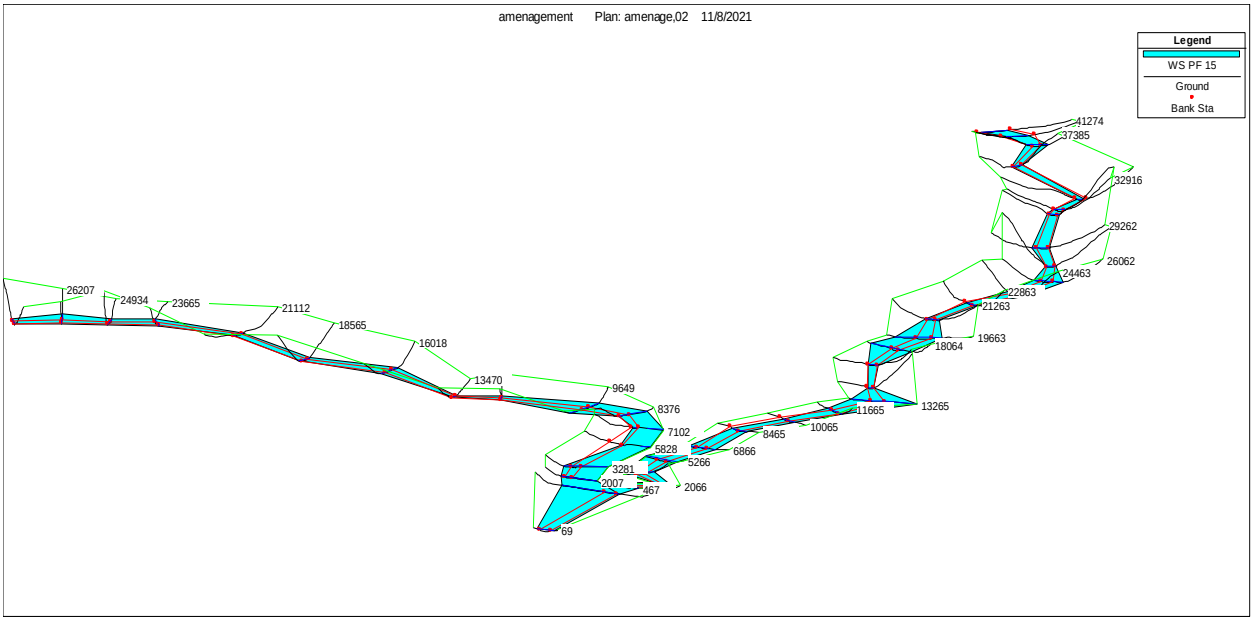


Figure V-45: Nouvelle vue en Plan en 3D des Oueds.

V.6.2.3 Restitution de la courbe de tarage

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

- ✓ **Oueds El-Malleh :**

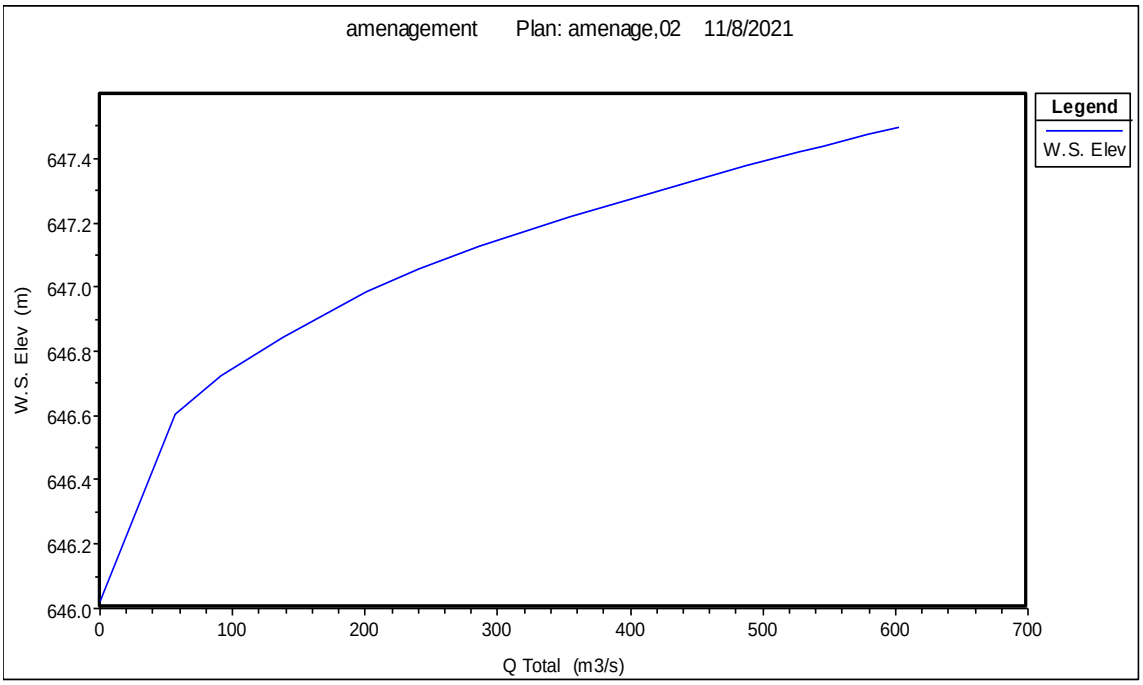


Figure V-46: Courbe de tarage pour une section oued El Malleh

- ✓ **Oued Tamellaht :**

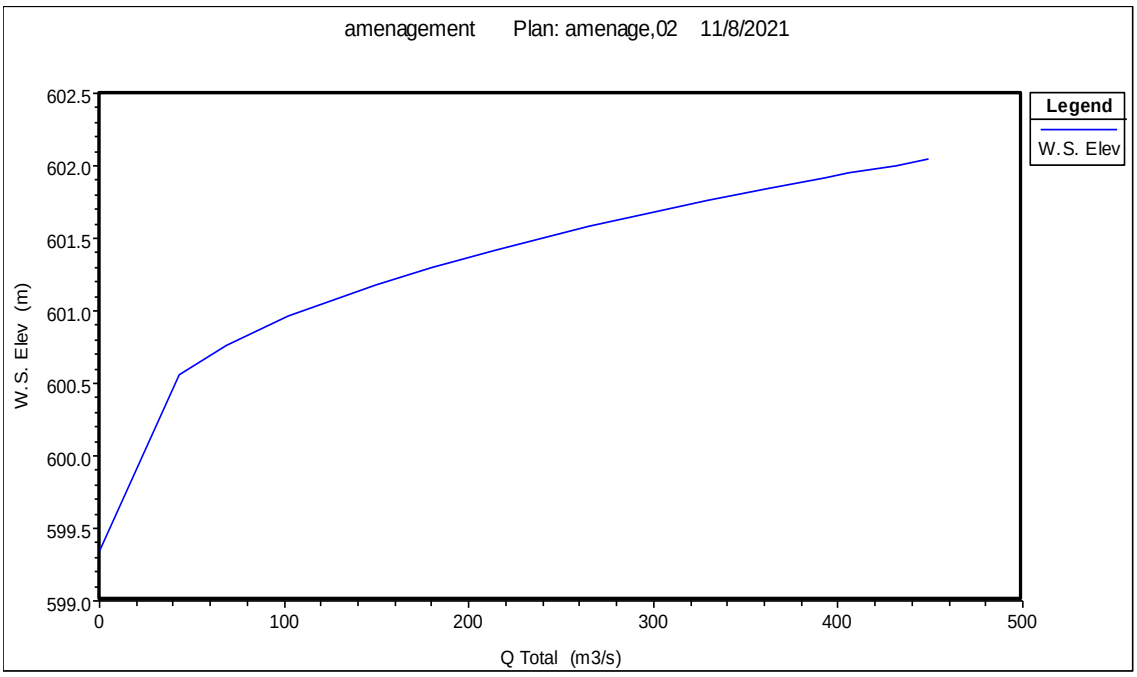


Figure V-47: Courbe de tarage pour une section oued Tamelaht

Confluence des oueds :

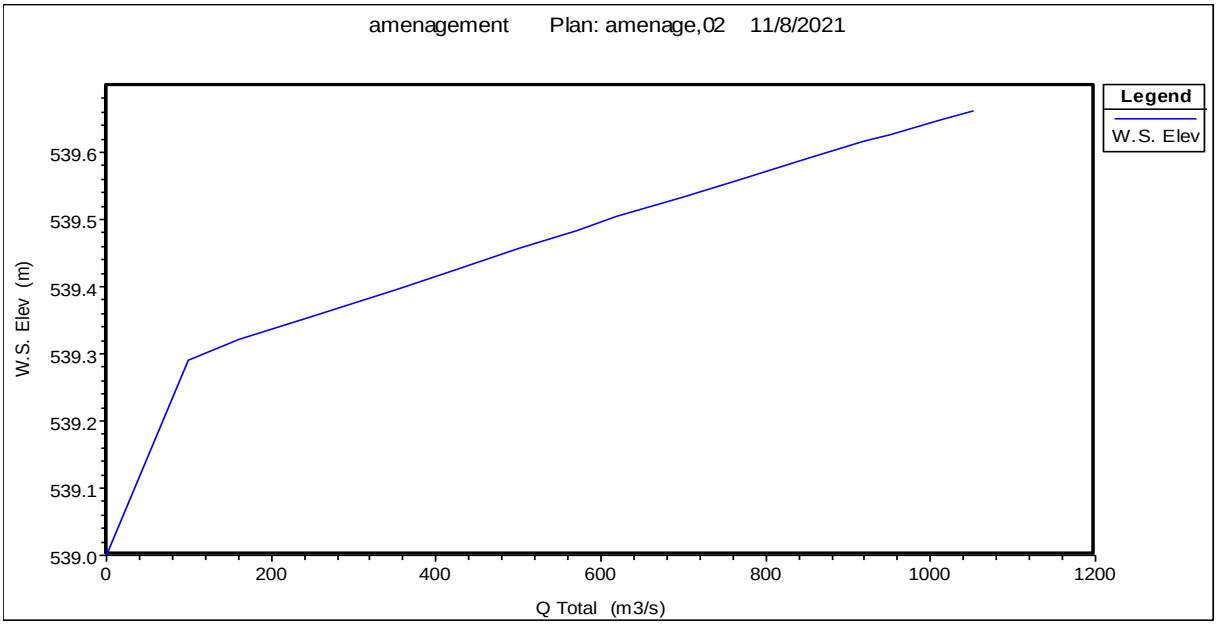


Figure V-48: Courbe de tarage pour une section oued de la confluence

V.6.2.4 Les nouveaux profils en travers :

- ✓ **Oued El-Malleh :**

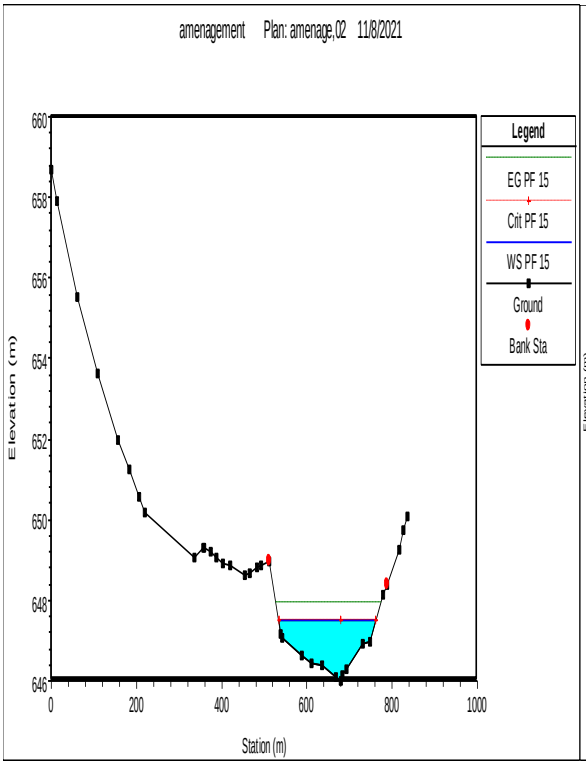


Figure V-49: Section 41274

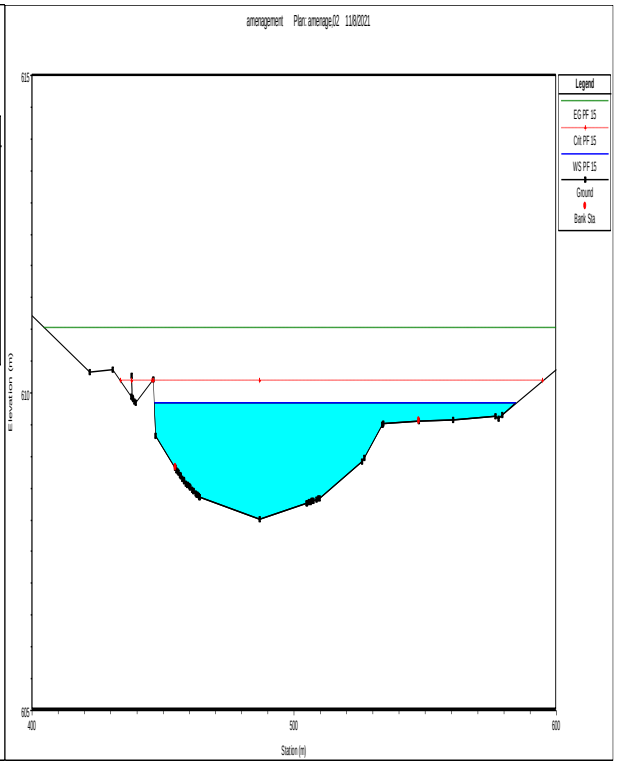


Figure V-50: Section 29262

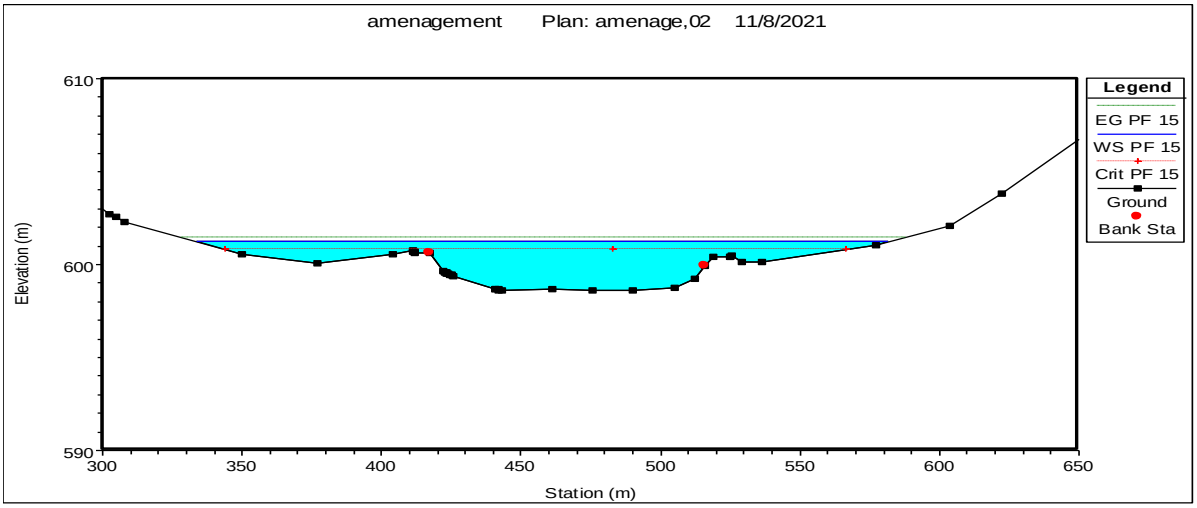


Figure V-51: Section **26062**

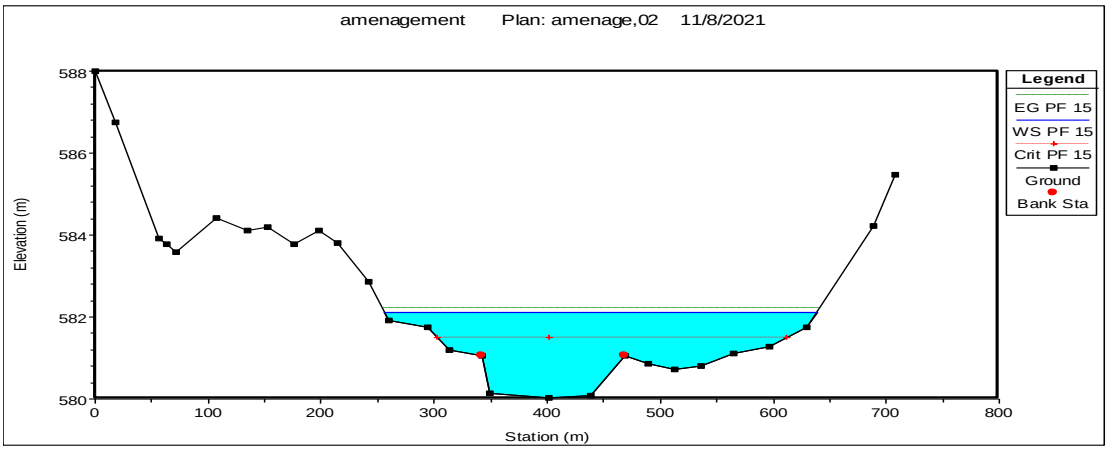


Figure V-52: Section 19662

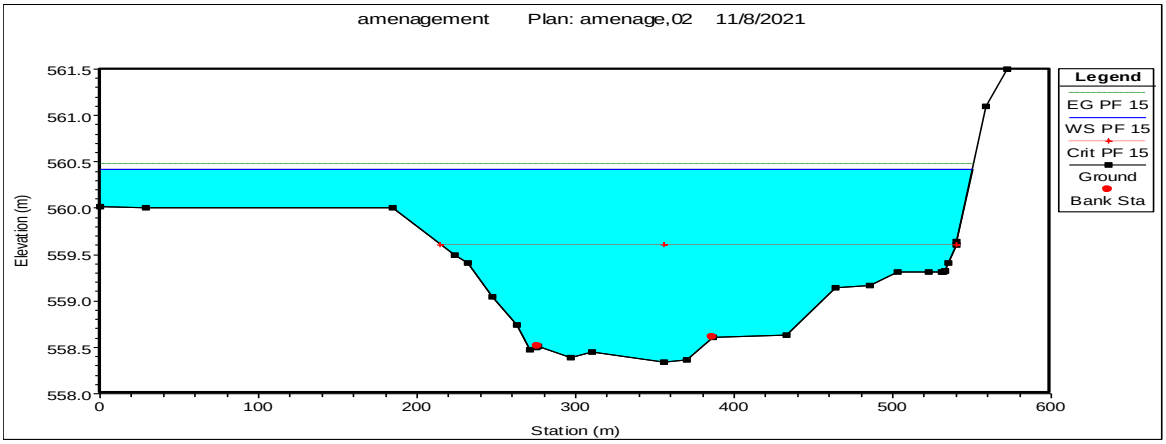


Figure V-53: Section 13365

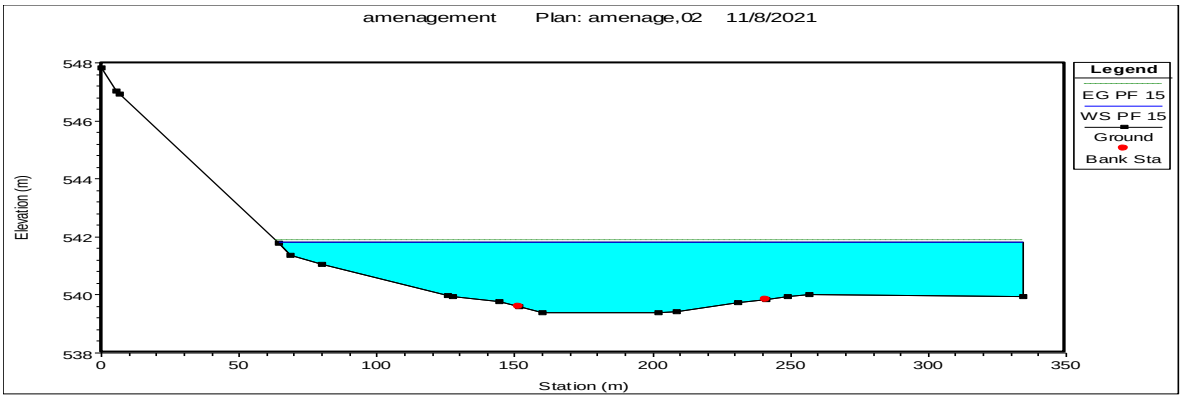


Figure V-54: Section 2066

✓ **Oued Tamellaht :**

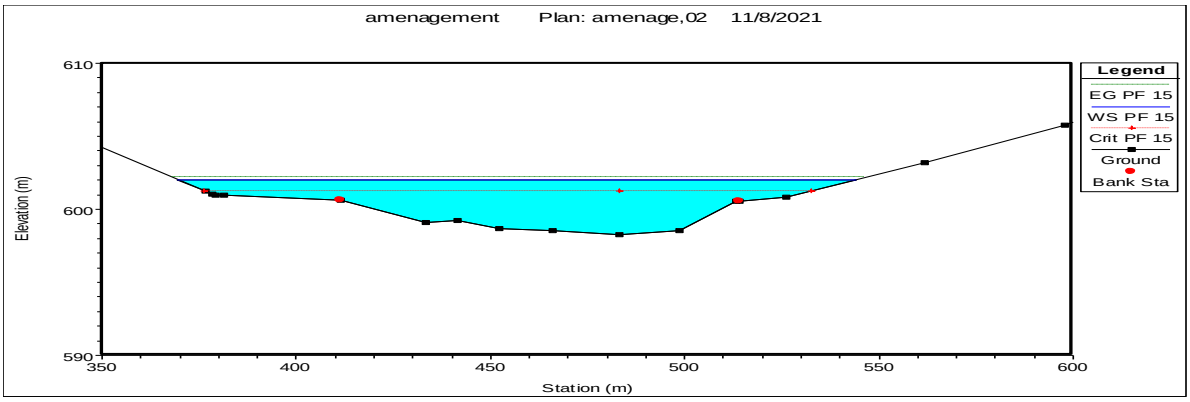


Figure V-55: Section 27481

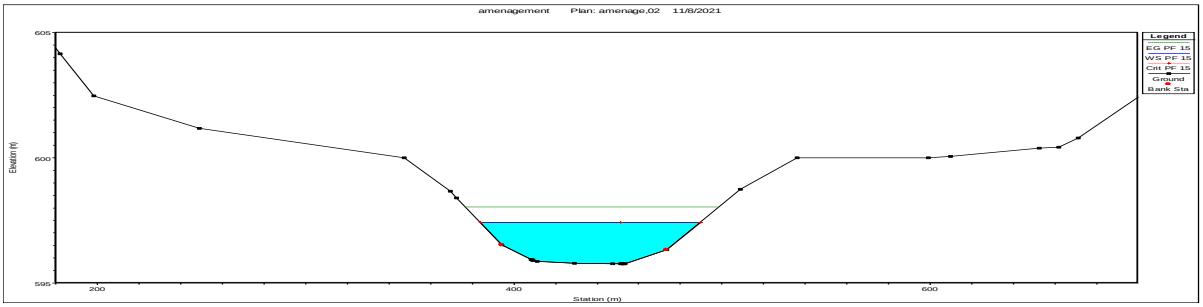


Figure V-56: Section 21112

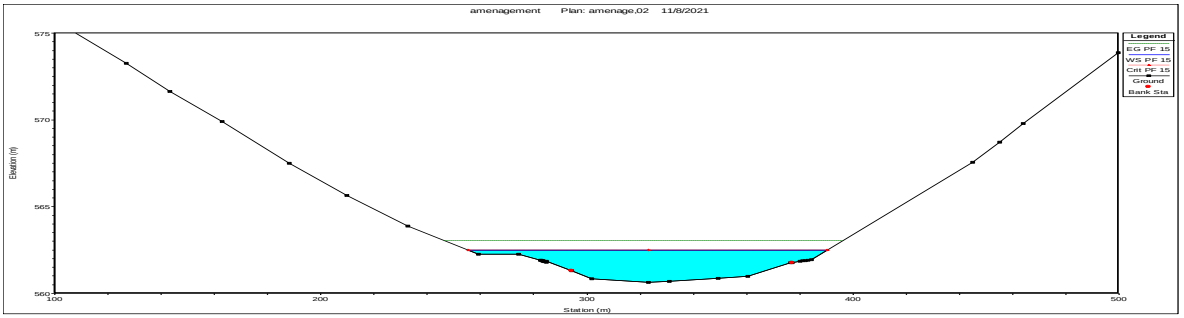


Figure V-57: Section 12197

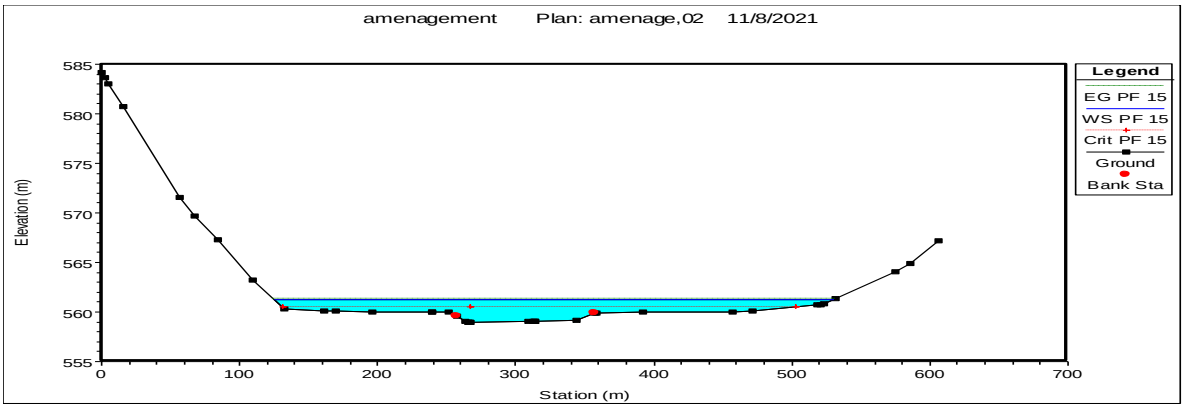


Figure V-58: Section 9649

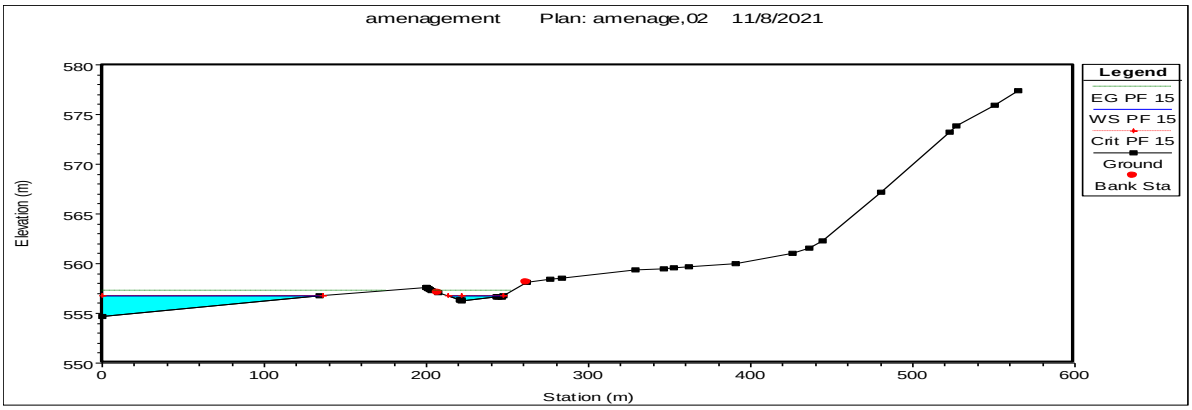


Figure V-59: Section *7102*

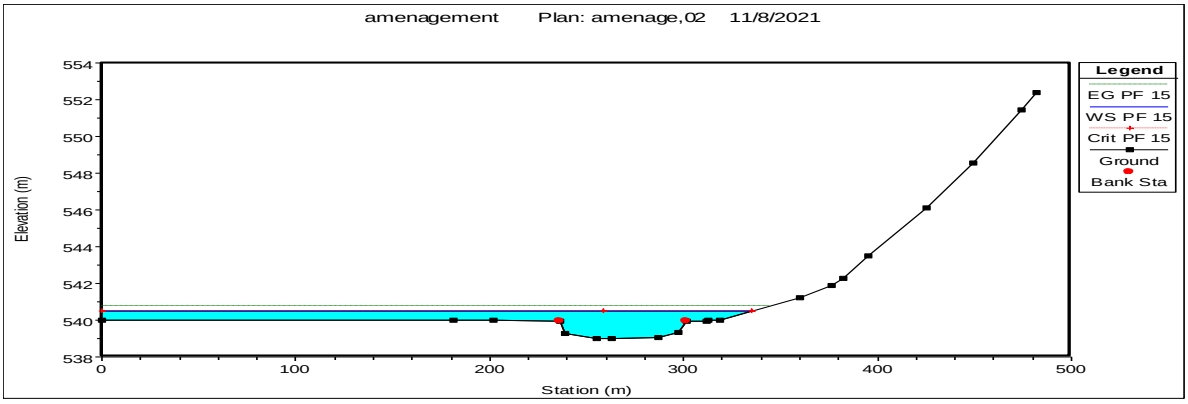


Figure V-60: Section 2007

✓ **Confluence des oueds :**

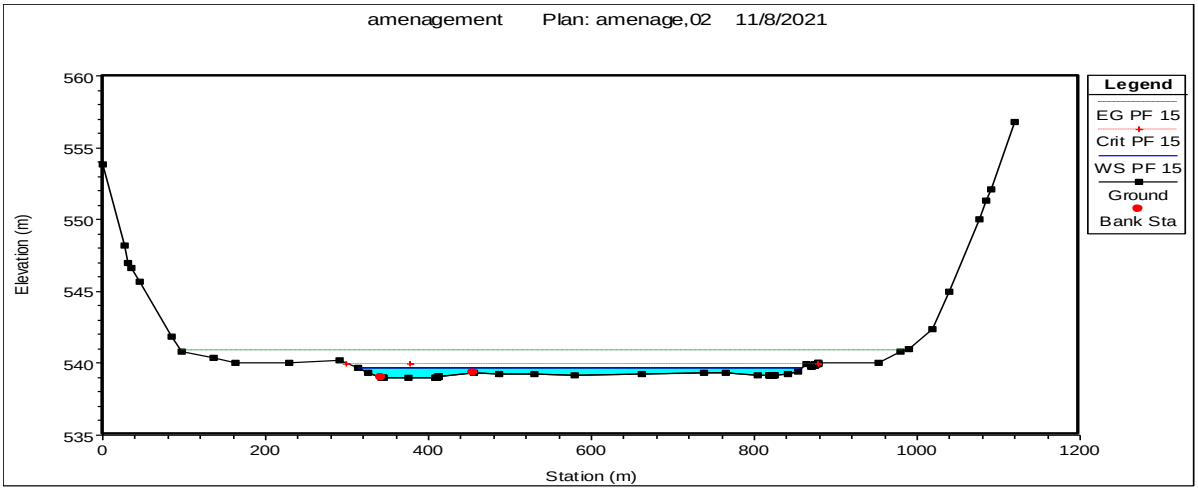


Figure V-61: Section 3618

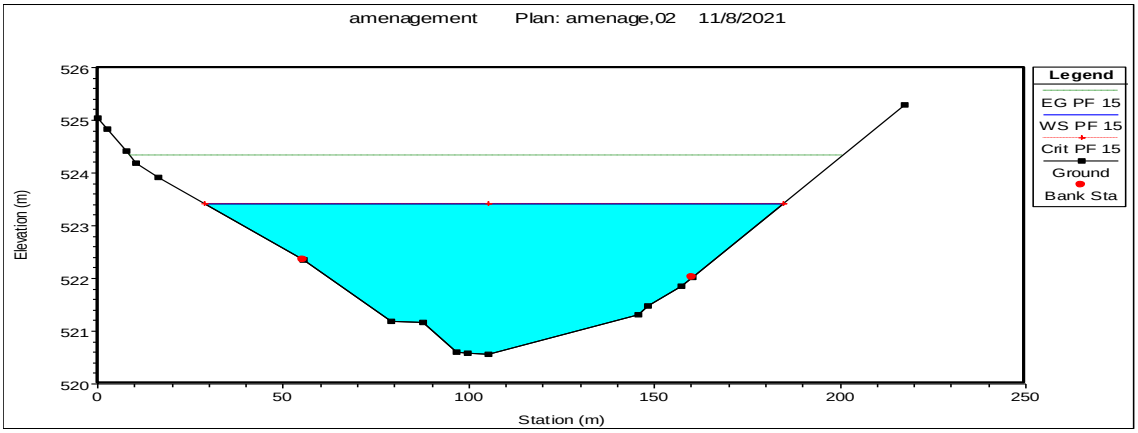


Figure V-62: Section 69

V.6.2.5 Vitesse d'écoulement

La Figure représente la variation de la vitesse totale d'écoulement des eaux pour chaque période de retour en fonction de la distance à partir de l'exutoire.

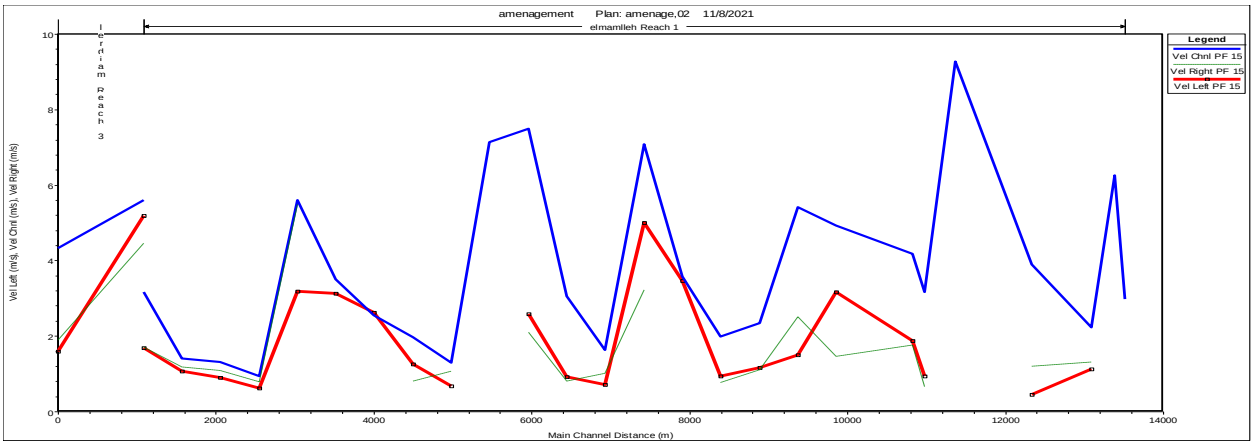


Figure V-63: Variation de la vitesse totale d'écoulement en fonction de la distance à partir de l'exutoire oued El-Malleh

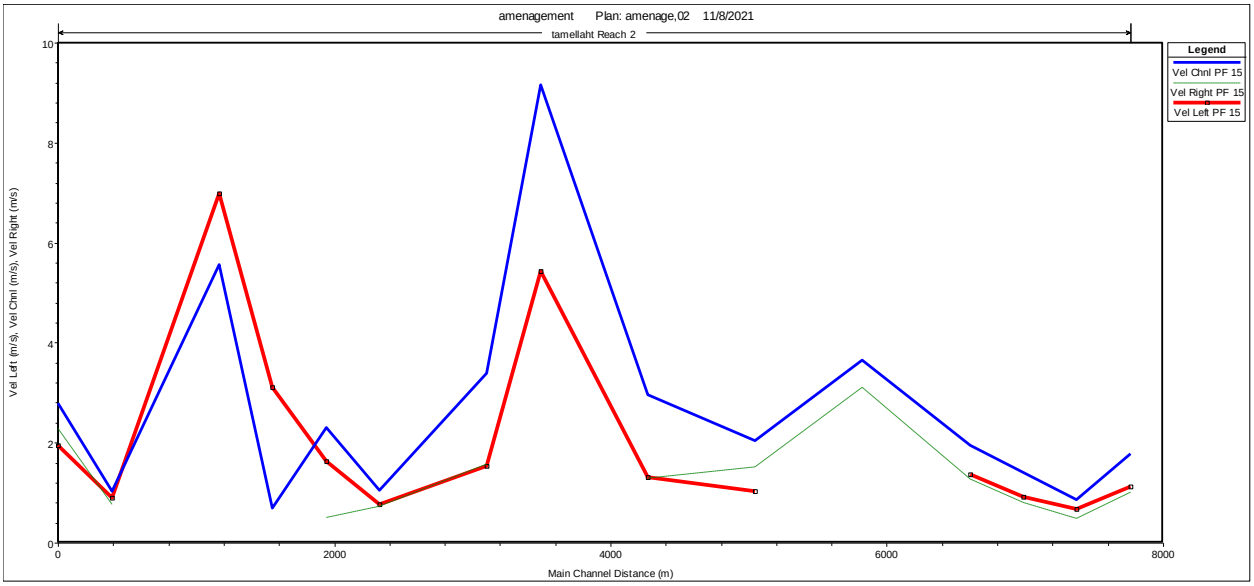


Figure V-64: Variation de la vitesse totale d'écoulement en fonction de la distance à partir de l'exutoire oued Tamelaht

V.6.2.6 La largeur supérieure :

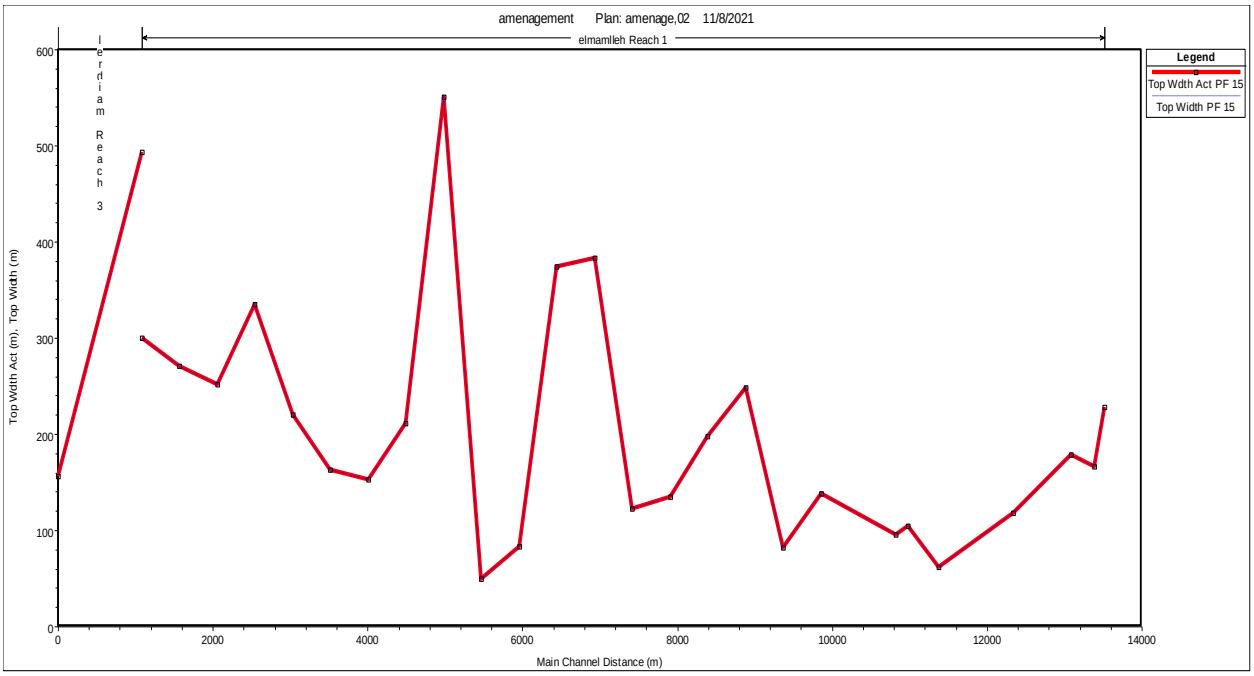


Figure V-65: Variation de la largeur en fonction de la distance pour oued El-Malleh

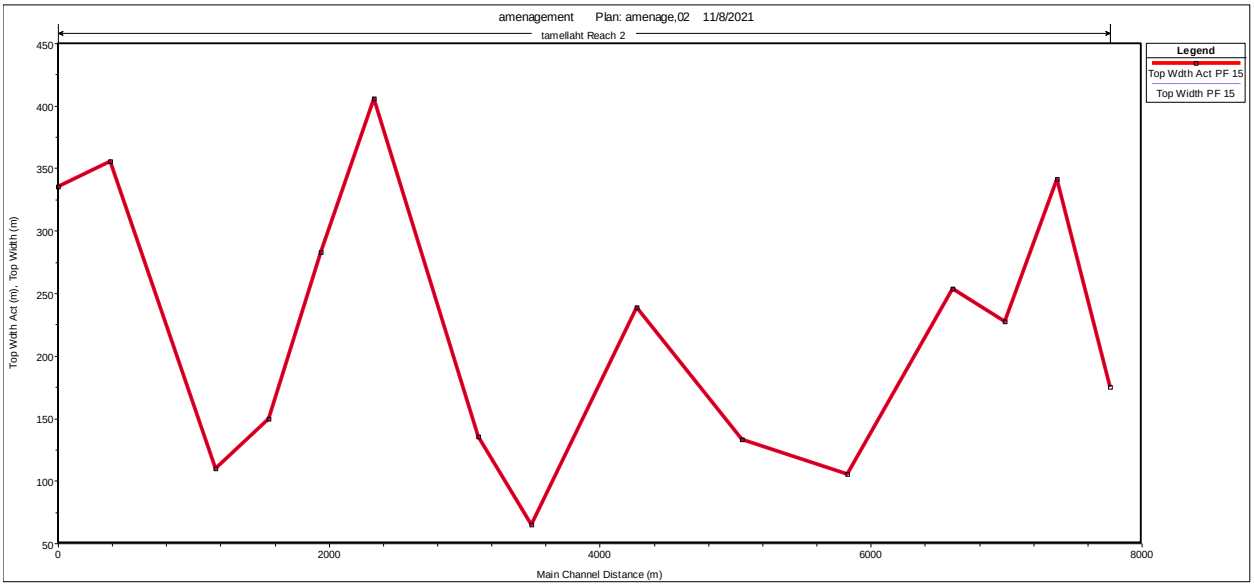


Figure V-66: Variation de la largeur en fonction de la distance pour oued Tamellaht

V.6.2.7 Le nombre de Froude

Représente la variation du nombre de Froude pour chaque période de retour en fonction de la distance à partir de l'exutoire.

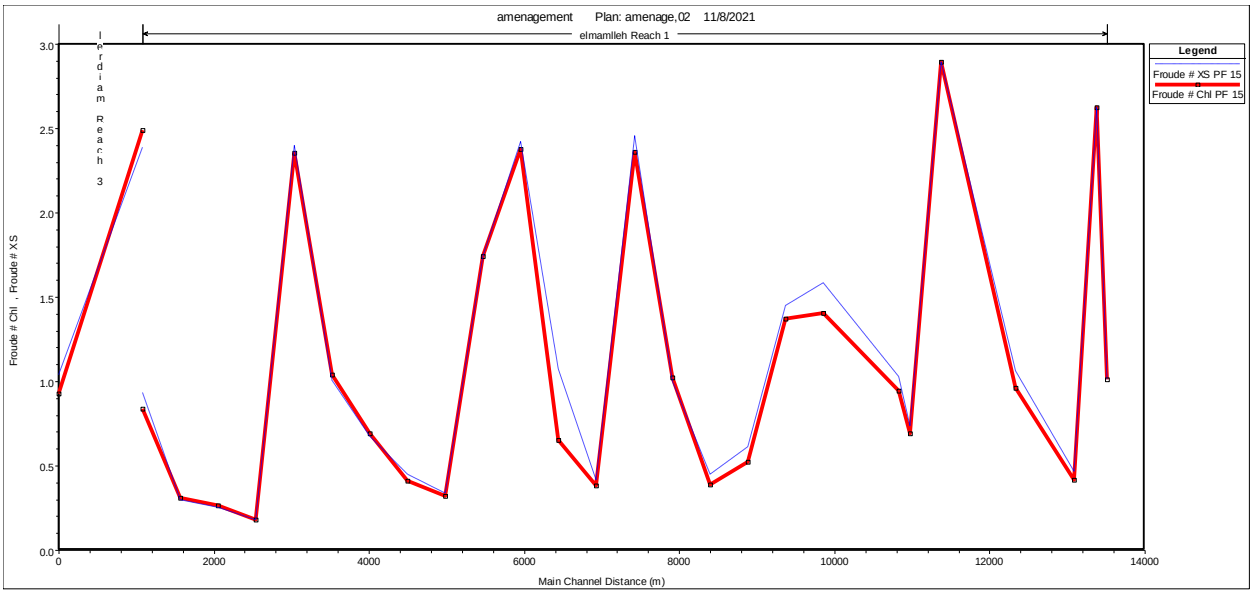


Figure V-67: Variation du nombre de Froude en fonction de la distance à partir de l'exutoire oued El-Malleh

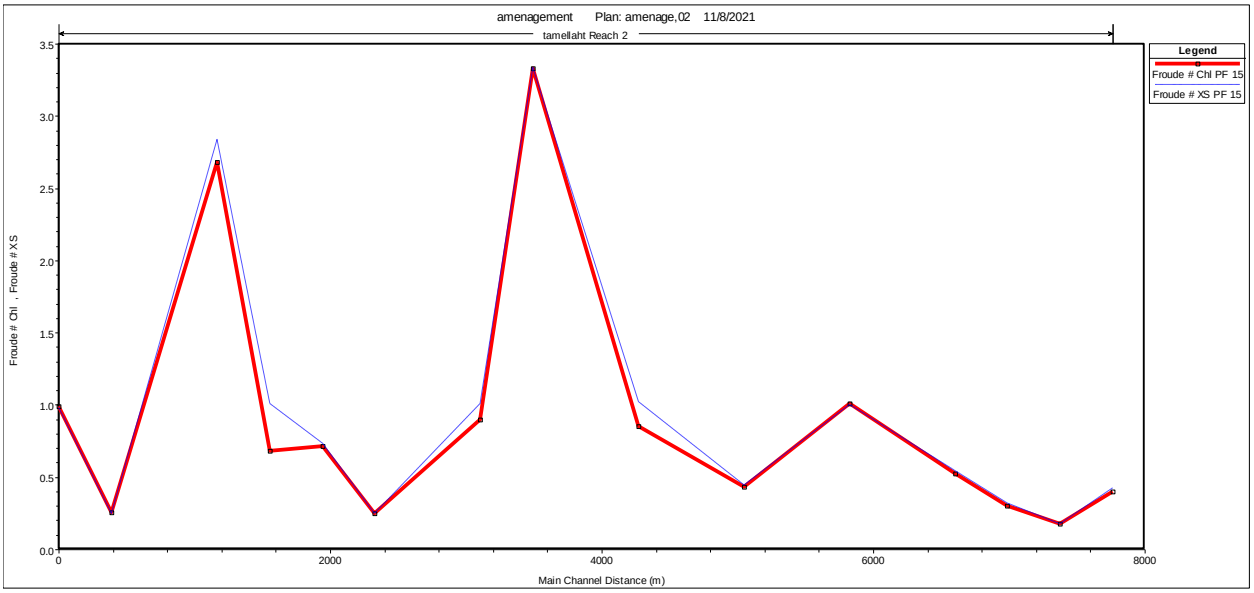


Figure V-68: Variation du nombre de Froude en fonction de la distance à partir de l'exutoire oued Tamelaht

V.6.2.8 Le volume

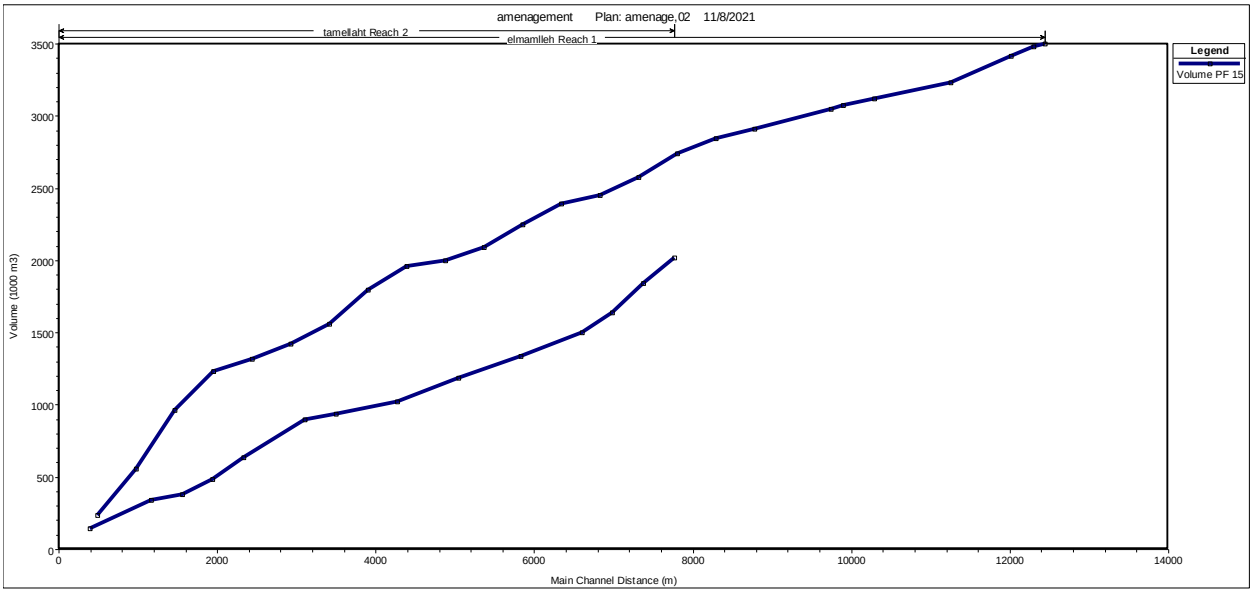


Figure V-69: Variations de volumes en fonction de la distance des oueds

Le logiciel permet aussi de créer des tableaux récapitulatifs de l'ensemble des paramètres hydrauliques pour un barrage ou autre ouvrage, pour une surface de stockage, pour chaque station (profil en travers), ou pour l'ensemble des stations à la fois.

Tableau V-1: Principaux paramètres hydrauliques pour l'ensemble des stations.

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)	
27481	449.20	599.35	602.04	601.27	602.19	0.001184	1.78	280.78	174.72	0.40
26207	449.20	599.00	601.96		601.99	0.000216	0.86	621.95	341.26	0.18
24934	449.20	599.00	601.75		601.84	0.000665	1.41	370.60	227.19	0.30
23665	449.20	599.00	601.19	600.81	601.35	0.002402	1.94	268.19	253.90	0.53
21112	449.20	595.78	597.42	597.42	598.04	0.008769	3.64	130.10	105.53	1.01
18565	449.20	579.92	582.74	581.86	582.92	0.001352	2.04	245.16	133.01	0.43
16018	449.20	578.75	580.55	580.55	580.94	0.006321	2.97	180.25	239.10	0.85
13470	449.20	562.39	563.45	564.30	567.70	0.114136	9.16	49.36	64.72	3.33
12197	449.20	560.63	562.50	562.50	563.05	0.006813	3.39	145.59	135.03	0.89
9649	449.20	559.00	561.27	560.49	561.31	0.000482	1.05	528.00	406.09	0.25
8376	449.20	559.00	560.62		560.84	0.004714	2.31	228.03	282.86	0.71
7102	449.20	556.64	556.79	556.79	557.28	0.009679	0.69	144.93	149.31	0.68
5828	449.20	545.29	545.79	546.40	548.19	0.089480	5.56	65.78	110.06	2.68
3281	449.20	539.00	541.36	540.52	541.41	0.000549	1.02	490.15	355.26	0.26
2007	449.20	539.00	540.49	540.49	540.78	0.009970	2.78	197.43	335.15	0.99
41274	602.80	646.02	647.50	647.50	647.95	0.009415	2.98	201.95	227.73	1.01
40824	602.80	641.46	643.01	643.54	645.00	0.072946	6.25	96.40	166.36	2.62
39865	602.80	638.82	641.98	640.96	642.19	0.001096	2.23	334.49	178.20	0.42
37385	602.80	637.34	639.68	639.68	640.44	0.006880	3.89	159.92	117.97	0.96

34227	602.80	618.71	620.21	621.31	624.59	0.073048	9.26	65.06	62.27	2.89
32916	602.80	617.57	620.47	620.01	620.97	0.003283	3.16	194.28	103.99	0.69
32435	602.80	616.99	619.44	619.44	620.29	0.006280	4.18	153.74	95.30	0.95
29262	602.80	608.02	609.84	610.19	611.03	0.016135	4.92	130.51	137.96	1.40
27662	602.80	600.22	602.14	602.54	603.61	0.014243	5.42	114.88	82.11	1.37
26062	602.80	598.63	601.23	600.81	601.47	0.002007	2.35	312.90	247.77	0.52
24463	602.80	597.51	600.61		600.79	0.000965	1.98	351.68	198.31	0.39
22863	602.80	597.05	599.04	599.04	599.68	0.008593	3.57	170.77	134.46	1.02
21263	602.80	587.98	589.36	590.01	591.66	0.050586	7.08	93.27	122.05	2.36
19663	602.80	580.04	582.12	581.49	582.23	0.001027	1.64	463.62	383.02	0.38
18064	602.80	578.03	581.06	581.06	581.47	0.002888	3.06	270.87	374.49	0.65
16464	602.80	573.37	574.69	575.50	577.54	0.049583	7.49	81.06	83.22	2.37
14864	602.80	556.70	559.07	559.92	561.68	0.022803	7.14	84.39	49.35	1.74
13265	602.80	558.51	560.41	559.61	560.48	0.000773	1.30	593.80	550.52	0.32
11665	602.80	557.25	559.85		560.02	0.001108	1.96	354.99	211.62	0.41
10065	602.80	556.43	558.75	558.32	559.09	0.003782	2.55	231.77	152.98	0.69
8465	602.80	554.14	555.79	555.79	556.35	0.009029	3.50	182.26	162.80	1.04
6866	602.80	542.83	543.69	544.12	545.18	0.058761	5.60	114.29	219.97	2.35
5266	602.80	539.50	542.36	540.72	542.39	0.000206	0.94	748.95	334.69	0.18
3666	602.80	539.50	542.14		542.21	0.000441	1.32	535.61	251.70	0.26
2066	602.80	539.38	541.80		541.88	0.000648	1.41	492.37	270.25	0.31
467	602.80	539.02	540.63	540.63	541.00	0.005529	3.17	254.45	300.50	0.84

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

- **Interprétation :**

Selon les résultats de la simulation des oueds on constate observations suivantes :

- La vitesse d'écoulement varie entre 0.4 et 9.26 m/s.
- La hauteur d'eau variée entre 0.1 et 6.5 m.
- Nombre de Froude varie entre 0 et 3.33.

V.7Les zones inondables

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

V.7.1 Carte des profondeurs :

La délimitation des zones inondables le long du cours d'eau se fera avec RAS MAPPER du logiciel HEC- RAS. L'utilisation de RAS MAPPER nous a permet d'obtenir la carte suivante :

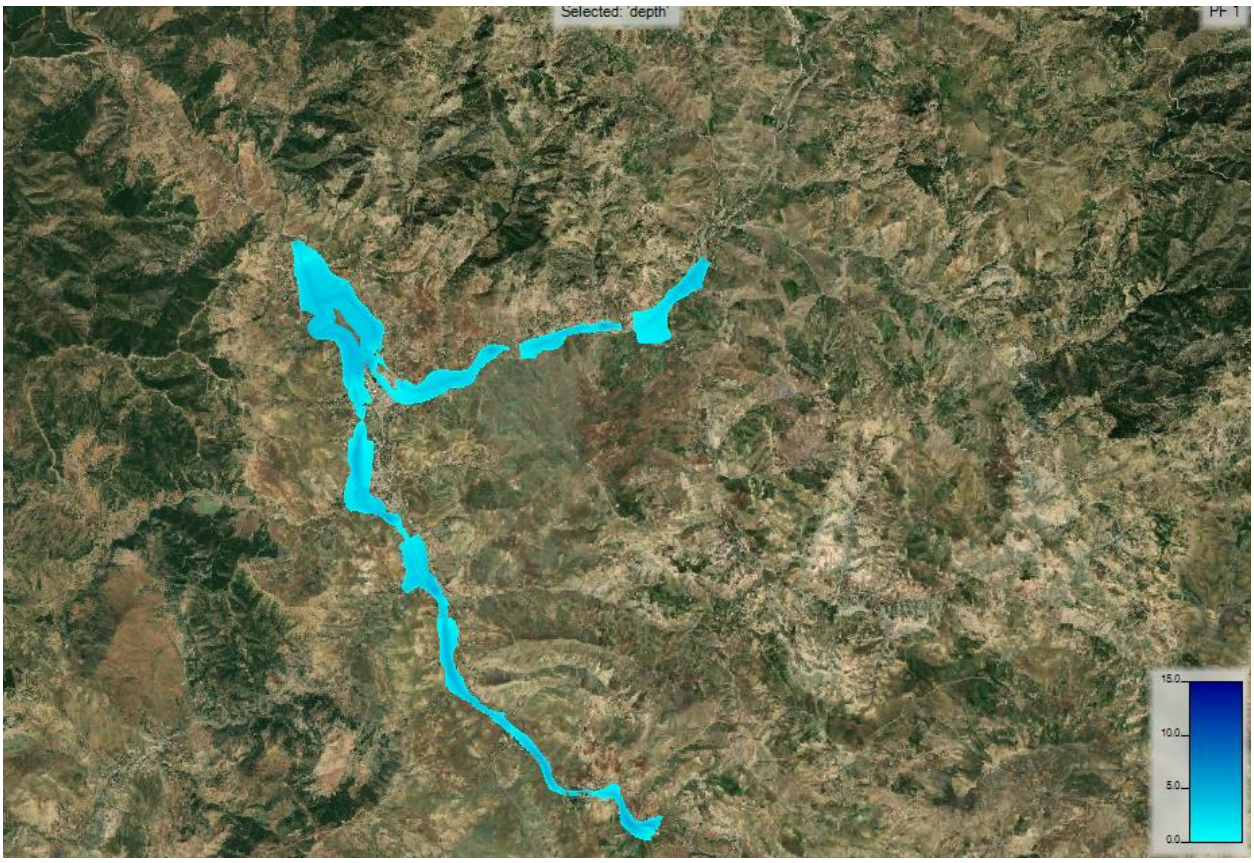


Figure V-70: Carte des profondeurs pour la période de retour 100 ans.

- **Interprétation :**

La hauteur d'eau variée entre 0.2 et 5 m.

V.7.2 Classes de vitesse

Les vitesses sont aussi classées selon les trois classes suivantes :

- Vitesse faible : dont la vitesse est inférieure à V < 0.2 m/s ;
- Vitesse modérée : dont la vitesse se situe entre 0.2 m/s < V < 2.5m/s ;
- Vitesse forte : dont la vitesse dépasse V > 2.5m/s.

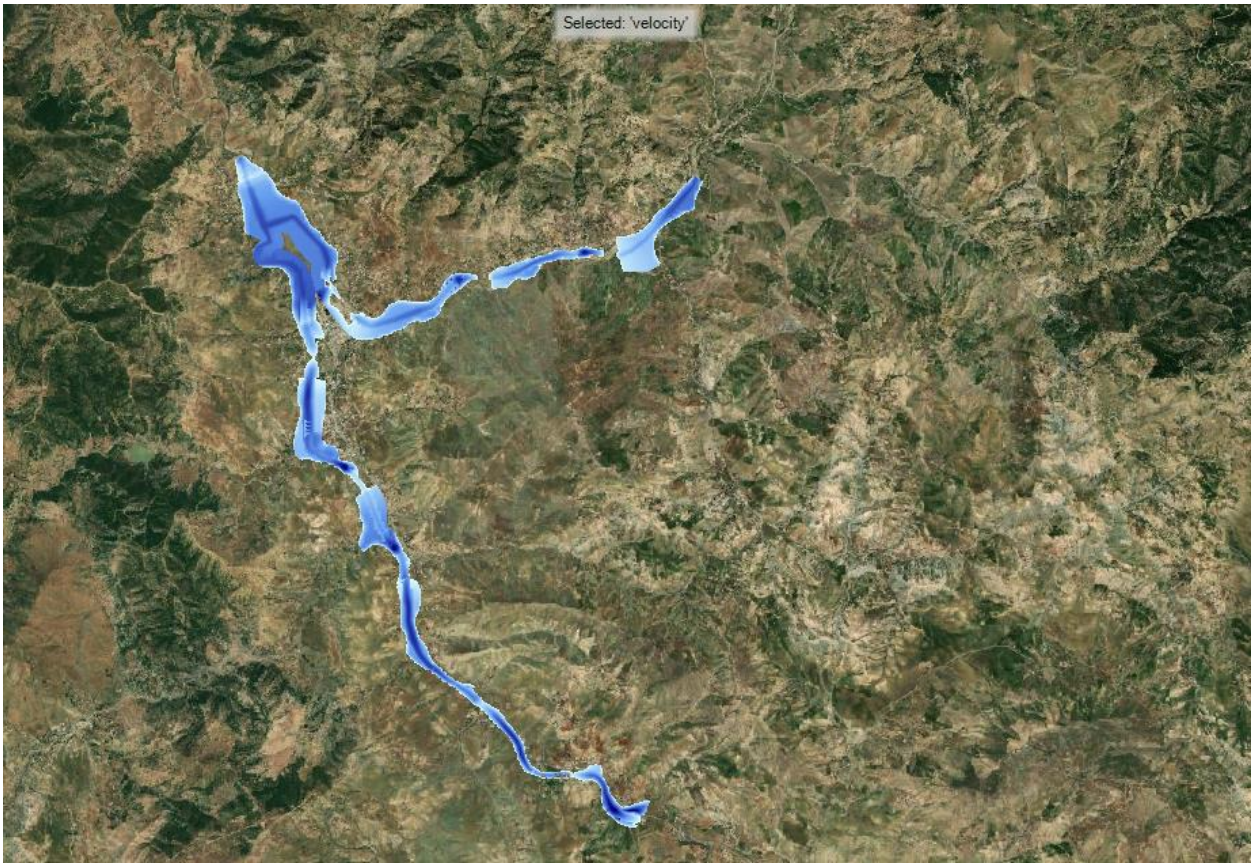


Figure V-71: Carte des vitesses d'écoulement pour la période de retour 100 ans.

V.7.3 Classes d'aléa

La quantification des aléas peut être combinée dans le cas des risques aux inondations au croisement des deux facteurs : la vitesse d'écoulement et la hauteur de submersion.

Trois zones de danger clairement identifiables ont des limites claires et des couleurs différentes :

– Zone à haut risque (couleur rouge) : correspondant à la partie du territoire où le danger est fréquent et grave à la sécurité des personnes en raison du niveau de l'eau (profondeur, h≥1 m), de la vitesse d'écoulement (V≥2.5 m / s) ou d'une combinaison des deux (hV ≥ 1,5 m2 / s). Il peut également inclure d'autres phénomènes liés aux inondations (sédiments transportés charge, glissements de terrain, tuyauterie, érosion, dépôt) qui peuvent produire des effets dommageables ;

– Zone à risque moyen (couleur jaune) : correspondant à la zone de terrain sujette aux inondations fréquentes mais à des profondeurs et des vitesses qui ne représentent pas un danger pour la vie humaine (0.5 < h < 1.5 mètre et 0.2 m/s < V < 2.5 m/s) ;

– Zones à faible risque (couleur verte) : correspond à la section du territoire dans laquelle il y a seulement des inondations extraordinaires à basses fréquences (égales à des périodes de retour de 500 ans ou plus) et à de très faibles profondeurs et vitesses et qui ne présentent pas de danger pour la population (h < 0.5m et V < 0.2 m/s).

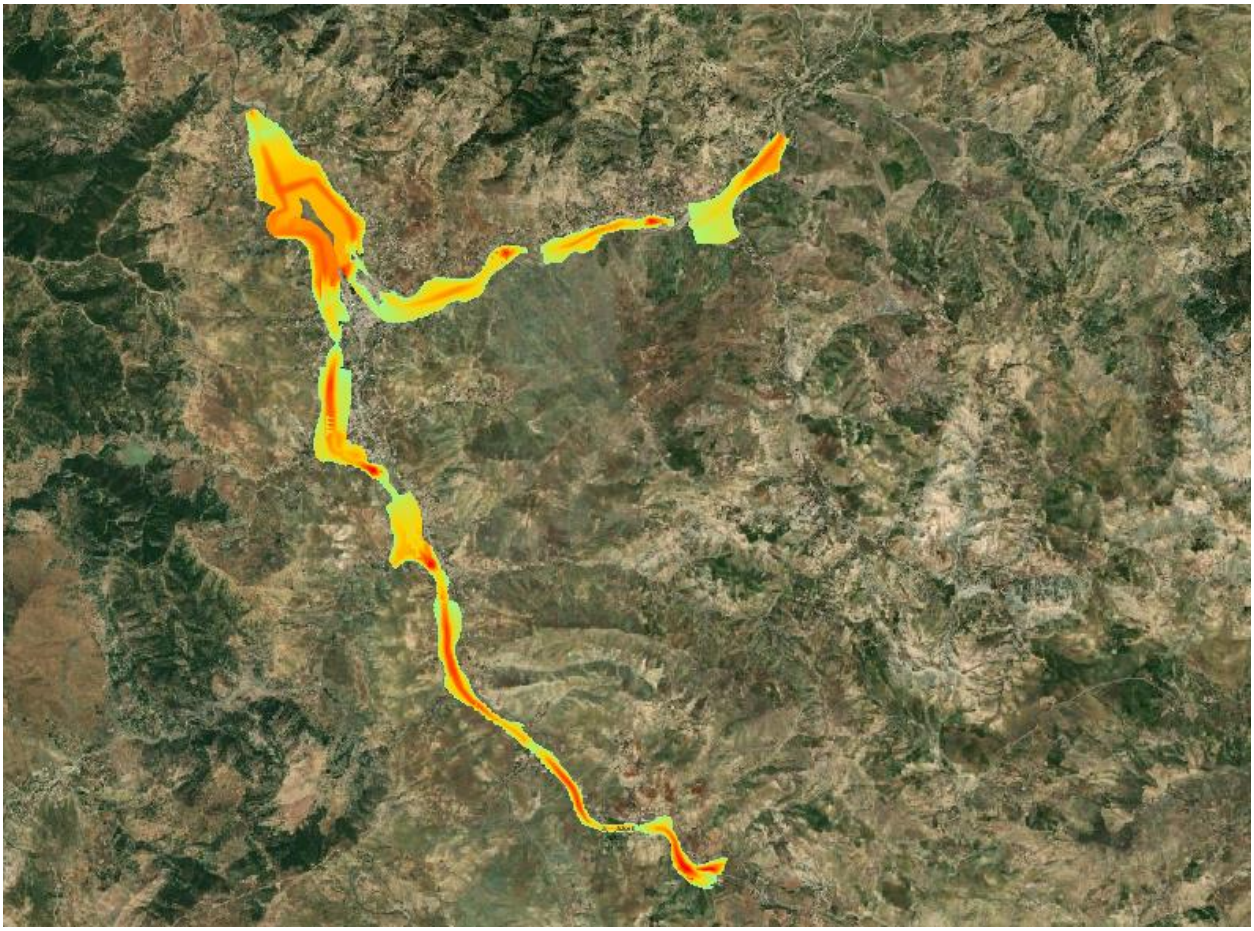


Figure V-72: Carte de l'aléa pour la crue centennale.

V.8 Conclusion :

Dans ce chapitre nous avant peux faire la modalisation des cours d'eaux a aménager suite à cette modélisation on a déterminer plusieurs paramètres très essentiel (la vitesse d'écoulement ; nombre de Froude) mais le plus important aussi nous avons déterminé la situation de notre zone d'étude, et localiser les différentes zones inondables à l'aide du logiciel HE-RAS afin d'élaboration la carte des profondeurs, qui nous a permis de déterminer la profondeur d'eau à différents emplacement.

Cette étude et la carte des risques nous a permis à déduire une le types d'aménagement qui convient à ce cours en tenons compte que notre zone est t'une zone a alea moyen De ce fait il est impératif d'effectuer un aménagement de l'oued pour la protection humaine, des biens et de l'environnement.

Chapitre VI :
Etudes des variantes d'aménagement

Chapitre VI : Etudes des variantes d'aménagement

VI.1 Introduction :

Le but de la réalisation de ce travail est la protection de la ville de lerdjam contre les inondations et voilà en est dans le chapitre dont va proposer et étudier les différentes variantes d'aménagement tout ça se base sur les résultats du chapitre qui le précède, par interprétation de ses résultats on peut sortir par un bon aménagement des oueds de la ville qui va être le mieux réalisable et rentable (économiquement moins chère).

VI.2 Principe d'aménagement

Il s'agit de tirer parti des potentiels des territoires déqualifiés pour leur redonner de la valeur, au service des habitants et du développement de l'ensemble de la métropole. En donnant la priorité à la ville existante, il s'agit également de limiter l'urbanisation de nouveaux espaces. Pour ce la sélections des variantes rentre comme un passage indispensable dans la protection de la ville de lardjem contre les inondations.

VI.3 Les différents types d'aménagements (Nedelec, 1998)

VI.3.1 Protection directe

- **Réalisation des canaux :**

Permettant de régénérer le couloir initial de l'oued. Cette solution est indispensable dans le cas où le lit de l'oued et son domaine hydraulique ont été complètement occupé par des bâtiments ou par la voirie.

- **Recalibrage :**

Permet d'élargir et d'approfondir les sections des cours d'eau pour augmenter leur capacité d'évacuation des eaux et assurer une section mouillée répondant aux critères de protections désirées.

- **Protection des berges :**

Comprend tout ouvrage visant à maintenir la stabilité des terres en dépit de l'action de l'eau. Les berges sont en effet attaquées par des courants perturbateurs générés par les crues. De même, les terres glissent par suite de l'infiltration de l'eau après le retrait de la crue. La protection des berges est également nécessaire au voisinage de certains ouvrages tels que les ponts.

- **Curage :**

Permet une nette amélioration des conditions d'écoulement suite à l'élimination de tous les obstacles et les dépôts entravant l'écoulement des eaux dans le cours d'eau. Le débroussaillage est également nécessaire à la traversée des agglomérations pour des raisons sanitaires et en sections courantes pour diminuer la rugosité et accroître la débitante.

- **Endiguement des oueds :**

Par la réalisation de digues qui longent le cours d'eau sur ses deux berges. Cette opération est aisément réalisable par les ressources locales en main d'œuvre et en matériaux. Par ailleurs, ce type de protection permet en outre de réaliser une protection sélective. Il peut en effet être établi graduellement en commençant par mettre à l'abri, de la plupart des crues, la partie la plus riche et

la plus peuplée des zones exposées. En contrepartie on notera que ce procédé de protection présente l'inconvénient de provoquer une surélévation souvent notable du niveau des eaux et rend en outre plus difficile le drainage des terrains bas.

VI.3.2 Protection indirecte

❖ **Réalisation des barrages :**

Seuils pour stockage et laminage des crues à l'amont des zones menacées. Le volume et la capacité de laminage du barrage devront être optimisés de manière à répondre au-mieux à la protection envisagée.

❖ **Création des canaux périphériques :**

Dérivation des eaux vers les oueds permettant de les restituer vers des zones situées en dehors des aires à protéger. Cette déviation pourrait concerner une partie ou la totalité des eaux d'un oued vers un autre.

❖ **Aménagement des bassins versants :**

Aménagement contre l'érosion par des méthodes biologiques et/ou par la construction de seuils en gabions qui permettent la réduction des vitesses d'écoulement et le dépôt des sédiments en amont.

VI.4 Calcul hydraulique des canaux (Graf, 2000) :

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

$$\boldsymbol{Q = \frac{1}{n} \times R_h^{\frac{2}{3}} \times S_m \times I^{\frac{1}{2}}} \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots \textbf{(VI-1)}$$

Avec :

- Q : débit de dimensionnement (m3/s).
- n : rugosité du canal.
- Sm : section mouillée du canal en (m2).
- I : pente du tronçon de cours d'eau (pente du fond) en (m⁄m).
- Rh : rayon hydraulique en (m) tel que :

$$\boldsymbol{R_h = S_m / P_m} \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots \textbf{(VI-2)}$$

La figure suivant donne les formules des éléments géométriques pour cinq différents types de section de canaux :

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

Figure VI-1: Les formules des éléments géométrique pour différents types de sections de canaux

VI.5 Choix des paramètres de dimensionnement :

VI.5.1 Choix de la pente d'un canal (i)

Le choix de la pente des parois latérales est très important avant de procéder au calcul hydraulique. Ce choix dépend essentiellement du type de sol dans lequel les parois sont creusées et en fonction du type de revêtement employé. La pente longitudinale de fond des canaux dépend des Caractéristiques topographies. Nous avons choisi une pente de 0.085% ; 0.3%, pour oued Tamellaht et une pente arrive jusqu'à 0.4% pour oued EL-Malleh. Afin d'éviter un écoulement trop rapide de l'eau dans le canal et l'érosion de leurs parois.

VI.5.2 Le coefficient de rugosité d'un canal (n)

Le coefficient de rugosité exprime la résistance à l'écoulement créée par les parois latérales et le fond d'un canal. Plus n est grand, plus la rugosité des parois est importante et plus l'écoulement de l'eau dans le canal est difficile. La rugosité du canal dépendant de la nature du revêtement, les valeurs de la rugosité de certain revêtement à titre d'exemple est donnée comme suite :

- **Caractéristiques du lit ou du revêtement Valeur de n (Table de rugosité de Manning)**
  - Canal avec revêtement en béton relativement brut **0.014**
  - Canal en terre **0.033**
  - Canal en maçonnerie **0.025**
  - Canal en Gabions remplis de matériaux de carrière **0.027**
  - Canal en metlas Reno remplis de matériaux de carrière **0.025**

VI.5.3 Revanche des canaux

Pour des raisons de sécurité la hauteur des berges du canal doit être supérieur à la ligne d'eau calculée pour assurer une certaine capacité de transport afin d'éviter les débordements, de tenir compte de l'accumulation de dépôt solide, de croissance de la végétation, des vagues provoques par le vent …etc. Cette hauteur supplémentaire des parois par rapport au niveau normal de l'eau est appelée la revanche.

Cette revanche est fixée généralement en fonction du débit unitaire d'écoulement dans le canal :

Tableau VI-1: Revanches utilisées.

***q*, (m3 /s/ml) :**	**<0.75**	**0.75 à 1.5**	**1.5 à 85**	**>85**
La Revanche (m) :	0.45	0.5	0.75	0.9

Dans notre cas le débit unitaire varie entre 22.45 m^3/s/ml et 9.35 m^3/s/ml (pour b entre 20 m et 48 m), donc nous prenons une valeur de Revanche égale à 0.75 m pour l'oued de Tamellaht.

Et pour oued El-Malleh aussi nous prenons une valeur de Revanche égale à 0.75 m car le débit unitaire varie entre 10.05 m^3/s/ml et 6.7 m^3/s/ml (pour b entre 60 m et 90 m),

VI.5.4 Vitesse d'érosion

La vitesse d'écoulement dans un canal s'elle attente la vitesse limite maximale, elle provoque l'érosion et bien sûr une rupture du fond et des berges des canaux. Les valeurs de vitesse moyenne limite d'érosion pour les lits consolides sont données dans le tableau ci-dessous (Deggoute gerard,2012).

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

Source : Deggoute gerard,2012

Figure VI-2: Valeurs de vitesse moyenne limite d'érosion pour les lits consolidés

VI.6 Etude des variantes

Dans notre cas les deux oueds sont séparées, chaque oued a une géométrie diffèrent tel qu'oued El-Malleh et plus large par rapport à oued Tamellaht. C'est pour cette raison nous proposons différent section du profil pour réaliser l'aménagement de chaque oued.

VI.6.1 Variantes d'oued Tamellaht :

- **Aménagement en Béton armé (Canal trapézoïdale) + Reprofilage (Canal en terre).**
- **Aménagement Mixte (canal en gabion et en béton armé) + Reprofilage (Canal en terre).**

VI.6.1.1 Aménagement en Béton armé (Canal trapézoïdale) + Canal en terre :

L'aménagement d'oued Tamellaht consiste en une projection d'un canal de forme Trapézoïdal à ciel ouvert sur une longueur de 3136.00ml car cette forme représente le profil le plus rentable hydrauliquement, pour sa grande capacité de transit des eaux tel que le champ d'écoulement est maximum, pour cette raison elle présente le profil plus stable. Un revêtement en béton armé, ce type de revêtement a été préféré de point de vue technique et économique car il assure une bonne étanchéité, une résistance mécanique acceptable tel qu'il peut résister les déformations sans dommage en jouant sur l'épaisseur de revêtement, aussi il est facilement établi et être réalises. Avec un fruit de talus de m = 1 pour la facilité technique de réalisation d'un angle de 45° sur le terrain

Oued Tamellaht est un grand oued avec une longueur arrive à 8.5Km donc pour aménager tout cette longueur avec le béton armé ça va nous couter très chère avec moins de faisabilité.

Pour ceci il y'a des sections ou des profils qui vont être aménager par un simple reprofilage pour savoir les bonnes profile à reprofilage on a bien étudier la zone où il y'a moins d'urbanismes et ou la terrain et plat.

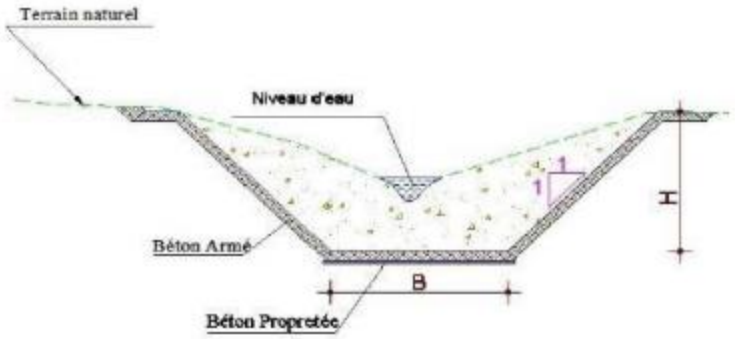


Figure VI-3: Schéma d'un canal trapézoïdal en béton armé

VI.6.1.1.1 Dimensionnement :

VI.6.1.1.1.1 Dimensionement des cannel à partir de flow master :

Definition de logiciel :

FlowMaster permet d'effectuer des calculs hydrauliques pour des dizaines de types d'éléments, allant des conduites aux canalisations à écoulement libre, en passant par les bouches d'égout et les déversoirs :

- Résolution de toute propriété inconnue
- Conception pour toute caractéristique souhaitée

Manipulation de logiciel :

Ce logiciel est très facile à utiliser même très utilisable la procédure de calcule est comme suite :

- Ouvrir un nouveau fichier dans le logiciel et sélectionner le type du canal à dimensionner comme notre cas ont choisi le canal trapézoïdal
- On fait rentrer les paramètres des hydrauliques comme le débit ; la pente du projet ; le talus ; Manning…. Et on choisit la variable voulu calculer.
- On dernier lieu on schématise le canal pour plus de détails.

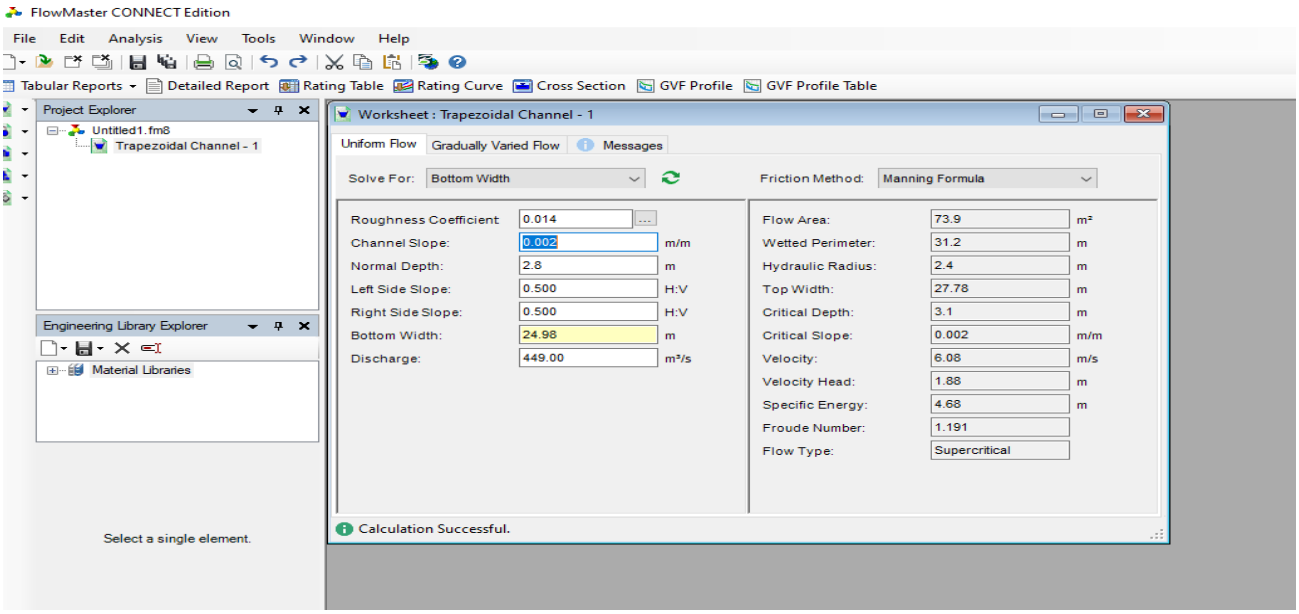


Figure VI-4: Variables demander pour l'utilisation du FLOW-MASTER

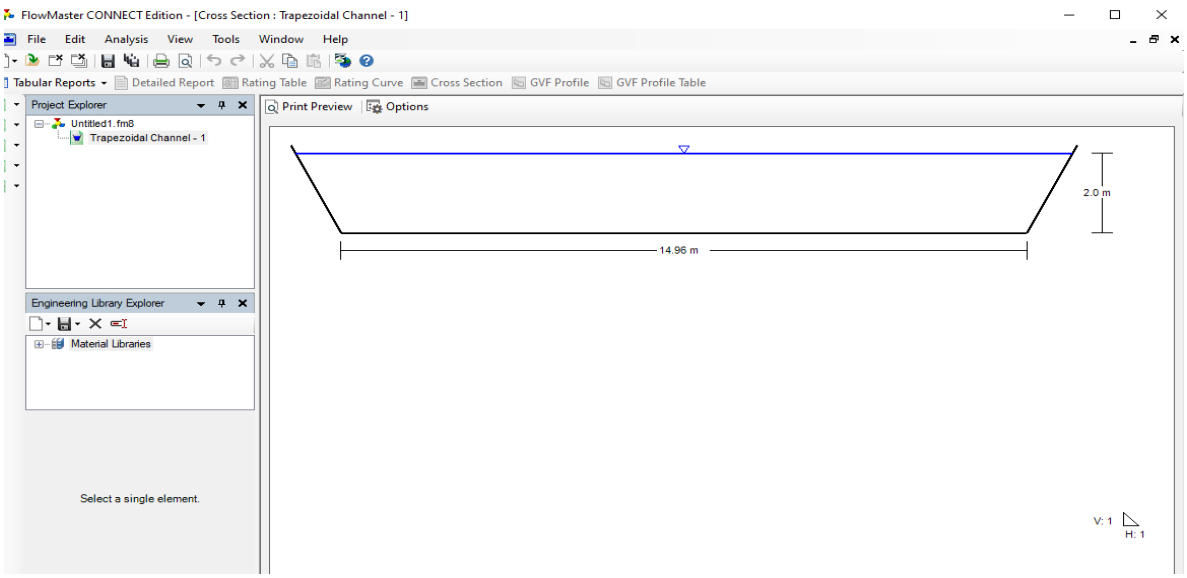


Figure VI-5: Schéma du canal trapézoïdal

VI.6.1.1.1.2 Dimension des canaux :

Les dimensions du canal en béton armés sont résumées dans les tableaux VI-2 :

Tableau VI-3: Dimensions du canal en béton armé et Canal en terre d'oued Tamellaht.

Tronçon	Section départ	Section arrivé	Longueur (m)	Pente projet (%)	Largeur du fond b (m)	Hauteur du canal h (m)	Valeur de manning n	Fruit de talus m	Type de section
1	28954	26363	384	0.0085	30	5	0.033	1	Reprofilage
2	26363	22476	1593	0.0087	34	4	0.033	1	Reprofilage
3	22476	19885	768	0.028	30	5	0.033	1	Reprofilage
4	19885	15998	1188	0.0076	25	4	0.033	1	Reprofilage
5	15998	13407	768	0.028	20	4.5	0.014	1	Trapéze béton
6	13407	8224	1572	0.006	25	4	0.014	1	Trapéze béton
7	8224	5633	796	0.029	23	5.5	0.014	1	Trapéze béton
8	5633	451	1572	0.0089	48	3.5	0.033	1	Reprofilage

VI.6.1.1.2 Les paramètres d'écoulement

Les paramètres hydrauliques d'écoulement sont déterminés à l'aide de logiciel Hec-Ras. Les tableaux VI-4 regroupent ces paramètres de différentes sections.

Tableau VI-5: Paramètres d'écoulement de la variante canal en béton armé et Canal en terre d'oued Tamellaht.

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	Régimes d'écoulement
	(m3/s)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m/m)	(m/s)	(m2)	(m)		
28954	449.20	599.90	602.59	602.59	603.79	0.008494	4.85	92.59	38.95	1.00	Critique-turbulent
27659	449.20	599.51	602.03	602.03	603.18	0.008579	4.76	94.45	41.00	1.00	Critique-turbulent
26363	449.20	599.11	601.53	601.53	602.56	0.008705	4.49	100.02	48.83	1.00	Critique-turbulent
25067	449.20	598.72	601.17	601.17	602.24	0.008705	4.59	97.78	45.90	1.01	Torrentiel-turbulent
23772	449.20	598.32	600.83	600.83	601.97	0.008601	4.73	95.01	41.78	1.14	Torrentiel-turbulent
22476	449.20	597.93	600.39	600.39	601.48	0.008677	6.62	97.20	45.07	1.73	Torrentiel-turbulent
21181	449.20	590.03	591.73	592.70	594.93	0.039182	7.91	56.76	36.62	2.03	Torrentiel-turbulent
19885	449.20	581.08	583.53	583.98	585.35	0.015323	5.97	75.29	36.22	1.67	Torrentiel-turbulent
18589	449.20	579.89	582.93	582.93	584.27	0.008444	5.63	87.53	32.60	1.52	Torrentiel-turbulent
17294	449.20	578.71	581.77	581.77	583.16	0.008540	5.23	85.92	31.13	1.45	Torrentiel-turbulent
15998	449.20	577.52	580.59	580.59	582.00	0.008589	6.25	85.52	30.69	1.63	Torrentiel-turbulent
14702	449.20	568.99	570.70	572.30	577.10	0.018996	9.20	40.09	26.85	2.93	Torrentiel-turbulent
13407	449.20	561.09	562.78	564.60	570.53	0.02373	9.73	36.42	23.29	3.15	Torrentiel-turbulent
12111	449.20	559.91	561.97	563.01	565.44	0.006046	8.25	54.42	27.92	1.89	Torrentiel-turbulent
10816	449.20	559.00	561.55	561.79	562.91	0.003897	5.17	86.92	43.14	1.16	Torrentiel-turbulent
9520	449.20	558.09	560.93	560.93	562.07	0.002856	4.72	95.12	41.99	1.12	Torrentiel-turbulent
8224	449.20	557.18	560.11	560.11	561.33	0.002501	4.89	91.83	37.70	1.23	Torrentiel-turbulent
6929	449.20	549.29	550.69	552.37	558.46	0.022400	9.84	36.40	28.69	3.50	Torrentiel-turbulent

5633	449.20	540.58	542.07	543.54	548.22	0.027359	8.99	40.89	31.83	3.09	Torrentiel-turbulent
4338	449.20	539.00	540.91	540.91	541.72	0.008849	5.98	112.83	69.90	1.6	Torrentiel-turbulent
3042	449.20	539.00	540.98	540.98	541.87	0.007960	5.18	107.47	60.39	1.43	Torrentiel-turbulent
1746	449.20	539.00	540.94	540.94	541.80	0.009207	5.09	109.83	65.01	1.25	Torrentiel-turbulent
451	449.20	539.00	541.04	541.04	542.00	0.008902	4.85	103.16	53.36	1.00	Critique - turbulent

Min Ch. El : Altitude du radier du canal

Vel Chnl : Vitesse d'écoulement

W.S Elev : Altitude du plan d'eau calculé

Flow Area : Section mouillée

Top Width : Largeur au miroir

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

Froudec: Nombre de Froude

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

- **Interprétation des résultats :**
  - ✓ La vitesse variée entre 4.89÷9.84 m est inférieur à la vitesse admissible pour le béton (Vadm=10 m/s).
  - ✓ Le nombre de Froude reste supérieur à 1, ce qui signifie : Il n'y a pas de ressaut hydraulique sur la longueur de cour d'eau.

- **Profile en long après modification :**

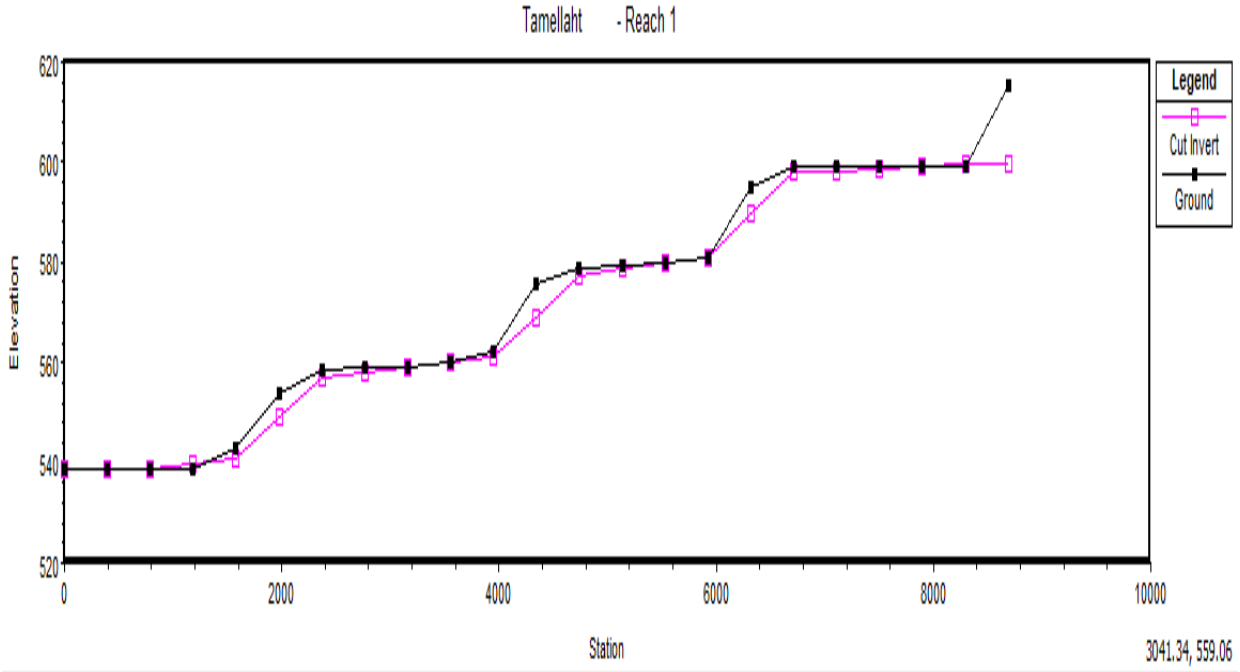


Figure VI-6: Profile en long après la modification de terrains par la canalisation

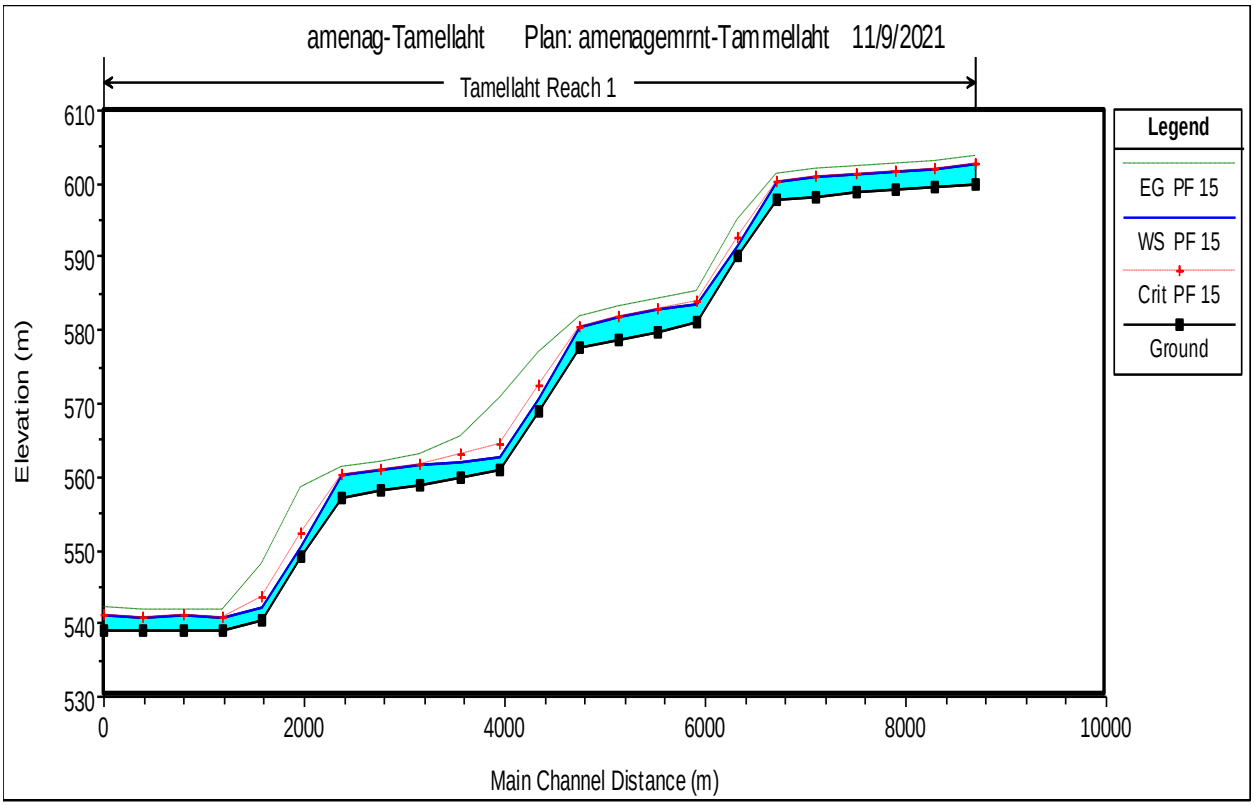


Figure VI-7: Profile en long après simulation

- **Section en travers après aménagement de la variante N°1 :**

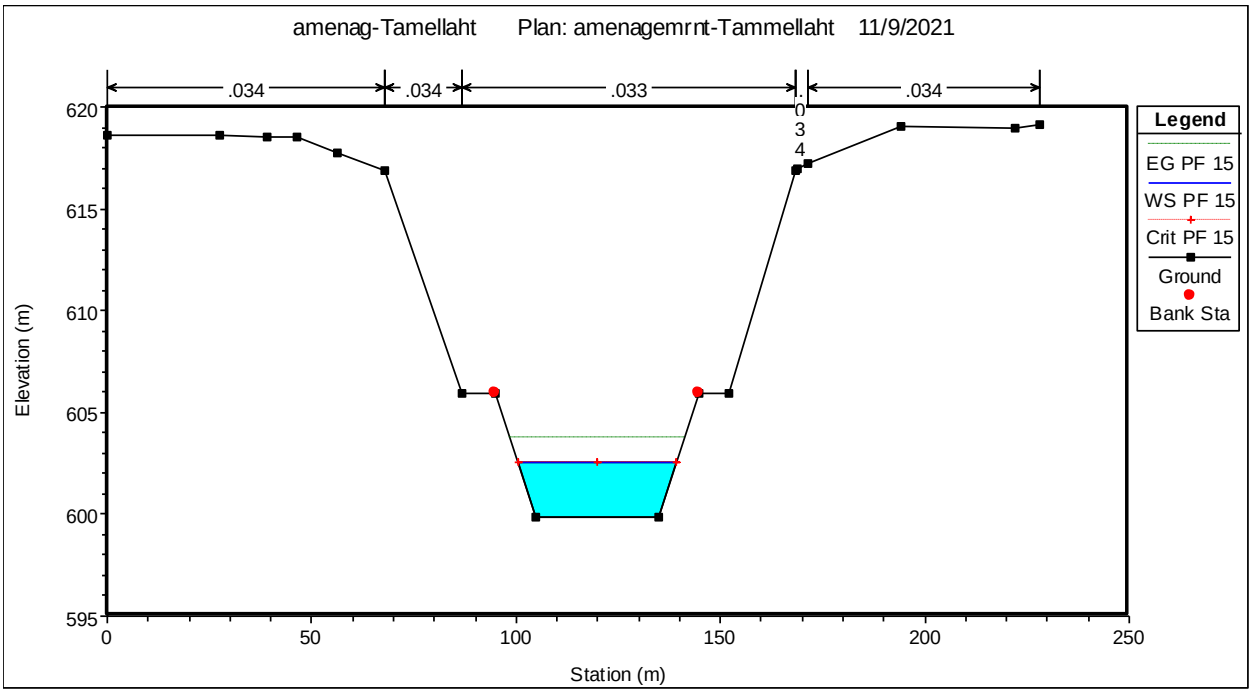


Figure VI-8: Section 28954 du profil 1 reprofilage

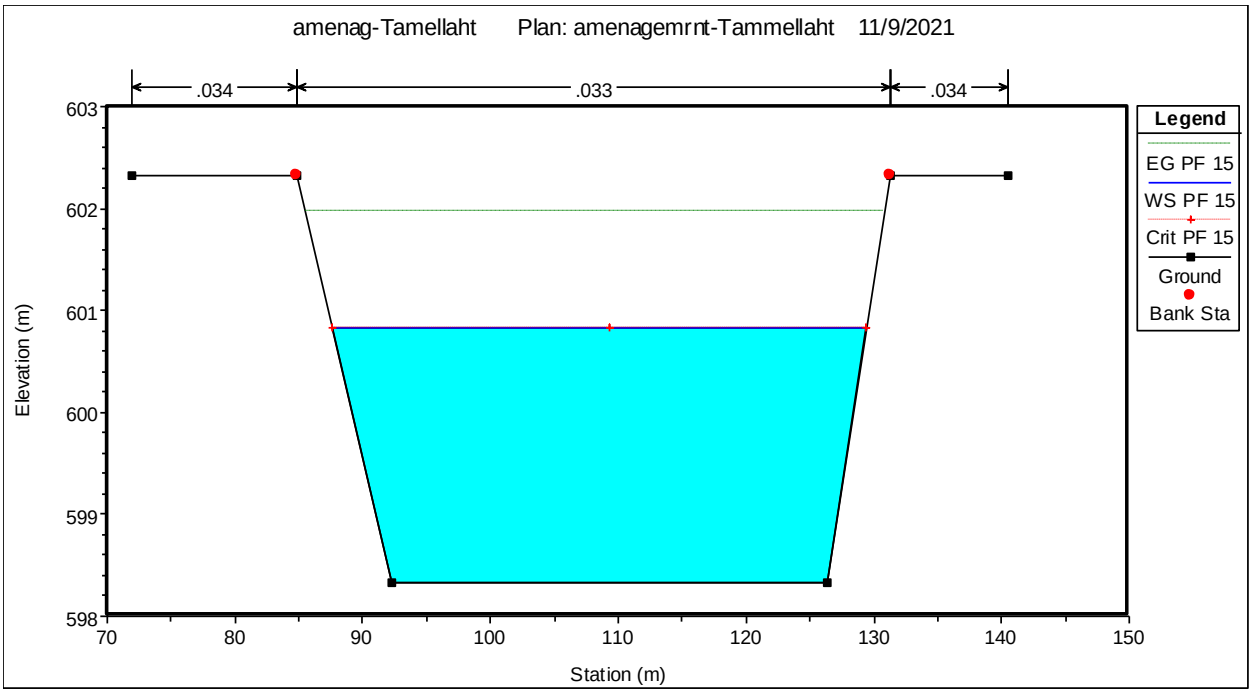


Figure VI-9: Section 23772 du profil 1 reprofilage

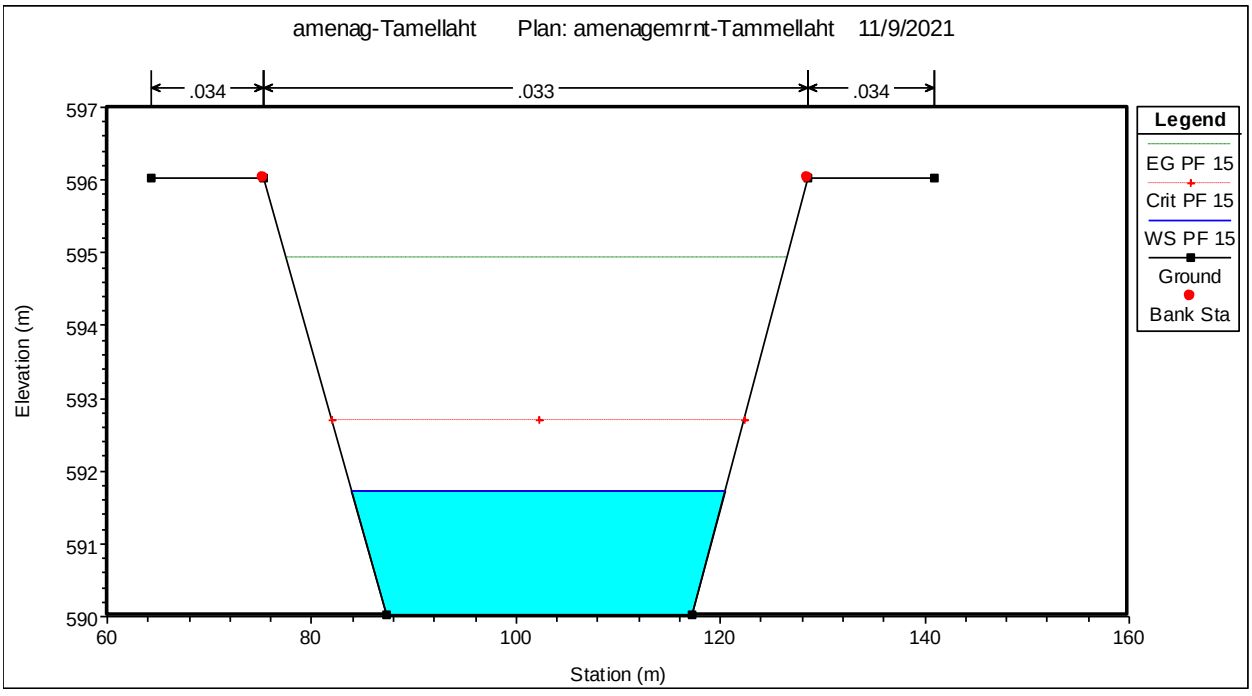


Figure VI-10: Section 21181 du profil 3 reprofilage

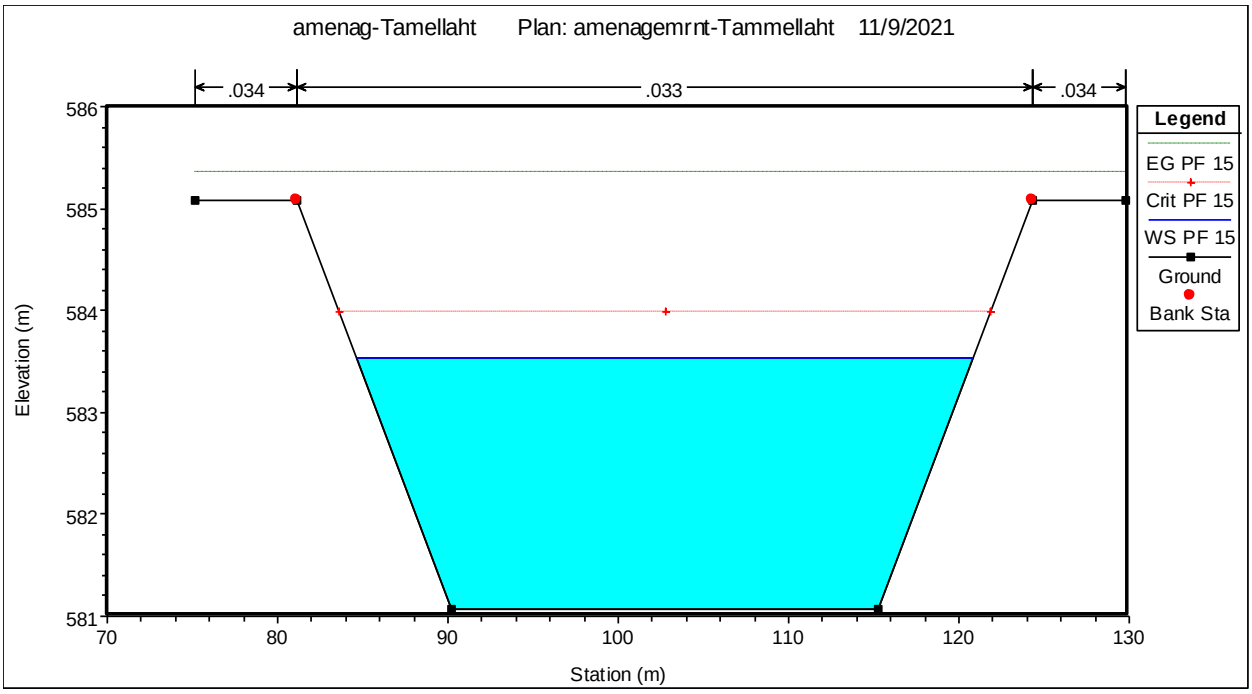


Figure VI-11: Section 19885 du profil 4 reprofilage

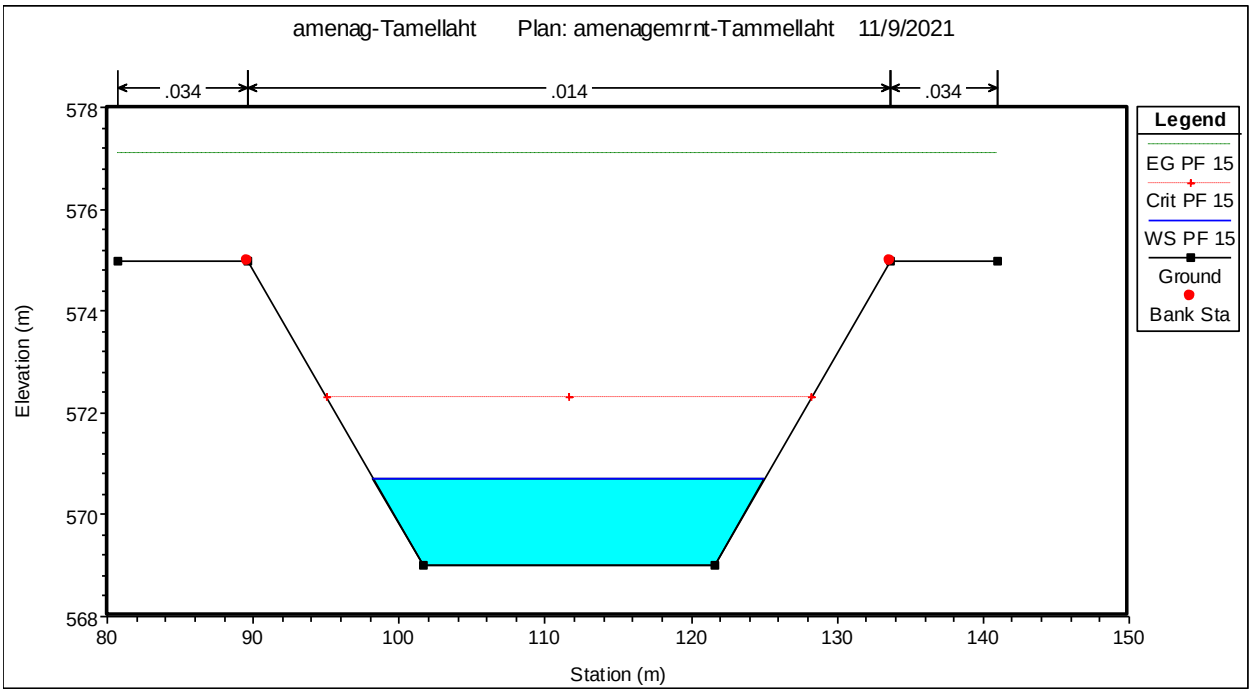


Figure VI-12: Section 14702 du profil 5 (canal trapézoïdale en béton armé)

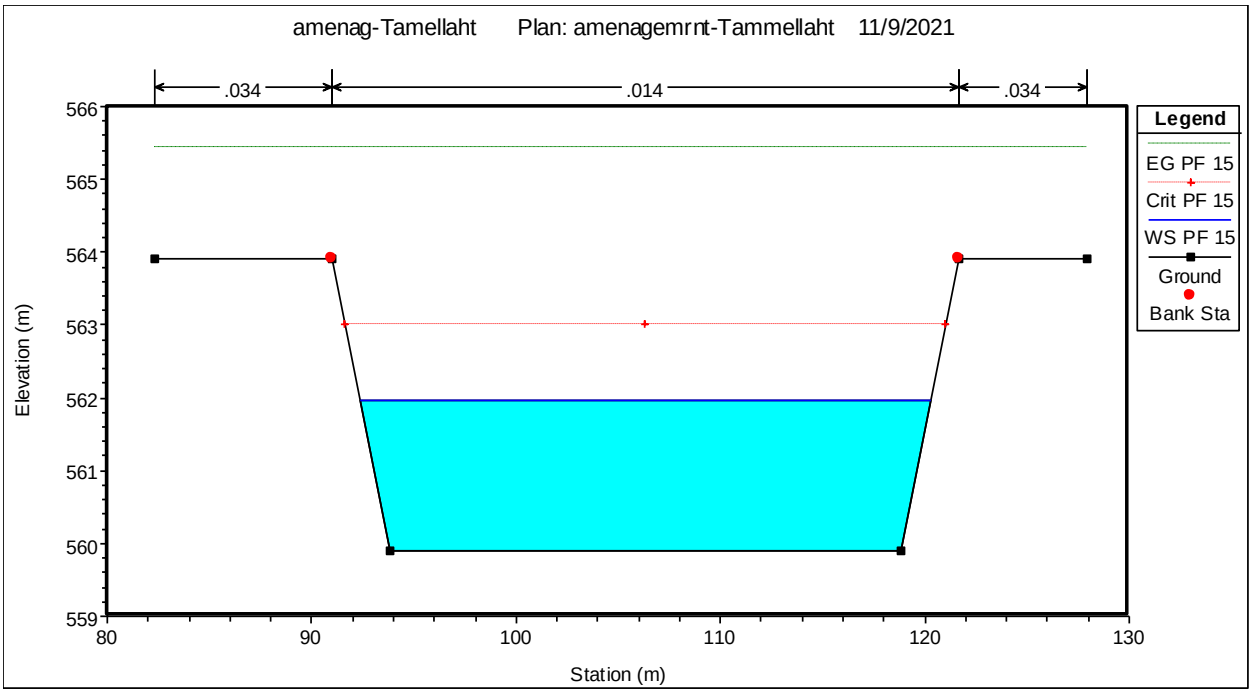


Figure VI-13: Section 12111 du profil 6 (canal trapézoïdale en béton armé)

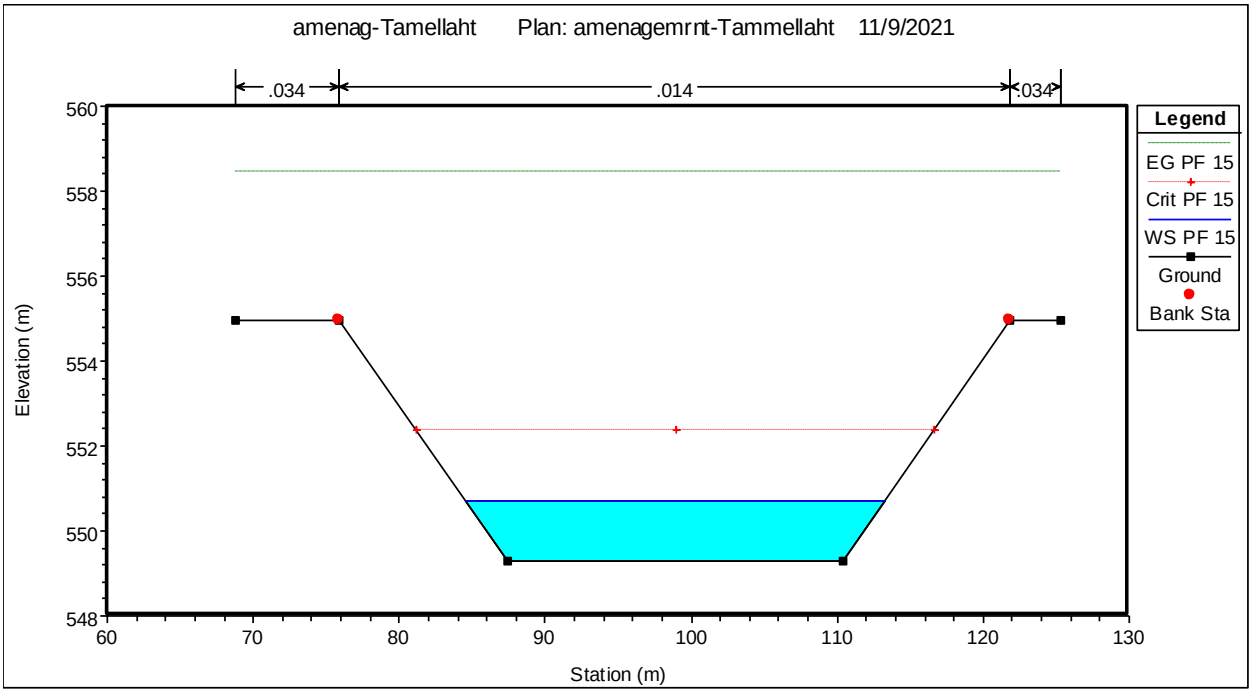


Figure VI-14: Section 6929 du profil 7 (canal trapézoïdale en béton armé)

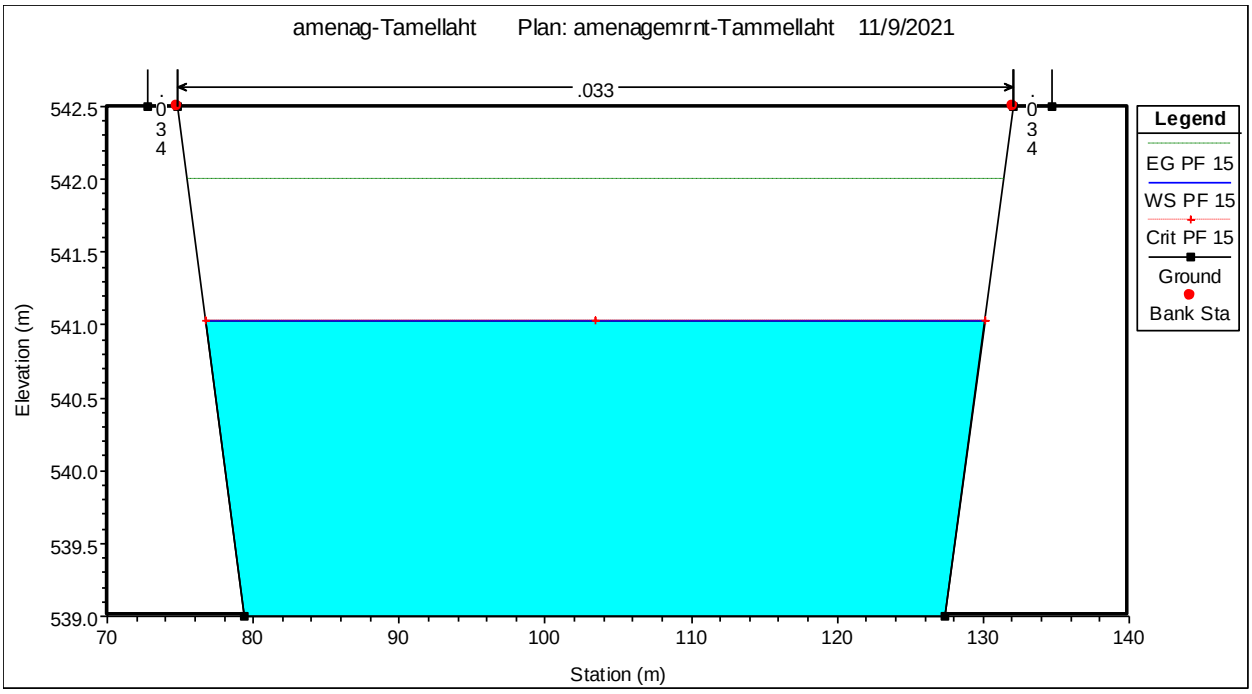


Figure VI-15: Section 451 du profil 8 reprofilage

VI.6.1.1.3 Estimation financière

Calcul volume du béton armé :

L'épaisseur du revêtement en béton des parois du coursier canal trapézoïdal est prise égale à 0,15÷0,4 m L'épaisseur du radier du coursier est prise égale à 0,2÷0,5 m (M. HASSANE, 2015, Blida).

- On prend une épaisseur de 25 cm pour les parois et le radier pour béton armée.

Remarque : pour Béton de propreté on prend une épaisseur de 10 cm (problème de la remontée capillaire).

Pour calcul volume de béton entre deux sections, peut être utiliser la relation suivent :

$$V_{\text{béton}} = \frac{S_i + S_{i+1}}{2} \times L_i$$

- S_i, S_{i+1}: la surface de la section transversale de béton d'ordre i, i+1.
- L_i: longueur de Tronçon.

Tableau VI-6: Calcul volume du béton.

Partie	Volume du béton	
	Béton armé	**Béton de propreté**
Les berges	6840	2602.45
Radier	12760	5237.550
Totale	19600	7840

Calcul les volumes des terrassements :

Les calculs des volumes de déblai et remblai se fait automatiquement à aide de logiciel HEC-RAS il suffit juste de multiplier les chaque valeur donnes depuis ce logiciel par la longueur compris entre deux sections en travers.

Pour notre projet il faut ajouter une quantité d'un remblai soigneusement compacter dans les profile ou on a fait l'aménagement par reprofilage les quantités du ce dernier seront :

- On va prendre une épaisseur de 30cm de remblai soigneusement compacter.

Tableau VI-7: Calcul volume du remblai soigneusement compacter

Partie	remblai soigneusement compacter
Volume total	40500

L'estimation du cout d'un canal trapézoïdal en béton arme est résumé dans le tableau VI-9:

Tableau VI-8: Devis de la variante mixte canal Béton armé Canal + Canal en terre oued Tamelaht.

DESIGNATION DES TRAVAUX	Unité	Quantité (m_3)	Prix unitaire (DA)	Montant (DA)
TERRASSEMENTS				
DEBLAIS	m^3	165890	250	41,472,500
REMBLAIS	m^3	58900	450	26,505,000
remblai soigneusement compacter	m^3	40500	700	28,350,000
CONSTRUCTION EN BETON				
Béton propreté	m^3	7840	8000	62,720,000
Béton armé	m^3	19600	32,000	627,200,000
			TOTAL	786,247,500

VI.6.1.2 Aménagement mixte (canal en gabion et en béton armé) + reprofilage (canal en terre) :

L'aménagement consiste en une projection des seuils en Gabion sur une longueur de 300.00 ml pour oued Tamellaht et d'un canal de forme trapézoïdale en béton armé sur une longueur de 900.00ml. Pour oued Menzel l'aménagement est décomposée en trois parties : un canal avec reprofilage au niveau de l'amont d'oued pour la protection d`ouvrage sur une linière de 2745.00 ml (les tronçons 01 ; 02 et 03), un canal trapézoïdal en gabionnage pour le tronçon 04 sur une linière de 1572.00ml les matelas en gabions se présentent sous forme de dimensions variées, les dimensions des canaux on gabion tenu dans les profile 04 et 07 (lanière de 1180.00ml) sont respectivement (2 ×2 × 1) m et (2 ×2 × 1.5) m. Les gabions sont placés sur les berges qui sont préalablement recouverte d'un filtre géotextile qui empêche tout phénomène d'entrainement des matériaux fins de berge entre sacs, cette technique permet d'opposer une résistance aux

phénomènes d'affouillements et aux sollicitations hydrauliques de surface d'un faible cout de mise en œuvre. Deux canaux trapézoïdales en bétons dans les tronçons qui suite (05 et 06 avec une linière de 1956.00ml) l'utilité de ces canaux dans cette emplacement c'est l'accélérations de l'écoulement car on sait très bien que le canal on béton est presque parfait pour ce genre de protection le but de augmenter la vitesse (Froude augmente) c'est d'avoir une évacuation rapide dans l'emplacement exacte car la pente du terrain naturel est critique dans cette endroit est c'est canaux viens justes avant le centre de la ville (risques extrêmes).Pour le profile 07 comme nous avant déjà dis est on gabion ce profile est le profile critique donc pour plus de sécurité on a augmenté les dimensions des canaux pour les deux variable (h et B) en plus ce profile est fait on gabion pour éviter plus le débordement car le gabionnage minimise le débordement plus que les canaux on béton et un canal avec reprofilage au niveau de l'aval d'oued pour la protection d`ouvrage sur une linière de 1188.00 ml. Le choix du reprofilage a été fait suivant plusieurs conséquences dans les profiles à canaux de reprofilage le risque n'est extrême moins d'habitations et minimiser le cout.

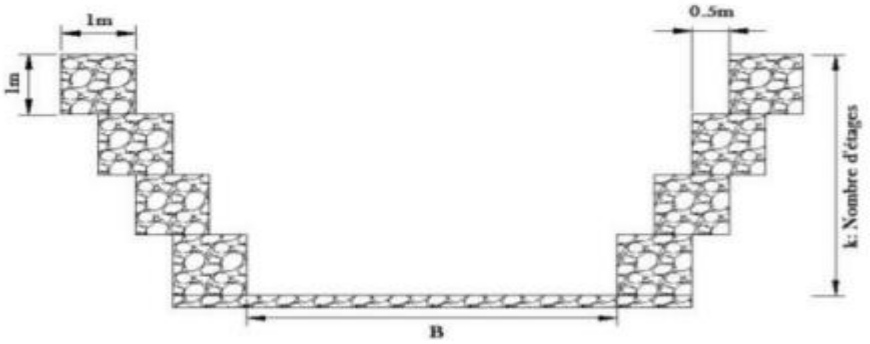


Figure VI-16: Coupe en travers d'un canal en gabion

Tableau VI-9: Caractéristiques géométriques de la section gabionnée

Caractéristique	Section (m^2)	Périmètre (m)	Rayon hydraulique (m)
Relation	1/2 k (k-1) + bk	b + 3k - 1	$\frac{0.5k\,(k-1)+bk}{3k-1}$

Avec :

- k : nombre d'étages.

- b : base canal.

VI.6.1.2.1 Dimensionnement :

Les dimensions des sections d'oued Tamelaht en canal mixte sont résumées dans les tableaux ci-dessous :

Tableau VI-10: Dimensions du canal mixte d'oued Tamellaht.

Tronçon	Section départ	Section arrivé	Longueur (m)	Pente projet (%)	largeur du fond b (m)	Hauteur du canal h (m)	Valeur de manning n	Fruit de talus m	Type de section
1	28954	26363	384	0.0085	30	5	0.033	1	Reprofilage
2	26363	21181	1977	0.0087	34	4	0.033	1	Reprofilage
3	21181	19885	384	0.028	30	5	0.033	1	Reprofilage
4	19885	14702	1572	0.0065	25	4	0.027	1	gabionnage
5	14702	13407	384	0.0215	20	4.5	0.014	1	Trapéze béton
6	13407	8224	1572	0.006	25	4	0.014	1	Trapéze béton
7	8224	5633	1180	0.027	23	4.5	0.027	1	gabionnage
8	5633	451	1188	0.0089	48	3.5	0.033	1	Reprofilage

VI.6.1.2.2 Les paramètres d'écoulement :

Tableau VI-11: Paramètres d'écoulement de la variante canal mixte

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	Régimes d'écoulement
	(m3/s)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m/m)	(m/s)	(m2)	(m)		
28954	449.20	599.90	602.59	602.59	603.79	0.008498	4.85	92.57	38.95	1.00	Critique-turbulent
27659	449.20	599.51	602.03	602.03	603.18	0.008579	4.76	94.45	41.00	1.00	Critique-turbulent
26363	449.20	599.11	601.53	601.53	602.56	0.008705	4.49	100.02	48.83	1.00	Critique-turbulent
25067	449.20	598.72	601.17	601.17	602.24	0.008705	4.59	97.78	45.90	1.01	Torrentiel-turbulent
23772	449.20	598.32	600.83	600.83	601.97	0.008537	4.73	95.01	41.78	1.14	Torrentiel-turbulent
22476	449.20	597.93	600.39	600.39	601.48	0.008677	5.62	97.20	45.07	1.73	Torrentiel-turbulent
21181	449.20	590.03	591.73	592.70	594.93	0.039182	6.41	56.76	36.62	2.03	Torrentiel-turbulent

19885	449.20	581.08	583.52	584.27	585.83	0.014448	5.83	66.73	31.00	1.47	Torrentiel-turbulent
18589	449.20	579.89	582.84	582.84	584.08	0.007114	4.92	91.30	37.00	1.21	Torrentiel-turbulent
17294	449.20	578.71	581.66	581.66	582.89	0.006460	4.92	91.25	37.00	1.21	Torrentiel-turbulent
15998	449.20	577.52	580.47	580.47	581.71	0.006469	4.93	91.21	37.00	1.23	Torrentiel-turbulent
14702	449.20	568.99	570.67	572.29	577.35	0.025986	9.44	39.25	26.72	3.02	Torrentiel-turbulent
13407	449.20	561.09	562.77	564.60	570.56	0.017897	9.86	36.34	23.28	3.16	Torrentiel-turbulent
12111	449.20	559.91	561.96	563.01	565.44	0.006067	8.26	54.37	27.91	1.89	Torrentiel-turbulent
10816	449.20	559.00	561.55	561.79	562.91	0.003899	6.17	86.91	43.14	1.36	Torrentiel-turbulent
9520	449.20	558.09	561.05	561.05	562.28	0.007119	6.42	91.28	37.00	1.19	Torrentiel-turbulent
8224	449.20	557.18	560.38	560.38	561.62	0.007231	5.03	91.15	37.00	1.11	Torrentiel-turbulent
6929	449.20	549.29	551.25	552.61	555.72	0.038726	5.87	47.96	29.00	2.33	Torrentiel-turbulent
5633	449.20	540.58	543.22	543.90	545.69	0.016183	5.37	64.41	29.00	1.49	Torrentiel-turbulent
4338	449.20	539.00	540.91	540.91	541.72	0.008845	4.98	112.85	69.90	1.34	Torrentiel-turbulent
3042	449.20	539.00	540.98	540.98	541.87	0.007958	4.18	107.48	60.39	1.22	Torrentiel-turbulent
1746	449.20	539.00	540.94	540.94	541.80	0.009208	4.09	109.83	65.01	1.2	Torrentiel-turbulent
451	449.20	539.00	541.04	541.04	542.00	0.008870	4.05	103.16	53.36	1.00	Critique-turbulent

Min Ch. El : Altitude du radier du canal

W.S Elev : Altitude du plan d'eau calculé

Top Width : Largeur au miroir

Froudec: Nombre de Froude

Vel Chnl : Vitesse d'écoulement

Flow Area : Section mouillée

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

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

- **Interprétation des résultats :**
  - ✓ La vitesse variée entre 5.03÷9.86 m (dans les canaux de béton) est inférieur à la vitesse admissible pour le béton (Vadm=10 m/s).
  - ✓ La vitesse variée entre 4.92÷5.83 m (dans les canaux de béton) est inférieur à la vitesse admissible pour le béton (Vadm=6 m/s).
  - ✓ Le nombre de Froude reste supérieur à 1, ce qui signifie : Il n'y a pas de ressaut hydraulique sur la longueur de cour d'eau.

- **Profile en long après modification (canal) :**

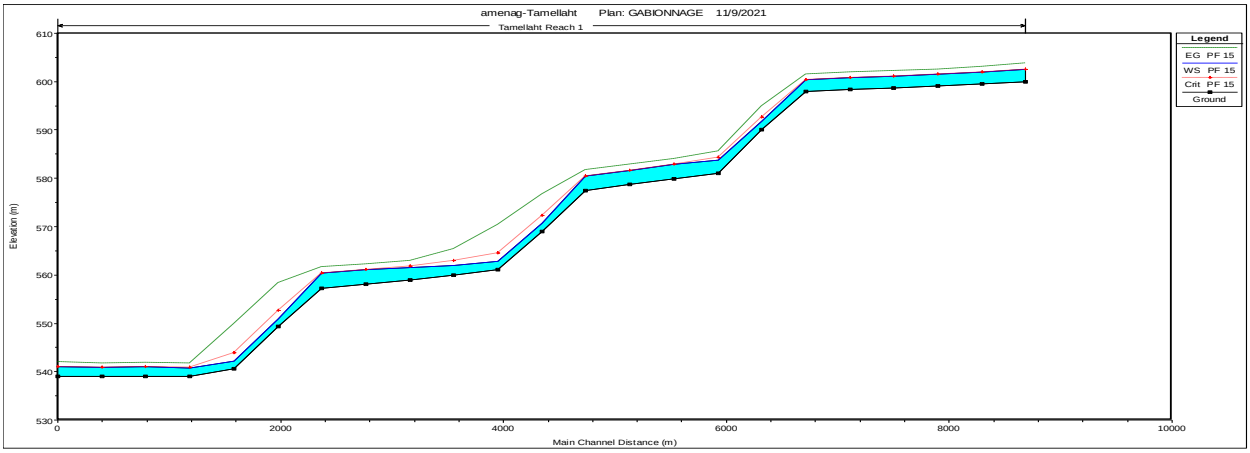


Figure VI-17: Profile en long après simulation

- **Section en travers après aménagement de la variante N°2 :**

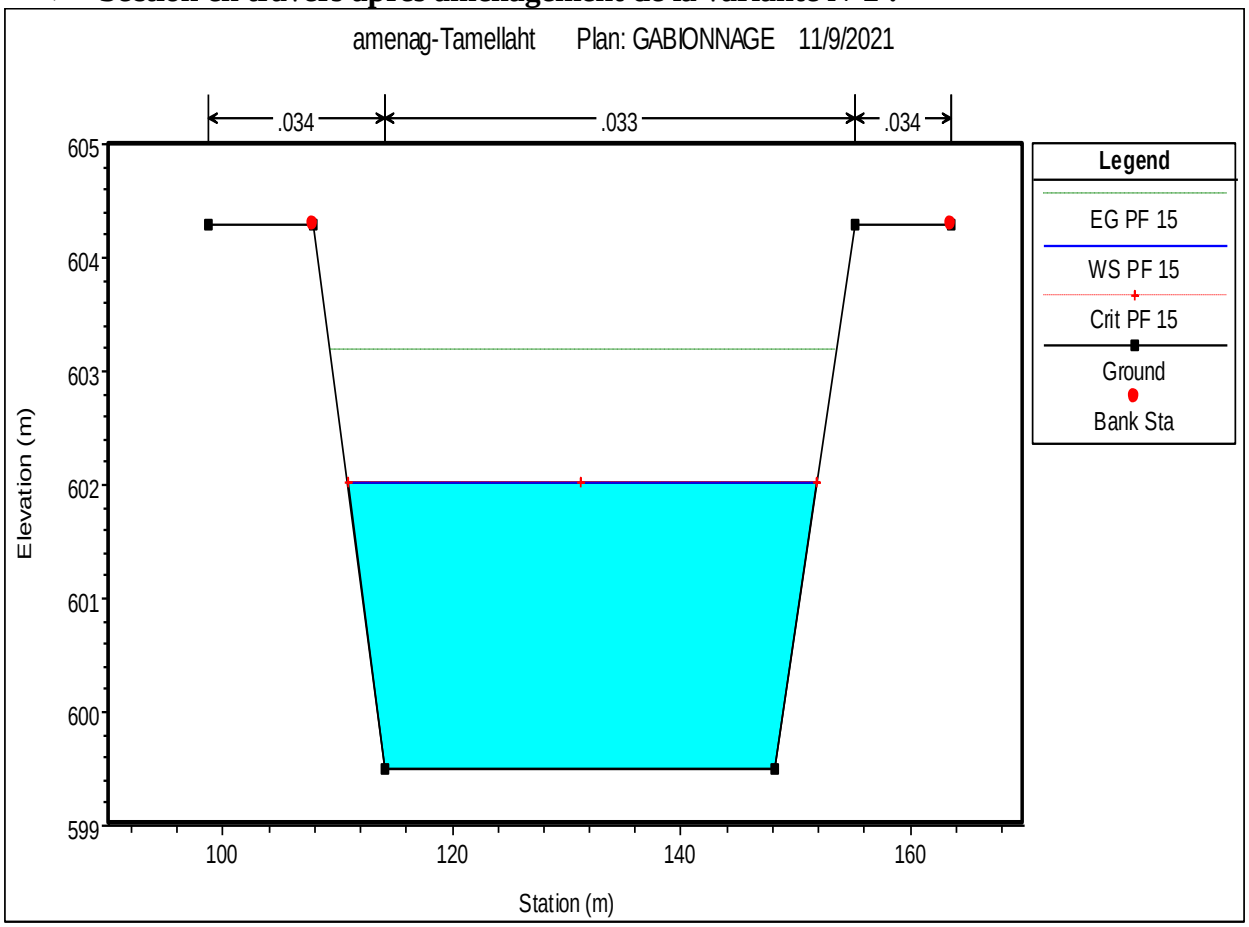


Figure VI-18: Section 27659 du profil 2 reprofilage

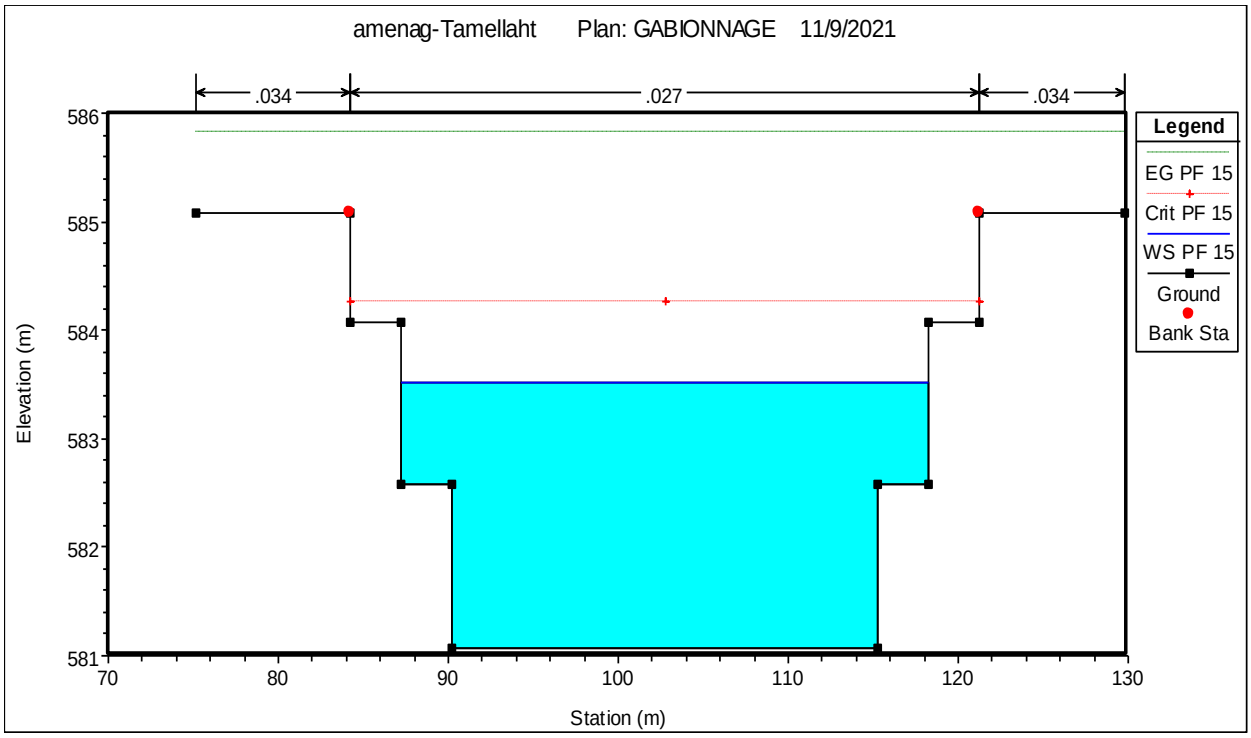


Figure VI-19: Section 19885 du profil 3 (canal en Gabion)

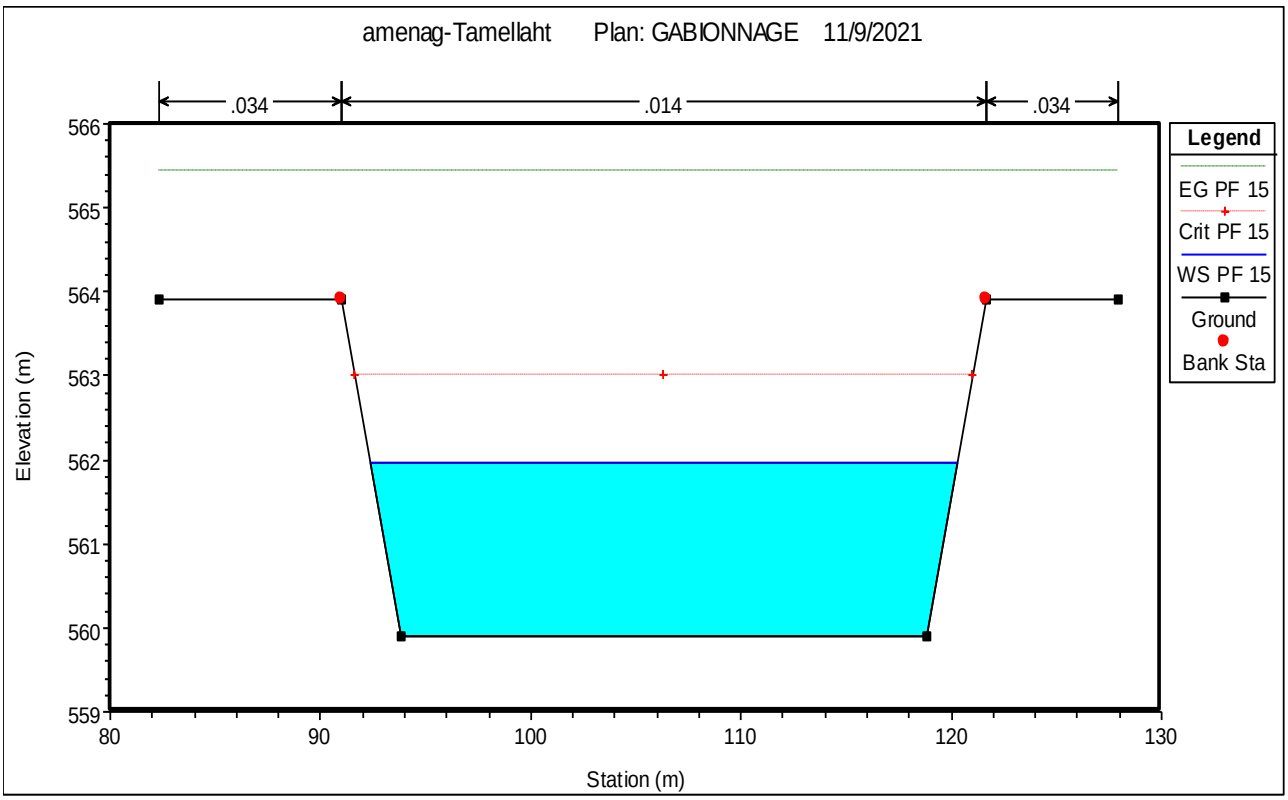


Figure VI-20: Section 12111 du profil 4 (canal trapézoïdale en béton armé)

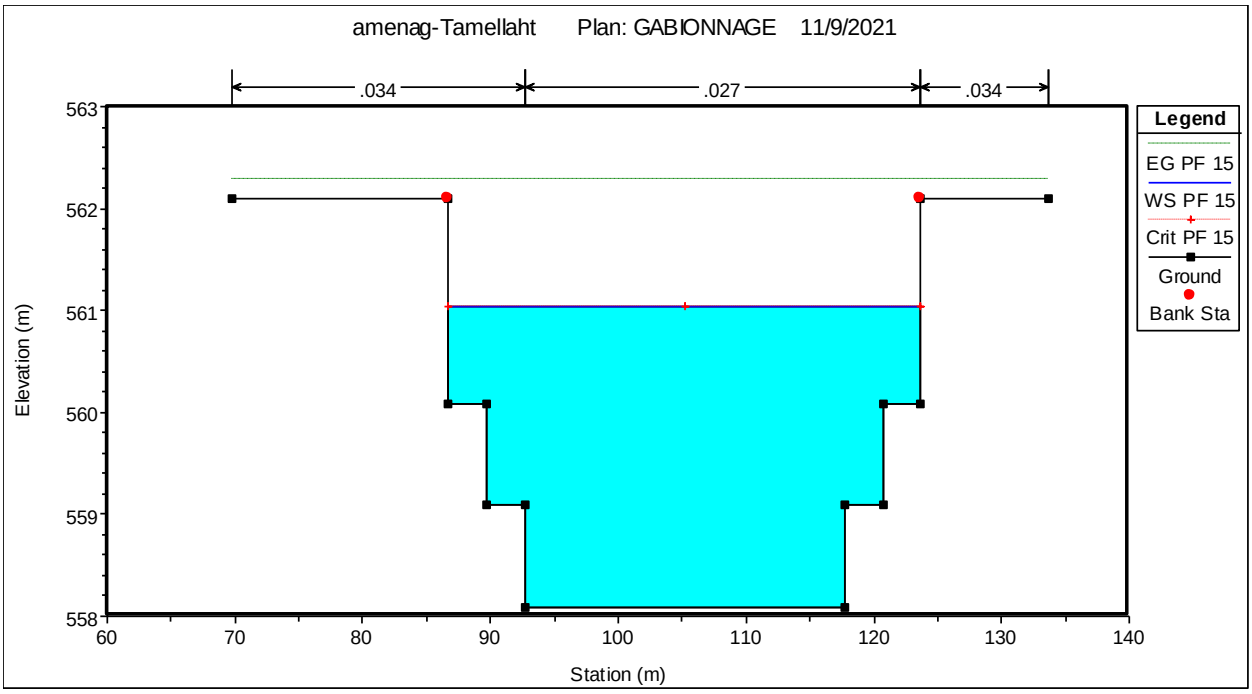


Figure VI-21: Section 9520 du profil 5 (canal en Gabion)

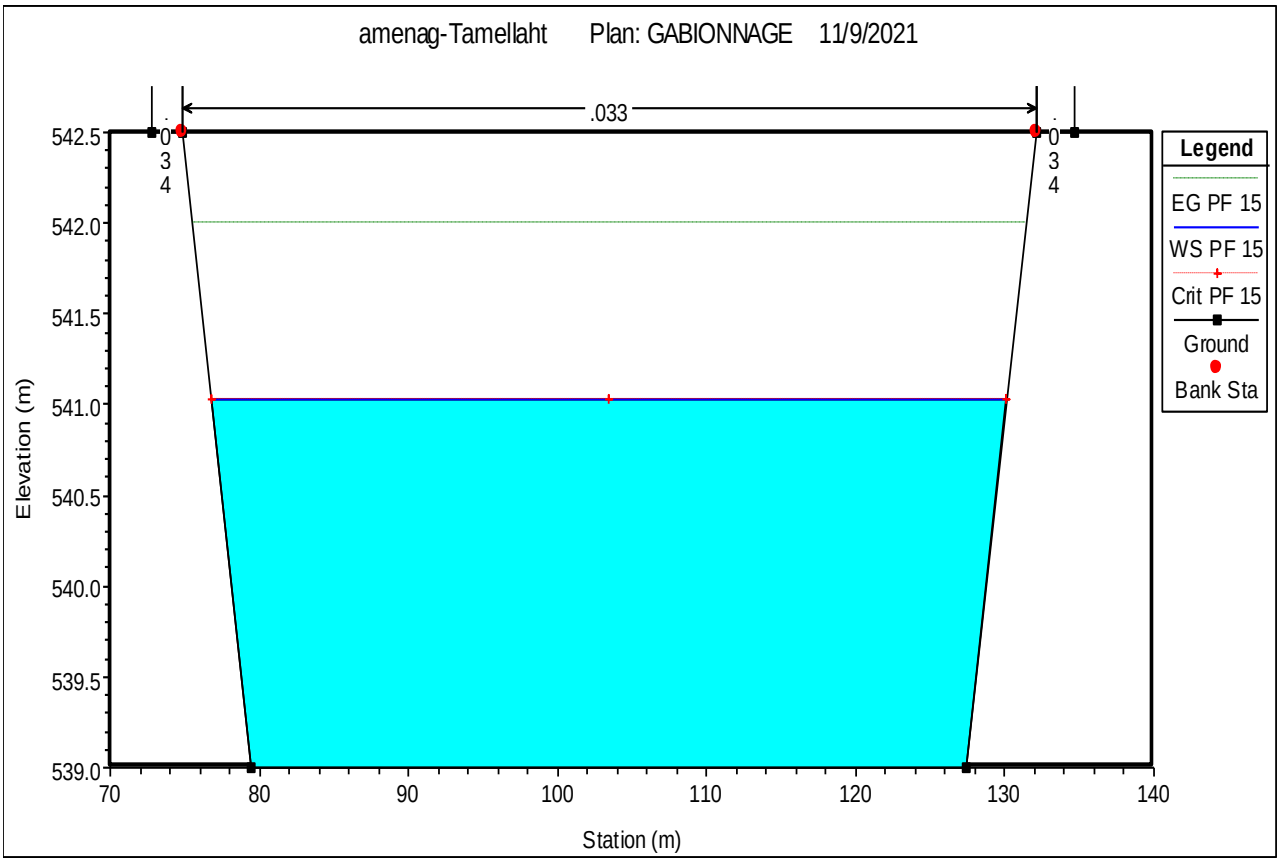


Figure VI-22: Section 451 du profil 8 reprofilage

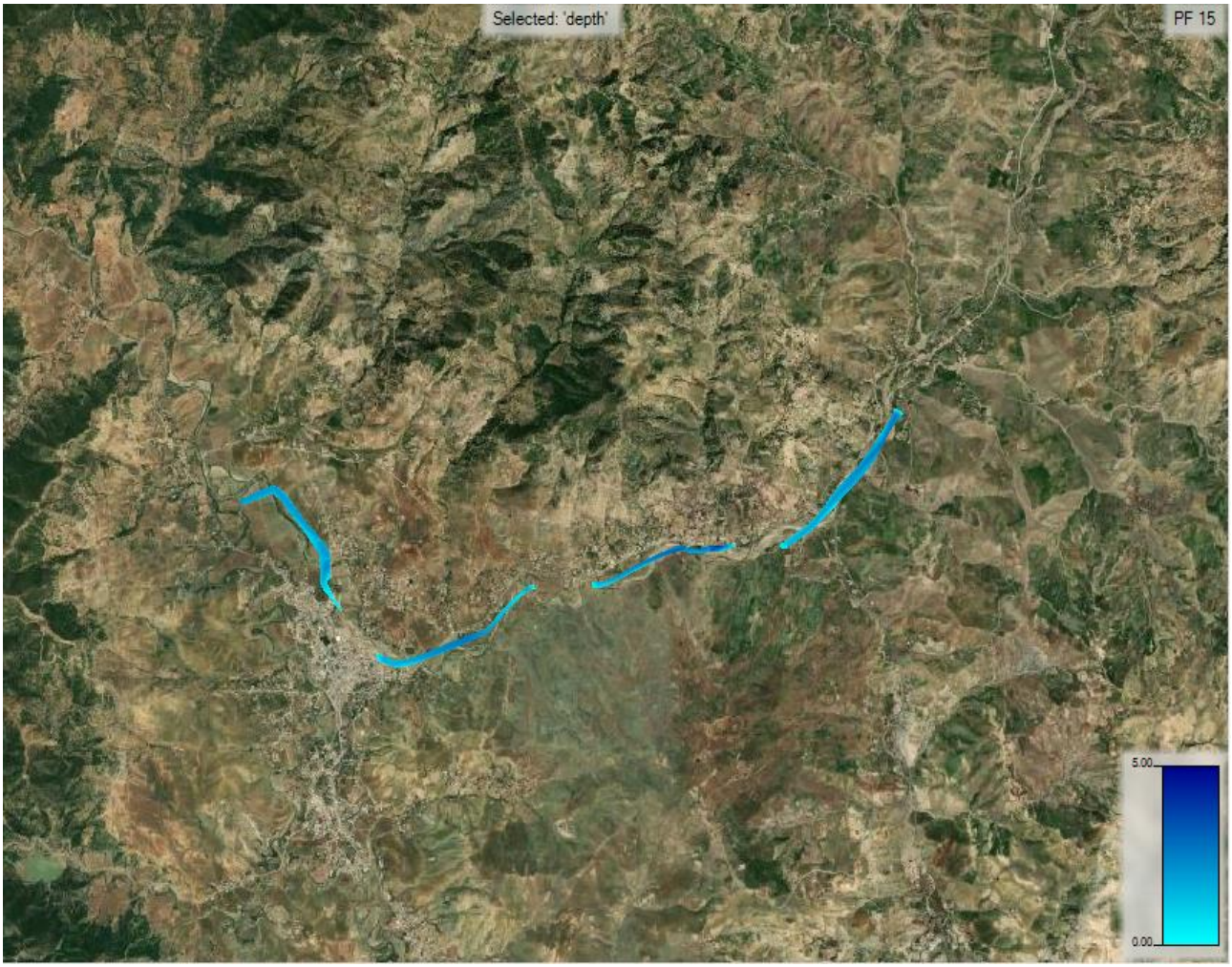


Figure VI-23: Carte des profondeurs après simulation du canal d'amenagemant

VI.6.1.2.3 Estimation financière

- **Calcul volume du béton armé et gabion :**

On garde les mêmes épaisseurs du radier et les berges mais un ajoutent une seule quantité qui est le volume du gabion qui est en fonctions des cesses de gabionnages pour notre projet ; les casses de gabion son avec les dimensions suivantes : **(2 ×2 × 1) m et (2 ×2 × 1.5) m**

Volume des gabions est en fonction du nombre des cesses utiliser dans chaque section pour notre cas ces derniers arrive à 6 cesses dans chaque section.

Tableau VI-12: Calcul volume du béton et gabion

Partie	Volume du béton		Volumes gabion	
	Béton armé	**Béton de propreté**	**Gabions dimensioner 01**	**Gabions dimensioner 02**
Les berges	3126.72	1163.44	30100	21320
Radier	7 875.78	3237.55		
Totale	11002.5	4401	Totale = 51420	

- Même dans cette variante on va prendre une épaisseur de 30cm de remblai soigneusement compacter.

Tableau VI-13: Calcul volume du remblai soigneusement compacter

Partie	remblai soigneusement compacter
Volume total	29497.5

L'estimation du cout d'un canal trapézoïdal en béton arme est résumé dans le tableau ***VI-14*** :

Tableau VI-15: Devis de la variante mixte canal en gabion ; en béton armé et en terre.

DESIGNATION DES TRAVAUX	Unité	Quantité (m_3)	Prix unitaire (DA)	Montant (DA)
TERRASSEMENTS				
DEBLAIS	m^3	165890	250	41,472,500
REMBLAIS	m^3	58900	450	26,505,000
remblai soigneusement compacter	m^3	29497.5	700	20,648,250
CONSTRUCTION EN BETON				
Béton propreté	m^3	4401	8000	35,208,000
Béton armé	m^3	11002.5	32000	352,080,000
CONSTRUCTION EN GABION				
Gabion		51420	6000	308,520,000
			TOTAL	784,443,750

VI.6.1.3 Choix de la variante d'aménagement :

VI.6.1.3.1 Critères de choisir la variante

Le choix d'une variante se fera en évaluant les critères suivants :

- ✓ Critère hydraulique.
- ✓ Les difficultés de réalisation.
- ✓ Technique et de sécurité de fonctionnement.
- ✓ La disponibilité en matériaux (zone d'emprunt) : correspond à l'existences des matériaux de construction en qualité et quantité suffisante, a la distance d'approvisionnement de sorte qu'elle doit être aussi réduite que possible pour minimiser les couts de transport et optimiser le délai de réalisation.
- ✓ Enjeux environnementaux : ce critère prend en compte l'utilisation des terres dans les zones voisines (zones urbaines, agricoles,).
- ✓ La facilité d'entretien et de la modification
- ✓ Durabilité
- ✓ Coût de l'ouvrage

VI.6.1.3.2 Description de l'aménagement choisi:

Suivant les résultats des deux variantes on voit qu'ils valident la plupart des critères cité au-dessus comme les critères hydrauliques ; durabilité… mais ont comparons les deux variantes on voit que de point de vue technique et économique même aussi la réalisation ; la 2eme variantes et la plus adéquate pour un bon aménagement d'oued Tamelaht. Pour ceci on opte pour la deuxième variante canal en gabion ; en béton armé et reprofilage (canal en terre).

VI.6.2 Variantes d'oued EL-MALLEH :

VI.6.2.1 Variantes N°1

❖ **Aménagement mixte canal béton armé et reprofilage :**

VI.6.2.1.1 Dimensionnement :

Tableau VI-16: Dimensions du canal en béton armé et reprofilage d'oued El-Malleh

Tronçon	Section départ	Section arrivé	Longueur (m)	Pente projet (%)	largeur du fond b (m)	Hauteur du canal h (m)	Valeur de Manning n	Fruit de talus m	Type de section
1	47126	40639	1729	0.014	60	4	0.033	1	Reprofilage
2	40639	32530	1709	0.012	65	3.5	0.033	1	Reprofilage
3	32530	26043	2354	0.01	70	4	0.033	1	Reprofilage
4	26043	21178	1266	0.008	65	4.5	0.033	1	Reprofilage
5	21178	13069	2557	0.007	70	4	0.014	1	Trapéze béton
6	13069	935	3730	0.003	90	3	0.014	1	Trapéze béton

VI.6.2.1.2 Les paramètres d'écoulement

Tableau VI-17: Paramètres d'écoulement de la variante canal en béton armé et reprofilage d'oued El-Malleh

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	Régimes d'écoulement
	(m3/s)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m/m)	(m/s)	(m2)	(m)		
47126	602.80	659.50	661.91	661.64	662.73	0.005898	4.00	150.65	64.83	0.84	laminaire
45505	602.80	656.00	658.14	658.14	659.19	0.008766	4.53	133.15	64.29	1.00	Critique-turbulent
43883	602.80	646.50	647.81	648.64	650.67	0.044795	7.49	80.45	62.62	2.11	Torrentiel-turbulent
42261	602.80	638.00	640.08	640.14	641.19	0.009744	4.68	128.85	64.15	1.05	Torrentiel-turbulent
41287	602.80	635.00	637.04	637.14	638.20	0.010391	4.78	126.21	63.90	1.09	Torrentiel-turbulent
40639	602.80	633.00	635.06	635.14	636.18	0.009973	4.69	128.39	64.93	1.07	Torrentiel-turbulent
39018	602.80	628.00	629.94	630.05	631.07	0.010703	4.72	127.82	66.81	1.09	Torrentiel-turbulent
37396	602.80	619.00	620.50	621.16	622.74	0.029370	6.62	91.07	61.33	1.73	Torrentiel-turbulent
35774	602.80	614.00	616.04	616.04	617.04	0.008917	4.44	135.79	68.17	1.00	Critique-turbulent
34152	602.80	609.00	610.88	611.04	612.06	0.011521	4.80	125.57	68.35	1.13	Torrentiel-turbulent
32530	602.80	604.00	606.03	606.04	607.02	0.008892	4.42	136.52	69.51	1.01	Torrentiel-turbulent
30909	602.80	600.00	603.03	601.94	603.41	0.002039	2.73	221.04	76.05	0.51	laminaire
29287	602.80	599.00	601.97		602.37	0.002165	2.78	216.93	75.95	0.53	laminaire
27665	602.80	597.50	599.44	599.44	600.39	0.008968	4.32	139.70	74.26	1.00	Critique-turbulent
26043	602.80	592.00	593.70	593.94	594.95	0.013830	4.94	122.06	73.40	1.22	Torrentiel-turbulent
24422	602.80	588.00	590.00	590.00	590.98	0.008914	4.39	137.43	70.63	1.00	
22800	602.80	580.00	581.40	582.02	583.50	0.030230	6.42	93.88	68.54	1.75	Torrentiel-turbulent
21178	602.80	575.00	577.00	577.00	577.98	0.008923	4.39	137.39	70.63	1.00	Critique-turbulent
19556	602.80	567.00	567.95	568.91	571.83	0.016492	8.73	69.08	73.56	2.88	Torrentiel-turbulent
17934	602.80	559.00	559.96	560.91	563.77	0.016057	8.64	69.73	73.91	2.84	Torrentiel-turbulent
16313	602.80	557.00	558.54	558.91	559.98	0.003275	5.32	113.34	75.08	1.38	Torrentiel-turbulent
14691	602.80	556.00	557.90	557.91	558.84	0.001623	4.29	140.66	75.81	1.00	Critique-turbulent

13069	602.80	552.00	552.96	553.91	556.73	0.015767	8.60	70.12	73.92	2.82	Torrentiel-turbulent
11447	602.80	545.00	545.85	546.64	548.91	0.015012	7.75	77.77	92.84	2.70	Torrentiel-turbulent
9826	602.80	541.50	542.65	543.14	544.30	0.005433	5.69	106.03	93.84	1.71	Torrentiel-turbulent
8204	602.80	540.00	542.29	541.64	542.69	0.000548	2.80	214.94	97.64	0.60	laminaire
6582	602.80	539.80	541.87		542.36	0.000775	3.12	193.01	96.88	0.71	laminaire
4960	602.80	539.20	541.71		542.04	0.000401	2.55	236.77	98.38	0.52	laminaire
3338	602.80	539.00	541.52		541.85	0.000400	2.54	237.00	98.39	0.52	laminaire
1717	602.80	539.00	540.64	540.64	541.44	0.001684	3.97	151.86	95.46	1.00	Critique-turbulent
95	602.80	535.00	535.81	536.64	539.23	0.018016	8.19	73.57	92.68	2.94	Torrentiel-turbulent

Min Ch. El : Altitude du radier du canal

Vel Chnl : Vitesse d'écoulement

W.S Elev : Altitude du plan d'eau calculé

Flow Area : Section mouillée

Top Width : Largeur au miroir

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

Froudec: Nombre de Froude

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

- **Interprétation des résultats :**
  - ✓ La vitesse variée entre 2.80÷8.73 m est inférieur à la vitesse admissible pour le béton (Vadm=10 m/s).
  - ✓ Le nombre de Froude ne reste supérieur à 1, ce qui signifie : Il y'a création de ressaut hydraulique sur plusieurs sections du cour d'eau.
- **Profile en long apres modification (canal) :**

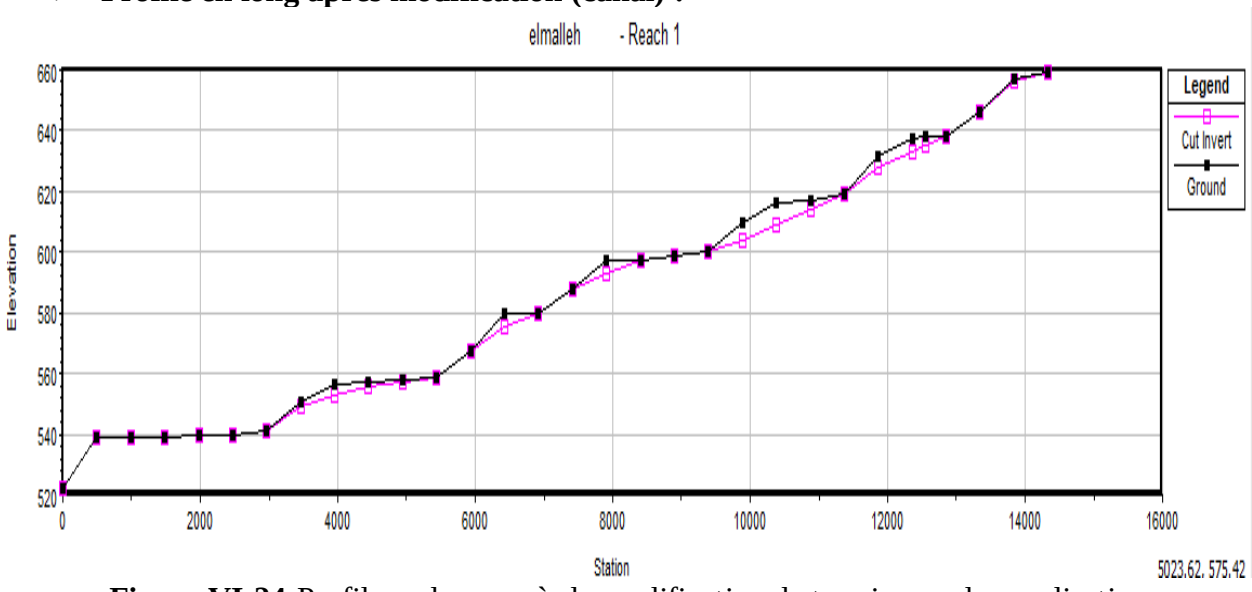


Figure VI-24: Profile en long après la modification de terrains par la canalisation

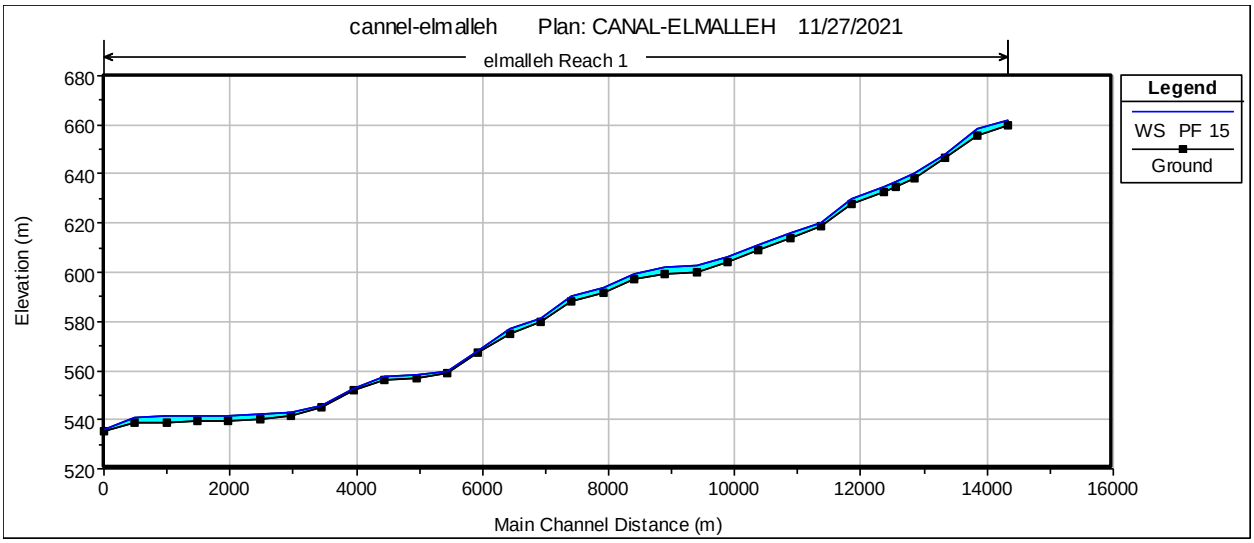


Figure VI-25: Profile en long

➢ **Section en travers après aménagement de la variante N°1 :**

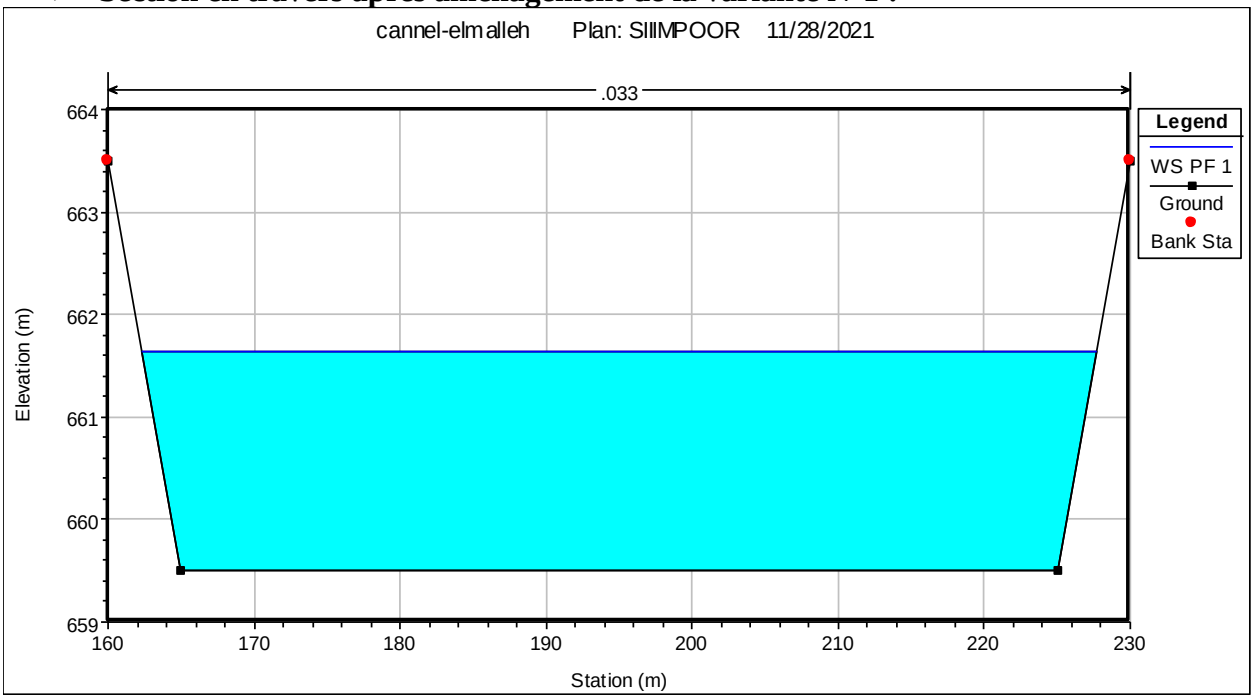


Figure VI-26: Section 47126 du profil 1 reprofilage

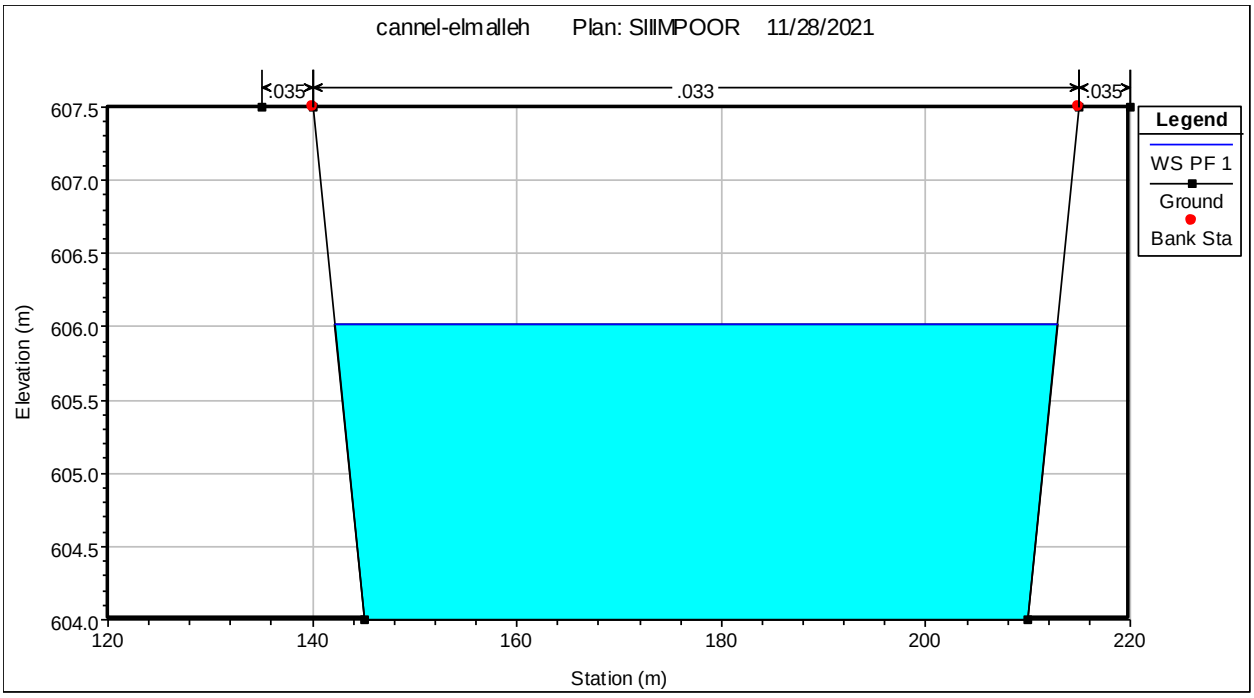


Figure VI-27: Section 32530 du profil 2 reprofilage

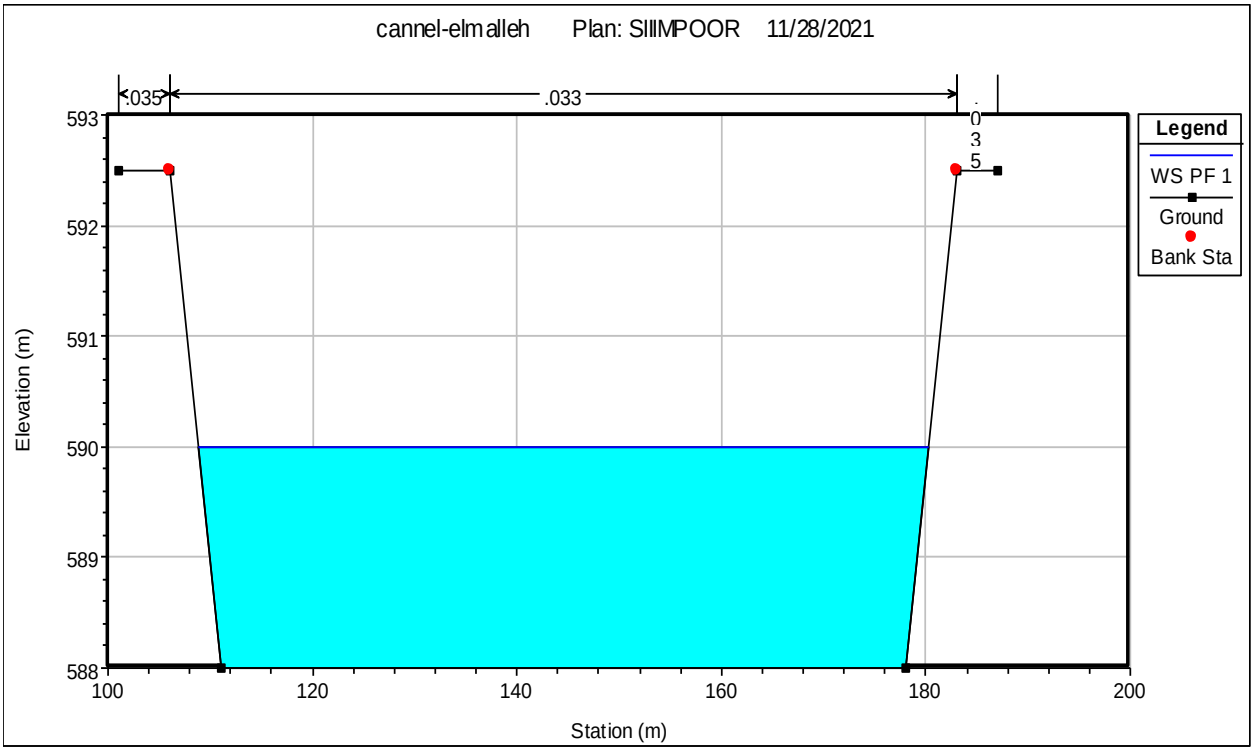


Figure VI-28: Section 24422 du profil 4 reprofilage

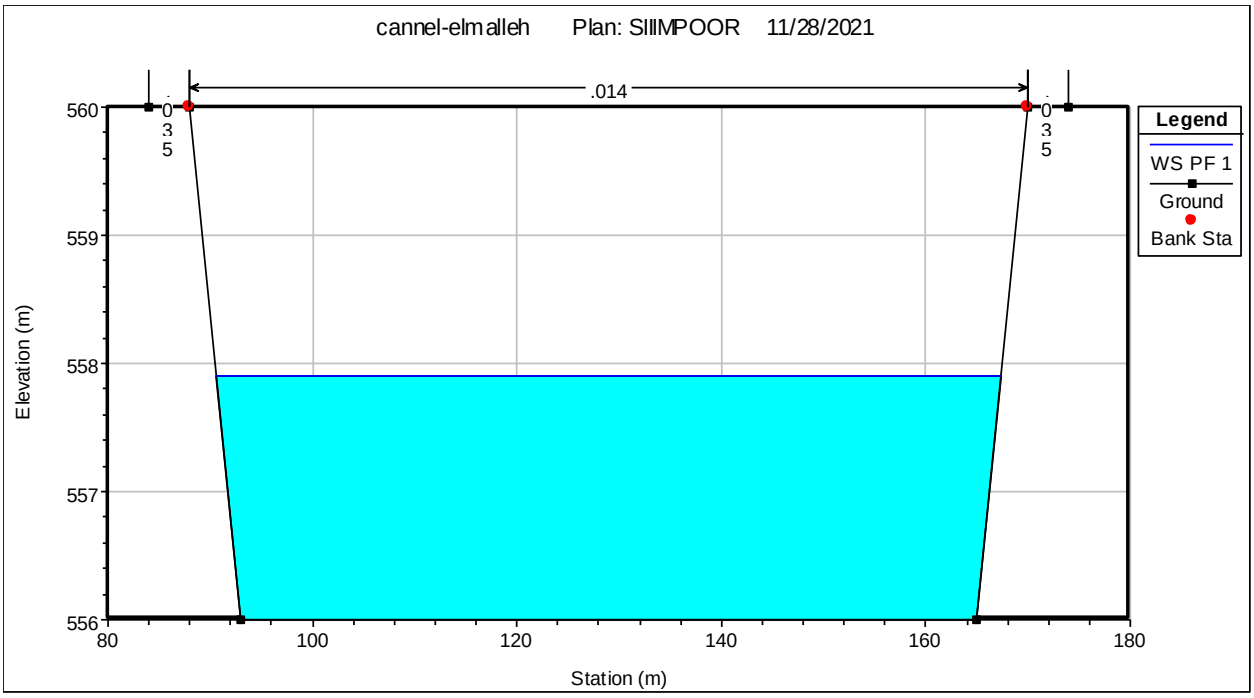


Figure VI-29: Section 14691 du profil 5 (canal trapézoïdale en béton armé)

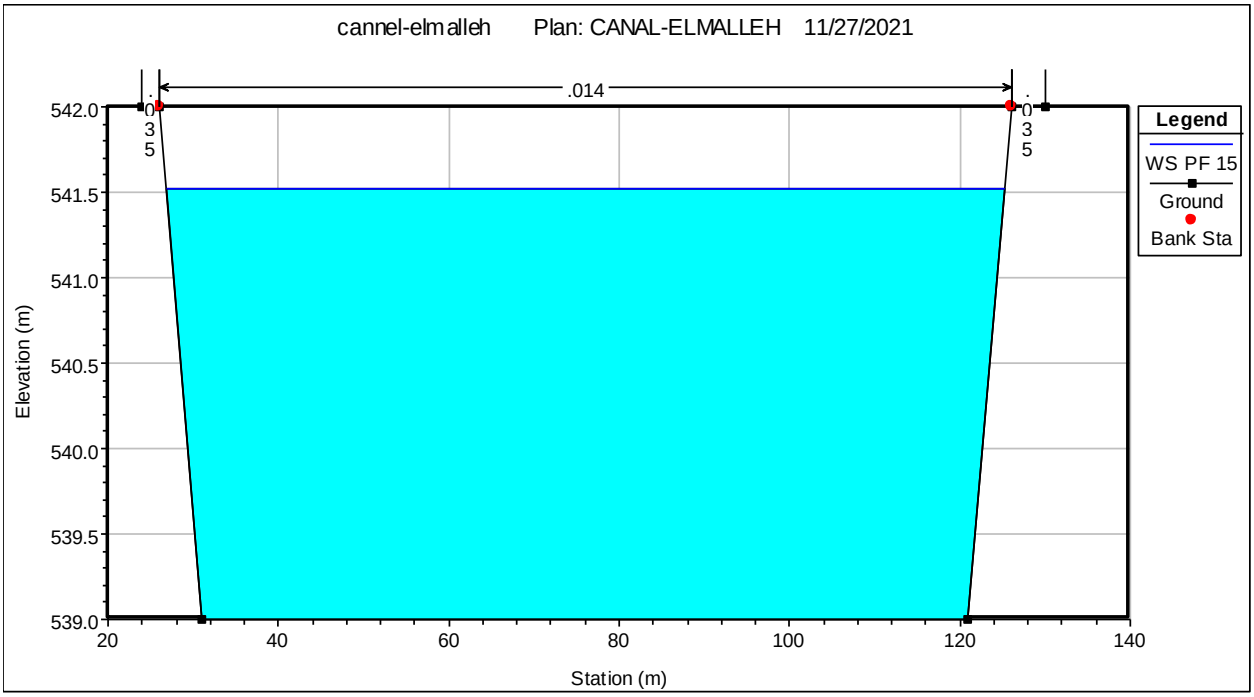


Figure VI-30: Section 3338 du profil 6 (canal trapézoïdale en béton armé)

VI.6.2.1.3 Estimation financière

Tableau VI-18: Devis de la variante mixte canal Béton armé Canal + Reprofilage oued El-Malleh.

DESIGNATION DES TRAVAUX	Unité	Quantité (m_3)	Prix unitaire (DA)	Montant (DA)
TERRASSEMENTS				
DEBLAIS	**m^3**	196090	250	49,022,500
REMBLAIS	**m^3**	92890	450	41,800,500
remblai soigneusement compacter	**m^3**	70487	700	49,340,900
CONSTRUCTION EN BETON				
Béton propreté	**m^3**	14590	8000	116,720,000
Béton armé	**m^3**	36987	32000	1,183,584,000
			TOTAL	1,440,467,900

VI.6.2.2 Variantes N°2 :

- **Barrage déversoir:**

Parmi les solutions proposées on s'adhère à l'aménagement d'un barrage déversoir au niveaux du bassin versant le but par ce dernier est la réduction du débit qui arrive à la ville.

VI.6.2.2.1 Définition et choix du site :

Lorsqu'on envisage de construire un barrage, il importe avant tout de bien chercher l'endroit de leur emplacement, d'examiner les objectifs que devra satisfaire la retenue, et de dégager les impératifs qui en découlent pour les caractéristiques de l'ouvrage à concevoir et son emplacement. On procède ensuite à la recherche d'un site apte à la réalisation d'un ouvrage répondant à ces caractéristiques, puis à l'étude de sa faisabilité sur ce site. Ce choix de site est basé essentiellement sur de bonnes connaissances des conditions topographiques, géologiques, géotechniques et hydrauliques du site.

Dans le d'un barrage à but de protection d contre les inondations il est préférable de placer à l'amont et le plus près possible des enjeux à protéger. Pour faciliter le contrôle du volume stocké ainsi la surface inondable ; A l'aide du logiciel HEC-RAS, on a élaboré une série de barrages déversoirs avec des hauteurs et des largeurs différentes, et on choisit le site de tel sorte que la hauteur de pelle soit la plus minimal possible et le volume stocké soit relativement grand afin de réduire les zones inondables dans la ville.

VI.6.2.2.2 Modélisation d'un barrage déversoir à l'aide du logiciel HEC RAS 5.0.4 :

Après plusieurs variations des auteurs et d'emplacement tout en simulant avec un écoulement non permanant. Les étapes de la simulation sont les suivant.

VI.6.2.2.2.1 Création du déversoir :

A l'aide de la fonction **inline structur** qui se trouve dans géométrique data on trouve :

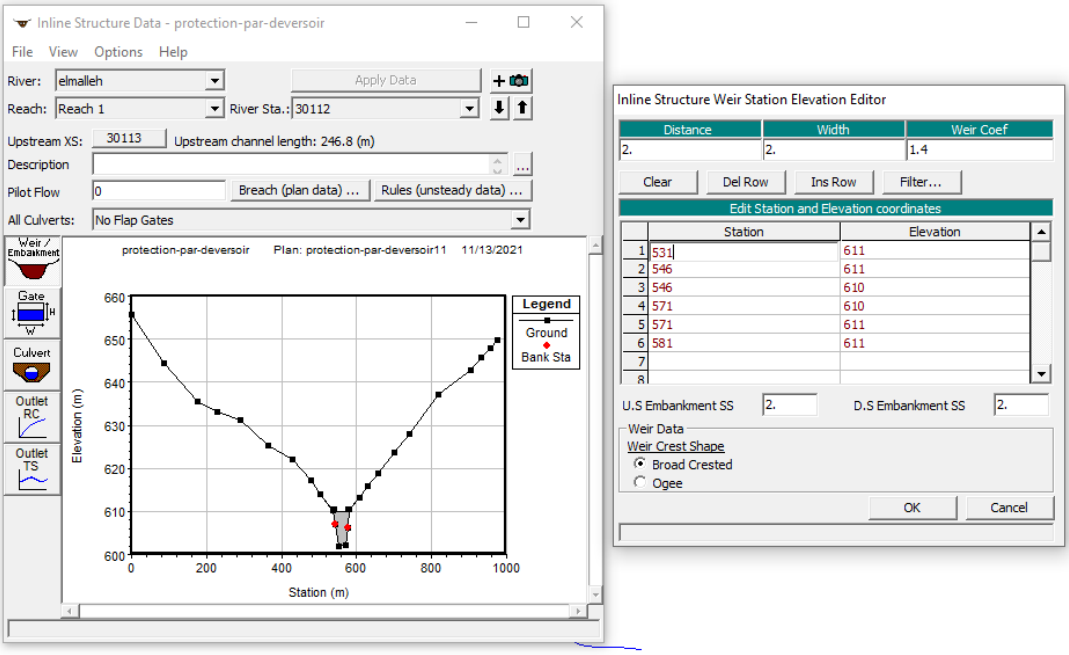


Figure VI-31: Introduction du déversoir (Inline Structure).

VI.6.2.2.2.2 Introduction de l'hydrogramme de cures comme conditions aux limites :

Pour les conditions aux limites de ce genre de simulation il faut introduire des variable spécial qui sans les hauteurs d'eau par rapport à chaque débit correspondant c'est débit sans les débit de l'hydrograme de crue donc on fais rentrer la chaque monté d'eau comme condition initiale a la section transversale voulu par rapport à son débit bien sur cette simulation se fait à partir du régime non permanant est les valeurs du la montée des eaux sont obtenu à partir de la courbe du tarage de la même simulation mais avec un autre régime qu'est le régime permanant.

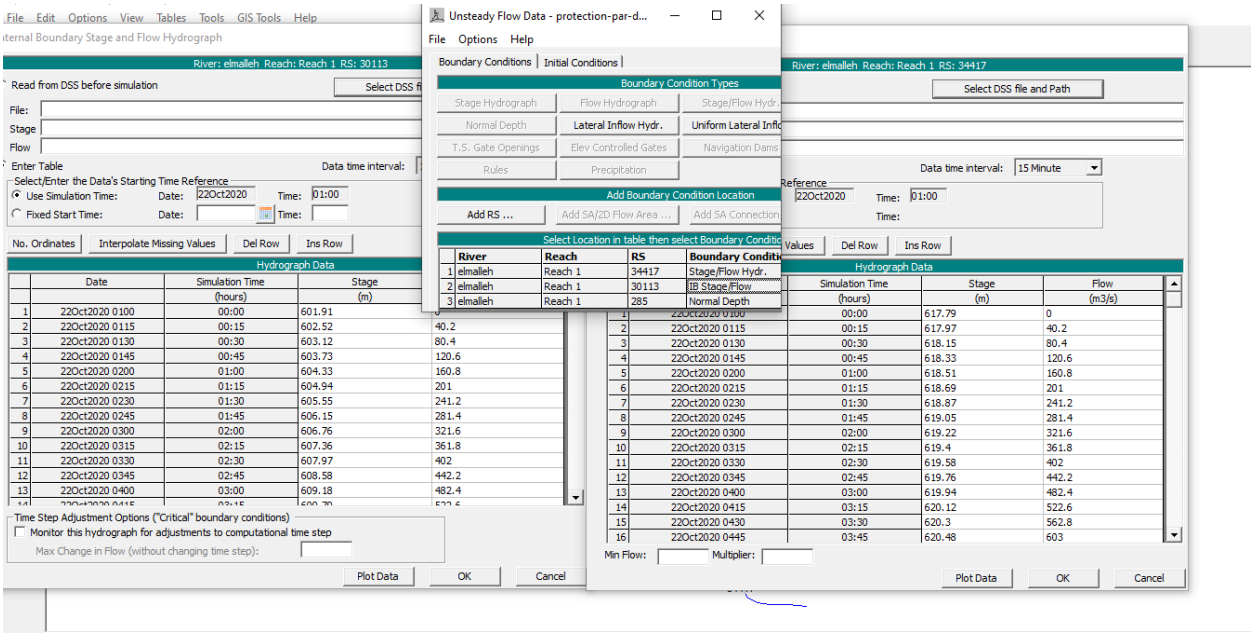


Figure VI-32: Introduction des conditions aux limites (hydrogramme de crue)

Le déversoir retenu est celui implanté dans la section 30112, le profil en travers de ce dernier est le suivant:

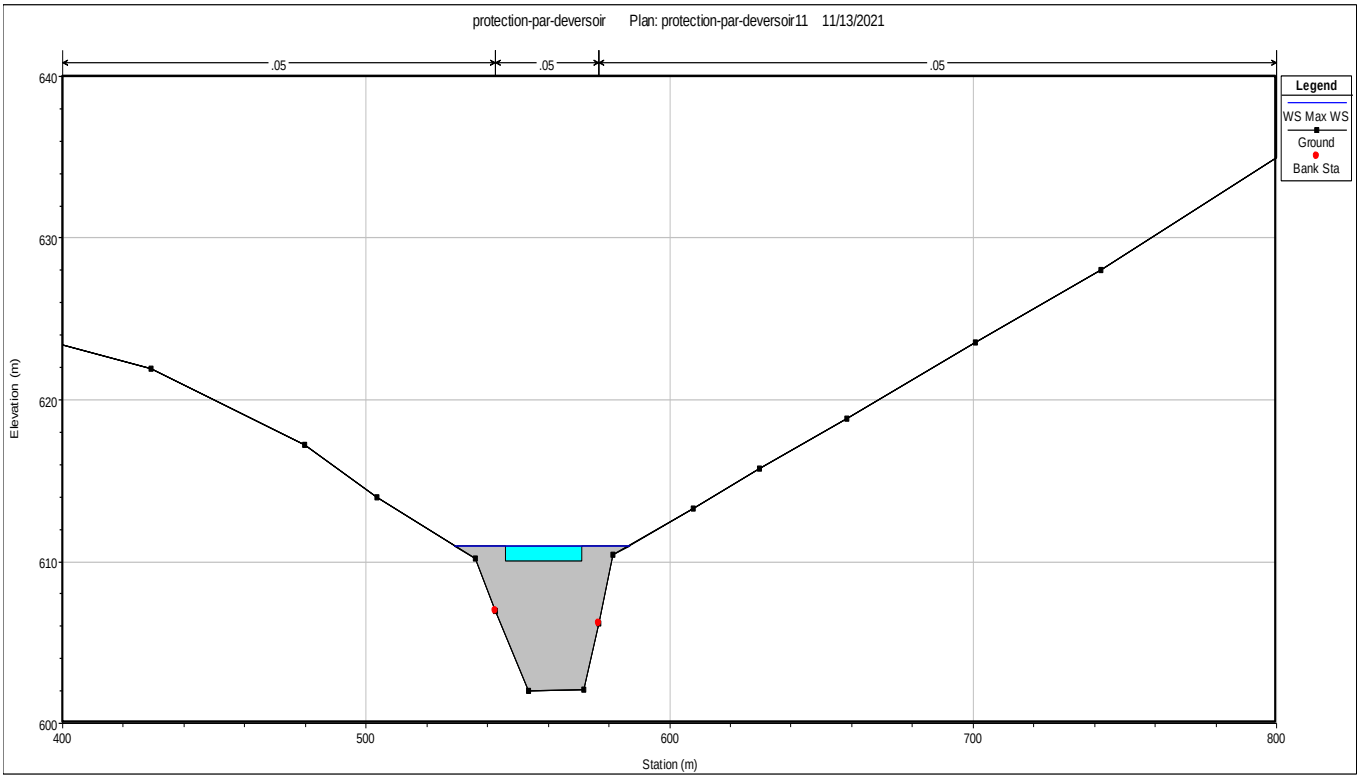


Figure VI-33: Profil en travers du déversoir (RS : 30112).

VI.6.2.2.3 Résultats de la simulation

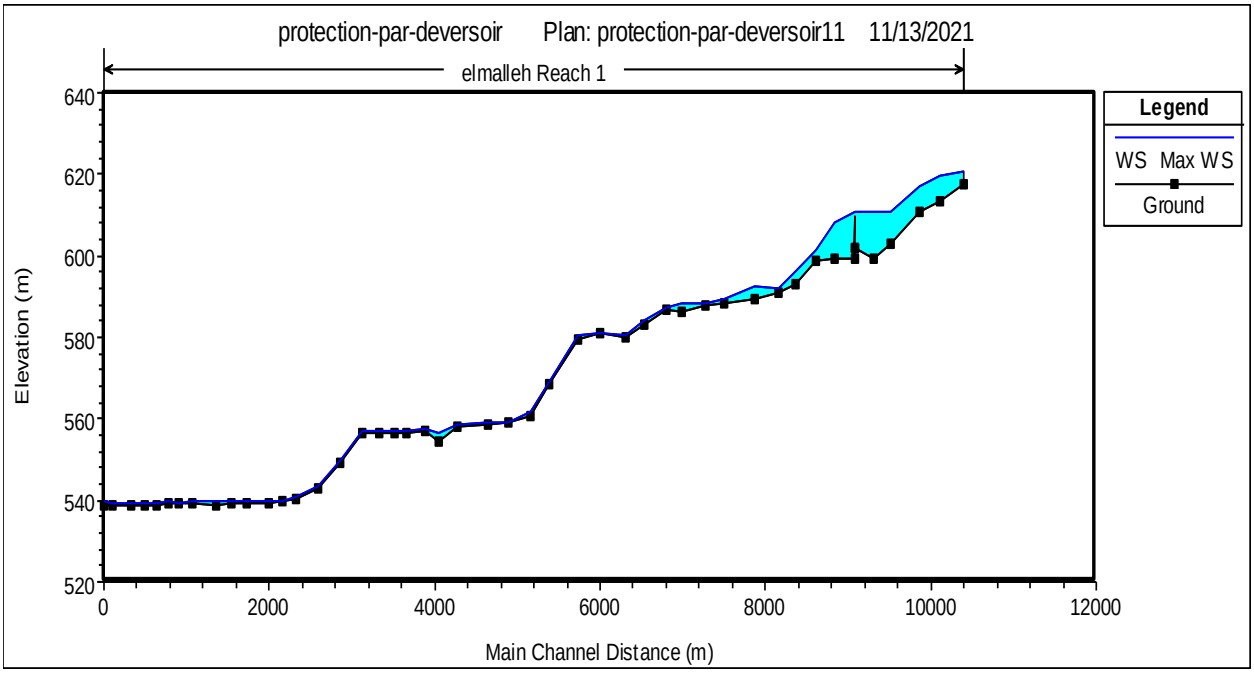


Figure VI-34: Profil en long de l'oued après la projection du déversoir.

➢ **Interprétation :**

La hauteur de la ligne d'eau dans le déversoir est de 611 m, tandis que la hauteur de cette dernière après le déversoir est de 603m. Cette variation est illustrée dans le profil en long.

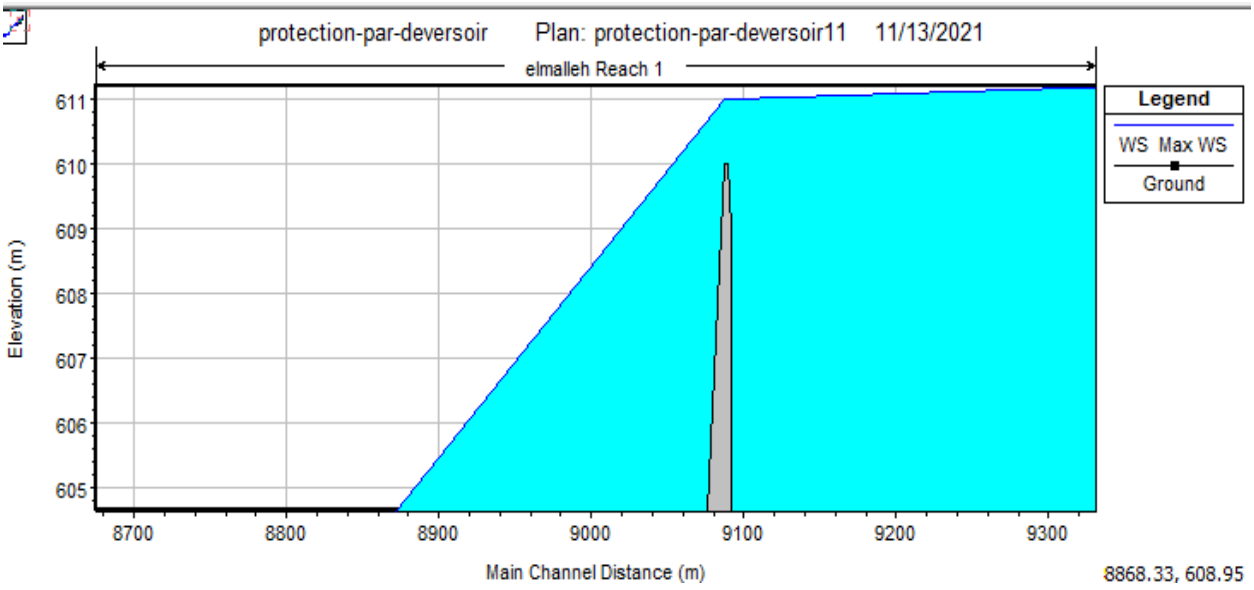


Figure VI-35: La hauteur de la ligne d'eau dans le déversoir

- La charge déversante est estimée à 1 m.
- Débit de sortie va être estimer depuis le logiciel HEC-RAS à 147.5 m³/s

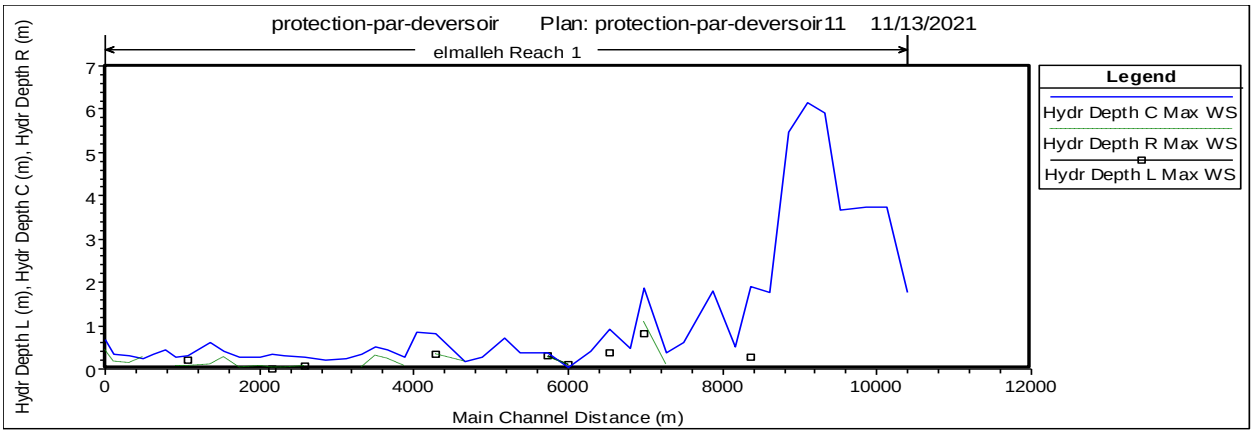


Figure VI-36: Graphe de la hauteur d'eau le long de l'oued.

- **Interprétation :**

Pour une bonne implantation du barrage déversoir a but de la protection de la ville de lerdjam il faut que la hauteur du barrage déversoir soit égale à H= 8.09m. Les résultats de la simulation sont les suivant :

Hauteur de pel = 8.09m ;

Largeur du barrage : B = 25m.



Figure VI-37: Carte des profondeurs après la projection de l'ouvrage.

VI.6.2.2.4 Côtes Caractéristiques :

- **Côte du fond du lit (CFL)**

Cette côte représente le point le plus bas sur l'axe de barrage situé sur le cour d'eau d'après la courbe topographique cette côte est égale à 601.91m NGA.

- **Côte de la base du barrage (CBB)**

La côte de la base du barrage est égale à la côte du fond diminuée de la profondeur d'excavation pour atteindre la bonne fondation, pour notre cas et d'après les données géologiques et suivant le logiciel HEC-RAS on prévoit une excavation **Hex=4.5m.** Donc :

$$CBB=CFL- Hex=597.41m$$

- **Côte du niveau normal (CNN) :**

$$CNN=CFL+H_m+H_{NNR}$$

$$CNN=601.91m+8.09$$

$$CNN=610m\ NGA.$$

VI.6.2.2.5 Estimation du volume mort :

Pour notre cas, on a estimé que les apports solides ne seront pas déposés mais nettoyer après la crue et ne reste qu'une faible quantité supposée équivalente à une hauteur de 1 m. Donc la côte du volume mort est

$$CVM=CFL+Hm=601.91m+8.09=610m\ NGA.$$

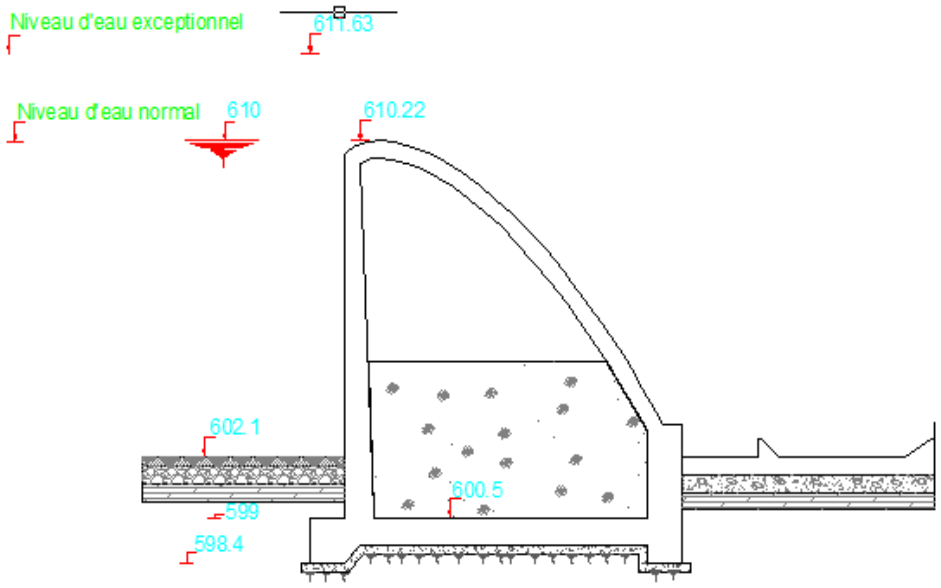


Figure VI-38: Schéma explicative du barrage déversoir.

VI.6.2.2.6 Méthode manuel

Après avoir eu l'emplacement, la hauteur et la largeur, du barrage déversoir, nous avons procédé à la détermination de l'hydrogramme de crue sortant ainsi que la charge déversante manuellement, en faisons recours au laminage des crues.

VI.6.2.2.7 Laminage des crues (Rappel théorique)

VI.6.2.2.7.1 Principe de laminage des crues :

Le débit qui passe dans le barrage déversoir Qe est inférieur à celui de la pointe de la crue à l'entrée du barrage déversoir Qc (débit de dimensionnement). L'effet de laminage de crue dépend de la forme de l'hydro-gramme d'entré et de sorti de la crue et de la forme de la partie supérieure de la retenu. Le Laminage de crue revient à déterminer Qe max à partir de Qc max à chaque pas de temps on a l'égalité suivante :

$$Volume\ stocké = Volume\ entrant - Volume\ sortant$$

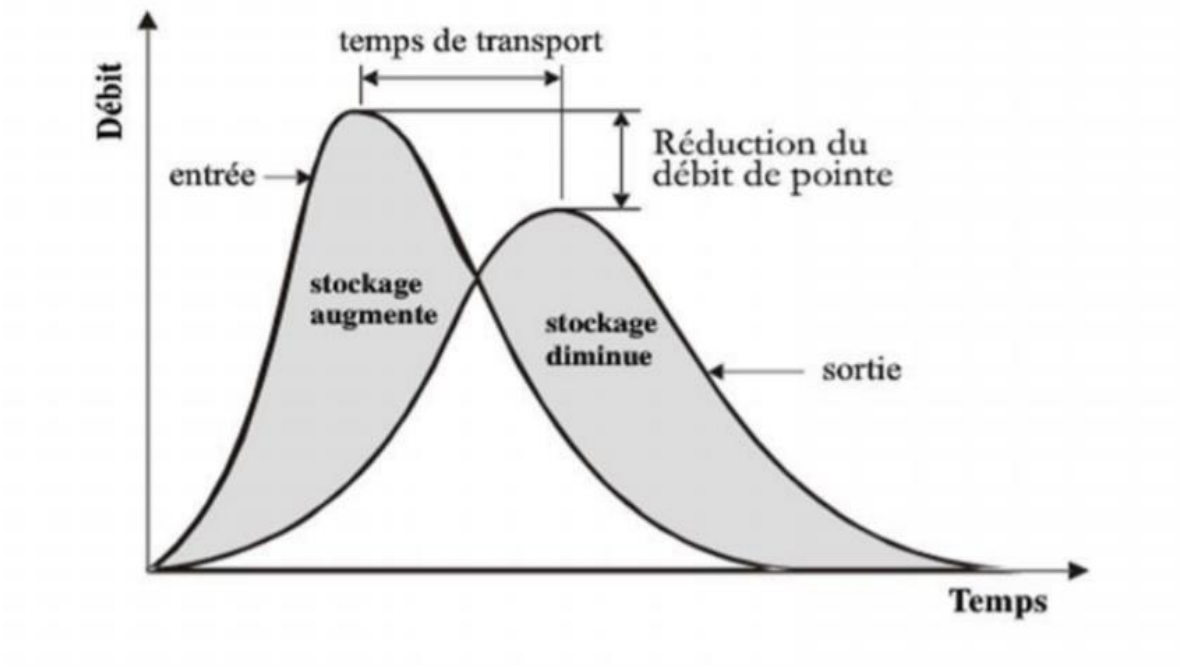


Figure VI-39: Courbe de laminage de crue

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

$$Q.\,dt = q.\,dt + S.\,dh \quad \text{.....(VI-3)}$$

Avec :

- Q : Le débit entrant de la crue.
- q : Le débit déversé par l'évacuateur de crue (débit laminé).
- S : La surface du plan d'eau de la cuvette.

Le débit cumule à l'instant t est :

$$\mathbf{Q - q = S\frac{dh}{st}} \text{.....(VI-4)}$$

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

Il existe plusieurs procèdes de calcul comme ceux de Hildenblate, Sorensen, Blakmore, Kotcherine, Patapov, Step by step, Muskingum ainsi que d'autres méthodes, nous retenons la méthode de Muskingum qui nous permet de déterminer les dimensions de l'évacuateur de crue et tracer l'hydro-gramme de sortie de la crue. La conception de base et formulation de cette méthode peuvent être résumé dans les étapes suivantes :

Méthode de Muskingum :

Parmi les modèles hydrologiques, le plus connu est le modèle de Muskingum, qui est probablement la méthode la plus utilisée (Chow, 1959). Cette méthode s'inscrit dans les méthodes de calcul des crues, dites à coefficients, elle est proposée par McCarty, en 1938, pour la rivière Muskingum, aux Etats-Unis (rivière de l'Ohio aux États-Unis d'Amérique) (Musy et al, 2009). Dans le modèle de Muskingum, on a montré que l'intérêt de disposer de méthodes simples et pratique pour l'étude de la propagation qui traite un bief de cours d'eau pour un modèle linéaire, peut différent de celui utilisé pour un réservoir, on introduit en plus de l'équation de continuité, une équation donnant le volume stocké dans le lit de la rivière et l'utilisation des constantes empiriques K et X qui sont déterminées expérimentalement lors des essais successifs sur des observations préalables. La méthode de Muskingum a été largement soutenue par les apports de Cunge (1969) qui a donné une explication aux constantes K et X.

Conception de base et formulation :

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

$$\frac{\partial Q}{\partial t} + \frac{\partial}{\partial x}\left(\frac{Q^2}{A}\right) + gA\frac{\partial y}{\partial x} = gA(So - Sf) + q\frac{Q}{A} \text{.....(VI-5)}$$

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

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

En plus des notations habituelles, q désigne dans ces équations le débit latéral par unité de longueur du tronçon de rivière, débit qui entre dans le tronçon ou en sort. La signification des cinq termes de l'équation VI-5 est la suivante :

a) Le terme (1) représente l'accélération temporelle locale. Plus précisément, il rend compte de la vitesse de la variation du débit durant la crue. A titre d'exemple, si le débit de crue augmente de 1 m3 /s à 2m3 /sen une heure, ce terme vaut (2 m3 /s -1m3 /s)/ 3600s =0 ,000277m3 /s2 . L'importance relative de ce terme, qui en l'occurrence est faible, doit être comparée avec celle des autres termes apparaissant dans l'équation.
b) Le terme (2) représente l'accélération convective qui peut exister quand il y a un changement dans la géométrie (élargissement, rétrécissement). En absence de changement de section ce terme peut être négligé.
c) Le terme (3) traduit le bilan des forces de pression dues au changement de la profondeur y avec l'abscisse x.
d) Le terme (4) exprime les forces de gravité (So) et les forces de frottement (Sf).
e) Le terme (5) exprime l'apport ou la perte de la quantité du mouvement dus à un apport ou une perte d'eau sur le côté latéral.

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

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

$$SO + Sf \text{ .....(VI-7)}$$

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

$$I - o = \frac{ds}{dt} \text{.....(VI-8)}$$

Où :

- ✓ I (INPUT ou Inflow) désigne le débit d'entrée Q_e.
- ✓ (OUTPUT ou Outflow) désigne le débit de sortie Q_s.
- ✓ S désigne l'emmagasinement d'eau dans le tronçon.

L'équation VI-4 exprime tout simplement le principe de conservation de la masse : Le taux de variation de l'emmagasinement est égal à la différence entre les débits entrant et sortant.

Après intégration entre deux instants assez rapprochés t1 et t2, l'équation VI-6 s'écrit :

$$\Delta S = S2 - S1 = \int_{t1}^{t2} Idt - \int_{t1}^{t2} Odt \text{.....(VI-9)}$$

Pour un petit intervalle de temps $\Delta t = t2 - t1$, on peut écrire

$$\frac{S2-S1}{\Delta t} = \frac{I1+I2}{2} - \frac{O1+O2}{2} \text{.....(VI-10)}$$

$$S2 - S1 = \left(\frac{I1+I2}{2} - \frac{O1+O2}{2}\right) \Delta t \text{.....(VI-11)}$$

La résolution du problème consiste à déterminer O1 et O2, connaissant I1 et I2. L'équation VI-8 ne peut être utile que si l'on dispose d'une fonction d'emmagasinement pour déterminer S1 et S2.

VI.6.2.2.7.2 Principe de la méthode

Pour traduire le bilan d'eau, l'équation VI-11 s'applique encore. Elle peut être réécrite :

$$\left[2\frac{S2}{\Delta t} + O2\right] = [I1 + I2 + 2\frac{S1}{\Delta t} + O1 - 2O1] \text{ .....(VI-12)}$$

(Inconnu) (connu)

Cette équation permet de résoudre partiellement le problème car elle permet de calculer la quantité inconnue [2S2 / Δt + $O2$] en fonction d'autres quantités toutes connues qui figurent dans le membre de droite. Rappelons que les indices 1 et 2 désignent respectivement le début et la fin d'un intervalle de temps. $I1$ et $I2$, qui représentent les débits d'entrée au début et à la fin de l'intervalle, sont connus car l'hydrogramme d'entrée du réservoir est supposé connu à tous les instants. $S1$ et $O1$ sont connus car ils constituent les conditions initiales qui prévalent avant le début de la crue. Au cours de la crue, et sont connus à cause récursivité des calculs. Le stockage et le débit de sortie au début d'un intervalle sont calculés à la fin de l'intervalle précédent.

La question qui se pose est : comment calculer le débit de sortie O2 à partir de la quantité connue [2S2 / Δt + $O2$]

Il est possible de construire pour chaque réservoir sa propre courbe caractéristique

$\frac{2S}{\Delta t} + O = f(O)$. Cette courbe est indépendante de l'hydrogramme d'entrée du réservoir. Elle ne dépend que des propriétés géométriques du réservoir et de sa structure d'évacuation.

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

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

Figure VI-40: Valeurs de h et les plages de variation en période de crue

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

$$f(O) = \frac{2S}{\Delta t} + O \text{.....(VI-13)}$$

❖ **Calcul du débit de sortie**

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

- Evacuation a surface libre par un déversoir (figureVI-42). Dans ce cas, le débit de sortie se calcule par une relation de la forme :

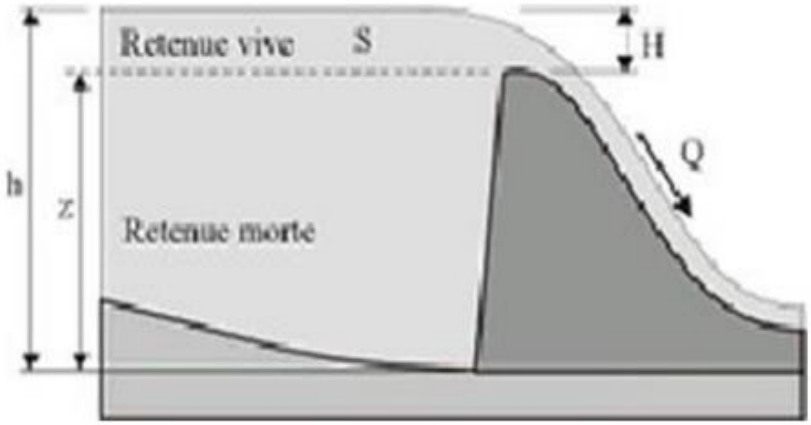


Figure VI-41: Evacuateur à surface libre à entonnement frontal

$$Q = CB\mathrm{H}^{3/2} = CB(h-z)^{3/2} \text{.....(VI-14)}$$

Où :

- C : c'est une constante qui tient compte de la forme du déversoir ;
- B : est la largeur de déversoir ;
- H : est la charge au-dessus de la crête z en avant du déversoir ;
- h: est la profondeur d'eau en amont du déversoir.

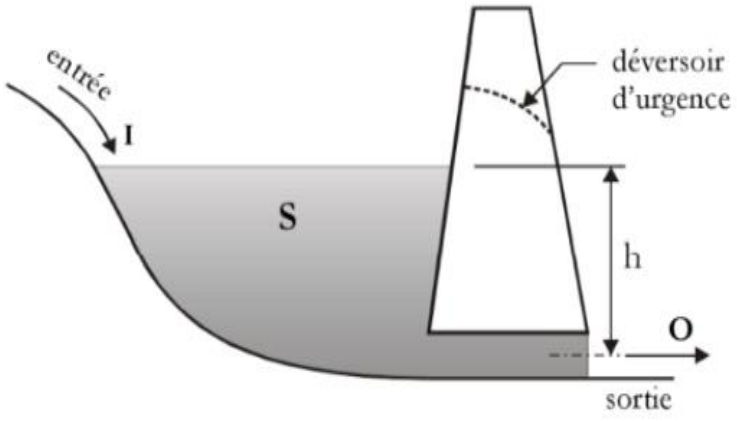
- Evacuation par le fond à travers une vanne ou un orifice le débit se calcule alors par une relation de la forme :

$$\mathrm{Q} = \mathrm{mA}\sqrt{2\mathrm{gh}} \text{.....(VI-15)}$$

Où :

- m : est une constante de débit ;
- A : est la section d'écoulement ;
- h : est la hauteur d'eau à partir du centre de la section d'écoulement jusqu'à la surface libre.

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



.

Figure VI-42: Evacuation par le fond

❖ **Calcul du volume stocké :**

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

$$S = Ah \quad \text{.....(VI-16)}$$

Ceci est le cas pour certains bassins de rétention artificiels construis en milieu urbain.

Pour les réservoirs naturels, les berges ne sont pas verticales. Les courbes d'emmagasinement se présentent alors sous la forme :

$$Sa_0 = a_1h_1 + a_2h_2^2 + a_3h_3^3 + \cdots + a_nh_n^n \quad \text{.....(VI-17)}$$

Les coefficients a0, a1, a2, …, an qui sont propres à chaque réservoir, doivent être déterminés à partir des relevés géodésiques sur le fond et les berges.

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

Résumé du procédé de calcul

a) La première étape consiste à tracer la courbe caractéristique :

$$f(O) = 2S\,\Delta t + O \quad \text{.....(VI-18)}$$

– On fixe la valeur de la largeur b

– On fait varier la valeur de H entre l'intervalle suivant [$Hmin, Hmax$], tel que :

- H_{min} : correspond à t0 : débit de sorti initial.
- H_{max} : correspond au débit entré maximal.

– Déterminer la surface (A) pour chaque valeur de (H) d'après la courbe « surface-hauteur ».

– Calcul du volume stocké (S), donné par la formule suivante : $S = A \times H$

– Calcul du débit sortant (O), donné par la formule suivante :

$$\boldsymbol{Qs = m \times b \times \sqrt{2g} \times H^{3/2}} \text{.....(VI-19)}$$

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

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

– On calcul la somme $I1 + I2$ tel que :

- $I1$: correspond au débit entrant à l'instant t1
- $I2$: correspond au débit entrant à l'instant t2

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

$$\mathbf{I_1 + I_2 + 2}\frac{\mathbf{S_1}}{\mathbf{\Delta t}} \mathbf{+ O_1 - 2O_1} \text{.....(VI-20)}$$

– On détermine débit sortant (O) par la courbe caractéristique : $\mathbf{f(O)} = \frac{\boldsymbol{S}}{\boldsymbol{\Delta t}} + \boldsymbol{O}$.

VI.6.2.2.8 Application de la méthode de Muskingum pour une largeur de déversoir b=35m.

Le débit de sortie est calculé par la relation suivante :

$$\mathbf{Q = mb\sqrt{2g}H^{3/2}} \text{.....(VI-21)}$$

VI.6.2.2.8.1 Détermination de la courbe Capacité-Surface-Hauteur

Les caractéristiques (hauteur-surface-volume) du réservoir ont été estimées pour différentes altitudes à l'aide du logiciel GLOBAL MAPPER à partir des points topographiques déjà exporté via un fichier TIF.

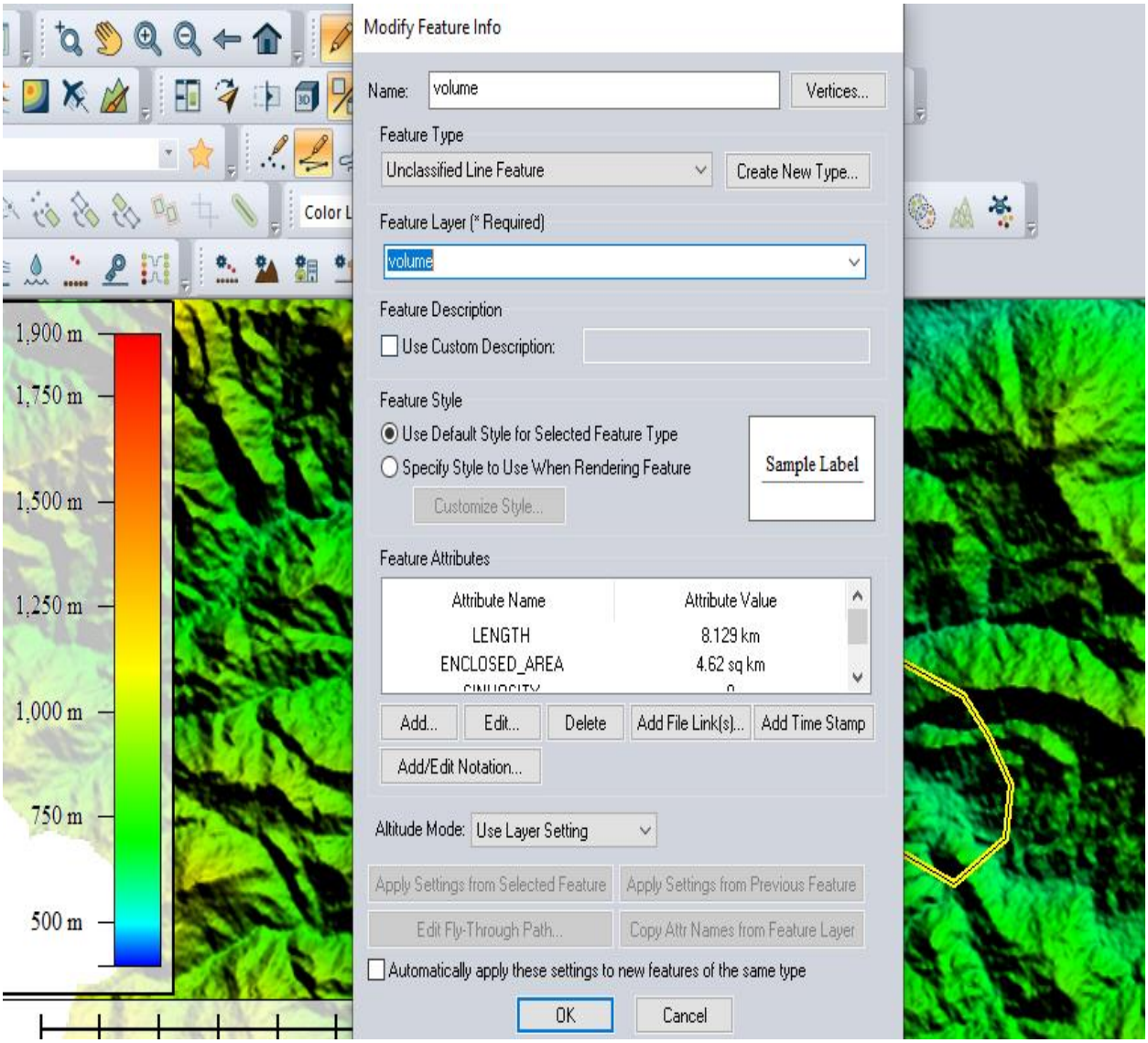


Figure VI-43: Les caractéristiques (hauteur-surface-volume) depuis logiciel GLOBAL MAPPER étape 01

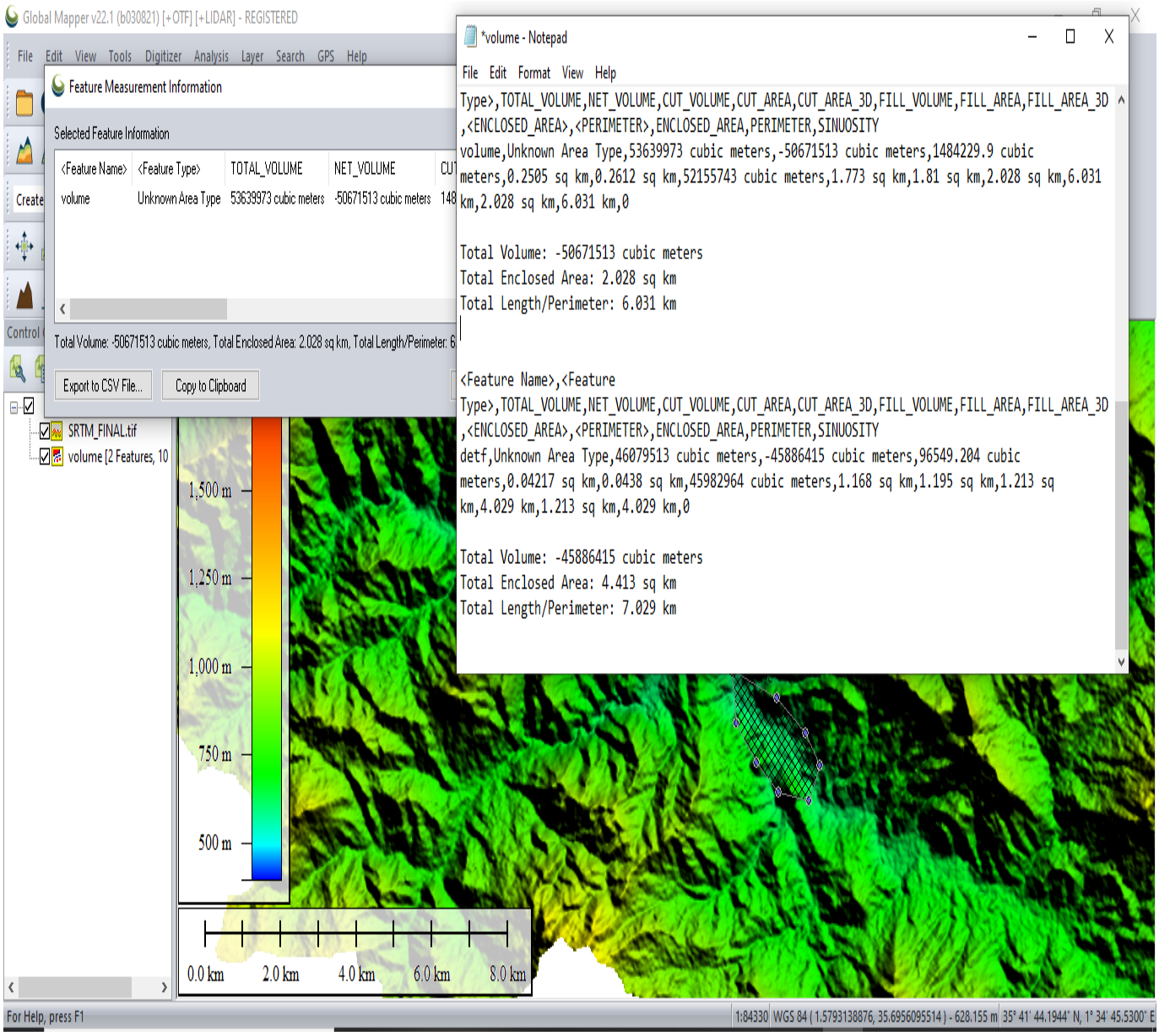


Figure VI-44: Les caractéristiques (hauteur-surface-volume) depuis logiciel GLOBAL MAPPER étape 02

On voit que la côte minimale de 0 m et une côte maximale de 986 m, l'approximation des volumes a été faite selon l'expression suivante :

$$\Delta V_i = \frac{S_i + S_{i+1}}{2} \Delta H \text{.....(VI-22)}$$

- Si : surface du plan d'eau correspondant à la courbe de niveau H_i en m²
- S_{i+1} : surface du plan d'eau correspondant à la courbe de niveau H_{i+1} en m²
- ΔH: Différence d'altitude entre les deux courbes de niveau successives
- ΔV_i : Volume élémentaire compris entre deux courbes de niveau successives m³

Les courbes de surface et de capacité de la retenue sont données dans les figures (**VI-45**) et (**VI-46**) respectivement.

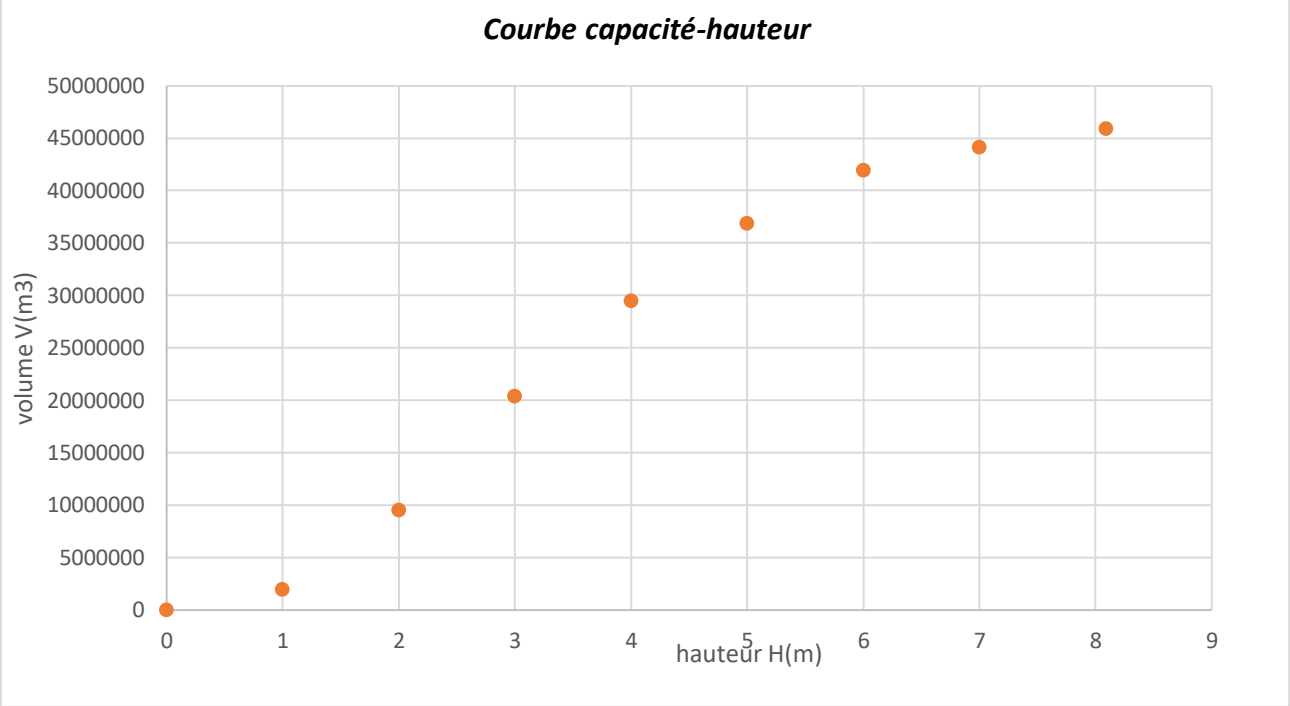


Figure VI-47: Modélisation de la courbe capacité hauteur

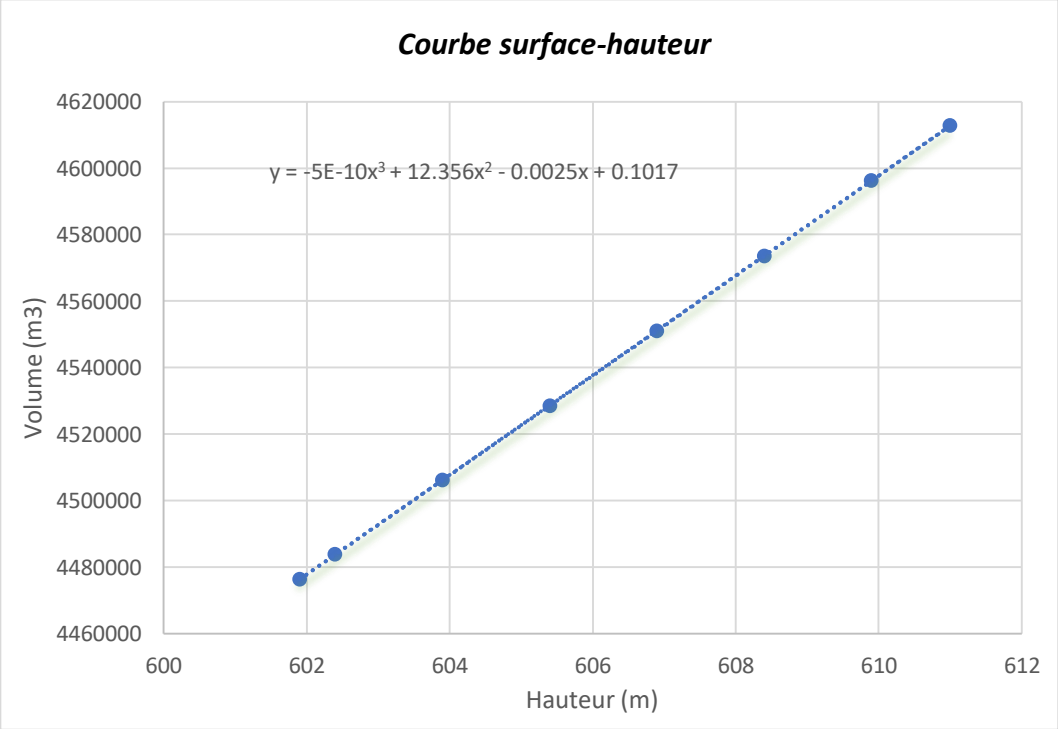


Figure VI-48: Modélisation de la courbe surface hauteur.

VI.6.2.2.8.2 Détermination du débit maximum de sortie

La courbe surface-hauteur à partir de la cote de fond (601.91 mNGA) de l'endroit de l'implantation du barrage déversoir peut être modélisé par la relation suivante :

La première étape consiste à tracer la courbe caractéristique du barrage f($\boldsymbol{Q_s}$) = (2S/Δt+$\boldsymbol{Q_s}$) : Initialement le débit de sortie $\boldsymbol{Q_s}$ = 0 m³/s et la hauteur H= 0m, le volume stocké Vs =0m³.

La valeur maximal de débit d'entrée $\boldsymbol{Q_e}$ = 603 m³/s nous donne la plage à couvrir avec le variable H : 603= 54.26 H 3/2 ; soit $\boldsymbol{H_{max}}$ = 4.979 m.

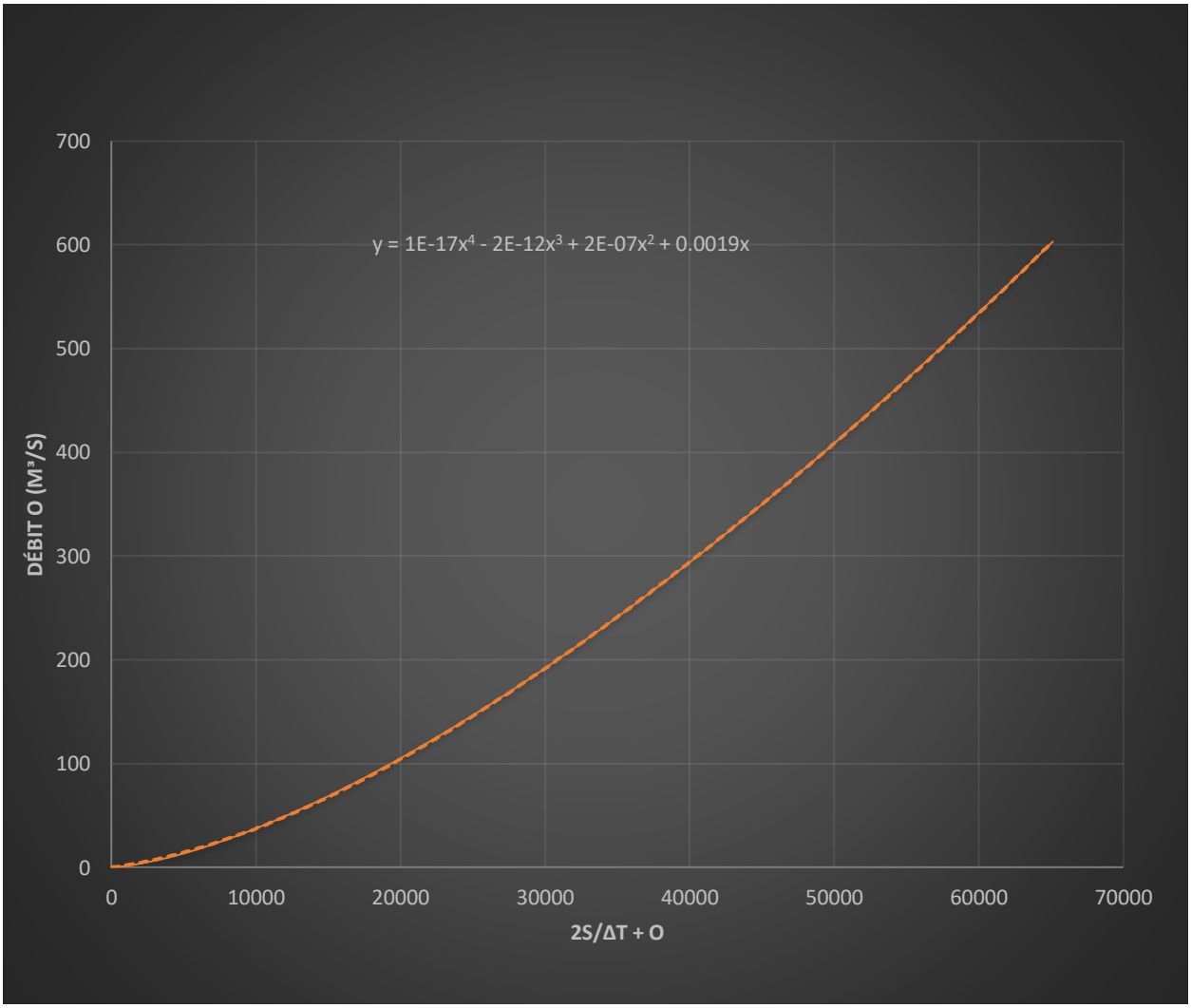


Figure VI-49: Courbe caractéristique du barrage

Les résultats obtenus pour des valeurs choisies de H sont donnés dans le tableau VI-19.

Tableau VI-20: Calcul de la courbe caractéristique du barrage pour b=25 m

H(m)	Côte (m)	A (m^2)	S (m^3)	O (m^3/s)	2S/Δt+O
0	609.4	4588663.37	0	0.00	0.00
0.1	609.6	4591675.79	459168	1.72	1277.18
0.3	609.8	4594689.2	1378407	8.92	3837.82
0.5	610	4597703.59	2298852	19.18	6404.88
0.7	610.2	4600718.97	3220503	31.78	8977.62
0.9	610.4	4603735.34	4143362	46.33	11555.67
1.1	610.6	4606752.7	5067428	62.60	14138.79
1.3	610.8	4609771.05	5992702	80.43	16726.82
1.5	611	4612790.39	6919186	99.68	19319.64
1.7	611.2	4615810.71	7846878	120.27	21917.15
1.9	611.4	4618832.02	8775781	142.11	24519.28
2.1	611.6	4621854.33	9705894	165.13	27125.94
2.3	611.8	4624877.62	1.1E+07	189.27	29737.10
2.5	612	4627901.89	1.2E+07	214.48	32352.69
2.7	612.2	4630927.16	1.3E+07	240.73	34972.68
2.9	612.4	4633953.42	1.3E+07	267.97	37597.04
3.1	612.6	4636980.66	1.4E+07	296.16	40225.72
3.3	612.8	4640008.89	1.5E+07	325.28	42858.69
3.5	613	4643038.11	1.6E+07	355.29	45495.94
3.7	613.2	4646068.32	1.7E+07	386.18	48137.44
3.9	613.4	4649099.52	1.8E+07	417.91	50783.15
4.1	613.6	4652131.71	1.9E+07	450.47	53433.08
4.3	613.8	4655164.88	2E+07	483.82	56087.18
4.5	614	4658199.05	2.1E+07	517.97	58745.46
4.7	614.2	4661234.2	2.2E+07	552.88	61407.88
4.9	614.4	4664270.34	2.3E+07	588.55	64074.45
4.979	614.479	4665469.89	2.3E+07	602.84	65128.88

Utilisons la courbe caractéristique du barrage et l'équation :

$$2\frac{S_2}{\Delta t} + O_2 = I_1 + I_2 + 2\frac{S_1}{\Delta t} + O_1 - 2O_1 \text{.....(VI-23)}$$

On détermine l'hydrogramme laminé, tout en tenant compte du volume stocké, qui est estimé à 2.3 million m3.

Tableau VI-21: Calcul de l'hydrogramme de sortie pour b=25 m.

T(h)	I (m^3/s)	I1+I2 (m^3/s)	2S/Δt+O	(2S/Δt+O)-2O	O ($m^3/$)
0	0	1.040	0.00	0.00	0.00
0.5	1.040	5.198	1.04	1.04	0.00
1	4.158	13.515	6.23	6.22	0.01
1.5	9.356	25.989	19.73	19.68	0.03
2	16.633	42.623	45.67	45.55	0.06
2.5	25.989	63.414	88.17	87.94	0.12
3	37.425	88.364	151.35	150.95	0.20
3.5	50.939	117.472	239.31	238.65	0.33
4	66.533	150.739	356.13	355.13	0.50
4.5	84.206	188.164	505.86	504.40	0.73
5	103.96	229.747	692.56	690.48	1.04
5.5	125.79	275.488	920.23	917.34	1.44
6	149.70	325.388	1192.83	1188.90	1.96
6.5	175.69	379.446	1514.29	1509.03	2.63
7	203.76	437.663	1888.47	1881.53	3.47
7.5	233.91	500.037	2319.19	2310.13	4.53
8	266.13	566.570	2810.17	2798.46	5.85
8.5	300.44	637.262	3365.03	3350.07	7.48
9	336.82	712.111	3987.34	3968.39	9.47
9.5	375.29	791.119	4680.51	4656.74	11.88
10	415.83	874.286	5447.86	5418.29	14.78
10.5	458.45	961.610	6292.58	6256.13	18.22
11	503.16	1053.093	7217.74	7173.19	22.28
11.5	549.94	1148.735	8226.29	8172.29	27.00
12	598.80	1201.593	9321.0	9256	32.46
12.04	602.80	1178.376	10457.7	10381	38.45
12.5	575.58	1122.519	11559.2	11470	44.54
13	546.94	1066.206	12592.6	12492	50.48
13.5	519.27	1011.808	13557.9	13445	56.21
14	492.54	959.293	14457.2	14334	61.69
14.5	466.75	908.627	15293.1	15159	66.90
15	441.88	859.777	16068.0	15924	71.82
15.5	417.90	812.711	16784.1	16631	76.44
16	394.81	767.394	17443.9	17282	80.76
16.5	372.58	723.794	18049.8	17880	84.77
17	351.21	681.878	18604.1	18427	88.49
17.5	330.67	641.613	19109.0	18925	91.90
18	310.94	602.965	19566.8	19377	95.02

18.5	292.02	565.901	19979.7	19784	97.86
19	273.88	530.388	20349.9	20149	100.4
19.5	256.51	496.393	20679.4	20474	102.7
20	239.89	463.883	20970.4	20761	104.8
20.5	224.00	432.824	21224.8	21012	106.5
21	208.83	403.183	21444.5	21228	108.1
21.5	194.36	374.928	21631.5	21413	109.4
22	180.57	348.025	21787.6	21567	110.5
22.5	167.45	322.441	21914.6	21692	111.4
23	154.99	298.143	22014.1	21790	112.1
23.5	143.16	275.098	22088.0	21863	112.7
24	131.94	253.271	22137.8	21912	113.0
24.5	121.33	232.632	22165.0	21939	113.2
25	111.30	213.145	22171.2	21945	**113.27**
25.5	101.84	194.778	22157.8	21931	113.2
26	92.94	177.499	22126.2	21900	112.9
26.5	84.56	161.273	22077.8	21853	112.6
27	76.71	146.067	22013.9	21790	112.1
27.5	69.36	131.849	21935.7	21713	111.6
28	62.49	118.585	21844.4	21623	110.9
28.5	56.09	106.242	21741.1	21521	110.2
29	50.15	94.787	21626.9	21408	109.4
29.5	44.64	84.187	21503.0	21286	108.5
30	39.55	74.408	21370.1	21155	107.6
30.5	34.86	65.418	21229.4	21016	106.6
31	30.56	57.183	21081.7	20871	105.5
31.5	26.63	49.671	20927.8	20719	104.5
32	23.05	42.847	20768.6	20562	103.3
32.5	19.80	36.679	20604.7	20400	102.2
33	16.88	31.134	20437.0	20235	101.0
33.5	14.26	26.178	20266.1	20066	99.84
34	11.92	21.779	20092.6	19895	98.64
34.5	9.86	17.903	19917.1	19722	97.43
35	8.05	14.517	19740.1	19548	96.21
35.5	6.47	11.588	19562.2	19372	94.99
36	5.12	9.082	19383.8	19196	93.77
36.5	3.97	6.967	19205.4	19020	92.56
37	3.0	5.210	19027.2	18845	91.34
37.5	2.2	3.777	18849.8	18669	90.14
38	1.6	2.634	18673.3	18495	88.95
38.5	1.1	1.750	18498.0	18322	87.77

39	0.7	1.091	18324.2	18151	86.61
39.5	0.4	0.623	18152.1	17981	85.46
40	0.2	0.314	17981.8	17813	84.32
40.5	0.1	0.130	17813.5	17647	83.20
41	0.0	0.039	17647.2	17483	82.10
41.5	0.0	0.006	17483.0	17321	81.02
42	0.0	0.000	17321.0	17161	79.95
42.14	0.0	0.000	17161.1	17003	78.90

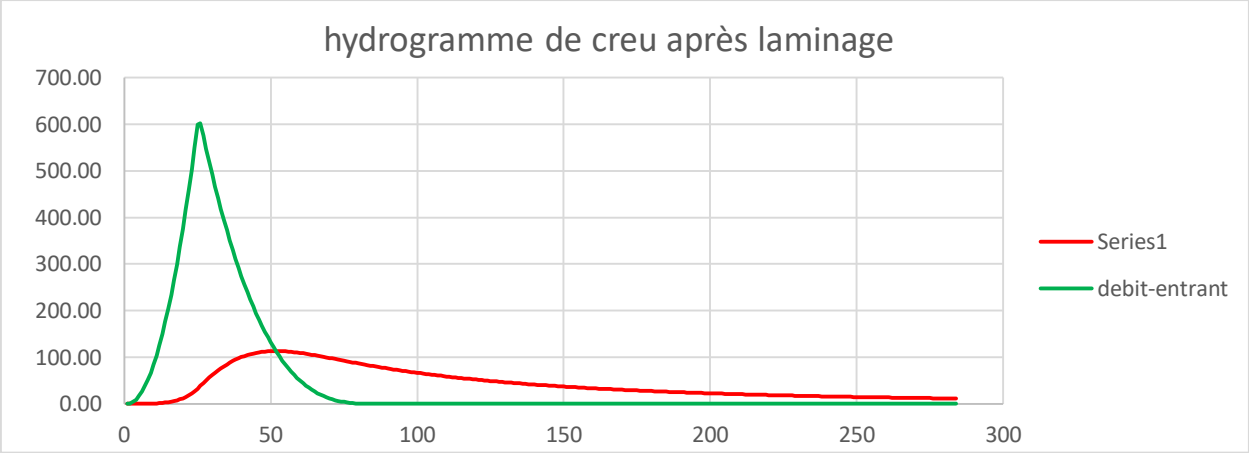


Figure VI-50: Hydrogrammes de crues entrant et sortant

Donc le débit de sortie est estimé à :

$$Q_S = 113.27 \text{ m3 /s}$$

Et la charge déversante :

$$H_d = 1.63\text{m}$$

Après avoir déterminé manuellement le débit de sortie c'est-à-dire le débit après la section du déversoir, on fait recours à HEC RAS pour simuler les débits avec un écoulement permanant (avant le déversoir on a introduit un débit de 603 m3 /s et juste après le déversoir une valeur de 113.27 m3 /s) et vérifier qu'il n y'a pas de zone inondable.

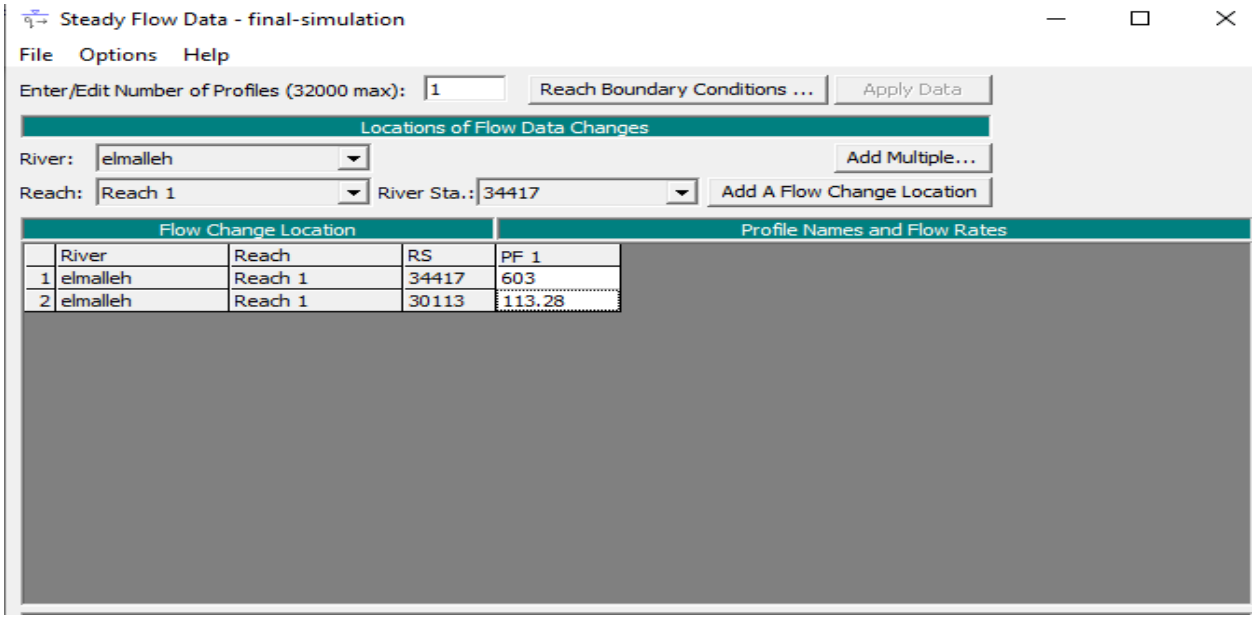


Figure VI-51: Introduction des deux débits de simulation.



Figure VI-52: Carte des profondeurs après simulation des deux débits

A partir de la carte des profondeurs (figure), il est clair qu'en amont jusqu'au site d'implantation du barrage déversoir, on a introduit le débit centennal qui est de 603 m3 /s, tandis que juste après le déversoir on a introduit le débit laminé calculé manuellement qui est de 113.27 m3 /s.

Ceci est illustré par la différence de couleur (profondeur) et par conséquent la ville est totalement protégée.

VI.6.2.2.9 Près estimation du coût de la variante :

Tableau VI-22: Devis de la variante barrage déversoir en béton armé.

Désignation des travaux		Montants (DA)
Routes d'accès		588,000,000
Installation de chantier		124,000,000
Excavation		850,000,000
Vidange de fond		131,900,000
Betonnage		1,905,000,000
Bassin d'amortissement et risberme		197,670,000
Equipements hydromécanique et mécanique		332,900,000
	TOTAL 1	4,147,470,000

VI.6.2.3 Choix de la variante d'aménagement :

Ont appuient sur les études déjà faites et leurs résultats on constate que la réalisation d'un canal au niveaux d'oued de El-Malleh est non adéquate ; infaisable car les canaux déjà posé ont été enlevé dès la première crue même aussi oued El-Malleh a une géométrie très difficile et large. Donc pour réalise un canal il faut arrive à des largeurs au fond qui dépasse les 70m avec des hauteurs de 5m et on point de vue hydraulique et génie civil cela est énorme ; même on constate qu'ont réalisons un canal avec c'est dimensions va causes la démolition des maisons même des routes et en voyant la Figure VI-53 on voie que même les habitats sont placés au niveaux de lits de l'oued et encore on trouve qu'il y'a des poteaux d'électricité dans ce dernier. On conclusion la variante de canal mixte on l'exclu. Donc on n'a pas le choix que de créer un barrage déversoir a l'amont de l'oued ou il y'a moins d'habitation pour diminuer le débit qui arrive à la ville. Avec cette solution on laisse tous les choses à sa place même l'oued lui-même et on évite tout risque de pertes de vie par inondation.

VI.7 Conclusion :

Dans ce chapitre on a fait l'étude détailler de l'aménagement des deux oueds au niveaux de la ville de lerdjam pour cela on a proposé divers solution qui sont adapté aux conditions de la zone. Ont appuient sur les résultats de ce chapitre la protection de la ville de lerdjam sera comme suite :

- Réalisation d'un canal trapézoïdale mixte (reprofilage, gabionnage, en béton) au niveaux de oueds tamelaht
- Réalisation d'un barrage déversoir au niveaux d'oued El-Malleh a but de diminuer le débit arrivent à la ville.

Chapitre VII :

Etudes hydraulique et génie civil de la variante retenue

Chapitre VII : Etudes hydraulique et génie civil de la variante retenue

VII.1 Introduction

Dans ce chapitre, nous allons étudier en détail la variante choisie, qui est l'implantation d'un barrage ecrêteur de crue, à l'amont immédiat de la zone à protéger. Ce barrage est destiné à stocker des volumes importants d'eau lors de fortes crues afin de limiter voire rompre les débordements en aval de l'ouvrage.

Pour ce faire, nous allons en premier temps déterminer les caractéristiques géométriques du seuil déversant. Ensuite le dimensionnement des ouvrages de raccordement au bief aval, qui sont destiné à dissiper l'énergie du ressaut hydraulique due au déversement et au changement de régime, en provenance du déversoir et d'assurer la submersion de ce dernier. Aussi cet ouvrager est destiné à supporter les actions hydrodynamiques au bief aval et améliorer de manière partielle la répartition des vitesses. En outre, on va dimensionner la vidange de fond afin d'avoir un ouvrage hydrauliquement transparent en temps normal.

Enfin, nous procéderons la vérification de la stabilité de l'ouvrage au renversement, glissement et au poinçonnement suivant deux combinaisons de charge : permanente et accidentelle.

VII.2 Détermination de la vitesse d'approche

La vitesse d'approche (Va) doit être calculée par la formule suivante :

$$\mathbf{V_a = \frac{Q_{ev}}{S_c}} \text{..... (VII-1)}$$

- V_a: vitesse d'approche en (m/s)
- Q_{ev} : Débit maximum à évacuer en (m^3/s)
- S_c : Section du canal d'approche en (m²). S= B. H

B : Largeur du déversoir en (m) =25m H : Charge d'eau en (m) =9.72

$$\boldsymbol{V_a = \frac{113.27}{25 \times 9.72} = 0.466\ m/s}$$

$$\boldsymbol{V_a < V_{adm} = 1.8(\frac{m}{S})}$$

VII.3 Déversoir:

Les caractéristiques de l'écoulement dans un déversoir dépendent de sa géométrie. La forme d'un tel profil dépend de la hauteur, de l'inclinaison de la surface amont de la section de trop-plein et de la hauteur de la section de trop-plein au-dessus du plancher du canal d'entrée (qui influe sur la vitesse d'approche de la crête). Du point de vue hydraulique, on aura intérêt à donner au déversoir-poids un profil de type USBR « United States Bureau of Reclamation ». Le profil de type USBR est caractérisé par une partie amont, qui est représentée soit par une courbe simple et une tangente, soit par une courbe circulaire ; et par une partie en aval définie par l'équation suivante :

$$\boldsymbol{\frac{Y}{H_0} = -K\left(\frac{X}{H_0}\right)^n} \text{..... (VII-2)}$$

X, Y : coordonnées du profil USBR ;

K, n : paramètres dépendent de l'inclinaison en amont et de la vitesse d'approche H : charge au-dessus du déversoir en (m).

La forme du seuil du déversoir est rectiligne.

La forme théorique est reçue pour s'adopter à la face intérieure d'une nappe qui s'écoulerait librement dans l'atmosphère au-dessus d'une mince paroi.

La figure suivante montre la construction géométrique approchée et les différents paramètres

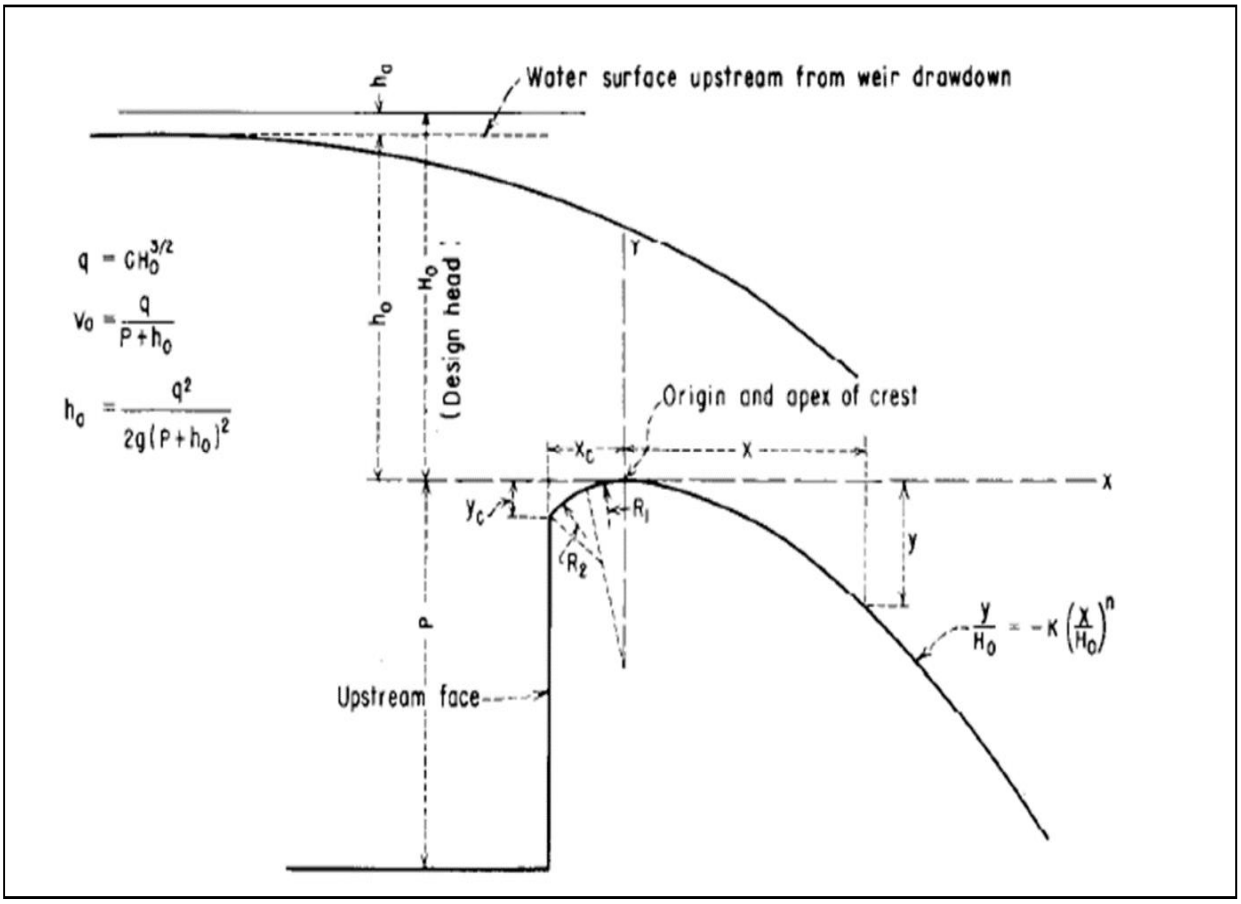


Figure VII-1: Paramètre du profil du déversoir de type USBR (source : Design of small dams)

du profil USBR du déversoir :

On a :

$$q = \frac{113.27}{25} = 4.5308\ m^2/s$$

$$h_0 = 0.011\ m$$

$$H_0 = H_d + 0.011 = 1.64\ m$$

$$\frac{h_0}{H_0} = 0.00675$$

Pour les valeurs de Xc , Yc , R1 et R2 sont déterminées selon les abaques suivants **:**

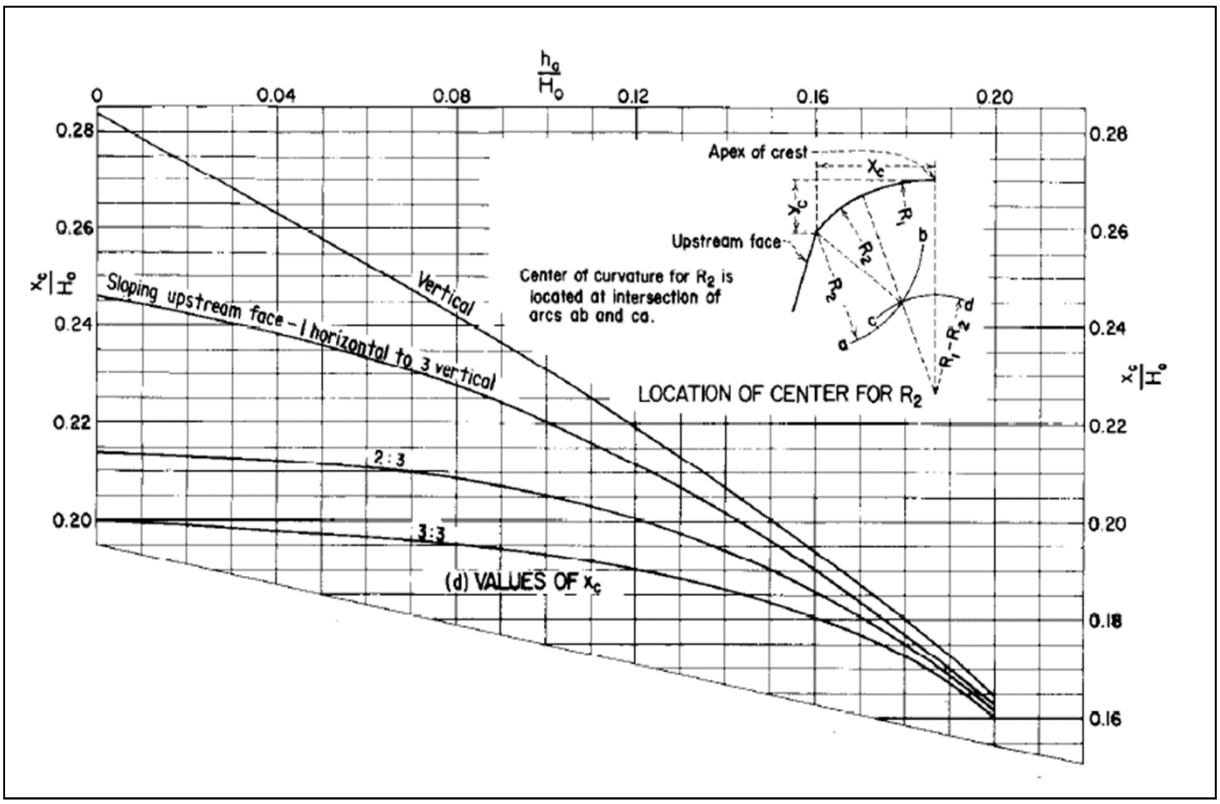


Figure VII-3: Les valeurs de Xc (source : Design of small dams)

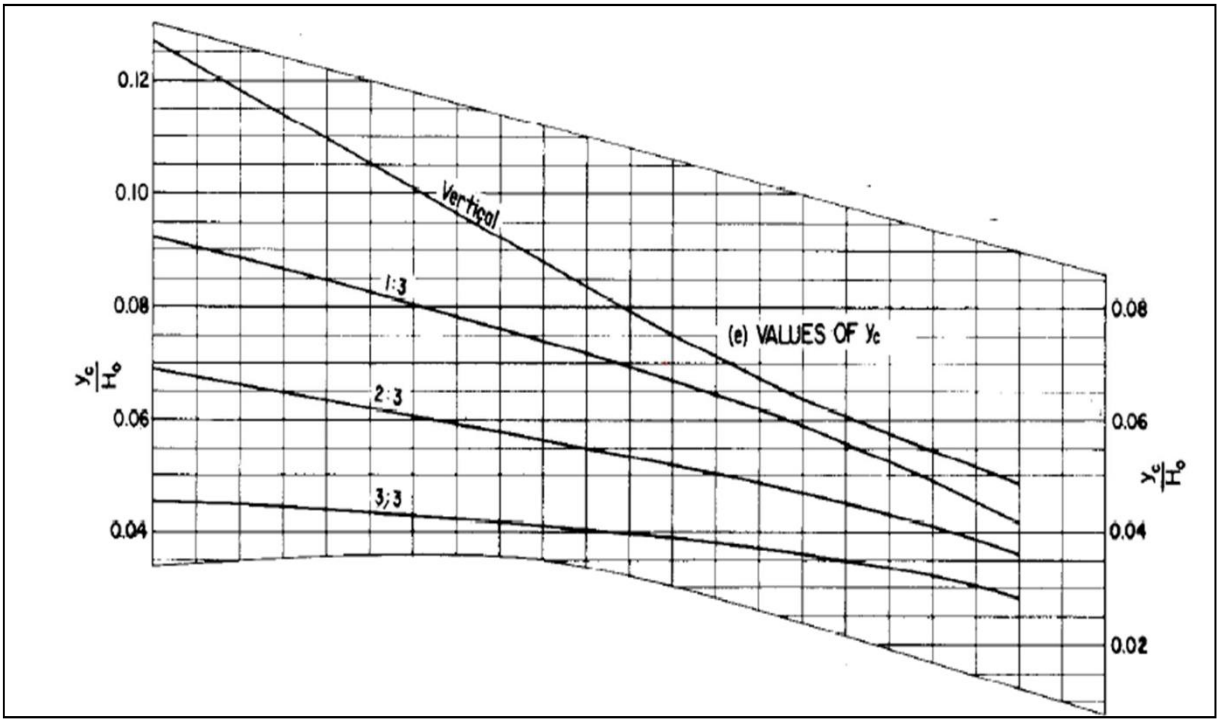


Figure VII-2: Les valeurs de Yc (source : Design of small dams)

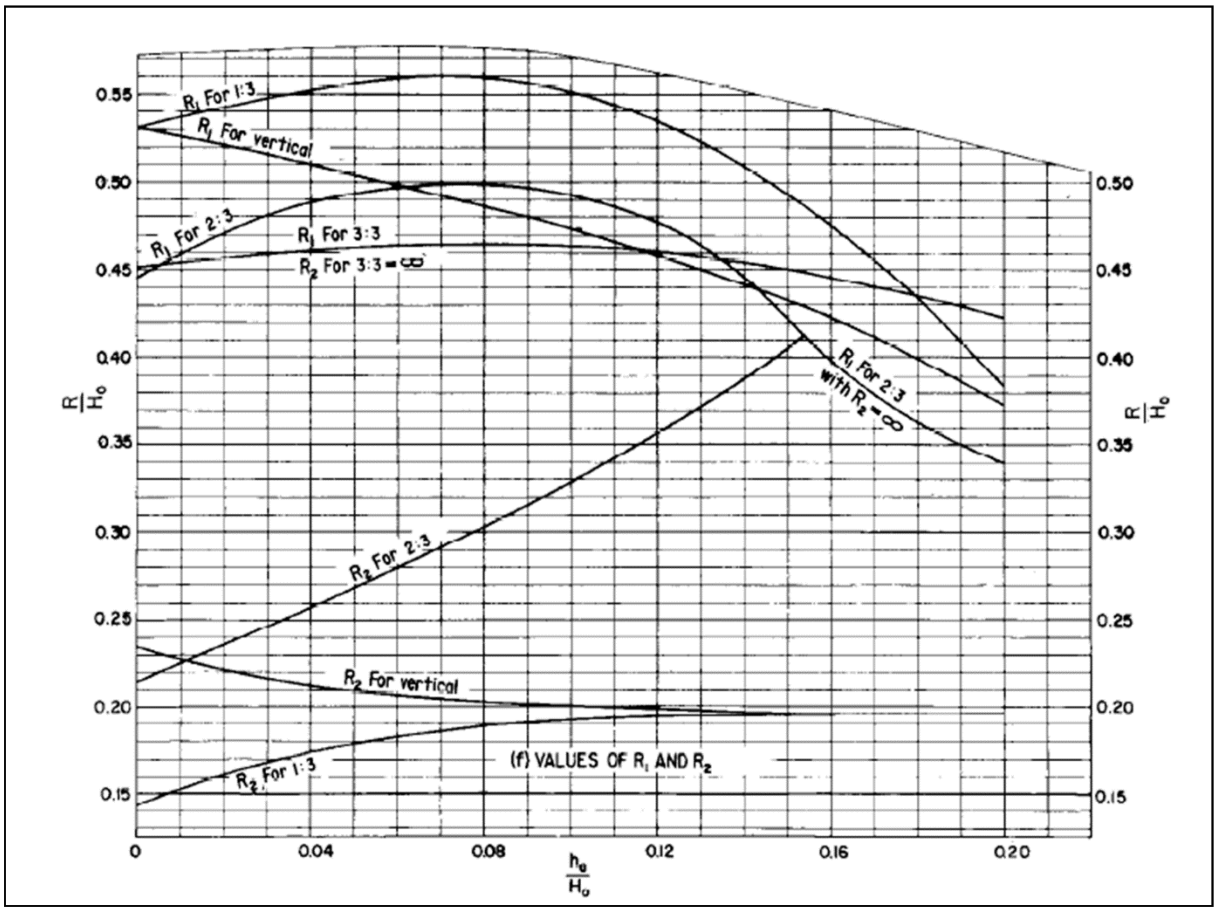


Figure VII-4: Les valeurs de R1 et R2 (source : Design of small dams)

On opte les résultats suivants :

- $X_c = -0.277\ H_0 = -0.457\ m$
- $Y_c = -0.123\ H_0 = -0.202\ m$
- $R_1 = 0.528\ H_0 = 0.862\ m$
- $R_2 = 0.228\ H_0 = 0.374\ m$

VII.3.1 Calcul des paramètres du profil aval d'un déversoir USBR :

Les coordonnées du profil aval du déversoir sont déterminées à l'aide de l'expression suivante :

$\frac{Y}{H_0} = -K\left(\frac{X}{H_0}\right)^n$ Tel que K et n sont déterminés selon l'abaque suivant :

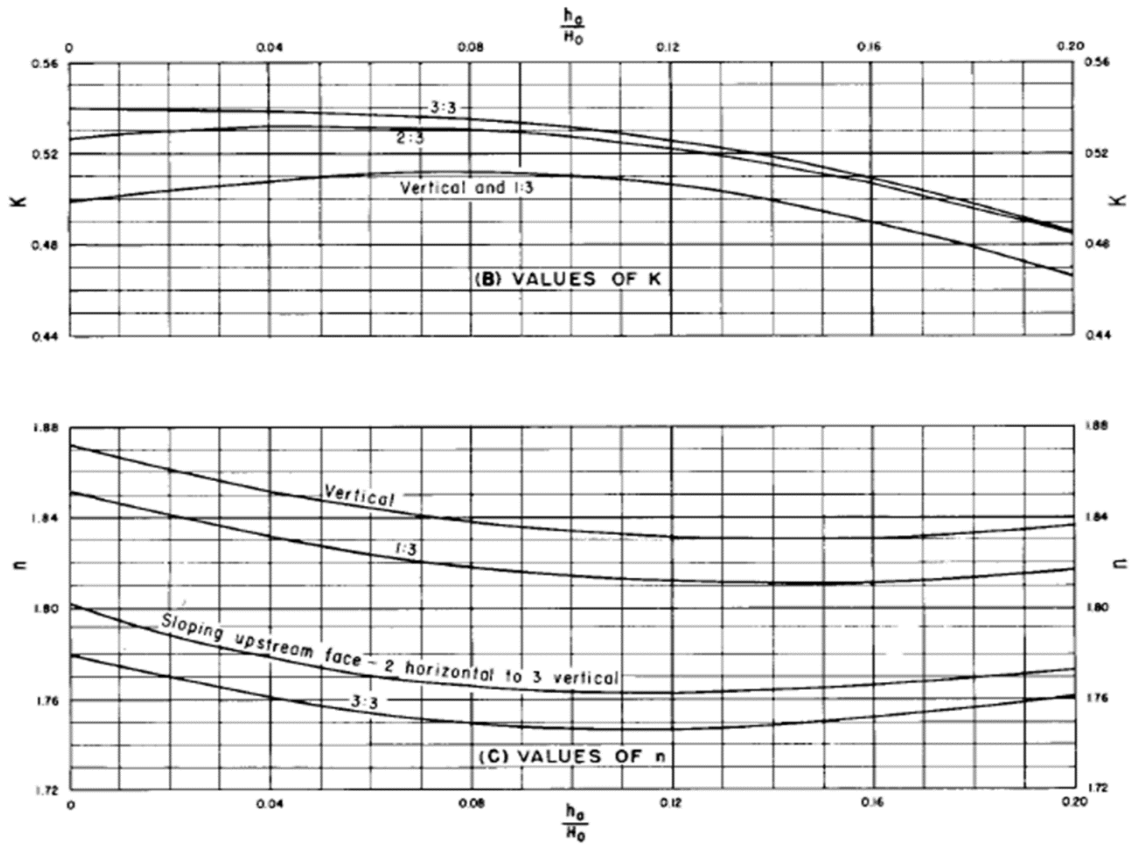


Figure VII-5: Les valeurs des paramètres K et n (source : Design of small dams)

On opte les valeurs suivantes :

- K = **0.5**
- k = **1.868**

Ce qui donne l'équation suivante :

$$\frac{Y}{H_0} = -0.501\left(\frac{X}{H_0}\right)^{1.866} \quad \text{..... (VII-3)}$$

$$Y = -0.327 \times X^{1.868}$$

Les coordonnées du profil aval de déversoir pour une charge $H = 1.6\ m$ sont données dans le tableau suivant :

Tableau VII-1: Les coordonnées du profil aval de déversoir pour une charge H = 1.6 m

X (m)	Y(m)
0.1	-0.0044
0.2	-0.0162
0.3	-0.0345
0.4	-0.0590
0.5	-0.0896
0.6	-0.1259
0.7	-0.1680

0.8	-0.2155
0.9	-0.2686
1.0	-0.3270
1.1	-0.3907
1.2	-0.4597
1.3	-0.5338
1.4	-0.6131
1.5	-0.6974
1.6	-0.7868

Les détails du profil USBR de notre déversoir sont donnés dans la figure suivante.

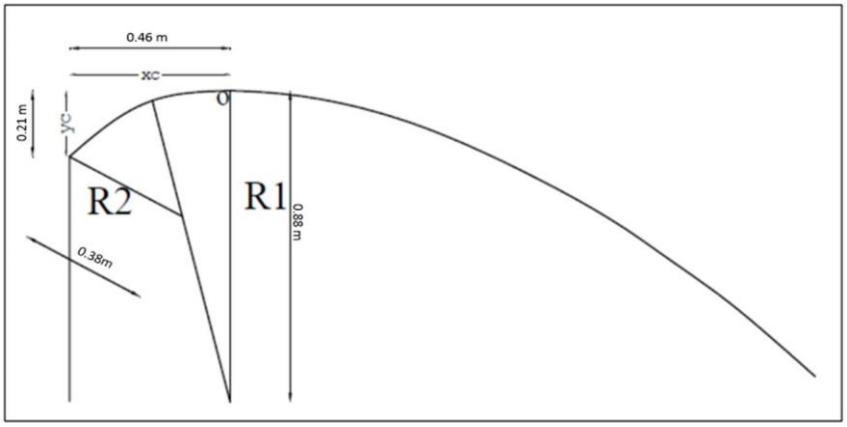


Figure VII-6: Profil du déversoir USBR (Echelle : 1/50)

VII.3.2 Les caractéristiques hydrauliques du déversoir :

- Longueur déversante : $\mathbf{L}_{dev.} = 25m$;
- Charge sur le déversoir : $\mathbf{H}_{dev.} = 1.63m$;
- Débit laminé : $\mathbf{Q_{dev.}} = 1113.7\ m^3/s$.

VII.4 Ouvrages annexes

VII.4.1 Tapis étanche amont

Le tapis amont a pour objet essentiel d'allonger le cheminement des eaux qui percutentsous l'ouvrage. Il est constitué de trois couches :

- ✓ Couche de tapis étanche d'une épaisseur de 15cm
- ✓ Couche de gabionnage d'une épaisseur de 20cm
- ✓ Couche de remblais bien compactés d'une épaisseur de 25 cm.

VII.4.2 Ouvrage de raccordement du bief aval

VII.4.2.1 Ouvrages dissipateurs d'énergie

A la traversée d'un déversoir, les eaux arrivent au bas de l'ouvrage avec une énergiecinétique importante qu'il s'agit de dissiper le plus possible à l'intérieur du liquide lui-même plutôt que sur le fond ou les rives du thalweg ce qui entrainerait à la longue un déchaussement de l'ouvrage évacuateur. Dans ce but on fait suivre les ouvrages évacuateurs d'un ouvrage dit de dissipation ou de tranquillisation.

Les différentes méthodes utilisables pour dissiper l'énergie cinétique de l'eau, ont été étudiées de façon approfondie par le U.S. Bureau of Reclamation et les résultats de ces études ont été publiés dans 'Design of Small Dams'. Les procédés les plus fréquemment employées pour dissiper l'énergie cinétique de l'eau sont les bassins à ressaut, qui sont un moyen très efficace pour réduire la vitesse de sortie à une valeur compatible avec la stabilité des berges à l'aval. Le principe de la dissipation d'énergie du flot évacué se fait par un ralentissement brutal de la vitesse de l'écoulement, donc par un changement du régime d'écoulement du torrentiel au fluvial. La forme et le type du bassin dépendent de l'énergie de l'écoulement torrentiel.

VII.4.2.2 Caractéristique du ressaut hydraulique

Le ressaut hydraulique est dû à un changement de régime d'écoulement, il dépend essentiellement du nombre de Froude et du rendement de dissipation d'énergie d'écoulement, c'est-à-dire de la classe de ressaut : libre, forcé ou submergé. Les tests réalisés par (USBR) « United States Bureau of Reclamation » montrent que le ressaut dépend directement du nombre de Froude.

Tableau VII-2: Choix du type de bassin de dissipation selon l'USBR.

Fourchette du nombre de Froude	Type de ressaut hydraulique
$1 \leq F_r \leq 1.7$	Ressaut ondulé
$1.7 \leq F_r \leq 2.5$	Ressaut faible de petites apparitions en surface
$2.5 \leq F_r \leq 4.5$	Ressaut oscillant
$4.5 \leq F_r \leq 9$	Ressaut stable
$F_r \geq 9$	Ressaut fort (écoulement très turbulent)

Les hauteurs conjuguées y1 et y2 sont déterminées par application du théorème d'Euler, c'est-à-dire que la variation de la quantité de mouvement au début et à la fin du ressaut est égale aux forces extérieures.

En effet la détermination de la longueur du ressaut reste à ce jour difficile à déterminer avec précision. La longueur du ressaut est la distance entre la première hauteur conjuguée y1 et la seconde hauteur y2 indiquant la fin du ressaut. Pour un canal rectangulaire :

Pavlovski : $Lr = 2.5\,(1.9h2 - h1)$ **…….. (VII-4)**

Bakhmeteff : $Lr = 6\,(h2 - h1)$ **…….. (VII-5)**

VII.4.2.3 Détermination du bassin de dissipation selon l'USBR

Plusieurs types de bassins amortisseurs ont été proposés par l'USBR. Le calcul de ces bassins a été validé à base des prototypes et en laboratoire. Dans ce qui suit une reprise exactede la traduction de Design of Small Dams. Le type du bassin est déterminé à partir du nombre de Froude **Fr** et la vitesse **V**. Une fois le type de bassin est déterminé, les dimensions des blocsde chute, blocs-chicanes,…etc seront déterminé par les abaques de l'USBR.

VII.4.2.3.1 Calcul de la vitesse à l'entrée du bassin de dissipation :

La vitesse à l'entrée du bassin de dissipation est calculée par application du principe de conservation d'énergie de Bernoulli entre la section (1) et (2) pour le plan de référence la base du radier général (o - o')

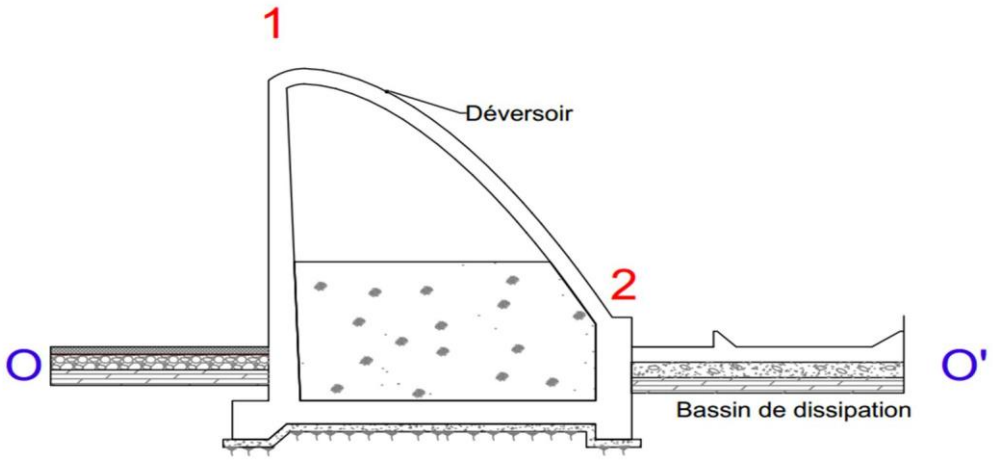


Figure VII-7: Principe de conservation d'énergie de Bernoulli

Nous aurons :

$$\mathbf{P + H_0 = \frac{V_1^2}{2g} + y_1} \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots \textbf{(VII-6)}$$

Avec :

$$\boldsymbol{H_0 = \frac{V_0^2}{2g} + H} \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots \textbf{(VII-7)}$$

$$\boldsymbol{V_1 = \frac{q}{y_1}} \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots \textbf{(VII-8)}$$

Par substitution dans l'équation précédente :

$$\mathbf{y_1^3 - 9.73y_1^2 + 1.04 = 0} \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots \textbf{(VII-9)}$$

Le polynôme de cette équation a pour racine évidente la première hauteur conjuguée $\boldsymbol{y_1 = 0.33m}$

D'où :

$$\boldsymbol{V_1 = \frac{q}{y_1}}$$

$$\boldsymbol{V_1 = \frac{4.53}{0.33} = 13.72\ m/s}$$

VII.4.2.3.2 Calcul du nombre de Fraude :

$$F_r = \frac{v}{\sqrt{g y_1}} \quad \text{..... (VII-10)}$$

$$F_r = \frac{13.72}{\sqrt{9.81 \times 0.33}} = 7.625$$

$4.5 < F_r = 7.625 < 9$. Le ressaut se produit nettement, et il s'agit d'un ressaut stable

VII.4.2.3.3 Choix de type de bassin de dissipation:

$F_r = 7.625 > 4.5$

$V = 13.72\ m/s < 15\ m/s$

D'après USBR, le bassin de dissipation le plus favorable est un bassin de type II.

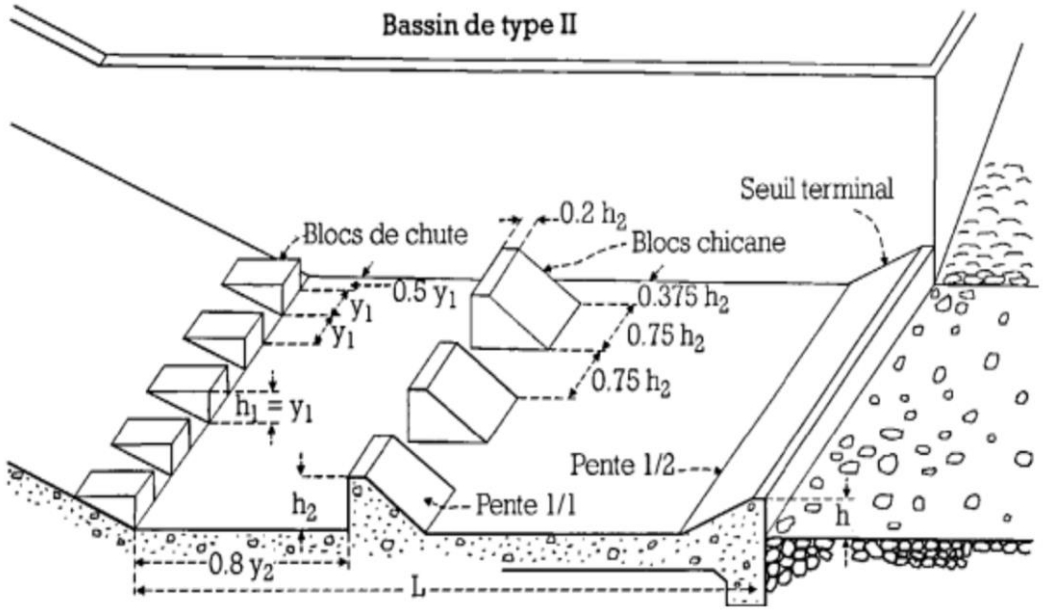


Figure VII-8: Schema de bassin de dissipation de type II (Source:Hydraulic design of stilling basins and energy dissipators)

VII.4.2.4 Dimensionnement du bassin de dissipation :

Il faut d'abord déterminer les profondeurs conjuguées, la hauteur du bloc chicane, la hauteur du seuil et la longueur du bassin pour s'en servir au dimensionnement des blocs chicanes.

Par projection de la valeur du nombre de Froude sur l'abaque suivant :

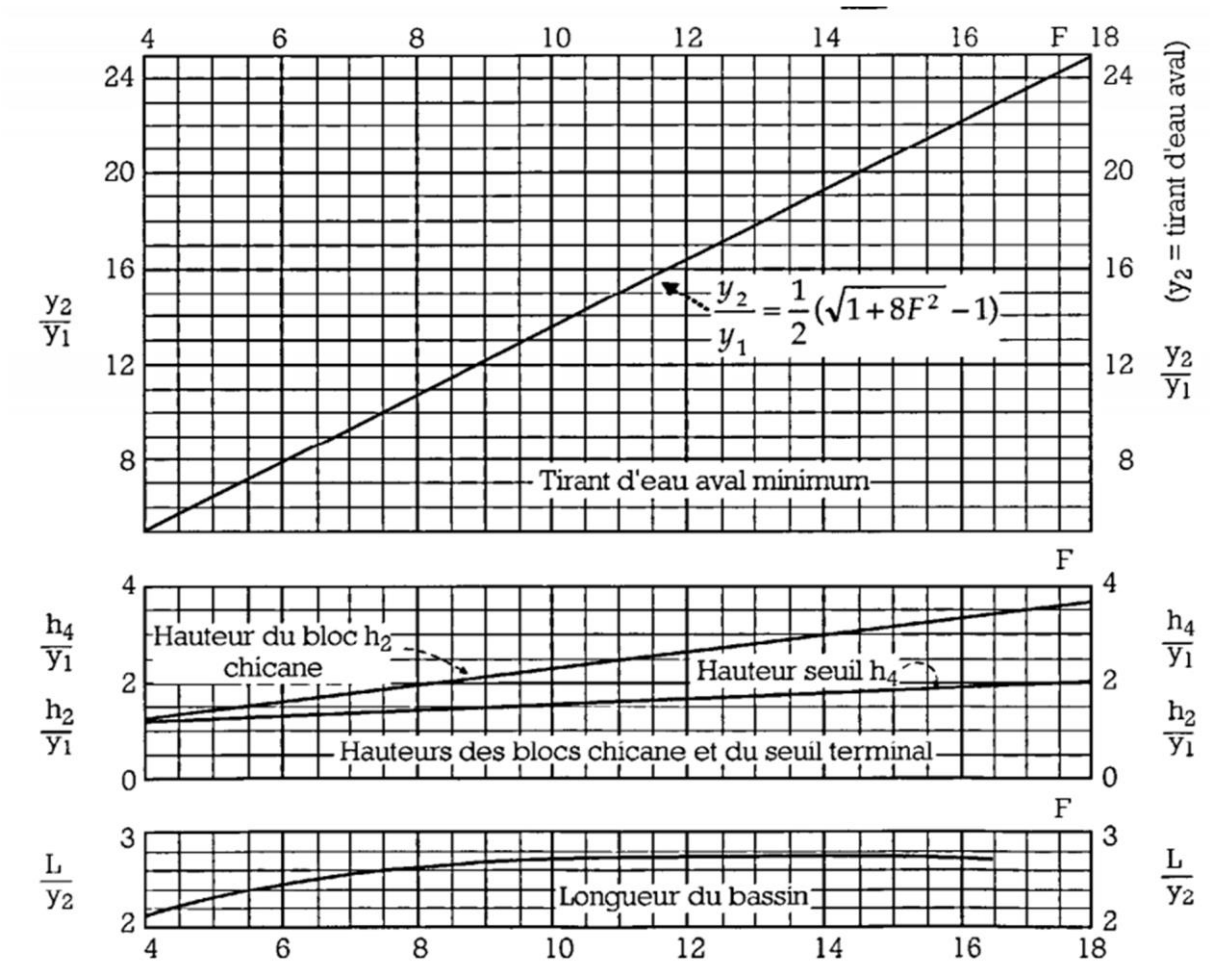


Figure VII-9: Détermination des caractéristiques du bassin de dissipation type II (Source : Hydraulic design of stilling basins and energy dissipators).

- $\frac{y_2}{y_1} = \frac{1}{2}\left(\sqrt{1+8F_r^2}-1\right) = \mathbf{10.3}$
- $\frac{h_2}{y_1} = \mathbf{1.98}$
- $\frac{h_4}{y_1} = \mathbf{1.4}$
- $\frac{L}{y_2} = \mathbf{2.65}$

Avec :

- ✓ y_1 : tirant d'eau avant le ressaut en (m) ;
- ✓ y_2 : tirant d'eau après le ressaut en (m) ;
- ✓ h_2 : hauteur du bloc chicane en (m) ;
- ✓ h_4 : hauteur du seuil en (m) :
- ✓ L : longueur de bassin de dissipation en (m).

D'après ces équations on aura :

- $y2 = y1 \times 10.3 = 0.33 \times 10.3 = 3.4\ m$
- $h2 = y1 \times 1.98 = 0.6375\ m$
- $h4 = y1 \times 1.4 = 0.46\ m$
- $L = y2 \times 2.65 = 9.01\ m$ avec Y2=3.4m

VII.4.2.4.1 Dimensionnement des blocs de chute :

- $h_1 = y_1 = 0.33\ m$
- $W_1 = y_1 = 0.33\ m$
- $S_1 = y_1 = 0.33\ m$
- $e_1 = \frac{y_1}{2} = 0.165$

  - ✓ h_1: la hauteur du bloc de chute en (m) ;
  - ✓ W_1: l'épaisseur du bloc de chute en (m) ;
  - ✓ S_1: l'espacement entre deux blocs de chutes successif en (m) ;
  - ✓ e_1 : l'espacement entre le mur bajoyer et le premier bloc de chute en (m).

Le nombre de bloc de chute est **38** blocs**.**

Avec **:** **$(n = \frac{b}{2y_1})$ …….. (VII-11)**

- **Espacement entre les blocs de chutes et blocs chicane :**
  - $Es = 0.8\ y2 = 2.72\ m$

VII.4.2.4.2 Dimensionnement des blocs chicane :

- $h2 = 0.65\ m$
- $W2 = 0.75\ h2 = 0.48\ m$
- $S2 = 0.75\ h2 = 0.48\ m$
- $ws = 0.2\ h2 = 0.1275\ m$
- $e2 = 0.375\ h2 = 0.24\ m$

Avec

- ✓ h_2: Hauteur du bloc de chicane en (m);
- ✓ W_2: Epaisseur du bloc de chicane en (m);
- ✓ S_2 : Espacement entre deux blocs de chicane successif en (m) ;
- ✓ w_s : Epaisseur supérieur en (m) ;
- ✓ e_2 : l'espacement entre le mur bajoyer et le premier bloc de chicane en (m).

Le nombre de blocs chicane est **20** blocs.

VII.4.2.4.3 Dimensionnement du seuil terminal **:**

On prend $h4 = 0.46\ m.$
Epaisseur de la face supérieure du seuil = **0,04.h4 = 0.0184m**

Les dimensions du bassin de dissipation USBR type II sont résumées dans le tableau

Tableau VII-3: Résultats des dimensions du bassin de dissipation USBR type II.

Grandeur		symbole	Valeur	unité
Vitesse à l'entrée du bassin		V_1	13.72	m/s
Nombre de Froude		F_r	7.625	
Tirant d'eau avant le ressaut		y_1	0.33	m
Tirant d'eau après le ressaut		y_2	3.4	m
Longueur de bassin de dissipation		L	9	m
Dents déflectrices (bloc de chute)	**Hauteur**	h_1	0.33	m
	Epaisseur	W_1	0.33	m
	Espacement entre deux blocs	S_1	0.33	m
	Espacement entre le mur bajoyer et le premier bloc	e_1	0.16	m
	Nombre de dents	k	38	
Espacement entre les blocs de chutes et blocs chicane		E_s	2.72	m
Blocschicane	**Hauteur**	h_2	0.65	m
	Epaisseur	W_2	0.48	m
	Epaisseur supérieur	w_s	0.1275	m
	Espacement entre deux blocs	S_2	0.48	m
	Espacement entre le mur bajoyer et le premier bloc	e_2	0.24	m
	Nombre de blocs	k	37	
Seuil terminal	**Hauteur**	h_4	0.48	m
	Epaisseur de la facesupérieure		0.02	m

VII.4.3 Longueur de la risberme:

Ce dispositif est destiné à protéger le bief aval contre les affouillements, uniformiser l'écoulement et réduire les vitesses par la forme attribuée à l'écoulement.

La longueur de la risberme d'un canal rectangulaire est déterminée en fonction de la hauteur critique :

$$\mathbf{h_{ris} = 8.h_c} \text{..... (VII-12)}$$

Avec $$\mathbf{h_c = \sqrt[3]{\frac{q^2}{g}}} \text{..... (VII-13)}$$

La risberme est constituée de dalles de longueur :

$$\mathbf{b_{ris} = \frac{L_{ris}}{(3 \div 4)}} \text{..... (VII-14)}$$

VII.4.3.1 L'épaisseur de la risberme :

- **Pour des dalles en béton :**

$$\mathbf{t_{ris} = \left(\frac{1}{6} \div \frac{1}{7}\right) b_{ris}} \text{ ..... (VII-15)}$$

- **Pour des dalles en béton armé :**

$$\mathbf{t_{ris} = \left(\frac{1}{8} \div \frac{1}{10}\right) b_{ris}} \text{..... (VII-16)}$$

La risberme prend la forme d'un divergent d'angle compris entre 6 à 10° afin de tranquilliser l'écoulement et de donner une répartition uniforme des vitesses.

Tableau VII-4: Résultats des dimensions de la risberme.

Grandeur	Symbole	Valeur	Unité
Hauteur critique	h_c	1.28	m
Longueur de la risberme	h_{ris}	10.23	m
Longueur des dalles	b_{ris}	3.2	m
Epaisseur de la risberme	t_{ris}	0.49	m

VII.4.4 Fosse d'affouillement :

Fait partie des ouvrages de restitution permettant le raccordement du dispositif aval avec le cours d'eau par une fosse de profondeur (figure)

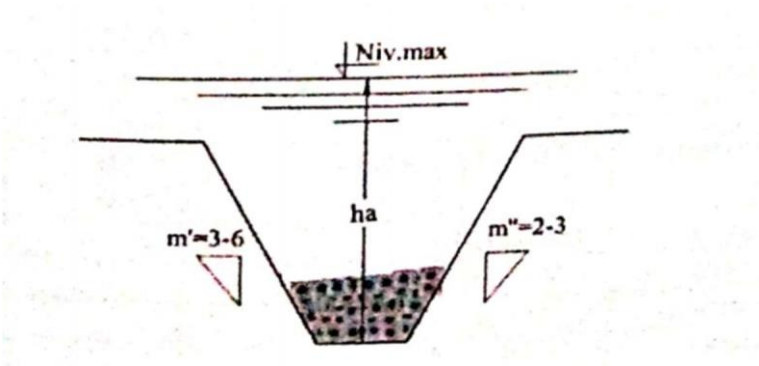


Figure VII-10: coupe longitudinale d'une fosse d'affouillement (Mihoubi, 2019).

- **La hauteur d'affouillement est approximativement égale :**

$$\mathbf{h_{aff} = K_{aff}\left[\frac{q_{ris}}{V_{adm}}\right]^{1/1.2}} \quad \textbf{..... (VII-17)}$$

Avec :

- K_{aff} : Coefficient dépend des conditions d'affouillement qui dépond du dispositif aval.
- V_{adm} : Vitesse admissible, calculée pour un tirant d'eau aval égal à 1m.

$$\mathbf{q_{ris} = \frac{Q_{max}}{b_{ris}} = 35.39} \quad \textbf{..... (VII-18)}$$

Donc :

$$\mathbf{h_{aff} = 3.07 = 3m}$$

VII.5 Vidange de fond :

Par temps sec avec des conditions de débits dites normale, l'ouvrage est hydrauliquement transparent, cela signifie qu'il ne perturbe pas l'écoulement naturel de l'eau. Cette situation va de l'étiage au premier débordement sois la plus grande partie de l'année. Autrement dit, tant que le débit d'arrivée d'eau est inférieur à la capacité d'évacuation en aval,le barrage écrêteur reste vide ou sèche : la rivière coule naturellement au fond de la vallée et traverse le barrage par une galerie de vidange de formes rectangulaire dans la partie basse du seuil afin d'éviter l'accumulation des eaux ainsi les charriages emportés par les crues.

Celui-ci est calibré pour laisser passer le débit maximal que le lit de l'Oued El Malleh pourra absorber sans débordements à l'aval. En temps de crue, lorsque le débit d'arrivée des eaux dépasse les capacités d'écoulement de la galerie, le barrage se remplit, puis se vide progressivement lors de la décrue. La durée de « vidange » du barrage et la section de la conduite de vidange serons calculé dans ce qui suit.

VII.5.1 Dimensionnement de l'ouvrage de vidange :

L'écoulement étant incompressible et homogène, le débit volumique se conserve entre la section d'entrée de surface S et la section de sortie de la conduite.

Le niveau d'eau H diminue au fur et à mesure de l'écoulement donc est variable avec le temps. Il s'obtient par conservation du débit à l'altitude H et au point de vidange. L'équation du débit est donnée par :

$$\boldsymbol{Q = \frac{dV}{dt}} \text{..... (VII-19)}$$

Avec :

$$\mathbf{Q = \mu B\sqrt{2gH}} \text{..... (VII-20)}$$

$$\mathbf{dV = SdH} \text{ ..... (VII-21)}$$

En remplaçant l'équation (VII-20) et (VII-21) dans l'équation (VII-19), on obtient :

$$\mathbf{Qdt = -SdH} \qquad \mathbf{\mu B\sqrt{2gH}dt = -SdH}$$

Avec :

$$\boldsymbol{\mu = \frac{1}{\sqrt{1+\sum\zeta+\lambda\frac{L}{D}}}} \text{..... (VII-22)}$$

$$\boldsymbol{\lambda = \frac{0.021}{D^{0.3}}} \text{..... (VII-23)}$$

- μ : Coefficient de débit ;
- A : surface de la vanne (m²) ; $A = \pi D^2/4$
- H : dénivellation de l'eau (m) ; H = Zi – Z0
- Z_i : cote initiale dans le réservoir ;
- Z_0 : cote dans l'axe de la vanne ;
- $\Sigma\zeta$: somme de coefficient de perte de charge $= 1.55$;
- λ : coefficient de perte par friction ;
- L : longueur du tuyau (m) ; $L = 6.3m$
- D : diamètre (mm) ;
- S : surface du plan d'eau (équation de la courbe capacité hauteur) (m²) ;
- dH : variation de hauteur (m).

On fixe : **a = 1.2m et 3 vannes**

Donc : $\boldsymbol{Q = \frac{1}{\sqrt{1+\sum\zeta+\lambda\frac{L}{D}}} \times \alpha^2 \times \sqrt{2gh} = 0.54 \times 1.2^2 \times \sqrt{2 \times 9.81 \times 8.09} = 9.8m^3/s}$

Et : $\mathbf{Q_t = 3 \times 11.49 = 29.39m^3/s}$

A partir de la courbe surface-hauteur, on a S = 0.2×H

En intégrant l'équation (V), on obtient :

$$\int_0^T \mathbf{Qdt} = -\int_{601.91}^{610} \mathbf{Sdh} \quad \text{..... (VII-24)}$$

$$\mathbf{29.39T} = -\int_{610}^{601.91} \mathbf{0.1Hdh} = -\mathbf{0.34H^2 + 0.1H^2} = \frac{\mathbf{980.43}}{\mathbf{29.39}} = \mathbf{34}$$

Donc le temps de vidange est de **:** $\boldsymbol{T = 34\,minutes.}$

VII.6 Etude de stabilité du barrage déversoir

Après avoir dimensionné l'évacuateur de crue, nous allons calculer la stabilité des éléments de l'évacuateur de crues qui sera construit en béton armé afin qu'il résiste aux différentes charges et sollicitations : la poussée des terres, la poussée hydrostatique de l'eau, lepoids propre de la structure,…etc.

L'évaluation statique du corps du déversoir consiste dans la détermination de la stabilitéau renversement, au poinçonnement et au glissement suivant la surface de contacte béton-roche d'assise. Afin de trouver les dimensions des éléments du barrage déversoir après avoir été proposé.

Le calcul de stabilité du barrage déversoir se fait pour une hauteur déversante maximale H_d=1.-63m.

VII.6.1 Pré-dimensionnent de l'ouvrage

La première étape consiste à pré dimensionné le radier du déversoir avec la vérificationdes infiltrations par la méthode de contour linéaire « méthode de Bligh ».

VII.6.1.1 L'avant radier :

La longueur préalable de l'avant radier est fixé suivant la formule **:** $\boldsymbol{L_{ar} = (0 \div 2)\, H_1}$

Les épaisseurs minimales dépendent de la hauteur d'eau $\mathbf{H_1}$**.**

Si H1< 5m : $T_{ar1} = (0.4 \div 0.5)\, m$

Si 5m <H1< 10m : $T_{ar1} = (0.5 \div 0.6)\, m$

Si H1 > 10m : $T_{ar1} = 0.75m$

$T_{ar2} = 0.75 + 0.05H_1$

VII.6.1.2 Le radier :

La longueur préalable du radier est fixée suivant la formule : $L_r = (3 \div 5)\ H_1$

Les épaisseurs minimales dépendent de $\mathbf{H_1}$:

$T_{r1} = (0.25 \div 0.30)\ H_1$
$T_{r2} = (0.13 \div 0.15)\ H_1$

$S_P = (0.02 \div 0.05)\ L,$ Avec $L = L_{ar} + L_r$

$S_1 = (4 \div 7)\ m$

$S_2 = T_{r2}$

VII.6.1.3 Risberme :

La longueur de la risberme est : $L_{risb} = (3 \div 5)\ H_1$

L'épaisseur de la risberme est : $T_{risb} = (0.1 \div 1.0)\ m$
Les résultats du pré-dimensionnement sont résumés dans le tableau suivant

Tableau VII-5: Résultat du pré-dimensionnement de l'ouvrage.

	Grandeur	Symbole	Formule	Valeur	Unité
Hauteur d'eau au bief amont		H_1	$H_{dev} + P$	8.09	m
Avant radier	**Longueur**	L_{ar}	$(0 \div 2)H_1$	8.09	m
	Epaisseurs	T_{ar1}	$T_{ar1} = 0.75m.$	0.6	m
		T_{ar2}	$0.75 + 0.05H_1$	1.1545	m
Radier	**Longueur**	L_r	$(3 \div 5)H_1$	24.27	m
	Epaisseurs	T_{r1}	$(0.25 \div 0.30)H_1$	2.427	m
		T_{r2}	$(0.13 \div 0.15)H_1$	1.1326	m
		T_{r3}	$S_p + T_{r2}$	2.427	m
		T_{r4}	$T_{r1} - 0.5$	1.927	m
		S_1	$(4 \div 7)m$	2	m
		S_2	T_{r2}	1.1326	M
		S_P	$(0.02 \div 0.05)L$	1.2944	M
Risberme	**Longueur**	L_{risb}	$(3 \div 5)H_1$	32.4	M
	Epaisseur	T_{risb}	$(0.1 \div 1.0)m$	0.6	M

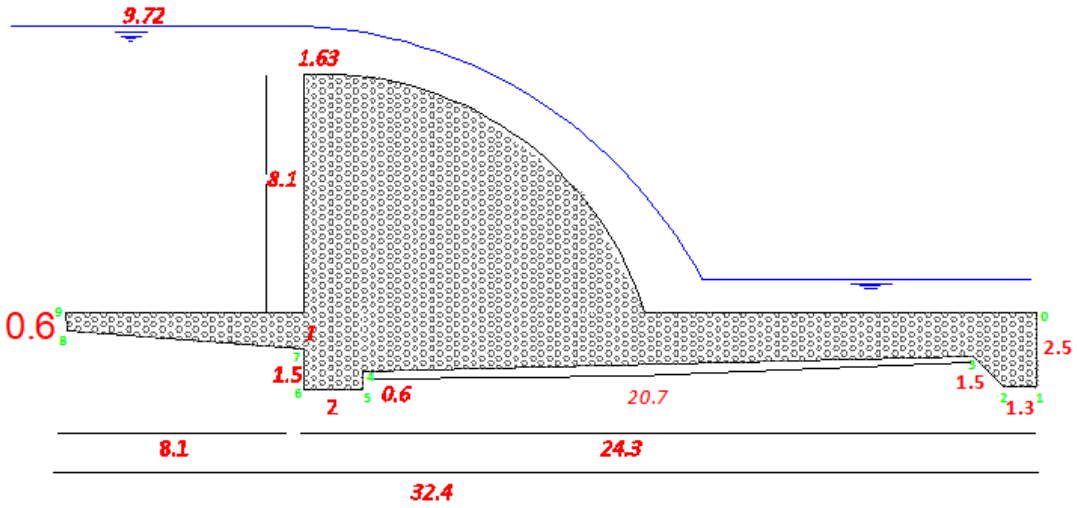


Figure VII-11: Redimensionnement et les forces agissantes sur le barrage déversoir.

VII.6.2 Méthode du contour linéaire : (Règle de BLIGH)

Pour le calcul de stabilité on doit tout d'abord déterminer l'épure des sous pression par la méthode de Bligh.

VII.6.2.1 Hypothèses de la méthode

- Sol homogène. On suppose qu'elle est vérifiée ;
- La répartition des sous pression est considérer linéaire ;
- La condition à vérifier est que la longueur de conteur déployé (L_{CD}) est supérieure à la longueur de conteur théorique de Bligh (L_{th}).

Avec :

$$L_{th} = C.\Delta H = C\,(H_1 - H_2) \quad \text{..... (VII-25)}$$

C : coefficient de proportionnalité de BLIGH (1910), qui dépend de la nature du sol de fondation, dans notre cas on prend C=3.5.

Vérification de la condition de Bligh

$$\Delta H = 8.1 - 0 = 8.1m$$

Donc :

$$L_{th} = 34.02m$$

Et :

$$L_{rcd} = T_{ar1} + \sqrt{l_{ar}^2 + (t_{ar2} - t_{ar1})^2} + (t_{ar2} - t_{ar1}) + S_1 + \frac{(t_{r1} - t_{ar4})}{\sin(45)} + \sqrt{(l_r - S_1 - (t_{r1} - t_{r4}) - S_2) + (t_{r4} - t_{ar1})^2} + \frac{S_P}{\sin(45)} + S_2 + T_{rf} \quad \text{..... (VII-26)}$$

$$L_{cd} = 0.6 + 8.108 + 1.27 + 2 + 0.5876 + 20.652 + 1.521 + 1.1326 + 2.427$$

$$L_{cd} = 38.30\text{m}$$

On a : $L_{cd} > L_{cd}$, alors la condition de Bligh est vérifiée,

VII.6.2.2 Calcul des sous pression et l'épaisseur du radier

$$\frac{\Delta H}{l} = \frac{h_x}{l_x} \qquad h_x = \frac{\Delta H}{l} \times l_x = 0.1631 \times l_x \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots \text{(VII-27)}$$

$$t_x = \left(\frac{t_x}{\gamma_b - \gamma_w}\right).h_x.n = 1.29 \times h_x \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots \text{(VII-28)}$$

Avec :

- t_S: Épaisseur de radier (de Bligh).
- γ_w: Poids spécifique de l'eau. (γ_w=1000Kgf/m3);
- γ_b: Poids spécifique de béton. (γb=2400Kgf/m3) ;
- n : coefficient de sécurité varie en fonction de la classe de l'ouvrage (n=0.85 ÷ 1.25).

On prend **n=1.25.**

Tableau VII-6: Calcul des sous pressions par la méthode de Bligh.

Px	Lx	Hi	Tb	Tpr	Td
0	0	0	0	0	0
1	2.427	0.512	0.662	2.427	2.5
2	3.559	0.751	0.971	2.427	2.5
3	5.08	1.073	1.866	1.1326	1.5
4	25.733	5.435	7.023	1.927	2
5	27.833	5.878	7.59	3.927	4
6	29.83	6.301	8.142	3.927	4
7	32.605	6.886	8.89	1.1545	1.2
8	40.714	8.599	11.11	0.6	0.6
9	41.314	8.72	11.275	0	0

VII.6.3 Détermination des sollicitations de charges sur le barrage déversoir

Dans l'étude de l'équilibre d'ensemble d'un barrage-poids, on considère le barrage comme un bloc indéformable soumis à des actions extérieures, à des sous-pressions et à la réaction des fondations. La sécurité est alors prise par rapport à des mécanismes de ruptures éventuelles (glissement, renversement, poinçonnement).

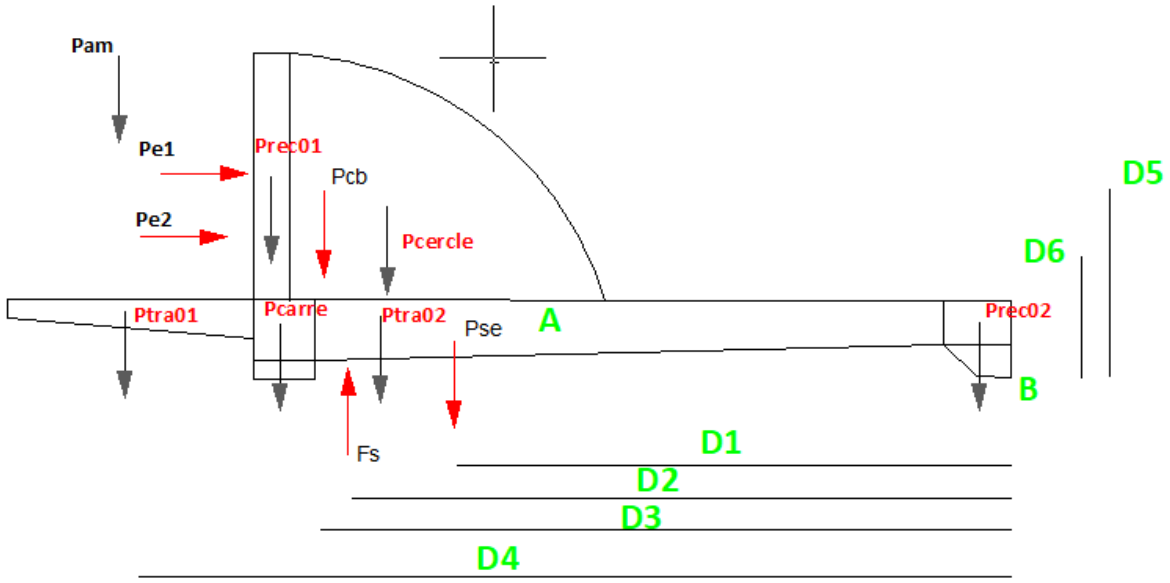


Figure VII-12: dessin explicatif des forces agissent sur le déversoir

VII.6.3.1 Charges verticales :

VII.6.3.1.1 Sous pressions :

Quelle que soit la qualité du rocher de fondation, l'eau y pénètre progressivement. Ce phénomène est dû à la porosité, à la fissuration ou à la fracturation de la roche. Ces petits intervalles d'espace de la fondation sont occupés par l'eau qui exerce une pression sur les parois ; cette pression joue un rôle particulièrement important pour la stabilité de l'ouvrage à la surface de contact béton-rocher.

- **Sous pressions dynamiques :**

Qui agit sur toute la fondation (radier + avant radier) :

$$\mathbf{F_{sp}^{d} = \gamma_w \times S_{sp}^{h} \times l} \text{ ..... } \mathbf{(VII\text{-}29)}$$

Avec :

- F_{sp}^{d} : Sous pression dynamique par mètre linéaire en (KN) ;
- S_{sp}^{h} : Air de l'épure des sous pressions (m2) ;
- γ_w : Poids volumique de l'eau (KN/m3) ;
- l : Largeur du déversoir (m).

Donc :

$$\boldsymbol{F_{sp}^{d} = 1 \times \frac{41.3 \times 8.72}{2} = 180.06\ tf}$$

VII.6.3.1.2 Poids propre du corps du barrage :

Cette action est favorable à la stabilité de l'ouvrage. Il convient par conséquent d'évaluerle poids volumique de la maçonnerie que l'on est assuré d'atteindre à la mise en œuvre. Le poids volumique de la maçonnerie est égal à : 25 000N/m^3.

Le poids du barrage est représenté par une force verticale appliquée au centre de gravité le calcule de cette force sera par l'addition de plusieurs poids propre qui forment l'ensemble du corps, le tableau suivant définie l'ensemble de ces poids :

Tableau VII-7:L'ensemble des poids

Forme	Surface	γ_b	Poids propre
Rectangle 01	9.64	2.5	24.1
Cercle	60.7	2.5	151.75

Avec :

- P_{pc}: Poids du corps du barrage par mètre linéaire;
- S_{pc}: Aire du corps du barrage (m^2).
- γ_b: Poids volumique de béton (tf/m3)
- m: Fruit du talus.

AN :

$$P_{pc} = \sum P_i \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots \quad \textbf{(VII-30)}$$

$$P_{pc} = P_{rect} + P_{cercle}$$

$$P_{pc} = 24.1 + 151.75$$

$$P_{pc} = 175.85tf$$

VII.6.3.1.3 Poids propre du la semelle (radier+ avant radier) :

Cette action est favorable à la stabilité de l'ouvrage. Il convient par conséquent d'évaluer le poids volumique de la maçonnerie (semelle) ; le calcule de cette force sera par l'addition de plusieurs poids propre qui forment l'ensemble de la semelle, le tableaux suivant définie l'ensemble de ces poids : **Tableau VII-8:**L'ensemble des poids pour la semelle

La forme	Surface	γ_b	Poids propre
Trapèze 01	7.44	2.5	18.6
Carre	4	2.5	10
Trapèze 02	35.27	2.5	88.17
Rectangle 02	3.12	2.5	7.8

$$P_{se} = \sum P_i \text{..... (VII-31)}$$

$$P_{se} = P_{tra01} + P_{carre} + P_{tra02} + P_{rect}$$

$$P_{se} = 18.6 + 10 + 88.17 + 7.8$$

$$P_{se} = 124.57\ tf$$

VII.6.3.1.4 Poids de la colonne d'eau au bief amont :

$$(P_{ph})^{am} = \gamma_w \times S_{ph}^{am} \times l \text{..... (VII-32)}$$

$$P_{ph}^{am} = \gamma_w . h_t^2 = 1*8.1^2 = 65.61tf$$

VII.6.3.2 Charges horizontales :

- **Poussées hydrostatique à l'amont :**

L'action de l'eau se manifeste d'abord par la pression qu'elle exerce directement sur le parement amont de l'ouvrage. A une profondeur z la pression hydrostatique est Pe = γw × z, γ_w étant le poids volumique de l'eau ; la poussée résultante Pe s'exerce au tiers inférieur de la hauteur de l'ouvrage H, la pression étant répartie suivant un diagramme triangulaire. Elle a pour valeur : $\gamma_w H^2$.

Lorsque l'ouvrage déverse avec une charge h le diagramme des pressions prennent la forme d'un trapèze et la poussée totale devient :

$$P_{w1} = \gamma_w \frac{1}{2} . h_t^2 = 1 * 0.5 * (8.1 + 2.6)^2 = 57.24 \text{tf} \text{..... (VII-33)}$$

On addition une autre force de pousse la pression étant répartie suivant un diagramme rectangulaire

$$P_{w1} = \gamma_w \times H_t \times b = 1 \times 8.1 \times 1.2 = 9.72\ tf \text{..... (VII-34)}$$

VII.6.4 Stabilité au glissement:

Les forces horizontales, telles que la poussée de l'eau et des terres, qui s'exercent sur lebarrage tendent à le déplacer vers l'aval. La résistance à ces forces horizontales (résistance au cisaillement) est offerte par les fondations grâce à leur coefficient de frottement. Dans ce cas, une valeur de 0.8 est en général adoptée particulièrement pour le frottement béton sur béton et béton sur rocher de qualité. Si la fondation est constituée de roches plus tendres comme le calcaire, on peut être amené à adopter une valeur inférieure de l'ordre de 0,60.

La stabilité au glissement par rapport à une section critique se définit d'une façon générale comme étant le rapport entre la somme des forces verticales et la somme des forces horizontales

$$\frac{\sum(N \tan \varphi + C \times B)}{T} \geq F_g \text{..... (VII-35)}$$

- φ: Angle de frottement de la surface de contact béton/béton, béton/rocher;
- N : Effort vertical (normal) résultant ;
- T : Effort horizontal (tranchant) résultant ;
- C : Cohésion le long de la section ;
- B : Largueur du radier * 1m unitaire de longueur
- F_g: Coefficient de sécurité au glissement.

- **Remarque:**

Le calcule de stabilité va être calculer à l'état limite ultime afin d'éviter tous risquent de séisme et de force non pris en considération.

- Combinaison de charges état limite ultime : $\boldsymbol{F_g = 1.5}$;

$$\sum \mathbf{F_v} = \mathbf{1.33} * (\mathbf{P_{pc}} - \mathbf{F_{sd}^d} + \mathbf{P_{se}}) + \mathbf{1.5} * \mathbf{P_{ph}^{am}} \text{…….. (VII-36)}$$

$$\sum \mathbf{F_h} = \mathbf{1.5} \times (\boldsymbol{P_{w1}} + \boldsymbol{P_{w2}}) \text{…….. (VII-37)}$$

AN:

$$\sum F_v = 258.5\ tf$$

$$\sum F_H = 100.44tf$$

$\frac{\sum(F_v \tan\varphi + C_s)}{\sum F_h} = 2.5 > 1.5$ **Condition vérifiée**

VII.6.5 Stabilité au renversement

Le renversement est le deuxième mode direct de rupture pour un barrage-poids. La cause d'une telle rupture est la présence des forces horizontales agissant sur le barrage plus grandes que les forces verticales pour amener la résultante de toutes les forces agissant sur le barrage y compris les forces de sous pressions en dehors des limites de la surface de base de l'ouvrage. En effet, lorsque la résultante passe de façon appréciable à l'extérieur du tiers central de la section de base, une fissure horizontale de traction peut apparaitre à l'amont, cela réduit considérablement la résistance au cisaillement et augmente la sous-pression. Ainsi, une rupture peut commencer par renversement et se poursuivre par glissement. Donc le but ici consiste à vérifier que sous l'effet des différentes sollicitations, l'ouvrage ne pivote pas autour de l'axe A, la condition à vérifier est :

$$\sum_{i=1}^{n} \mathbf{M_{+/A}} \geq \sum_{i=1}^{n} \mathbf{M_{-/A}}\ \mathbf{gn} \rightarrow \frac{\sum_{i=1}^{n} \mathbf{M_{+/A}}}{\sum_{i=1}^{n} \mathbf{M_{-/A}}} \geq \mathbf{F_0} \text{…….. (VII-38)}$$

- $\sum_{i=1}^{n} M_{+/A}$ **:** Somme des moments des forces stabilisatrices.
- $\sum_{i=1}^{n} M_{-/A}$ **:** Somme des moments des forces déstabilisatrices.
- F_0: coefficient de sécurité et fonction de la combinaison de charges (Kennard et *al.,* 1996).

Les coefficients de sécurité au renversement doivent être vérifiés :

- Pour les charges état limite ultime : $F_0 = 3$ (NNR) ;

Les bras de levier sont calcules par rapport au point B au pied aval du barrage.

Tableau VII-9: Tableau représentatif des XG ,YG et la surface depuis autocad.

	surface-autocad	XG	YG
Rectangle01	9.64	0.6	4.05
Cercle	60.7	4.45	4.45
Trapeze01	7.44	3.58	0.62
Rectangle01	4	1	1
Trapeze01	35.27	9.76	1
Rectangle01	3.12	0.71	0.565
Rectangle-eau	65.61	4.05	4.05
Corps barrage	70.34	3.92	/
Corp (ra+avrad)	49.83	15.43	0.9

Tableau VII-10: Les bras de levier par rapport à B

La force	Bras de levier
$\boldsymbol{P_{pc}}$	$X_{GB} = 24.3 - X_G = 20.3$
$\boldsymbol{F_{sd}^{d}}$	$X_{GB} = (L - \frac{1}{3} \times L) = 21.6$
$\mathbf{P_{se}}$	$X_{GB} = 15.43$
$\boldsymbol{P_{ph}^{am}}$	$24.27 + X_G = 24.3 + 4.05 = 28.3$
$\boldsymbol{P_{w1}}$	5.4+2.5=7.9
$\boldsymbol{P_{w2}}$	4.05+2.5=6.55

L = 32.4m (Lavr+Lrad)

AN:

MS=3459.33 *tf*.m

MR= 515.86 *tf*.m

$\frac{\mathbf{MS}}{\mathbf{MR}} = \mathbf{6.7 > 3}$ **Condition vérifiée**

VII.6.6 Stabilité au poinçonnement

On dit que le déversoir est stable au poinçonnement si la contrainte transmise par le radier de l'ouvrage est inférieure à la contrainte de sol. $\sigma_{portante} > \sigma_{moy}$

VII.6.6.1 La capacité portante du sol :

$$\sigma portante = 0.5 \times b \times \gamma sol \times N\gamma + C \times Nc + \gamma sol \times D \times Nq \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots \text{(VII-39)}$$

Avec :

- b : La largeur du radier ;
- γ_{sol}: Poids volumique du sol ($\gamma_{sol} = 1.95\ t/m^3$)
- C: La cohésion;
- D: l'ancrage = T_{ar1}
- N_γ, N_c, N_q: Facteurs de portance de TERZAGHI, dépondent de l'angle de frottement

VII.6.6.2 Contraintes maximales et minimales du radier :

$$\sigma_1 = \frac{N}{100\beta} + \frac{6M_G}{100\beta^2} \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots \text{(VII-40)}$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{100\beta} - \frac{6M_G}{100\beta^2} \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots \text{(VII-41)}$$

$$\beta = 2500cm$$

Donc :

$$\sigma_{moy} = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots \text{(VII-42)}$$

Les bras de levier sont calculés par rapport au point A au centre A= 32.4/2=16.2.

Tableau VII-11:Les bras de levier calculés par rapport au point A

La force	Bras de levier
P_{pc}	$X_{GA} = 4.18$
P_{se}	5.4
P_{ph}^{am}	$X_G + 8.1 = 12.15$
F_{sd}^{d}	5.2

On pose

$$\sigma_{portante} = 0.8\ bar$$

On a pris cette valeur arbitrairement car on a pas de donner sur notre terrain(cohésion) pour cela il faut mettre une supposition que notre sol a une contrainte moyenne(elle reste une supposition la valeur n'est exacte) pour ceci en a pris $\sigma_{portante} \sim 0.8$

Avec :

$$\sigma_1 = 7.526 \times 10^{-4}\ tf/cm^2$$

$$\sigma_2 = 7.369 \times 10^{-4}\ \mathrm{tf/cm^2}$$

$$\sigma_{moy} = 7.486 \times 10^{-4}\ \mathrm{tf/cm^2}$$

$$\sigma_{moy} = 0.7486\mathrm{Bar}$$

$\sigma_{portante} > \sigma_{moy}$ **Condition vérifié.**

D'après les calculs effectués ci-dessus, on constate que la stabilité du barrage au glissement, renversement et poinçonnement est assurée dans les conditions extrêmes (état limites ultimes).

VII.7 Conclusion

De ce dernier chapitre on a détaler l'étude de la variante barrage déversoir proposer pour protéger la ville de lerdjam au niveaux d'oued El Malleh. On constate après dimensionnement de la forme et des ouvrages de raccordement ; vidange de fond même aussi la stabilité que la variante pris est réalisable et on peut dire qu'elle est validée.

Chapitre VIII :

Organisation de chantier

Chapitre VIII : Organisation de chantier

VIII.1 Introduction :

Un chantier est à la fois le lieu où l'on construit, et la réalisation même de la construction projetée, dans un délai donné. Il est limité dans le temps et dans l'espace, et sera pratiquement toujours diffèrent des autres chantiers. Il faut donc chaque fois repenser à son organisation.

L'organisation de chantier consiste à rechercher constamment, la meilleure façon d'utiliser économiquement la main d'œuvre et les autres moyens mis en œuvre pour gérer le chantier. Afin d'atteindre cet objectif, il est impératif de :

- Définir avec précision les méthodes d'exécution, les modes opératoires permettant la mise en pratique des techniques modernes de construction avec un haut rendement ;
- Arrêter en quantité et en qualité le personnel à employer, le coût de la main d'œuvre ayant une incidence importante sur le prix de revient ;
- Répartir et coordonner les taches par la concentration d'une main d'œuvre spécialisée ;
- Structurer convenablement les postes de travaux stabilisés pour lesquels, on adoptera une mécanisation de plus en plus poussée.

VIII.2 Généralité

VIII.2.1 Installation de chantier

Le chantier nécessite l'installation de zones de vie du chantier, qui sont destinées à l'accueil du personnel, au stockage des matériaux, à la réparation et à l'entretien des engins. L'installation de chantier sert à :

- Organiser le déroulement du chantier pour.
- Ordonner le chantier.
- Positionner les éléments.

VIII.2.2 Installations destinées au personnel

Ce sont généralement les dortoirs, vestiaires, réfectoires, installations sanitaires et les bureaux de chantier.

VIII.2.3 Installations destinées au stockage des matériaux :

- **Agrégats**

Les agrégats destinés à la fabrication du béton (sable, graviers) doivent être contrôlés à leur réception ; il convient de vérifier la granulométrie en prélevant des échantillons.

Tableau VIII-1: Pourcentage des substances nuisibles dans les agrégats

Matières indésirables	% maximum du poids du plus gros granulat
Argile, limon, vases	1%
Charbon, bois	1%
Matériaux tendres	8%

- **Le ciment et les aciers**

Le ciment sera livré en vrac et stocké dans des silos. A sa réception il est nécessaire de procéder à un contrôle de température et à certaines analyses de laboratoire (résistance, le temps de prise, et les aciers). On doit les protéger dans des endroits de forte humidité (baraquement, hangars ...).

- **L'eau de gâchage**

L'eau destiné au gâchage du béton doit satisfaire les normes internationales en :

- Matières organiques : 0.1 (g/l)
- Matières en suspension : 0.2 (g/l)
- Sels dissout : 1.5 (g/l)
- Sulfates : 1.0 (g/l)
- Acide humique : 0.05 (g/l)
- Acide sulfhydrique : 0.05 (g/l)
- Chlorures : 0.1 (g/l)

- **Le Béton**

Le béton est un matériau artificiel dont on fait la plus grande consommation de nos jours en travaux publics et de bétonnage en général.

Le béton employé devra avoir une résistance à la compression à 28 jours de 180 bars, il se compose de sable, graviers, d'un liant hydraulique (ciment ou autres) et d'eau.

- **L'énergie électrique**

L'alimentation en énergie électrique sera faite par un groupe électrogène, ne justifier pas l'alimentation à partir d'un réseau de moyenne tension (SONELGAZ).

- **L'alimentation en eau potable**

L'alimentation en eau potable sera assurée par un réservoir de stockage dont le volume sera réalimenté quotidiennement.

- **L'alimentation en carburant**

L'alimentation sera assurée par des camions citernes, le stockage sera fait dans des réservoirs enterrés avec un accessoire de pompage.

- **Installations destinées à la réparation des engins**

Les grosses réparations ne se font généralement pas sur le chantier lui-même, mais il importe de disposer d'un atelier suffisamment bien équipé pour assurer l'entretien courant et les réparations d'urgence des différents matériels.

VIII.2.3.1 Installations pour la préfabrication

Ce sont généralement des hangars munis de matériel nécessaire permettant la réalisation des éléments de l'ouvrage tels que les poutres, dalles, conduites, murettes.

VIII.3 Plan d'installation de chantier

Un plan d'installation de chantier (P.I.C.) est généralement établi à partir d'un plan de masse et définit les matériels « fixes » nécessaires à la réalisation des ouvrages, et les cantonnements pour accueillir le personnel du chantier. Il sert aussi à obtenir :

- Les autorisations d'installations de grues, de survol des grues sur les terrains ou les bâtiments voisins, de travaux sur la voie publique, de déviation de voie, etc., émanant des services techniques des mairies ou des préfectures de police.

- Les autorisations d'installer le chantier suivant les règles d'hygiène et de sécurité des services de l'inspection du travail.

VIII.4 Les différents intervenants sur un chantier

Lors de la réalisation d'un projet, plusieurs intervenants peuvent apparaitre, néanmoins, on va citer les principaux d'entre eux, qui se répartissent en général, en trois principaux groupes comme suit:

- **Le maître de l'ouvrage**

Le maitre de l'ouvrage est une personne physique ou morale pour le compte de qui les travaux, ou les ouvrages sont exécutés ça peut être un particulier, un promoteur, un constructeur, l'état, une collectivité, ou une administration, son rôle est de :

- ✓ Etablir ces besoins de construction.
- ✓ Organiser les opérations d'investissement.
- ✓ Choisir le maitre de l'œuvre ou le bureau d'étude.
- ✓ Financier les travaux réalisés.

- **Le maître d'œuvre**

Le maître d'œuvre est une personne physique ou morale qui pour sa compétence, est chargé par le maître d'ouvrage de diriger l'exécution du contrat, et de proposer la réception, ainsi que le suivi du règlement des travaux. La mission du maitre d'œuvre, et tous les intervenants désignés par le maitre d'ouvrage est de :

- ✓ Diriger les travaux.
- ✓ S'assurer la faisabilité du projet.
- ✓ Contrôler la conformité des ouvrages.

- **L'entrepreneur**

L'entrepreneur est une personne physique ou morale qui a la charge de réaliser les travaux ou les ouvrages aux conditions définies dans les pièces du contrat. Son rôle est :

- ✓ Gérer les coûts et les travaux.
- ✓ Déterminer les prix unitaires pour la réalisation de chaque ouvrage.
- ✓ Réaliser un ouvrage de qualité par le contrôle de la qualité de son travail.
- ✓ Elaborer le planning d'exécution des travaux.
- ✓ Dessiner les plans d'installation de chantier.
- ✓ Réaliser les travaux définis dans son contrat.
- ✓ Respecter les délais.

VIII.5 Les différentes phases de réalisation d'un projet

- **AVANT- METRE Ou Préparation de chantier**
  - Naissance du Projet (Intention et fixation des objectifs).
  - Réalisation des Etudes, Elaboration du Projet.
  - Recherche des sources de financement par le Maître d'Ouvrage.
  - Préparation du dossier d'appel d'offres (D.A.O).
  - Consultation des Entreprises (DCE).
  - Installation du Chantier.

- **METRE Ou Phase de Gestion du chantier**
  - Ordre de service de démarrage des travaux (ODS).
  - Procès-verbal d'ouverture officielle du chantier (selon date ODS).
  - Réalisation du projet avec suivi et control des travaux.
  - Délai d'exécution des travaux (selon contrat).
  - Réception provisoire des travaux.
  - Délai garantie parfait achèvement.
  - Fin période Garantie, réception définitive des travaux

VIII.6 Les moyens de chantier

- **Les moyens humains**

En ce qui concerne les moyens humains pour la réalisation de l'ouvrage, on doit justifier la mise en œuvre du personnel compétant pour la réalisation des études préalables et pour la construction en précisant leurs titres et leurs compétences.

- **Les moyens matériels**

On peut distinguer le matériel général de terrassement, le matériel lié au type de barrage et le matériel spécifique. Pour l'ensemble de matériel on doit mentionner les marques, les types, les puissances, les rendements et le nombre des engins affecter au chantier ainsi que leur mode d'intervention suivant le phasage des travaux.

VIII.7 Les engins de chantier

Le matériel utilisé est le matériel classique des chantiers de travaux publics. L'utilisation de gros engins mécaniques va réduire considérablement le prix et le temps des travaux.

- **Pelle mécanique**

Les pelles sont des engins dont le rôle est l'exécution des déblais et leur chargement, les pelles sont du type à fonctionnement discontinue c'est- à-dire leur cycle de travail se fait suivant :

- Temps de fouille ;
- Temps de transport ;
- Temps de déchargement ;
- Temps de remise en position de déblais.



Figure VIII-1: Pelle à chenilles avec godet en position rétro.

- ***Les Dozer***

Les tracteurs niveleurs à chenilles (Dozer) se sont répandus dans tous les pays du monde depuis les années 1940-45. Leur silhouette est devenue familière sur de très nombreux chantiers et de nombreux conducteurs se sont exercés à la conduite de ces engins. Ainsi tout terrassement doit commencer par le décapage de la terre végétale ou couche supérieure du sol qui contient des débris végétaux ; ce résultat est pratiquement obtenu au cours de la déforestation.



Figure VIII-2: Bulldozer

- ***Chargeur***

C'est un tracteur à pneus muni de godet de chargement et de déchargement à l'avant.



Figure VIII-3: Chargeur

Il reste trop d'engins a cité mais les plus utilisables ont citer dans le tableau ci-dessous :

Tableau VIII-2: Les engins de chantiers

Type engins	Engins	Actions
Les engins de mise en place des matériaux	les niveleuses	les terrassements
	Compacteurs à pieds de mouton	
	Tous types de compacteurs à rouleaux lisses	
	les finisseurs	
les engins de transport	Camions	Les déplacements
	Dumpers	
	véhicules utilitaires	
	brouettes	
les engins de chargement	les chargeuses	L'excavation et le refoulement
	les pelles (hydrauliques/ mécaniques)	
	les bulldozers	

VIII.7.1 Le matériel lié au type de barrage

VIII.7.1.1 Le matériel de compactage

Le compactage des remblais fait appel à des engins spécialisés dont les plus courants se récapitulent comme suit :

- Les compacteurs à pneus : Ils conviennent pour le compactage de la quasi-totalité des sols.
- Les compacteurs à rouleaux vibrant : Ils sont utilisés pour le compactage des matériaux à angle de frottement élevé, tels les enrochements ou les sables à granulométrie serrée.
- Les compacteurs à pied dameurs : Ils conviennent pour le compactage des sols fins.

VIII.7.1.2 Le matériel de bétonnage

On utilise le plus souvent des bétonnières pour la préparation du béton nécessaire pour la construction des ouvrages en béton (évacuateur – tunnel de dérivation …).

VIII.7.2 Terrassement au niveau des installations de chantier

VIII.7.2.1 Exécution des voies d'accès

La desserte est composée de 2 pistes, la première mène vers la carrière et la deuxième vers le site des matériaux fins, ce sont des pistes non revêtues.

VIII.7.2.2 Détermination des engins nécessaires

Pour l'exécution des voies d'accès il y a lieu de se disposer d'un chargeur au de la carrière d'alluvions dont le rendement est :

$$\mathbf{R = \frac{60 \times G \times K_r \times K_t}{T \times K_f}} \quad \text{..... (VIII-1)}$$

Où :

- G : capacité du godet (m^3/h)
- K_r : coefficient de remplissage de godet.
- K_t : coefficient d'utilisation du temps de l'engin.
- T : durée d'un cycle.
- K_f : coefficient de foisonnement.

Pour le transport de ces matériaux on a besoin de camions benne dont le rendement est :

$$R = \frac{60 \times G \times K_t}{T} \quad \text{..... (VIII-2)}$$

Où :

- G : capacité de la benne du camion (m^3/h).
- K_t : coefficient d'utilisation du temps de l'engin.
- T : durée d'un cycle.

Il est à signaler, qu'avant l'exécution des voies d'accès il est nécessaire de procéder à leur préparation au moyen d'un bulldozer avec un rendement important.

VIII.8 Dérivation provisoire

Il nécessaire, d'une part, de protéger le chantier contre un débit de crues suffisant, pour réduire les risques d'inondation et ne pas retarder l'avancement des travaux, il faut, d'autre part, que les ouvrages de dérivation soient d'exécution rapide et facile, afin que le délai de construction total soit le plus court possible. Sa réalisation comporte deux étapes :

- ✓ Excavation en terrain rocheux avec explosifs

- ✓ Coffrage et bétonnage de la galerie

VIII.9 Exécution du barrage déversoir

La réalisation de l'évacuateur de crue passera par plusieurs étapes :

- ✓ Excavation en terrain meuble
- ✓ Excavation en terrain rocheux sans explosifs
- ✓ Coffrage lisse
- ✓ Béton arme pour le corps du barrage déversoir.

VIII.9.1 Exécution des travaux de bétonnage

Les travaux de bétonnage représentent généralement un élément très important lors de l'exécution du barrage, car la plupart des ouvrages nécessitent des quantités énormes de ce matériau. Il est donc nécessaire de définir sa composition et ceci selon sa destination et selon l'importance de l'ouvrage projeté en respectant les données du projecteur.

VIII.9.2 Exécution de la vidange de fond :

- ✓ Sous forme de dalots rectangulaires.

VIII.10 Devis quantitatif et estimatif du projet :

Tableau VIII-3: Devis quantitatif et estimatif du projet :

DESIGNATION DES TRAVAUX	Unité	Quantité (m_3)	Prix unitaire (DA)	Montant (DA)
TERRASSEMENTS				
DEBLAIS	**m^3**	165890	250	41,472,500
REMBLAIS	**m^3**	58900	450	26,505,000
remblai soigneusement compacter	**m^3**	29497.5	700	20,648,250
CONSTRUCTION EN BETON				
Béton propreté	**m^3**	4401	8000	35,208,000
Béton armé	**m^3**	11002.5	32000	352,080,000
CONSTRUCTION EN GABION				
Gabion		51420	6000	308,520,000
Different traveaux pour executions du barrage diversoir				
Routes d'accès				588,000,000
Installation de chantier				124,000,000
Excavation				850,000,000

Vidange de fond	131,900,000
Betonnage	1,905,000,000
Bassin d'amortissement et risberme	197,670,000
Equipements hydromécanique et mécanique	332,900,000
Montant Totale	4,931,913,750
TVA 19%	937,063,612.5
Total TTC	5;868,977,363

VIII.11 Planification :

Elle consiste à chercher constamment la meilleure façon d'utiliser avec économie la main d'œuvre et les autres moyens de mise en œuvre pour assurer l'efficacité de l'action à entreprendre, elle consiste en :

- Installation des postes de travail.
- Observations instantanées.
- Analyse des tâches.
- Chronométrage.
- Définition des objectifs et des attributions.
- Simplification des méthodes.
- Stabilisation des postes de travail.

VIII.11.1 Etapes de la planification :

La planification est le processus de la ligne de conduite des travaux à réaliser, elle comprend des étapes suivantes :

- Collection des informations : l'établissement d'une synthèse d'analyse des informations acquises par des études comparatives permet l'usage correct du plan de réalisation de notre projet.
- Décomposition du projet : le projet sera décomposé en taches, et nous attribuons à chaque tâche un responsable et ses besoins en matériels, et sa durée de réalisation en fonction de la cadence des travaux de chaque engin.
- Relations entre les tâches : il existe deux relations essentielles entre les tâches lors de la réalisation ; l'une porte sur un enchaînement logique et l'autre sur un enchaînement préférentiel.
- Choix de la méthode de calcul : le choix de la méthode de calcul repose essentiellement sur le type d'ouvrage à construire. Il est préférable dans le cas où les opérations se suivent comme dans notre cas d'opter pour la méthode C.P.M.

VIII.11.2 Techniques de la planification :

Il existe deux principales méthodes de planification à savoir :

- Méthodes basées sur le réseau.
- Méthodes basées sur le graphique.

VIII.11.2.1 Méthodes basées sur le réseau

- **Définition :**

Le réseau est une représentation graphique d'un projet qui permet d'indiquer la relation entre les différentes opérations qui peuvent être successives, simultanées, convergentes et la durée de réalisation. On distingue deux types de réseaux :

- **Réseau à flèches :**

Dans un réseau a flèches les opérations sont mentionnés sur les flèches et la relation entre les

Opérations se fait par des cercles qu'on appelle nœud.

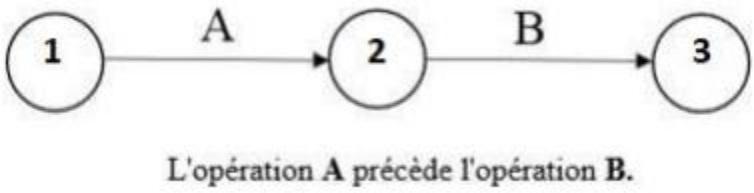


Figure VIII-4: Méthode PERT Anglo-Américaine

- **Réseau à nœuds :**

Dans un réseau à nœuds l 'opération est mentionnés dans un cercle appelé nœud assurée par une fleche.

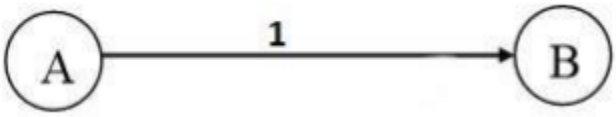


Figure VIII-5: Méthode PERT Anglo-Américaine

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

- **Construction du réseau**

Pour construire un réseau, il convient d'effectuer les six opérations suivantes :

- Etablissement d'une liste des tâches
- Détermination des tâches antérieures
- Construction des graphes partiels.
- Regroupement des graphes partiels.
- Détermination des tâches de début de l'ouvrage et de fin de l'ouvrage.
- Construction du réseau.

VIII.11.2.2 Différentes méthodes basées sur le réseau (BENLAOUKLI,2004) :

VIII.11.2.2.1 Méthode C.P.M (Méthode française) :

L'objectif de la méthodeC.P.M (Critical Path Critique) est de réduire les temps de réalisation d'un ouvrage en tenant compte de trois phases.

- 1ère phase : l'effectif nécessaire pour effectuer le travail considéré.
- 2ème phase : analyser systématiquement le réseau, heure par heure, jour par jour, selon l'unité de temps retenu.
- 3ème phase : adapter le réseau aux conditions ou contraintes fixées par l'entreprise.

VIII.11.2.2.2 Méthode P.E.R.T (Program Evaluation and Review Technical):

C'est-à-dire technique d'ordonnancement des tâches et contrôle des programmes, c'est une méthode consistant à mettre en ordre sous forme de réseau plusieurs tâches qui grâce à leur chronologie et leur dépendance concourent toutes à l'obtention d'un produit fini.

VIII.11.2.3 Méthodes basées sur le graphique

VIII.11.2.3.1 Méthode linéaire (ligne of balance technic) :

Cette méthode est destinée à la planification des projets de construction dont les travaux son répétitifs.

VIII.11.2.3.2 Méthode à barres :

Cette technique consiste à déterminer deux réseaux et un diagramme à barres (plan de travail).

VIII.12 Choix de la méthode de calcul (BENLAOUKLI,2004)

Le calcul d'un réseau permet de déterminer :

- La durée totale du projet.
- Les taches critiques.
- Le chemin critique.
    - Pour le calcul d'un réseau a nœuds l'outil de travail est la grille qui est composée de six cellules.
    - Pour le calcul d'un réseau a flèches l'outil est les formes géométrique (le triangle et le carrée).

Le choix de la méthode de calcul repose essentiellement sur le type d'ouvrage construire. Il est préférable dans le cas où les opérations se suivent comme dans notre cas d'opter pour la méthode C.P.M.

VIII.12.1 Les paramètres de calcul dans la méthode C.P.M

Les paramètres indispensables dans l'exécution de cette méthode sont les suivants : DCP, tr, DFP, DCPP, DFPP et MT.

DCP	t_r
DFP	DCPP
DFPP	MT

- tr : temps de réalisation.
- DCP : date de commencement au plus tôt, c'est la date ou l'opération peut être commencée.
- DCPP : date de commencement au plus tard, c'est la date ou l'opération doit être commencée.
- DFP : date de finition au plus tôt, c'est la date ou l'opération peut être achevée.
- DFPP : date de finition au plus tard, c'est la date ou l'opération doit être achevée.
- MT : marge totale, intervalle de temps nécessaire pour le déroulement de l'opération tel que : DFP = DCP + tr DCPP = DFPP – tr

VIII.12.2 Chemin critique (C.C)

C'est le chemin qui donne la durée totale du projet (DTR) reliant les opérations possédant la marge totale nulle (0). Donc pour retrouver un chemin critique il suffit de vérifier la double condition suivante :

MT = 0 et **$\sum$ tr cc = DTP**

VIII.12.3 Diagramme de Gantt

Le diagramme de Gantt, couramment utilisé en gestion de projet, est l'un des outils les plus efficaces pour représenter visuellement l'état d'avancement des différentes activités (tâches) qui composent n projet. La colonne de gauche du diagramme énumère toutes les tâches à effectuer, tandis que la ligne d'en-tête représente les unités de temps les plus adaptées au projet (jours, semaines, mois etc.). Chaque tâche est matérialisée par une barre horizontale, dont la position et la longueur représentent la date de début, la durée et la date de fin. Ce diagramme permet donc de visualiser d'un seul coup d'œil :

- Les différentes tâches à envisager.
- La date de début et la date de fin de chaque tâche.
- La durée escomptée de chaque tâche.
- Le chevauchement éventuel des tâches, et la durée de ce chevauchement.
- La date de début et la date de fin du projet dans son ensemble.

En résumé, un diagramme de Gantt répertorie toutes les tâches à accomplir pour mener le projet à bien, et indique la date à laquelle ces tâches doivent être effectuées (le planning). La méthode du CPM est une méthode de planification, elle a pour objectif de réduire le temps et le coût de réalisation de projet et augmenter le rendement du travail. Pour la construction du réseau il faut d'abord établir les différentes tâches des travaux.

VIII.12.3.1 Délai de construction et programme des travaux

Le délai de construction de l'ouvrage est déterminé en tenant compte du temps de réalisation de chacune des opérations qui le composent, tout en sachant que certaines opérations peuvent être menées parallèlement. La bonne exécution de ces travaux suppose une bonne planification des différentes taches pour assurer l'efficacité de l'action de l'entreprise moyennant le respect de certaines exigences dont entre autres :

- Le déroulement du travail dans un ordre correct c'est-à-dire une bonne succession des opérations ;
- Le respect des délais de réalisation pour chaque opération ;
- Faire le travail le plus économiquement possible.

Remarque :

Le projet de la protection de LERDJAM nécessite le lancement de deux chantiers différent parce que les deux oueds sont séparés et la réalisation de l'un ne dépend pas de l'autre.

Les tableaux suivants représentent les différentes taches a réalisés :

Tableau VIII-4: Liste des opérations avec leurs durées du premier chantier

Opération	Désignation	Temps de realization(mois)
Installations et accès	A	2
Excavations à ciel ouvert rive droite	B	4
Excavations à ciel ouvert rive gauche	C	4
Excavations à ciel ouvert lit d'oued	D	3
Pré-batardeau	E	1
Dérivation Provisoire	F	4
Batardeau amont	G	2
Batardeau aval	H	2
Vidange de fond	I	1
Construction du corps du barrage déversoir	J	10
Construction de bassin de dissipation	K	3
L'équipement hydromécanique	L	1
Travaux divers et de finition	M	1
Déménagement du chantier	N	1

Tableau VIII-5: Liste des opérations avec leurs durées du deuxième chantier

Opération	Désignation	Temps de réalisation(mois)
Installation du chantier sur oued Tamelaht	A	**1**
Travaux de terrassement d'oued Tamelaht des 03 premiers tronçons	B	**2**
Compactage et reprofilage des 03 premiers tronçons d'oued Tamelaht	C	**2**
Travaux de terrassement sur le tronçon 04	D	**1**
Compactage sur le tronçon 04	E	**1**
Pose de gabion tronçon 04	F	**2**
Travaux de terrassement sur le tronçon 05 et 06	G	**1**
Compactage sur le tronçon 05 et 06	H	**1**
Exécution de lit du béton de propreté sur tronçon 05 et 06	I	**2**
Exécution de béton armé sur le tronçon 05 et 06	J	**3**
Travaux de terrassement sur le tronçon 07	K	**1**
Compactage sur le tronçon 07	L	**1**
Pose de gabion tronçon 07	M	**2**
Travaux de terrassement sur tronçon 08	N	**1**
Compactage et reprofilage de tronçon 08	O	**1**
Déménagement du chantier	P	**1**

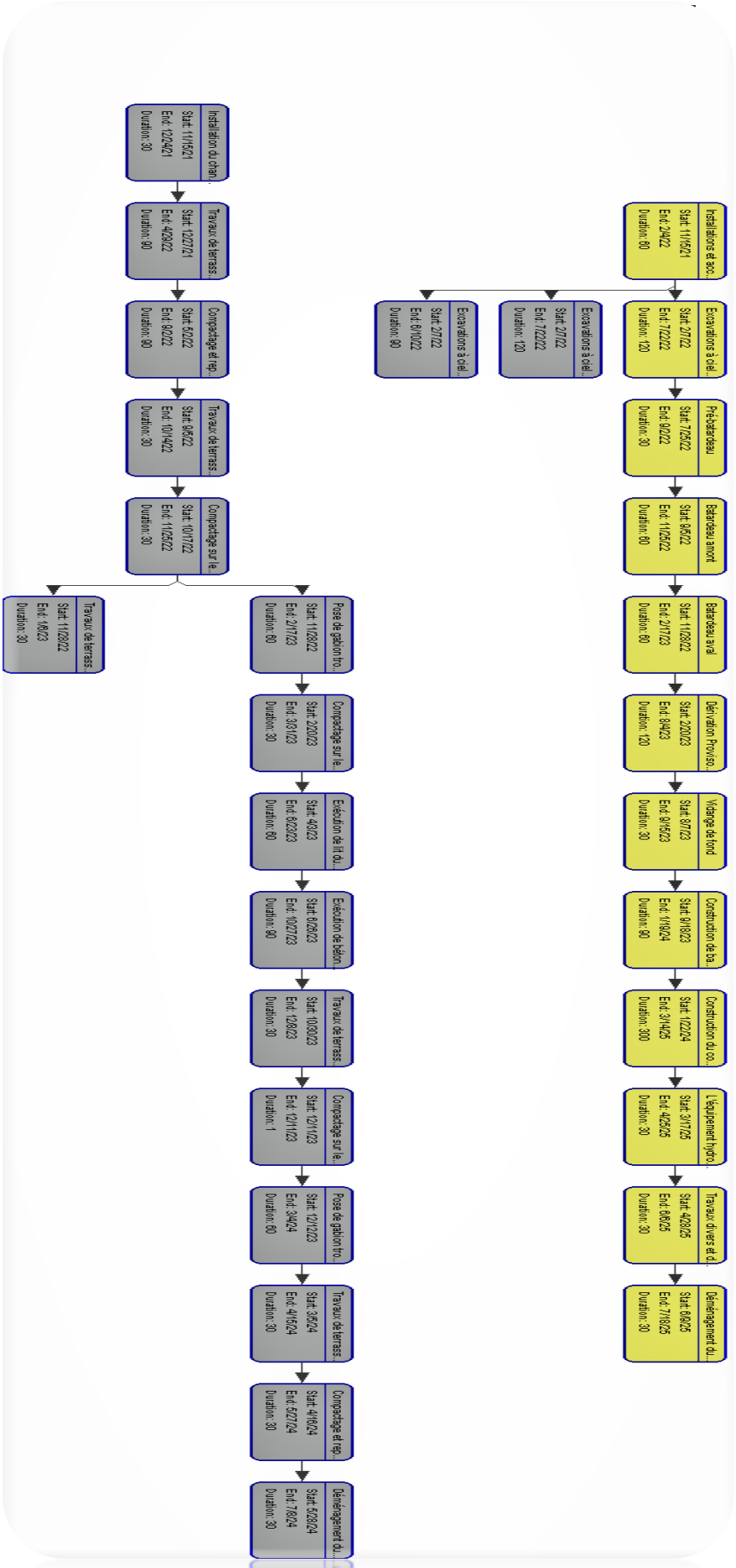
Tableau VIII-6: Succession des taches pour le chantier au niveau d'oued El MALLEH

Opération	Précède	Durée (Jours)
A	B.C.D	2
B	E	4
E	F	1
D	G	4
G	H	2
H	I	2
I	J	1
J	K	10
K	L	2
L	M	1
M	N	1
N	-	1

Tableau VIII-7: Succession des taches pour le chantier au niveau d'oued Tamelaht

Opération	Précède	Durée (Jours)
A	B	1
B	C;D	2
C	E	1
E	F;G	2
F	H	1
H	I	1
I	J;K	2
J	L	3
L	M;N	1
M	O	2
O	P	1
P	-	

VIII.13 Elaboration du réseau selon la méthode C.P.M (suivre la planche) :


Installations et acc...
Start: 11/16/21
End: 2/4/22
Duration: 80
Excavations à ciel...
Start: 2/7/22
End: 7/22/22
Duration: 120
Excavations à ciel...
Start: 2/7/22
End: 7/22/22
Duration: 120
Excavations à ciel...
Start: 2/7/22
End: 6/30/22
Duration: 90
Pré-batardeau
Start: 7/25/22
End: 9/2/22
Duration: 30
Batardeau amont
Start: 9/6/22
End: 11/25/22
Duration: 60
Batardeau aval
Start: 11/28/22
End: 2/17/23
Duration: 60
Dérivation Provisо...
Start: 2/20/23
End: 6/4/23
Duration: 120
Vidange de fond
Start: 8/7/23
End: 9/15/23
Duration: 30
Construction de ba...
Start: 9/18/23
End: 1/19/24
Duration: 90
Construction du co...
Start: 1/22/24
End: 3/14/25
Duration: 300
L'équipement hydro...
Start: 3/17/25
End: 4/25/25
Duration: 30
Travaux divers et d...
Start: 4/28/25
End: 6/6/25
Duration: 30
Déménagement du...
Start: 6/9/25
End: 7/18/25
Duration: 30
Installation du chan...
Start: 11/15/21
End: 12/24/21
Duration: 30
Travaux de terrass...
Start: 12/27/21
End: 4/29/22
Duration: 80
Compactage et rep...
Start: 5/2/22
End: 6/2/22
Duration: 80
Travaux de terrass...
Start: 6/5/22
End: 10/14/22
Duration: 30
Compactage sur le ...
Start: 10/17/22
End: 11/25/22
Duration: 30
Travaux de terrass...
Start: 11/28/22
End: 1/6/23
Duration: 30
Pose de gabion hto...
Start: 11/28/22
End: 2/17/23
Duration: 60
Compactage sur le ...
Start: 2/20/23
End: 3/31/23
Duration: 30
Exécution de l'ou...
Start: 4/3/23
End: 6/23/23
Duration: 60
Exécution de béton...
Start: 6/26/23
End: 10/27/23
Duration: 90
Travaux de terrass...
Start: 10/30/23
End: 12/8/23
Duration: 30
Compactage sur le ...
Start: 12/11/23
End: 12/11/23
Duration: 1
Pose de gabion hto...
Start: 12/12/23
End: 3/4/24
Duration: 60
Travaux de terrass...
Start: 3/6/24
End: 4/16/24
Duration: 30
Compactage et rep...
Start: 4/19/24
End: 5/27/24
Duration: 30
Déménagement du...
Start: 5/28/24
End: 7/8/24
Duration: 30

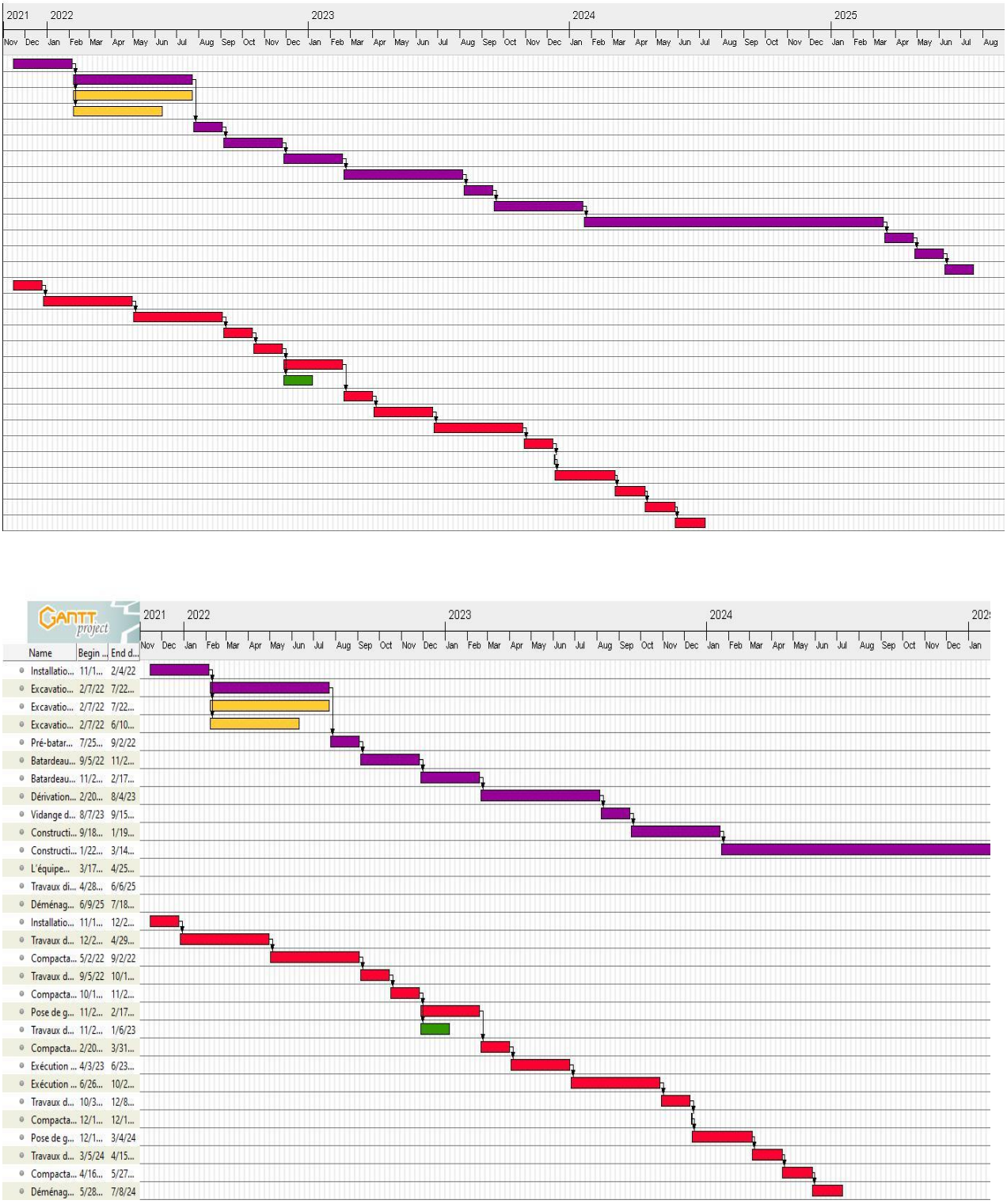
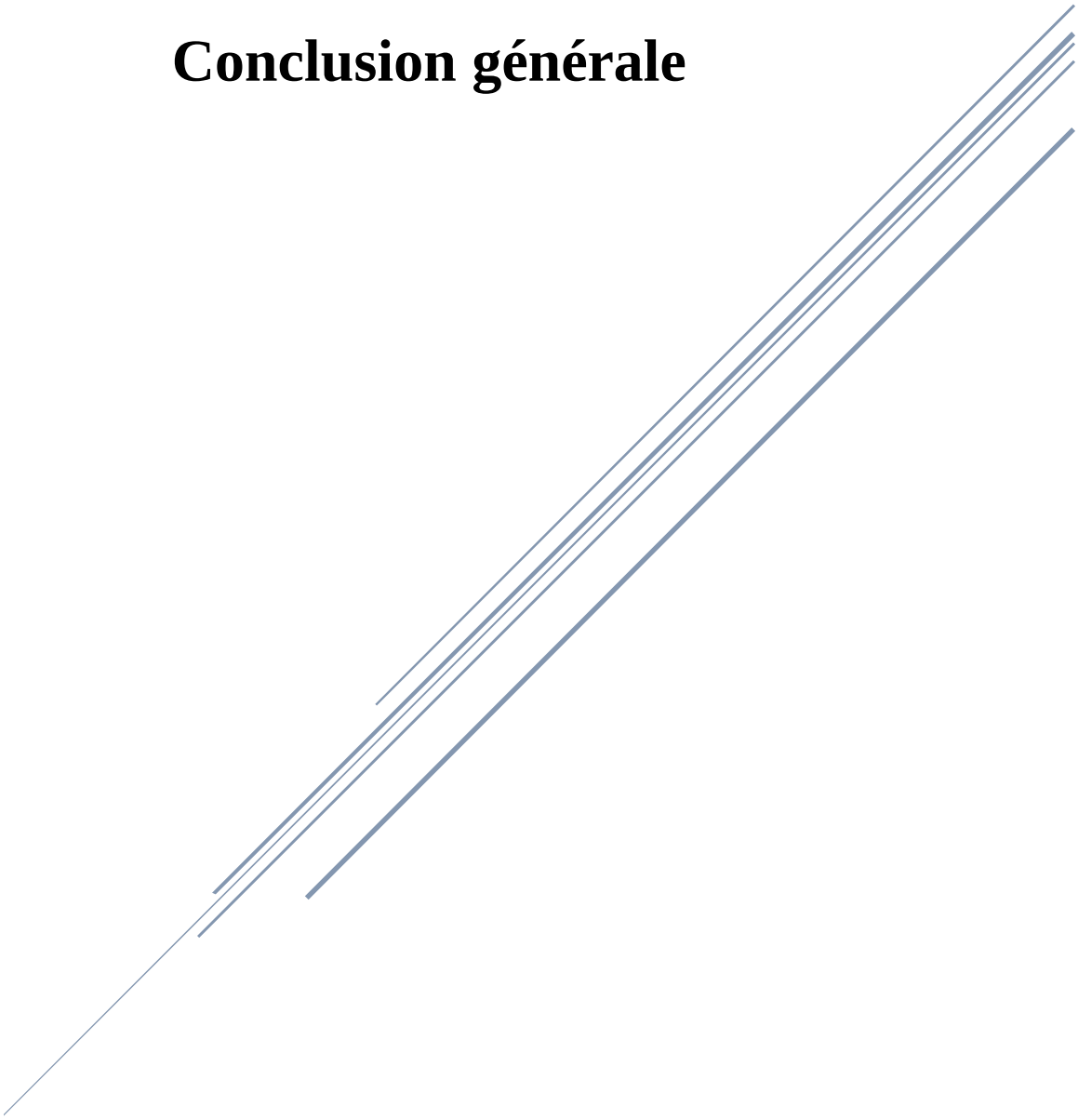


Figure VIII-6: Réseau de planification diagramme de GANT

VIII.14 Conclusion :

Pour la réalisation et l'achèvement de tous projets dans son délai prévu et avec une exécution des différentes taches dans les meilleures conditions l'organisation du chantier rentre comme une étape primordiale. Une bonne organisation est tributaire de la planification du chantier par une bonne définition du réseau par différentes méthodes. Dans ce travail on peut réaliser cette planification avec l'élaborations du réseau selon la méthode de CPM ; qui nous a permis d'identifier les taches et avoir une idée sur les étapes de réalisations et leurs délais. En se basons sur cette dernière on a pu sortir pas un délai de réalisations de 32mois si les deux chantiers vont se réaliser au même temps ; et avec un cout total pour les deux projets qui arrive a **5;868,977,363** DA C'est une valeur approximative qui est loin d'être la valeur exacte, cela est dû aux différentes difficultés trouvées lors de l'évaluation des prix des matériaux car le marché n'est pas stable.

Conclusion générale



Conclusion générale :

Dans le but de protection contre les catastrophes naturelles et particulièrement les inondations, d'énormes stratégies nationales et de gestion des risques naturels ont été mises en œuvre.

A ce même titre, nous avons élaboré ce travail qui porte sur la protection contre un phénomène hydrométéorologique qui affecte la ville de Lerdjam.

Le premier pas de cette étude était de définir et étudier le problème lui-même ; il faut savoir à quoi nous allons s'affronter donc pour notre cas nous avons défini c'est quoi une inondation et savoir le principe fonctionnement de ce phénomène naturel pour savoir quoi étudier pour bien élaborer l'étude de protection de lerdjam. Après cette étape primordiale nous avons compris qu'il faut faire trois types d'étude pour permettre d'entamer le diagnostic et les solutions d'aménagement.

Tous d'abord nous avons cadré la situation géographique du la zone. Ensuite nous avons déterminé le problème constaté dans ce site et l'état des lieux : genre d'habitats et habitations de cette ville, pour permettre d'optimiser les variantes d'étude d'aménagement. Les habitations sont positionnées aléatoirement le long des deux oueds TAMELAHT et EL MALLEH.

L'étude géologie de site a révélé ses limites dans le domaine tellien exactement la montagne de L'OUARSENIS qui possède une lithologie très variée, qui entourent notre site d'étude avec quatre montagne pour cela en classe ce site comme une zone dangereuse.

L'étude de l'hydrologie composée de l'étude Hydro-morphologique du bassin versant, qui a montré sa une forme relativement allongée, caractérisé par un relief fort ; relativement pentu avec des altitudes qui arrivent jusqu'à 1900 m et un temps de concentration assez faible rend les crues d'autant plus dangereuses. D'autre part, l'étude pluviométrique qui a permis la déduction du débit de crue de projet par l'application du Gradex sur les trois séries pluviométriques ajustées par le logiciel Hyfran, où on a extrait le débit de période de retour de 100 ans et pour plus de sécurité on le multiple par un coefficient de point de 2.6 pour englober tous les risque extrêmes et rares.

En s'appuyant sur ces trois dernières études, on a pu entamer l'étude de diagnostic de l'état des cours d'eau pour déceler les paramètres de disfonctionnement du cours d'eau en déterminant les zones inondables. Mais à cause des manques des donnes topographiques avant de déterminer ces zones il a fallu créer une carte tin à partir des données extraie de Google earth pro qui va faire le travail des donnes topographiques. Ensuite nous avons défini les zones inondables et élaboré la carte d'inondation. A partir de cette étape, on se basant sur l'étude faite sur l'état de lieu et la situation des habitats nous avons pu élaborer une série de variantes pour l'aménagement des deux cours d'eau et on a sélectionné la variantes adéquate pour chaque oued à partir des résultats des variantes. On a choisi un aménagement avec un canal mixte qui consiste trois types de canaux ; canal en béton arme, canal en gabion et reprofilage des berges. Pour la cas d'oued EL-MALLEH, nous n'avons pas eu le choix que d'implanter un barrage déversoir en amont de l'oued ou il y'aura moins d'habitations. Cette variante a été sélectionnée en se basent sur l'état d'habitations de la ville. Le barrage déversoir a été bien dimensionné en calculant tous les caractéristiques en débutant par le laminage de crue à la vérification de stabilité.

Le cout de réalisation a été estimé à **5,868,977,363** Da, avec une majoration de 10% pour contenir tout risque de changement ou des problèmes non pris en considération.

Pour conclure et sans oublient notre noble but de ce travail qu'est la protection de la vie humaine ; la phrase protéger une vie a vraiment une grande valeur et une immense responsabilité, car une faute peut générer beaucoup de pertes humains et matériels. Pour cela nous estimons avoir bien étudié toutes les démarches nécessaires pour mener une bonne étude d'aménagement hydraulique afin de protéger la ville de LERDJAM contre les inondations.

Bibliographies

MIHOUBI Mustapha Kamel, 2019. Applications au dimensionnement d'un barrage déversoir sur une fondation non rocheuse. 125p 128p. Edition POU, ISBN 978-996-1-021-55-2.

Touaibia Bénina, 2004. Manuel Pratique d'Hydrologie. Presse Madani frères, Blida, Algérie.

Degoutte, G., 2006. Aide-mémoire d'hydraulique a surface libre, Edition ENGREF, 66p

U.S. Army Corps of Engineers (2010a). HEC-RAS River Analysis System Hydraulic reference manual, Hydrologic Engineering Center, CPD-69, Version 4.5.

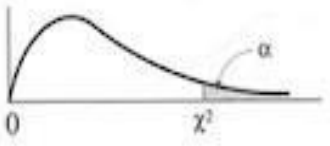
U.S. Army Corps of Engineers (2010b). HEC-RAS River Analysis System – User's Manual, Hydrologic Engineering Center, CPD-68, Version 4.5.

Laborde J.P., 2003. Hydrologie de surface. Université de Nice-Sophia Antipolis. Laboratoire d'analyse spatiale. Nice

Annexe N°1

I. Table de χ^2:

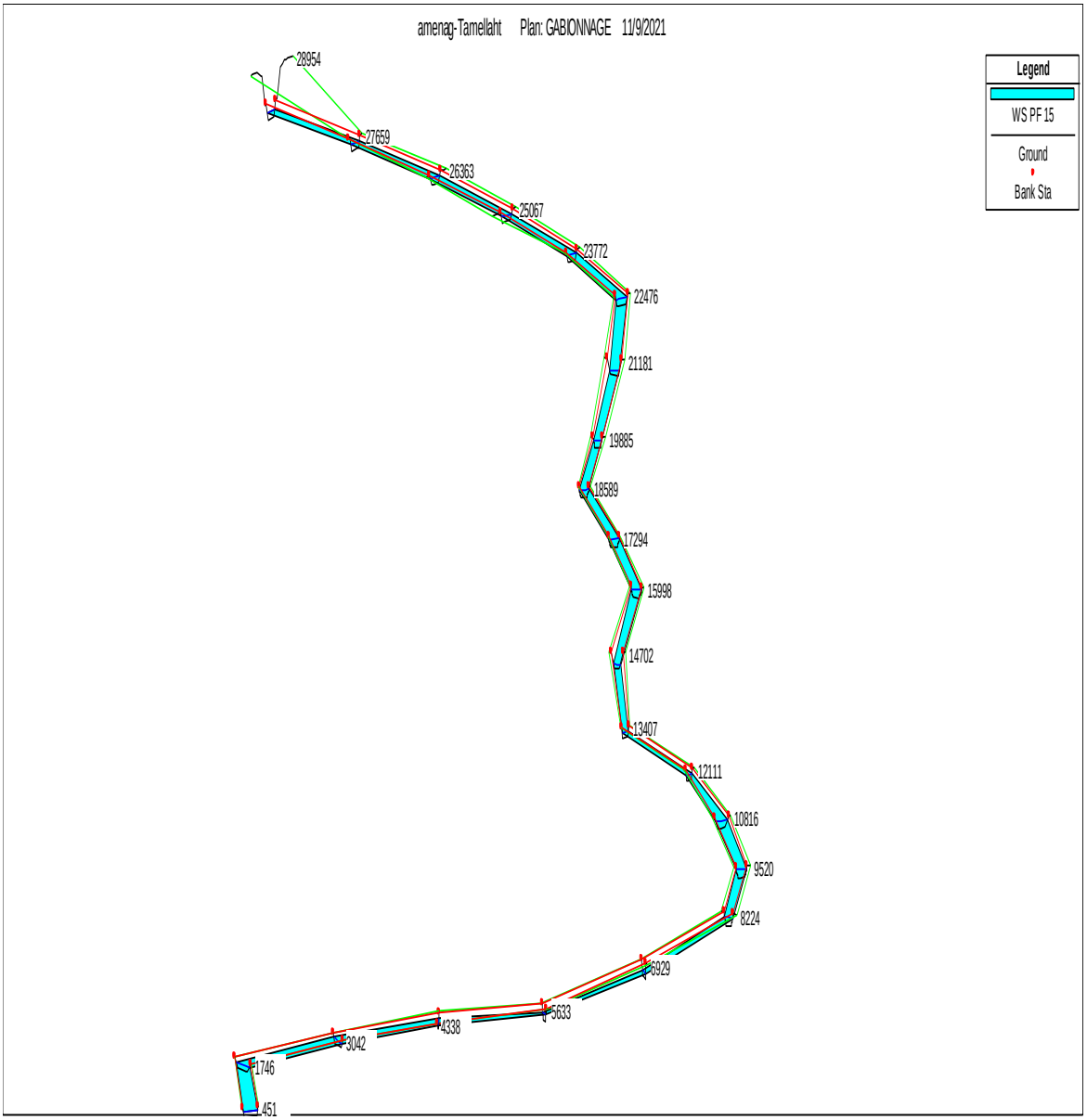
Table χ^2 : points de pourcentage supérieurs de la distribution χ^2



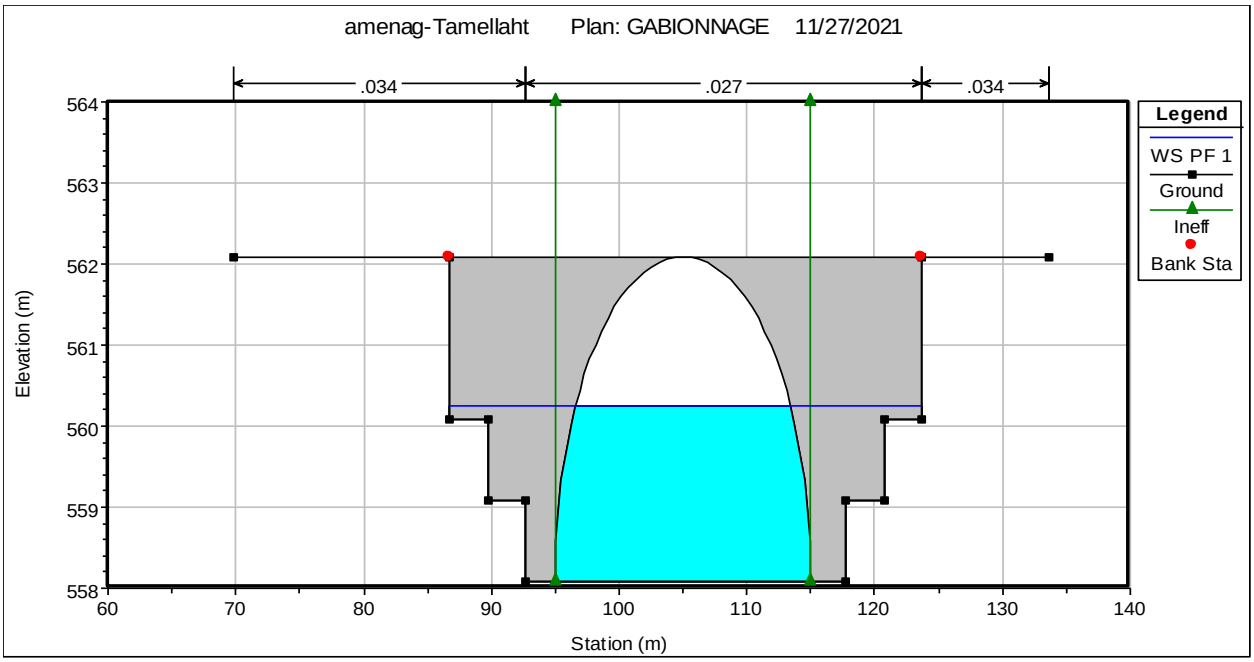
dl	.995	.990	.975	.950	.900	.750	.500	.250	.100	.050	.025	.010	.005
1	0.00	0.00	0.00	0.00	0.02	0.10	0.45	1.32	2.71	3.84	5.02	6.63	7.88
2	0.01	0.02	0.05	0.10	0.21	0.58	1.39	2.77	4.61	5.99	7.38	9.21	10.60
3	0.07	0.11	0.22	0.35	0.58	1.21	2.37	4.11	6.25	7.82	9.35	11.35	12.84
4	0.21	0.30	0.48	0.71	1.06	1.92	3.36	5.39	7.78	9.49	11.14	13.28	14.86
5	0.41	0.55	0.83	1.15	1.61	2.67	4.35	6.63	9.24	11.07	12.83	15.09	16.75
6	0.68	0.87	1.24	1.64	2.20	3.45	5.35	7.84	10.64	12.59	14.45	16.81	18.55
7	0.99	1.24	1.69	2.17	2.83	4.25	6.35	9.04	12.02	14.07	16.01	18.48	20.28
8	1.34	1.65	2.18	2.73	3.49	5.07	7.34	10.22	13.36	15.51	17.54	20.09	21.96
9	1.73	2.09	2.70	3.33	4.17	5.90	8.34	11.39	14.68	16.92	19.02	21.66	23.59
10	2.15	2.56	3.25	3.94	4.87	6.74	9.34	12.55	15.99	18.31	20.48	23.21	25.19
11	2.60	3.05	3.82	4.57	5.58	7.58	10.34	13.70	17.28	19.68	21.92	24.72	26.75
12	3.07	3.57	4.40	5.23	6.30	8.44	11.34	14.85	18.55	21.03	23.34	26.21	28.30
13	3.56	4.11	5.01	5.89	7.04	9.30	12.34	15.98	19.81	22.36	24.74	27.69	29.82
14	4.07	4.66	5.63	6.57	7.79	10.17	13.34	17.12	21.06	23.69	26.12	29.14	31.31
15	4.60	5.23	6.26	7.26	8.55	11.04	14.34	18.25	22.31	25.00	27.49	30.58	32.80
16	5.14	5.81	6.91	7.96	9.31	11.91	15.34	19.37	23.54	26.30	28.85	32.00	34.27
17	5.70	6.41	7.56	8.67	10.09	12.79	16.34	20.49	24.77	27.59	30.19	33.41	35.72
18	6.26	7.01	8.23	9.39	10.86	13.68	17.34	21.60	25.99	28.87	31.53	34.81	37.15
19	6.84	7.63	8.91	10.12	11.65	14.56	18.34	22.72	27.20	30.14	32.85	36.19	38.58
20	7.43	8.26	9.59	10.85	12.44	15.45	19.34	23.83	28.41	31.41	34.17	37.56	40.00
21	8.03	8.90	10.28	11.59	13.24	16.34	20.34	24.93	29.62	32.67	35.48	38.93	41.40
22	8.64	9.54	10.98	12.34	14.04	17.24	21.34	26.04	30.81	33.93	36.78	40.29	42.80
23	9.26	10.19	11.69	13.09	14.85	18.14	22.34	27.14	32.01	35.17	38.08	41.64	44.18
24	9.88	10.86	12.40	13.85	15.66	19.04	23.34	28.24	33.20	36.42	39.37	42.98	45.56
25	10.52	11.52	13.12	14.61	16.47	19.94	24.34	29.34	34.38	37.65	40.65	44.32	46.93
26	11.16	12.20	13.84	15.38	17.29	20.84	25.34	30.43	35.56	38.89	41.92	45.64	48.29
27	11.80	12.88	14.57	16.15	18.11	21.75	26.34	31.53	36.74	40.11	43.20	46.96	49.64
28	12.46	13.56	15.31	16.93	18.94	22.66	27.34	32.62	37.92	41.34	44.46	48.28	50.99
29	13.12	14.26	16.05	17.71	19.77	23.57	28.34	33.71	39.09	42.56	45.72	49.59	52.34
30	13.78	14.95	16.79	18.49	20.60	24.48	29.34	34.80	40.26	43.77	46.98	50.89	53.67
40	20.67	22.14	24.42	26.51	29.06	33.67	39.34	45.61	51.80	55.75	59.34	63.71	66.80
50	27.96	29.68	32.35	34.76	37.69	42.95	49.34	56.33	63.16	67.50	71.42	76.17	79.52
60	35.50	37.46	40.47	43.19	46.46	52.30	59.34	66.98	74.39	79.08	83.30	88.40	91.98
70	43.25	45.42	48.75	51.74	55.33	61.70	69.34	77.57	85.52	90.53	95.03	100.44	104.24
80	51.14	53.52	57.15	60.39	64.28	71.15	79.34	88.13	96.57	101.88	106.63	112.34	116.35
90	59.17	61.74	65.64	69.13	73.29	80.63	89.33	98.65	107.56	113.14	118.14	124.13	128.32
100	67.30	70.05	74.22	77.93	82.36	90.14	99.33	109.14	118.49	124.34	129.56	135.82	140.19

Annexe N°2

II. Les ouvrages d'art :



Profil en long 3D apres l'amenagement d'oued TAMELAHT

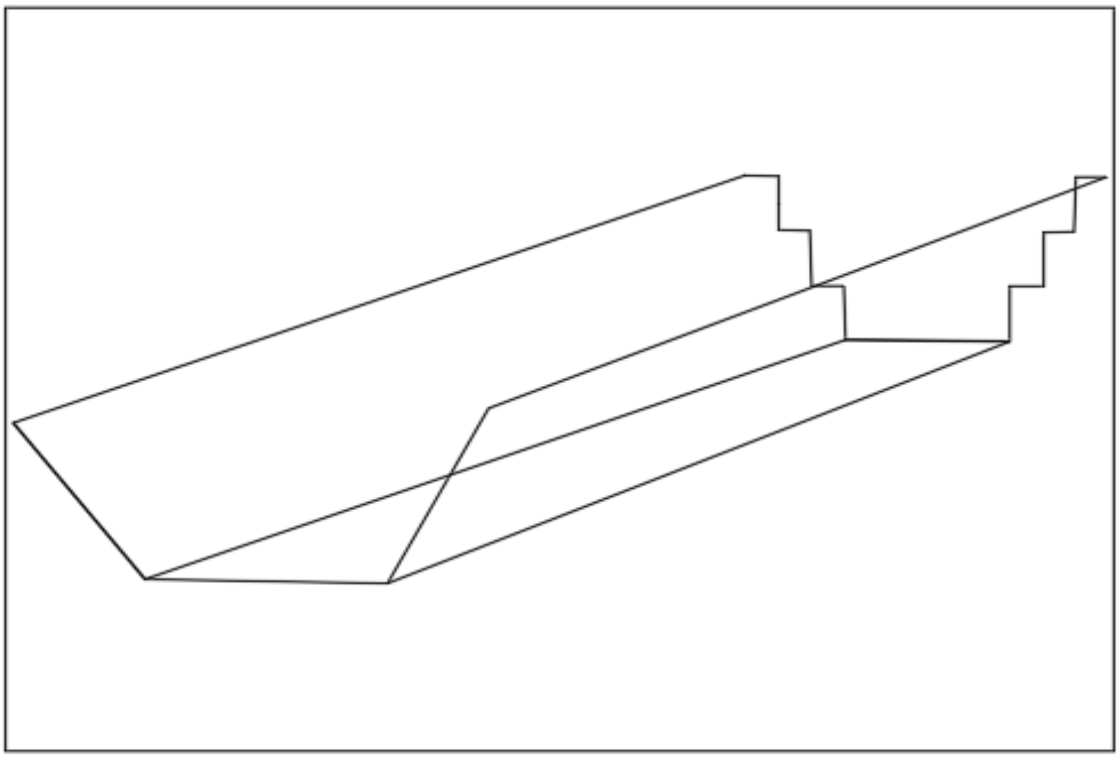


Pont existant avant juste le rentré du centre-ville qui passe sur oueds Tamelaht dans la section 9520

Annexe N°3

III. Les ouvrages de transition:

La jonction entre les seuils en gabion et le canal qui est en béton armé de forme trapézoïdale est mise en œuvre par un ouvrage de transition en béton, où il prend la forme d'escalier d'un côté et une forme trapézoïdale d'autre coté.



Ouvrage de transition en béton