REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE

ECOLE NATIONALE SUPERIEURE D'HYDRAULIQUE -ARBAOUI Abdellah-

DEPARTEMENT AMENAGEMENT ET GENIE HYDRAULIQUE

MEMOIRE DE FIN D'ETUDES

En vue de l'obtention du diplôme d'Ingénieur d'Etat en Hydraulique

THEME DU PROJET :

ETUDE DE PROTECTION CONTRE LES CRUES DE L'AGGLOMERATION DE TAZA COMMUNE ZIAMA MANSOURIAH (W.JIJEL)

PRESENTE PAR :
SEBBAGH KHALID

Devant les membres du jury

Nom et Prénoms	Grade	Qualité
M^{me} B.TOUAIBIA	Professeur	Présidente
M^{r} M.BOUZIANE	M.A.A	Examinateur
M^{r} A.ZAROUAL	M.A.A	Examinateur
M^{r} M.BOUKHELIFA	M.A.B	Examinateur
M^{r} M.K.MIHOUBI	Professeur	Promoteur

Septembre – 2014

إهداء

...

إلى أولئك الأبطال الذين علمونا ما هي الشجاعة وكيف هو الصبر.

خالد.

REMERCIEMENTS

Au terme de cette modeste étude, je tiens à exprimer ma profonde gratitude et mes vifs remerciements à Mr. MIHOUBI (mon promoteur) pour avoir contribué à l'élaboration de cette présente thèse.

Je tiens à remercier notre école qui nous a accordé cette formation de qualité.

Je remercie également tous mes professeurs et tous les professeurs de l’ENSH.

Un merci particulier à mon ami R. Samy.

Aussi, je me permets d'exprimer tout mon respect aux membres du jury qui me feront l'honneur d'apprécier notre travail.

ملخص:

الهدف من هذه الدراسة هو الحد من الأضرار الناجمة عن التدفقات القصوى- فيضانات و انجراف للتربة –على مستوى واد تازة مدينة تازة ولاية جيجل ، ووضع مخطط الوقاية يتماشى مع الجانب السياحي للمنطقة .

تهدف هده الدراسة إلى تحديد كمية التدفق القصوى ابتداء من تحديد المعالم المورفولوجية والمناخية للمنطقة ثم دراسة هيدرولوجية ،متبوعة بدراسة طوبوغرافية وهيدروليكية باستعمال النمذجة الرقمية HEC-RAS . هذه النمذجة تسمح لنا بتشخيص وتسيير هيدروليكي بدقة كبيرة ووضع الحلول الملائمة لحماية هذه المدينة.

Résumé:

Ce travail à pour objectif de protéger la zone de TAZA contre les crues-inondation et transport solides- au niveau de l'oued de TAZA, ville TAZA (W.JIJEL) et mettre en place un plan afin de préserver le coté touristique. Dans cette étude nous avons quantifié le débit de crue à partir de la détermination des caractéristiques morphologiques et climatologiques de la région et puis une étude hydrologique suivie d'une étude topographique et hydraulique en se basant sur la simulation numérique HEC-RAS qui afin de diagnostiquer et simuler le fonctionnement hydraulique et proposer une meilleur solution d'aménagement .

Abstract:

This work aims to protect the area of TAZA against floods at the wadi at TAZA city TAZA (W.JIJEL) and implement a plan to preserve the touristic side. In this study we quantified ihe disclarge of flooding from the determination of morphological and climatic characteristics of the region and then a hydrological study followed by topographic and hydraulic study based on the numerical simulation HEC-RAS allows us to diagnose and simulate the hydraulic performance and provide a better solution.

TABLE DES MATIERES

Liste des Abréviations
Liste des tableaux
Liste des Figures
Liste des planches

Introduction général **1**

Chapitre I : Présentation de la zone d'étude
1. Introduction 2
2. Situation géographique 2
3. Aperçus sur la ville de Taza..... 3
3.1. Topographie..... 3
3.2. Géologie..... 3
3.3. Le réseau hydrographique 4
3.4. Climat 5
a) La précipitation 5
b) La température 6
c) Le vent 7
3.5. Les caractéristiques démographiques 8
a) Evolution de la population..... 8
b) Classification des zones sismiques en Algérie 8
3.6. Tourisme 9
3.7. Le problème des crues 9
4. Le problème des crues 9

Chapitre II: Généralité sur les crues
1. Introduction 10
2. Crue 10
2.1. Définition..... 10
2.2. Processus de formation 10
2.3. Type des crues..... 10
2.4. Conséquences des crues selon leur type 11
3. Période de routeur et risque hydrologique 11
3.1. Définition et concept de risque 11
a) Alea (inondation) 11
b) Vulnérabilité 11
3.2. Définition de période de routeur 12
3.3. Crue de projet 12
4. Le phénomène de la propagation des crues 12
5. L'étude de la propagation des crues 13
6. Conclusion 14

Chapitre III: Etude hydrologique
1. Introduction 15
2. Le bassin versant et son complexe 15
2.1. Définition 15
2.2. Caractéristique physique de bassin versant..... 15
2.3. Caractéristique géométriques 18

2.3.1. Surface 18
2.3.2. Périmètre 18
2.3.3. Forme 18
a) Indice de compacité 18
b) Rectangle équivalent 18
2.3.4 Le relief 19
a) La courbe hypsométrique 19
b) Les ‘altitude caractéristique 21
c) Les pentes de bassin versant 21
d) Les longueurs caractéristique 22
2.4. Les caractéristiques d’écoulement de bassin versant 23
2.4.1. Réseau hydrographique 25
a) La densité de drainage 25
b) La densité hydrographique 25
c) Le rapport de confluence 25
d) Le coefficient de torrentialité 26
2.4.2. Le temps de concentration..... 26
2.4.3. Pente moyenne de cour d'eau..... 28
3. Etude des précipitations 28
3.1. Station pluviométrique 28
3.2. Pluie maximale journalier..... 30
3.2.1. Estimation des pluies journalières maximales 30
3.2.2. Les caractéristiques de la série pluviométrique 31
3.3. Ajustement de la série des pluies annuelle et maximale journalière enregistrée à la station de JIJEL SECTEUR 31
3.3.1. Ajustement suivant la loi de GAUSS (ou Normale) 31
3.3.2. Ajustement suivant la loi de GALTON (ou Log-normale) 33
3.3.3. Ajustement suivant la loi de GUMBEL 34
4. Etudes des apports 36
4.1. Calcul de la lame d’eau ruisselée 36
4.2. Apports liquides : Apport moyen interannuel (A0) 37
4.3. Caractéristique de l’écoulement 38
a) Module de l’écoulement 38
b) Module de l’écoulement relatif(spécifique) 38
c) Coefficient de l'écoulement ou de ruissellement 38
d) Coefficient de variation 38
5. Etude des crues 39
5.1. Détermination des crues 39
5 .2. Choix de la crue du projet..... 42
5.3. Construction de l’hydrogramme de crues..... 42
6. Etude des apports solides..... 43
7. Conclusion 44

Chapitre IV : Etude topographique
1. Introduction 45
2. Situation de projet..... 45
3. La topographie de l’oued 45
3.1. Lit du cours d’eau 45
a) Lit mineur..... 45
b) Lit moyen 45
c) Lit majeur 46

3.2. Rive, berge 46
3.3. Ripisylve 46
3.4. Alluvions et substratum..... 46
4. La carte de pente..... 46
5. La géométrie de l'oued Taza 47
6. Conclusion..... 51

Chapitre V : Etude hydraulique
1. Introduction 52
2. Ecoulement a surface libre 52
3. Classification des écoulements 52
3.1.1. Caractéristique géométrique des écoulements a surface liber 52
a) Section mouillée d'un canal..... 52
b) Périmètre mouillée d'un canal..... 53
c) Rayon hydraulique..... 53
d) Profondeur ou tirant d'eau..... 53
e) Largeur au plan d'eau..... 53
f) Largeur au radier..... 53
c) Pente d'un canal 53
d) Canal prismatique 53
3.1.2. Équation d'énergie pour les Ecoulements a surface libres 53
3.1.2.1. Formulation générale 53
3.1.2.2. Écoulement uniforme 54
3.1.3. Notion d'énergie spécifique 55
3.1.3.1. Définition 55
3.1.3.2. Dévers régime d'écoulement 55
3.1.3.3. Interprétation de de l'écoulement critique 56
3.1.4. Ecoulement varient graduellement..... 57
3.1.4.1 Définition 57
3.1.4.2. Calcule de la courbe de remous..... 57
a) Equation de la courbe de remous 57
b) Forme générale de courbe de remous 58
3.1.5. Ecoulement brusquement variée 59
3.2. Écoulement non permanant 60
3.2.1. Définition 60
3.2.2 Modèles de propagation de crue 60
4. Calcule hydraulique de l'oued Taza 61
4.1. Méthode pour les canaux non prismatique 61
4.2. Présentation du modèle HEC-RAS 61
4.3. Étapes de simulation par HEC-RAS 61
4.3.1. Création d'un nouveau projet (new Project) 62
4.3.2. Préparation des données topographiques pour l'HEC-RAS 62
4.3.3. Données hydrométriques et conditions aux limites 63
4.3.4. Simulation hydraulique 64
4.3.5. Les résultats de simulation par HEC-RAS 64
4.3.6. Affichage e les résultats de simulation sous forme graphique..... 64
a) Affichage de profil en long 64
b) Affichage des profils en travers 64
4.4. Description de l'érosion 71
4.5. Description de l'apport solide 71
4.6. Résultat de Diagnostic..... 72

5. Conclusion 72

Chapitre VI : protection de la zone de Taza contre les crues

1. Introduction 73
2. Limitation des débordements 73
2.1. Coupure de nouvelle cour..... 73
2.2. Calibrage 73
2.3. Le talus 74
3. Limitation de l'érosion 74
3.1. Erosion des berges 74
3.1.1. Processus conduisant à la dégradation des berges 74
a) Le pouvoir érosif de l'eau 74
b) L'effet gravitaire 75
c) La boulance 76
3.1.2. Éléments de protections 76
3.1.3. Les variantes 77
3.1.4. Les résultats de simulation HEC-RAS..... 78
3.2. Erosion du fond..... 78
3.2.1. Processus de Régression de fond 78
3.2.2. Les ouvrages de protection..... 79
3.2.3. Les variantes proposées 79
4. Limitation des apports solide 80
5. Les résultats de simulation HEC-RAS après l'aménagement 81
5.1. Les résultats de simulation sous forme graphique 81
5.2. Les résultats de simulation sous forme d'un tableau 88
6. Conclusion 89

Chapitre VII : Dimensionnement et calcul de stabilité

1. Introduction 90
2. Stabilité berge plus Revêtement 90
3. Résistance des enrochements à la vitesse du courant 90
4. Seuil enrochement N°01 91
4.1. La dimension des blocs 91
4.2. Dimensionnement du seuil 92
5. Seuil enrochement N°02..... 93
5.1. La dimension des blocs 93
5.2. Dimensionnement du seuil..... 93
6. Seuil N°1 93
6.1. Dimensionnement 93
6.1.1. Bassin de dissipation 93
6.1.2 Protection aval 96
6.2. Calcul de la stabilité 96
6.2.1. Détermination des défiantes sollicitations 96
a) Charges horizontales 97
b) Charges verticales..... 97
6.2.2. Calcul de la stabilité au glissement 98
6.2.3. Calcul de la stabilité au soulèvement..... 98
6.2.4. Stabilité au renversement 99
7. Seuil N°2 99
7.1. Dimensionnement 99
7.1.1 Type Bassin de dissipation..... 99

7.1.2. Protection aval 100
7.2. Calcul de la stabilité 100
7.2.1. Détermination des défiantes sollicitations 100
a) Charges horizontales..... 100
b) Charges verticales 101
7.2.2. Calcul de la stabilité au glissement 102
7.2.3. Calcul de la stabilité au soulèvement 102
7.2.4. Stabilité au renversement 102
8. Seuil N°3 103
8.1. Dimensionnement 103
8.1.1. Type Bassin de dissipation 103
8.1.2. Protection aval 104
8.2. Calcul de la stabilité 104
8.2.1. Détermination des défiantes sollicitations 104
a) Charges horizontales 104
b) Charges verticales 105
8.2.2. Calcul de la stabilité au glissement..... 106
8.2.3. Calcul de la stabilité au soulèvement 106
8.2.4. Stabilité au renversement 106

Conclusion générale 107

Bibliographie
Annexe

LISTE DES ABREVIATIONS

ANRH :	Agence Nationale des Ressources Hydriques.
GPS :	Global Positioning System (système de positionnement global)
HEC-RAS:	Hydrologic Engineering Center's River Analysis System.
LOB :	Left overbanks (la partie gauche de la plaine inondable)
MNT TIN :	Modèle Numérique de Terrain de type Terrain Irrégulier Network.
ROB :	Right overbanks (la partie droite de la plaine inondable)
Min Ch El :	Altitude du radier du canal
W.S.Elev :	Altitude du plan d'eau calcule
Critw .s :	Altitude de la ligne critique
TopWidth :	Largeur au miroir
Froude chl :	Nombre de Froude
Vel chnl :	Vitesse d'écoulement
Flow area :	Section mouillée
E.G.Elev :	Altitude de la ligne d'énergie
EGslope :	Pente de la ligne d'énergie

LA LISTE DES TABLEAUX

Chapitre I : Présentation de la zone d'étude

Tableau I.01 : Coordonnées Lambert et géographique de la zone d'étude…..…….…. 2
Tableau I.02 : Répartition des précipitations mensuelles interannuelles……..…..…… 6
Tableau I.03 : Répartition des températures moyennes mensuelles ……..…….…… 7
Tableau I.04 : Répartition de la vitesse du vent ……...…….…..… 7
Tableau I.05 : Evolution de la population de Taza (1987 – 2008) ……..…..... 8
Tableau I.06 : Evolution du nombre de ménages de la ville de Taza (1987 – 2008). 8

Chapitre III : Etude hydrologique

Tableau III.01 : Coordonnées LAMBERT de la zone d'étude. ……....…….…… 15
Tableau III.02 : Répartition des surfaces élémentaires en %.……....……..…… 20
Tableau III.03 : Calcul des rapports.……..…… 26
Tableau III.04 : Résultats de calcul du temps de concentration par différentes formules …….. 27
Tableau III.05 : Paramètres physico-morphométriques du bassin versant d'Oued Taza 28
Tableau III.06 : Données disponibles des stations situées à proximité de la zone d'étude……...……. 29
Tableau III.07 : Station pluviométrique……....……... 29
Tableau III.08 : Pluies maximales journalières prise de la station 030301…..……...…..... 30
Tableau III.09 : Caractéristique de la série pluviométrique (33 ans).……..…… 31
Tableau III.10 : Estimation des paramètres de la loi normale…….....…… 32
Tableau III.11 : Résultat de l'ajustement a la loi de GAUSS. ……....… 32
Tableau III.12 : Estimation des paramètres de la loi log- normale.……..……..… 33
Tableau III.13 : Résultat de l'ajustement a la loi de Log-Normal.…….…....…… 34
Tableau III.14 : Estimation des paramètres de la loi GUMBEL ……...…….. 35
Tableau III.15 : Résultat de l'ajustement à la loi de GUMBEL……...…….....…… 35
Tableau III.16 : Résultats de calcul de la lame d'eau écoulée par différentes formules 37
Tableau III.17 : Coefficient de variation pour différentes formules. ……....…… 39
Tableau III.18 : Débits des crues fréquentielles.……....……...…… 40
Tableau III.19 : Valeurs de γ en fonction de bassin versant. ……..…..... 40
Tableau III.20 : Récapitulatif des résultats de la formule Turraza et Sokolovsky 41
Tableau III.21 : Récapitulatif des résultats de débit de crue……..... 41
Tableau III.22 : Crue de projet recommandée…….…….. 42
Tableau III.23 : Valeur de en fonction du caractéristiques du bassin versant……... 43

Chapitre V : Etude hydraulique

Tableau V.01 : Valeurs de coefficient de Manning.……....……... 62

Chapitre VI : Protection de la zone de Taza contre les crues

Tableau VI.01 : Caractéristique des Seuils en maçonnerie ……..…….. 80
Tableau VI.02 : Caractéristique des Seuils en enrochement ……..……... 80

Chapitre VII : Dimensionnement et calcule de stabilité
Tableau VII.01 : Poids volumiques en fonction de types des enrochements ……..... 90
Tableau VII.02 : Angule d'équilibre en fonction de taille des granulats……..…… 91
Tableau VII.03 : Récapitulatif des diffamants efforts ……..……..…… 98
Tableau VII.04 : Récapitulatif des diffamants efforts ……..…….. 102
Tableau VII.05 : Récapitulatif des diffamants efforts ……..…….. 105

LA LISTE DES FIGURES

Chapitre I : Présentation de la zone d'étude

Figure I.01 : Situation géographique de la zone de Taza…….....……..…. 2
Figure I.02 : Carte des zones de reliefs homogènes…….....……...……. 3
Figure I.03 : Extrait de la carte topographique au 1/25 000, feuille TAZA…..……..... 5
Figure I.04 : Répartition des précipitations mensuelles interannuelles……..... 6
Figure I.05 : Extrait de la carte pluviométrique de l'Algérie (A.N.R.H.) ……..…..... 6
Figure I.06 : Répartition des précipitations mensuelles interannuelles……....…... 7
Figure I.07 : Répartition mensuelles de la vitesse du vent……..... 7
Figure I.08 : Evolution de la population de la ville de Taza……..... 8
Figure I.09 : Evolution des ménages de la ville de Taza…….……...…. 8
Figure I.10 : La carte des zones sismique de l'Algérie et le zonage globale des différents Wilaya ……..……. 9

Chapitre II : Généralité sur les crues

Figure II.01 : Aléa (d, h, v). ……..…..... 11
Figure II.02 : Situation schématique ou la propagation est prépondérante……..... 12
Figure II.03 : Propagation d'une crue……..… 13

Chapitre III : Etude hydrologique

Figure III.01 : Carte du bassin versant des côtiers Constantinois (partie Ouest de Skikda) 16
Figure III.02 : Bassin versant d'oued Taza. ……..……..... 17
Figure III.03 : Rectangle équivalent……..……..…. 19
Figure III.04 : Courbe hypsométrique……..……..…. 20
Figure III.05 : Hiérarchisation du réseau hydrographique du bassin versant d'oued Taza. 24
Figure III.06 : Situation géographique de la station pluviométrique…….…..…. 29
Figure III.07 : Ajustement des débits de pointe suivant la loi normale…….....…. 32
Figure III.08 : Ajustement des pluies de pointe suivant la loi Log-normale……....…… 34
Figure III.09 : Ajustement des pluies de pointe suivant la loi de GUMBEL……..…….. 35
Figure III.10 : Hydrogramme de crue…….……. 43

Chapitre IV : Etude topographique

Figure IV.01 : Situation de projet……..……...…..… 45
Figure IV.02 : Lit d'un cours d'eau……..……...……..… 46
Figure IV.03 : Carte de pente……..……...……...… 47
Figure IV.04 : Section en travers de l'oued Taza(s_1 – s_{10}) ……..…… 48
Figure IV.05 : Section en travers de l'oued Taza(s_{11} – s_{20}) …….....……. 49
Figure IV.06 : Section en travers de l'oued Taza(s_{21} – pont). ……....….....…… 50
Figure V.07 : Profil en long d'oued Taza……..….....…… 51

Chapitre VI : Etude hydraulique

Figure V.01 : (a)Section mouillé, (b) Périmètre mouillé, (c) Profondeur d'eau……..... 52
Figure V.02 : (a) Largeur au plan d'eau, (b) Largeur au radier d'eau……..... 53

Figure V.03 : Hauteur de charge pour les écoulements a surface liber……..……..... 54
Figure V.04 : Écoulement uniforme……..…….....……..... 54
Figure V.05 : Energie spécifique……..…….....…….... 55
Figure V.06 : Régime d'écoulement dans les canaux. ……..…….....…….... 55
Figure V.07 : (a)Ecoulement fluvial, (b) Ecoulement critique, (t)Ecoulement t torrentiel... 56
Figure V.08 : Ecoulement varie graduellement……..…….....…….... 57
Figure V.09 : Différente courbe de remous ……..…….....…….... 59
Figure V.10 : Ressaut hydraulique au pied d'un barrage -déversoir…….....…. 59
Figure V.11 : Exemple de courbe de remous avec ressaut hydraulique…….....… 60
Figure V.12 : Fenêtre principale du logiciel HEC-RAS…….....… 61
Figure V.13 : Création de nouveau projet HEC-RAS…….....…….... 62
Figure V.14 : Introduction des données géométriques de l'oued Taza. ……..…….. 63
Figure V.15 : Définition du tracé de l'oued et des sections. ……..…….. 63
Figure V.16 : Définition le débit et les conditions aux limites……..….. 63
Figure V.17 : Fenêtres de simulation pour le régime permanent. ……..… 64
Figure V.18 : Affichage des résultats de simulation sous forme graphique (profil en long) 64
Figure V.19 : Affichage des Côtes d'eau dans les sections transversales ……..…. 70
Figure V.20 : Localisation de débordement ……..……..……..….. 71
Figure V.21 : La nouvelle cour d'eau……..…….. 71
Figure V.22 : Localisation des apports solides…… 72
Figure V.23 : Photos pris sur le site de Taza……..… 72

ChapitreVI : Protection de la zone de Taza contre les crues
Figure VI.01 : Simulation de la section par logiciel HEC-RAS ……..... 73
Figure VI.02 : Mse en place d'un remblai. ……..... 74
Figure VI.03 : (a et b) : Processus d'érosion de berges rencontré (a) en sol peu cohésif …….…… ……..…….. 75
Figure VI.04 : Phénomène de rupture de berge en cercle…….....……..……... .. 76
Figure VI.05 : Phénomène de boulance…….....……..……..….. 76
Figure VI.06 : Divers types de revêtement de berge…….....……..... 77
Figure VI.07 : Revêtement en enrochement…….....……..……..…. 77
Figure VI.08 : Régression de fond…….....……..……..... 79
Figure VI.09 : La projection des seuils à l'aide du logiciel HEC-RAS, ….....……..... 81
Figure VI.10 : Profil en long de l'oued Taza après l'aménagement…….....……..... 81
Figure VI.11 : Sections de l'oued Taza après l'aménagement(s……..…… 81
Figure VI.12 : Sections de l'oued Taza après l'aménagement(s – s 82
Figure VI.13 : Sections de l'oued Taza après l'aménagement(s – s 83
Figure VI.14 : Sections de l'oued Taza après l'aménagement(s – s 84
Figure VI.15 : Sections de l'oued Taza après l'aménagement(s – s) 85
Figure VI.16 : Sections de l'oued Taza après l'aménagement(s – s 86
Figure VI.17 : Sections de l'oued Taza après l'aménagement(s – s)..... 87
Figure VI.18 : Sections de l'oued Taza après l'aménagement(s nt) 88
Figure VI.19 : Résultats de simulation EC-RAS après l'aménagement ……..... 88

Chapitre VII : Dimensionnement et calcule de stabilité

Figure VII.01 : Type de bassin de dissipation……..……...…… 94
Figure VII.02 : Ouvrage a seuil libre……...……...…..……. 96
Figure VII.03 : Schéma de défiantes charges s'exerçant sur le seuil…….....….... 96

LISTE DES PLANCHES

Plans N° 01: Profil en travers de l'oued Taza après l'aménagement (section 01-06)
Plans N° 02: Profil en travers de l'oued Taza après l'aménagement (section 07-12)
Plans N° 03: Profil en travers de l'oued Taza après l'aménagement (section13-18)
Plans N° 04: Profil en travers de l'oued Taza après l'aménagement (section 19-24)
Plans N° 05: Profil en travers de l'oued Taza après l'aménagement (section 25-29)
Plans N° 06: Profil en long –d'aménagement _de l'oued Taza Jijel
Plans N° 07: Plan d'aménagement de l'oued Taza de la ville de Taza w.Jijel
Plans N° 08: Coupe seuil en maçonnerie oued Taza w.Jijel

Introduction générale :

INTRODUCTION GENERAL:

L'Algérie est l'un des pays confronté aux phénomène des crues et d'inondations qui se manifestent de façon catastrophique constituant ainsi une contrainte majeur pour le développement économique et social, ces inondations et même le plus fréquentes et provoquent d'importants dégât humains et matériels .

Plusieurs régions du pays sont régulièrement menacées par ces catastrophes naturelles dont on cite la région de TAZA W. Jijel

La ville de Taza est parmi les plus belles villes côtières et touristiques, elle est caractérisée par un magnifique paysage variable entre le montagneux et le plat. Le rivage n'est pas assez large. Les débordements de l'oued Taza constituent un risque majeur sur les biens et les matériels installés sur les bords de cet oued, ainsi que les apports solides et les déchets apportés par cet oued en période de crue dégradent la vue générale de la ville.

A cet effet, nous procédons à la réalisation de l'étude de la protection de l'agglomération de Taza contre les crues de l'Oued.

Chapitre I : Présentation de la zone d'étude

1. Introduction :

La ville de Taza est parmi les plus belles villes côtières et touristiques, elle est caractérisée par un magnifique paysage variable entre le montagneux et le plat. Le rivage n'est pas assez large. Les débordements de l'oued Taza constituent un risque majeur sur les biens et les matériels installés sur les bords de cet oued, ainsi que les apports solides et les déchets apportés par cet oued en période de crue dégradent la vue générale de la ville.

A cet effet, nous procédons à la réalisation de l'étude de la protection de l'agglomération de Taza contre les crues de l'Oued .

2. Situation géographique :

L'agglomération de Taza fait partie de la commune d'Ziama Mansouriah, elle se situe à 25 Km environ à l'ouest du chef lieu de la Wilaya de Jijel. On s'y rend, en prenant la route nationale N°43 en allant de la commune de Ziama Mensouriah à l'Ouest vers la commune d'El Aouana à l'Est.

Les coordonnées géographiques de la ville de Taza obtenu à l'aide du G.P.S. ainsi que les coordonnées Lambert lue sur la carte d'état majeur sont cernés dans le tableau ci après :

Tableau I.01 : Coordonnées Lambert et géographique de la zone d'étude

Coordonnées Lambert		**Coordonnées géographiques**		**Altitude**
X (Km)	Y (Km)	N	E	Z (m)
726 à 727	382 à 383	36° 42' 20''	5° 3' 40''	20m

Source : SARL Elbehdja

Figure I.01: Situation géographique de la zone de Taza

3. Aperçu sur la ville de Taza :

3.1. Topographie :

La commune de Ziama Mensouria est développée de part et d'autre de la RN 43 (Souk El Tenine – Skikda) entre Jijel à l'Est et Bejaia à l'Ouest. C'est un territoire qui couvre 10 231 hectares dont une grande partie, plus de 80% dans les montagnes telliennes et environ 20% dans la zone côtière répartis entre morphologie relativement plane et falaises abruptes.

Le territoire de la ville de Taza s'organise autour de deux unités topographique distinctes et contrastes : la zone côtière à l'aspect topographique subhorizontale à peu incliné et découpé par des falaises, qui occupe toute la partie Nord d'une part et l'arrière coté franchement montagneuses au Sud du territoire d'autre part. si la première unité offre une topographie générale peu accidentée et des altitudes peu élevées, la seconde est délimité par des versants montagneux abrupts, l'altitude dépassent généralement les 1000m (Djebel El Khemis : 1095m, Djebel Sidi Ali : 1237m, Djebel Hadid : 1454m).

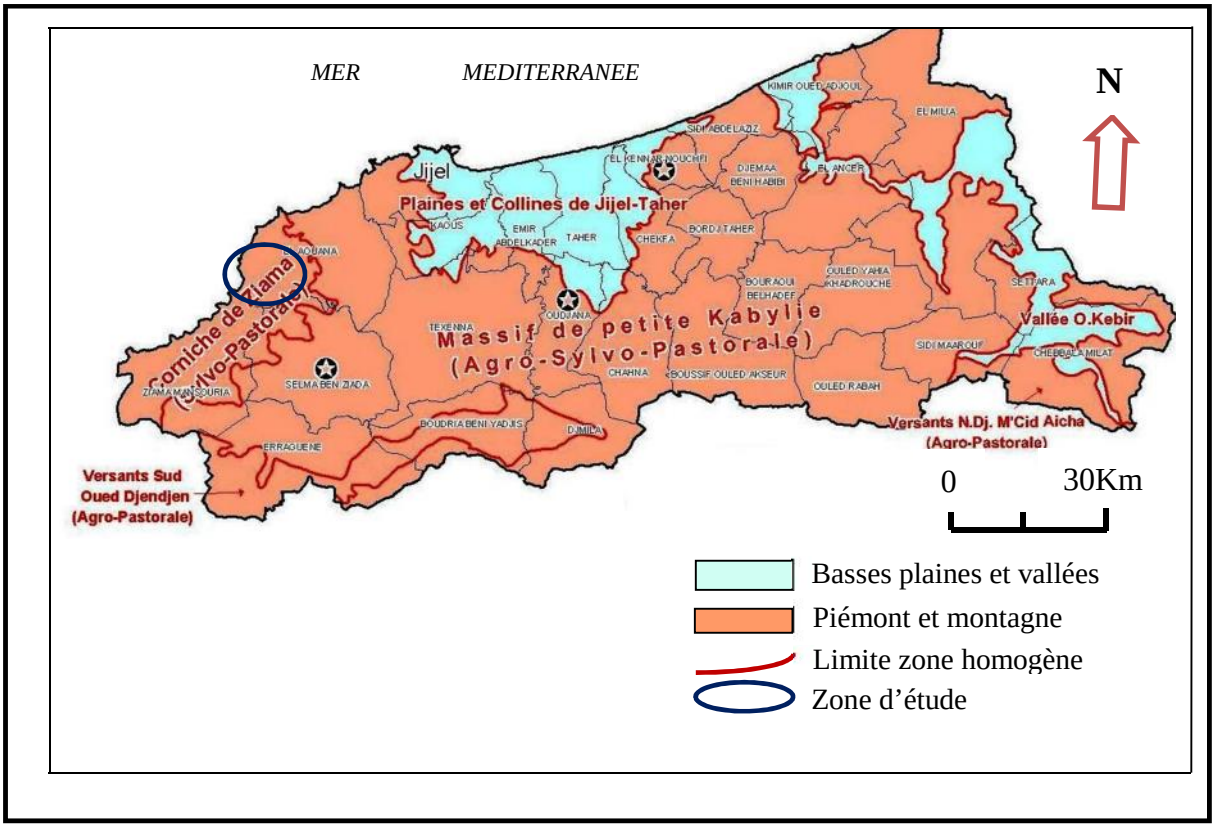


Figure I.02: Carte des zones de reliefs homogènes

Source : Monographie de la wilaya de Jijel

3.2. Geologie :

Les formations géologiques rencontrées sur cette zone tapissent la morphologie distincte et contraste. La région de Ziama Mansouriah fait partie de la terminaison orientale des Monts des Babors « selon la terminologie des géographes ». Elle se

compose d'une série d'écailles calcaires et dolomitiques formant des crêtes rocheuses très vigoureuses cloisonnant incomplètement une série d'alvéoles ou de petits bassins taillés dans des formations plus tendres. Les hauts versants sous les crêtes sont tapissés d'éboulis en partie consolidés. Les bas versants dans les formations plus tendres ont un relief de détail plus chaotique.

L'agglomération de Taza fait partie Nord de la commune de Ziama Mansouriah qui caractérisée d'altitude basse et au relief plus acre, constituée par une mosaïque de zones et sous-zones plus argileuses ne dépassant pas 800 m de largeur, coincées entre la mer d'un coté, et la montagne de l'autre.

La zone de Taza qui constitue une terrasse alluviale du Quaternaire récent et actuelle dont les formations sont constituées par des argiles, des cailloutis et des limons.

La partie Sud, franchement montagneuse qui présente une structure complexe avec un relief abrupt et très accidentés. L'ensemble de cette partie comprend trois complexes lithologiques distincts :

- **Les formations du Crétacé** : caractérisées par une alternance de marnes, d'argiles et de grés, parfois conglomérats, marnes, argilites et calcaires. On rencontre ces formations à Boublatane, au Nord de Mechta Boumraou, à Djebel Brek.

- **Les formations du Jurassique** : caractérisées par des dolomies largement développées et formant plusieurs chaines de montagnes (Dj. Mahalla, Dj. Sidi Ali, Dj. Brek). Ce sont généralement des roches solides, grises, cristallines et fissurées à filon nets de calcites. on trouve également des calcaires jurassiques très développés dans la région de Draa Bir Ghezala.

- **Les formations du Trias**: les dépôts triasiques sont développés principalement:

  - ✓ Au Sud de la cité Azirou Ammar et allant jusqu'à Mechta Tadernout ;
  - ✓ Sur la route joignant Ziama à Selma ;
  - ✓ Au niveau de Draa Bir Ghezala.

3.3. Le réseau hydrographique :

Les caractéristiques physico-géographiques du bassin versant ont été déterminées sur la base de la carte d'Etat Major de Taza à l'échelle1/25000.

Le bassin versant de l'Oued taza fait partie du grand bassin versant du COTIER Constantinois (code 03). Il est de forme allongé. La couverture végétale indique que ce bassin est assez bien boisé.

Oued Taza se jette dans la mer perpendiculairement au pont de la route nationale N°43, route qui relie Souk EL Tenine à JIJEL. Son réseau hydrographique est

constitué d'un cours d'eau principal, à savoir l'Oued du même nom et de plusieurs Oueds et chaabets qui se jettent dans ce dernier. Les principaux affluents sont :

- ✓ Oued TBOULA.
- ✓ Oued ED DALIA.
- ✓ CHAABET BEN MAROUANE.
- ✓ Oued BOU FESSIOU.
- ✓ Oued BOU MERRAR
- ✓ CHAABET EL HAMAMA.

Figure I.03 : Extrait de la carte topographique au 1/25 000, feuille Taza

3.4. Climat :

Le climat de la zone de Taza découle à la fois de sa situation géographique au Nord de l'Algérie et de sa position littorale. Il est de type méditerranéen : pluvieux et froid en hiver, chaud et humide en été.

Les données climatiques représentées sur cette rapport sont recueillis au prés des services de l'A.N.R.H.de la station météorique de Jijel Aéroport.

a)Les précipitations :

Le régime pluviométrique est irrégulier en quantité et intensité. La précipitation moyenne interannuelle est assez importante, elle varie entre 1000 mm et 1200mm.

La répartition des précipitations moyennes mensuelles est représentée dans le tableau ci après, dont les données sont recueilles au prés de service de l'A.N.R.H. sur la station de Jijel Aéroport et d'une période dix (10) ans depuis 1996 jusqu'au 2006.

Tableau I.02 : Répartition des précipitations mensuelles interannuelles

Moi	Sept.	Oct.	Nov.	Déc.	Jan.	Fév.	Ma.	Av.	Mai	Ju.	Jll.	Aoû.	Moy
p(mm)	47	73.5	137.8	197.7	135.6	98.5	95.7	79.8	44.1	10.7	3	9.8	77.8
Saison (mm)	258.3			431.8			219.6			23.5			77.8

Source : Station météorologique de l'Aéroport de Jijel

La moyenne interannuelle des précipitations est estimée à 933.2 mm. Le digramme ci après représente la répartition mensuelle des précipitations. La période la plus pluvieuse s'étale sur les saisons d'hiver et d'automne, dont la moyenne varie de 258.3 mm à 431.8 mm. La période sèche correspond à la saison d'été avec une moyenne de 23.5 mm. La valeur moyenne mensuelle est évaluée à 77.8 mm.

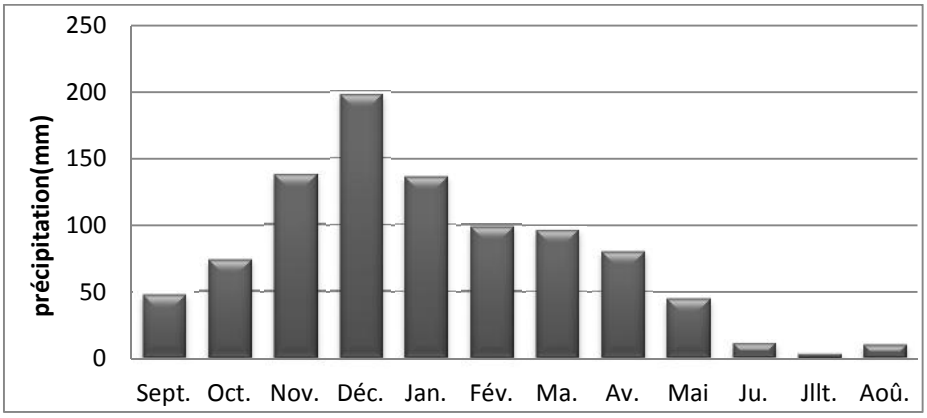


Figure I.04 : Répartition des précipitations mensuelles interannuelles

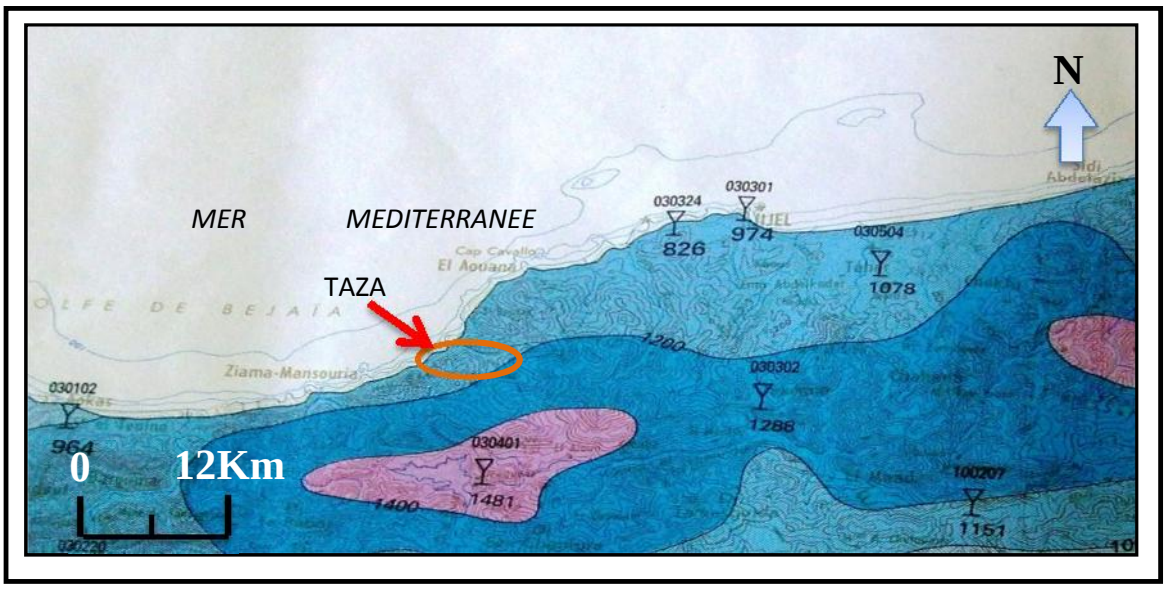


Figure I.05 : Extrait de la carte pluviométrique de l'Algérie (A.N.R.H.)

Source : (A.N.R.H.)

b)La température :

Les températures sont moyennes en générales, la moyenne interannuelle oscille autour

18°C. La période chaude s'étale durant l'été et le début de l'automne. La période froide, allant du mois de Décembre jusqu'au Mars.

Tableau I.03: Répartition des températures moyennes mensuelles

Mois	Sep.	Oct.	Nov.	Déc.	Jan.	Fév.	Ma.	Av.	Mai	Ju.	Juil.	Aoû.	Moy.
T (°C)	23.3	20.5	15.7	12.5	11.6	11.2	13.6	15.3	18.6	21.7	24.9	25.9	17.9

Source : Station météorologique de l'Aéroport de Jijel

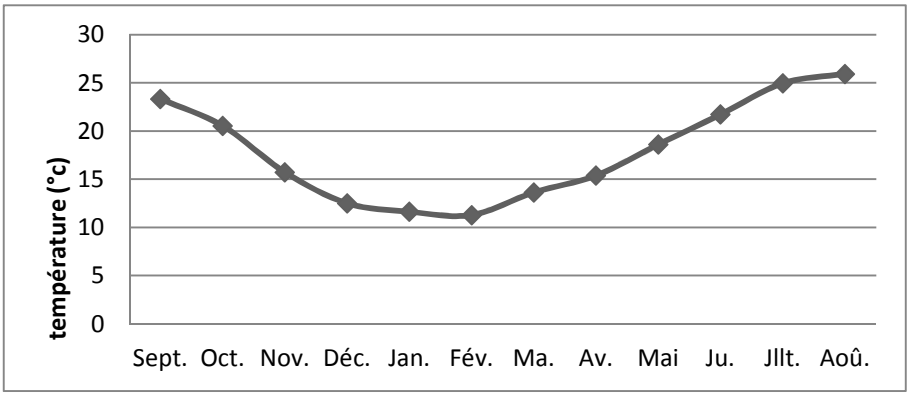


Figure I.06 : Répartition des précipitations mensuelles interannuelles

c)Le vent :

D'après la rose des vents on voit que les vents dominants dans la zone d'étude proviennent du Nord. Les moyennes mensuelles et annuelles sont représentées dans le tableau ci parés :

Tableau I.04 : Répartition de la vitesse du vent

Mois	Jan.	Fév.	Ma.	Av.	Mai	Ju.	Jllt.	Ao.	Sept.	Oct.	Nov.	Déc.	Moy.
V K(m/h)	13.9	14.9	14.9	13.9	11.2	11.2	9.2	10.3	10.3	11.7	13.9	15.5	12.57
V (m/s)	3.85	4.15	4.18	3.85	3.1	3.1	2.55	2.85	2.85	3.25	3.85	4.3	3.49

Source : Station météorologique de l'Aéroport de Jijel

L'examen du tableau montre que les vents dans la zone d'étude n'ont pas très forts, elle varie entre 2 m/s et 5m/s avec une moyenne annuelle de 3.49 m/s.

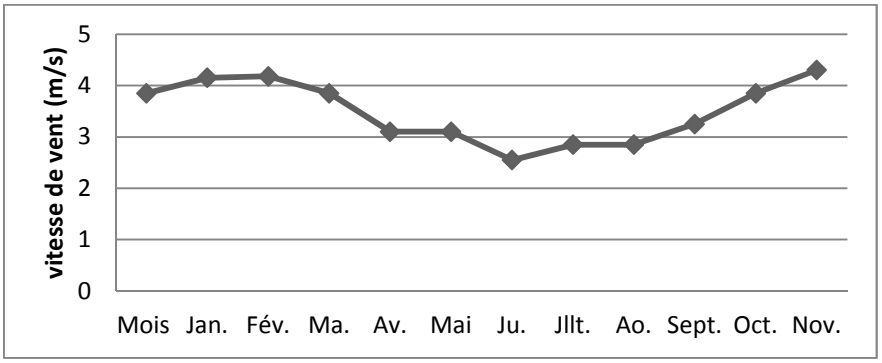


Figure I.07 : Répartition mensuelles de la vitesse du vent

3.5. Les caracteristiques demographique :

a)Evolution de la population :

Selon les résultats du recensement de 2008, la ville de Taza compte 1015 habitants. L'évolution de la répartition de la population depuis 1987 jusqu'au 2008 est consignée dans le tableau ci après :

Tableau I.05 : Evolution de la population de Taza (1987 – 2008)

L'année	1987	1998	2008
Nombre d'habitation	882	1187	1015

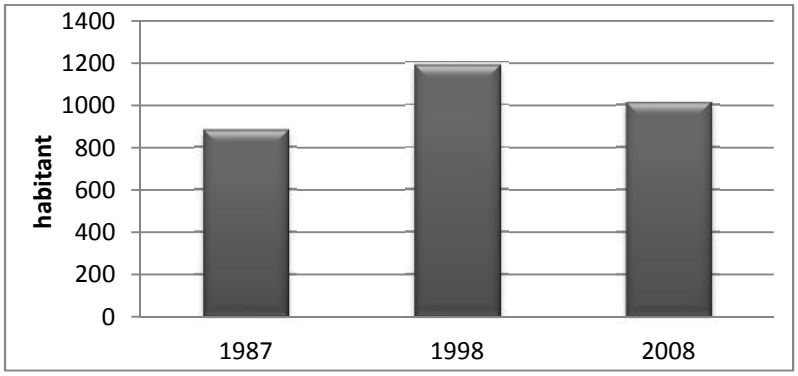


Figure I.08 : Evolution de la population de la ville de Taza

b)Les ménages

Le tableau suivant montre l'évolution des ménages au niveau de la ville de Taza depuis 1987 jusqu'au 2008. Nous remarquons qu'il ya une progression de nombre de ménages.

Tableau I.06: Evolution du nombre de ménages de la ville de Taza (1987 – 2008)

Nombre de ménages	1987	1998	2008
Nombre	120	164	167

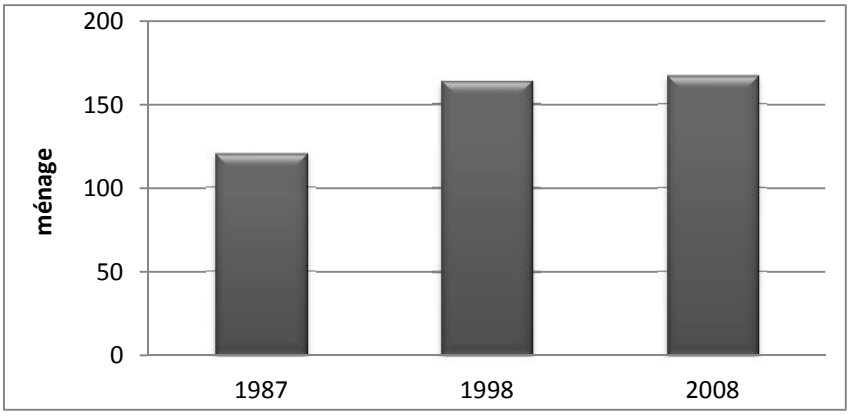


Figure I.09 : Evolution des ménages de la ville de Taza

3.6.Classification des zones sismiques en Algérie

Le règlement parasismique Algérien (version 2003) divise le territoire national en cinq zones de sismicité (Figure I.10). croissante définies comme suit:

- ✓ Zone 0: sismicité négligeable ;
- ✓ Zone I: sismicité faible ;
- ✓ Zone (II a - II b): sismicité moyenne ;
- ✓ Zone III: sismicité élevée.

Figure I.10 : La carte des zones sismique de l'Algérie et le zonage globale des différents Wilaya.

Source :Regles parasismiques ALGERIENNES R.P.A/VERSION 2003

Sur cette carte on remarque que notre zone d'étude appartient la zone sismique (I) qui est de sismicité faible

3.7. Tourisme :

Le tourisme est une activité qui touche ces nombreux secteurs et ses conséquences sur l'activité économique sont importantes.

La commune de Ziama Mansouriah jouit d'une certaine notoriété- en tant que région balnéaire positionnée sur la logique du tourisme estival, et constitue une destination touristique privilégiée et un lieu de villégiature pour les vacanciers.

La ville de Taza est caractérisée par un des meilleures plages celui de galets qui s'étale sur une surface de 62ha et situé entre Djebel El Karn et Djebel Houita.

4.Le problème des crues :

Une crue est une élévation du niveau d'un cours d'eau pouvant provoquer son débordement.

Le cas de la l'agglomération de Taza, nous la gorge qui se situe en amont de la ville qui amène des chutes d'eau assez importants et du fait que la pente est aussi importante, ce qui conduit automatiquement à l'accélération de la vitesse d'écoulement. Cette vitesse assez importante a provoqué une érosion intense provoquant la création des méandres, elle a aussi provoqué le comblement du lit d'oued par des galets de grandes tailles (même parfois métriques). Les figures suivantes montrent des photos pris au niveau du site de la ville de Taza.

Chapitre II : Généralité sur les crues

1. Introduction :

L'Algérie est confrontée aux phénomènes de crues et d'inondations qui sont plus fréquents que les séismes .Ces phénomènes provoquent des catastrophes plus destructrices et occasionnent d'importants dégâts humains et matériels.

Il n'existe pas des régions susceptibles d'être prémunies contre de tels risques en raison de leur caractère imprévisible.

En attendant, les analyses faites à propos des crues et des inondations dans notre pays mettent en évidence leur violence et leur spontanéité ainsi que leur survenance brutale après une période de sécheresse.

2. Crue :

2.1. Définition :

La crue correspond à l'augmentation de la quantité d'eau qui s 'écoule dans la rivière et peut concerner l'ensemble du lit majeur de la rivière. De nombreux géographes et hydrologues ont adopté le critère qu'une rivière est en crue lorsque son débit est trois à cinq fois supérieur à son débit moyen. De façon plus pratique, on admet qu'une rivière est en crue lorsqu'elle déborde des limites de son lit mineur. I1 s'agit d'un phénomène naturel périodique qui n'est exceptionnel que lorsque les débits deviennent considérables par rapport à son module ; on parle alors de crue critique, laquelle peut engendrer une inondation sur les zones riveraines.

2.2. Processus de formation :

Sur un bassin versant, la fraction de pluie qui n'a pas été évaporée ou infiltrée, ruisselle sur le terrain. Cette eau de ruissellement rejoint le réseau hydrographique par des filets d'eau qui se regroupent et parviennent à un collecteur plus important. Au cours de ce parcours, chaque mouvement d'eau dépend des conditions de l'averse et de la nature physique du bassin. Quand l'intensité de la pluie est importante, les sols sont rapidement saturés et imperméabilisés. Les temps de réponses et de montée deviennent courts, et on assiste à des crues soudaines et brèves, surtout sur des bassins montagneux.

2.3. Type des crues :

- **Une crue torrentielle (rapide)** : a un temps de montée compris entre 2 et 12 Heures et se produit sur un bassin versant assez grand ou lors d'intensité Pluviométrique moins forte.
- **Une crue lente** : a un temps de montée supérieur à 12 heures et se produit sur un grand bassin versant sur les fleuves et les grandes rivières.
- **Une crue-éclair** : a un temps de montée très court, inférieur à quelques heures et se produit sur un petit bassin versant, ce phénomène est fréquent dans les régions montagneuses où le ruissellement des eaux vers les vallées est très rapide. La pluie peut se produire loin de la zone inondée car elle est le résultat de la concentration de l'eau tombant sur le bassin hydrique vers le point le plus bas ***(Marcio, 1990).***

2.4. Conséquences des crues selon leur type :

A gravité égale en terme de hauteur atteinte par l'eau, il est beaucoup plus facile dans le cas des crues lentes de prendre des mesures d'information préventive, d'alerte et d'évacuation, nous l'avons déjà signalé.

Les crues rapides provoquent des débordements brutaux avec des conséquences plus graves pour les personnes qui peuvent être surprises et emportées. L'expérience montre que les victimes sont pour la plupart des personnes emportées dans leur voiture, soit à cause d'une montée brutale de l'eau, soit à cause d'une imprudence. Il ne faut jamais traverser une zone inondée, même si on croit bien la connaitre, car avec seulement 20 cm d'eau, une voiture se met à flotter puis est emportée sans recours possible ***(Degoutte, 2006).***

Les crues lentes provoquent rarement des pertes de vie du fait du temps disponible pour réagir, mais elles peuvent entrainer des dégâts psychologiques plus notables que les crues rapides pour lesquelles il n'y a pas de décès. En zone construite, les crues lentes provoquent des dégâts au bâti et au mobilier, mais les crues rapides peuvent en plus emporter tout ou partie des bâtiments, ainsi que les voiries ***(Degoutte, 2006).***

Les crues rapides sont également les plus dommageables pour l'agriculture à cause du pouvoir érosif de l'eau. A l'inverse, des crues lentes peuvent aussi poser problème aux cultures s et aux prairies lorsque la submersion dure au-delà de 3 à 5 jours, à couse des dépôts de limons, ou du pourrissement des végétaux***(Degoutte, 2006)***

3. Période de routeur et risque hydrologique :

3.1. Définition et concept de risque :

a)Alea (inondation) :

L'aléa interpelle deux disciplines principales ; l'hydrologie et l'hydraulique fluviale. Dans le cas des inondations, l'hydrologie est la discipline qui permet d'obtenir les débits et leurs périodes moyennes de retour. Tandis que l'hydraulique est la discipline qui permet d'obtenir les niveaux d'eau et accessoirement les vitesses correspondant à ces débits. La combinaison de ces deux disciplines permet donc d'associer des périodes de retour à des niveaux et vitesses d'écoulement en divers points d'un cours d'eau ***(Yahiaouiet Als , 2012).***

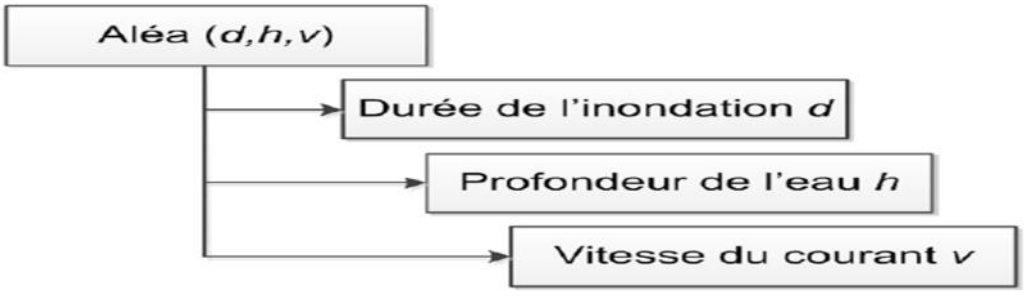


Figure II.01: Aléa (d, h, v). *Source : (Yahiaoui et Als , 2012).*

b) Vulnérabilité :

La vulnérabilité de l'occupation des sols aux inondations traduit le fait que les dommages économiques directs et indirects, et plus au moins sévères,

apparaissent lorsque l'eau inonde une parcelle. De façon classique, des courbes de dommages qui relient entre eux les paramètres de profondeur d'eau et le coût des dommages correspondants peuvent être construites d'une manière classique. La vulnérabilité se définit dans le même espace que l'aléa, à savoir en termes de profondeur, durée et période de retour (h, d, T). ***(Yahiaoui et Als , 2012).***

3.2. Définition de période de routeur :

La notion de période de retour « T » n'est qu'une autre façon de caractériser la fréquence d'apparition d'un phénomène à un moment donné. Statistiquement, on la définie comme l'inverse de la probabilité d'occurrence de dépassement « p » de ce phénomène ; T=1/P. Un phénomène ayant une période de retour de cent ans (phénomène centennal) a une chance sur cent de se produire ou d'être dépassé chaque année. Cela est vérifié à condition de considérer une très longue période. Mais elle peut aussi, sur de courtes périodes (quelques années), se répéter plusieurs fois. Autrement dit, en vingt ans, un individu a une chance sur cinq de vivre la crue centennale ***(Bachi et Als, 2010)***.

3.3. Crue de projet :

La crue de projet est une cure qui a été choisie pour définir un aménagement hydraulique ,que ce soit un calibrage de revire , un endiguement , le déversoir d'un endiguement , un barrage …la crue de projet est selon le cas une crue historique qui sert de référence ou une crue fabriquée d'une période de routeur choisie .Nous attirons l'attention sur le danger à ne retenir qu'une crue de projet pour définir un aménagement .Il est bon envisager toujours des crues de formes déférentes au d'amplitudes déférentes .Il faut également avoir le réflexe de toujours simuler le passage d'une crue supérieur à la crue dite de projet , pour voir comment se comporte l'aménagement projeté et en tirer des leçon ***(Degoutte, 2006).***

4. Le phénomène de la propagation des crues ;

Les situations où le phénomène de propagation de crue se présente peuvent être schématisées de la façon suivante, illustrée par la figure II.02 :

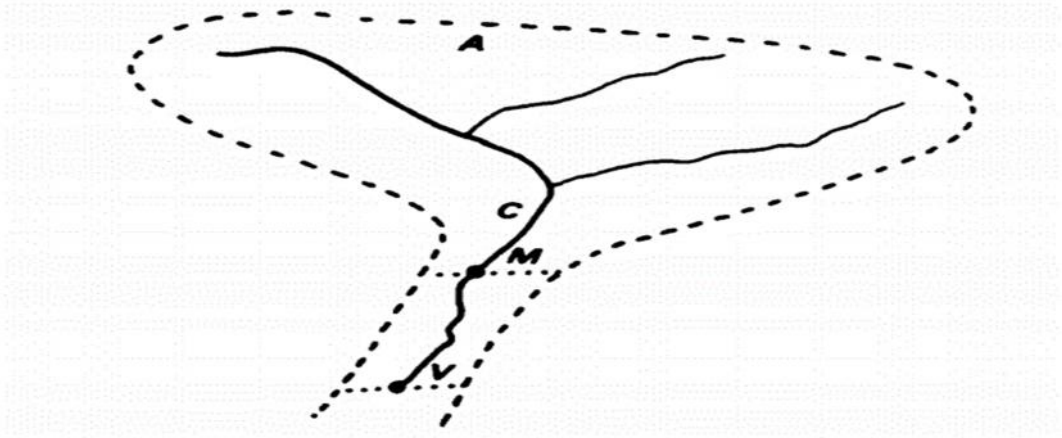


Figure II.02: Situation schématique ou la propagation est prépondérante

Source :(Marcio, 1990)

Dans un bassin versant A, drainé par un cours d'eau C, des pluies importantes viennent de se produire. On constate une augmentation des niveaux d'eau à l'amont, au point M. Notre problème est de savoir comment cette montée des niveaux à l'amont va se propager à l'aval, jusqu'au point V. Il s'agit, bien sûr, de tronçons de cours d'eau qui ne présentent pas d'apports latéraux importants, comme cela est probablement le cas pour le tronçon MV de la figure II.02.

Le phénomène de propagation d'une crue peut être assimilé à la translation d'une onde qui se déforme au cours de cette translation, en fonction du frottement et du stockage dans le cours d'eau. En effet, on observe que cette onde, tout en conservant son volume, présente une certaine réduction du débit de pointe, et, met un certain temps pour parcourir le bief. Il y a donc une atténuation de la pointe de crue, qui se propage avec une certaine vitesse de translation, donnant donc un temps de transfert pour parcourir le bief comme le montre la figure ci-dessous :

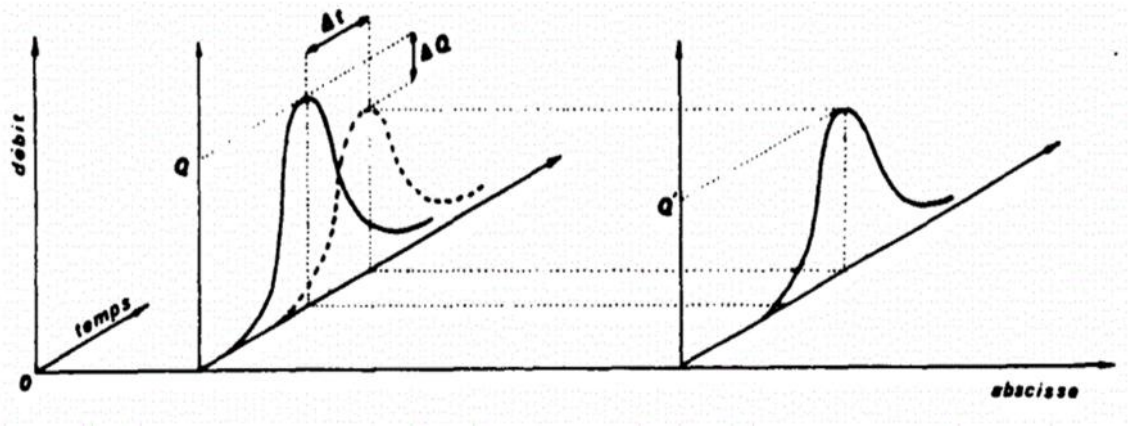


Figure II.03 : propagation d'une crue *source :(Marcio, 1990)*

Cette atténuation de la pointe et ce temps de transfert sont fonction des caractéristiques de frottement et stockage dans le cours d'eau, ainsi que des caractéristiques propres de la crue. La propagation d'une crue est donc plutôt une affaire de mécanique des fluides ; du point de vue de l'hydraulique, la propagation dans les cours d'eau est un problème typique d'écoulement transitoire. L'importance du phénomène est assez variable, fonction des éléments précédemment cités .

(Marcio, 1990).

5. l'étude de la propagation des crues :

Le problème de la propagation des crues n'a été posé, de façon nette, qu'au milieu du XIXe siècle (GALLATI et MAIONNE, 1977). L'hydrologie comme science, a donc connu un développement tardif. C'est seulement au XVe siècle qu'on a pris conscience que les pluies pouvaient jouer un rôle important dans l'explication des débits des rivières. Cette constatation, tout à. Fait fondamentale n'a été réellement confirmée qu'au XVIIe siècle, par les mesures de Perrault, sur la Seine.

En 1871 Barré de SAINT-VENANT a proposé un système d'équations décrivant le phénomène. Ce système, qui porte son nom, constitue depuis la base théorique de l'étude de la propagation.

Comme le système de SAINT-VENANT n'a pas de solution analytique générale connue, l'étude du phénomène avec l'ensemble des hypothèses de départ n'a été vraiment opérationnelle qu'à partir de la deuxième moitié du XXe siècle, avec l'avènement de l'informatique. Auparavant, l'étude du phénomène était faite de façon empirique en recourant à des simplifications, plus ou moins importantes, du système complet.

En 1951, HAYAMI a proposé des simplifications du système complet de Saint-Venant et a fait des développements mathématiques conduisant à son intégration directe. L'application du modèle ainsi obtenu a donné d'excellents résultats sur la rivière Yedo, et a permis une généralisation des études de propagation, avec l'apparition d'un nombre important de modèles dérivés.

Depuis la fin des années 50, on a vu apparaître un grand nombre de contributions importantes pour l'étude de la propagation. Il y a eu des améliorations nettes, soit au niveau de la qualité de la modélisation, soit au niveau des techniques numériques proposées. On peut citer, en France, les nombreux travaux de BOCQUILLON, CUNGE, Preismann et Thirriot. L'ensemble de ces travaux et l'essor de l'informatique sont à l'origine d'un grand développement pour l'étude de la propagation. Il existe, aujourd'hui, un nombre important de modèles, utilisant diverses techniques numériques, pour l'intégration du système complet de Saint-Venant, pour la résolution des équations simplifiées et pour les modèles hydrologiques et statistiques. Les perspectives actuelles concernent la modélisation bidimensionnelle de l'écoulement, pour traiter des cours d'eau très complexes, et l'utilisation des techniques avancées, comme les éléments finis ***(Marcio, 1990)***.

6. Conclusion

Si ce chapitre se focalisé sur les crues et leurs conséquences négatives pour les occupations humaines, surtout pour les constructions et les routes, il faut aussi rappeler que les crues débordantes ont des conséquences positives pour l'environnement. Elles sont une cause d'originalité écologique des zones alluviales. Elles favorisent le rajeunissement de la digitation rivulaire et le maintien des zones humides et déposent des limons fertiles.

Chapitre III : Etude hydrologique

1. Introduction :

L'étude hydrologique du bassin versant a pour but d'une part de préciser le contexte général climatique et, d'autre part, d'évaluer l'importance de la crue exceptionnelle qui conditionnera les dimensions des ouvrages hydrauliques susceptible de protéger l'agglomération de TAZA contre les crues.

2. Le bassin versant et son complexe :

2.1. Définition :

Le bassin versant est un espace géographique dont les apports hydriques naturels sont alimentés exclusivement par les précipitations, et dont les excès en eaux ou en matières solides transportés par l'eau forment à un point unique de l'espace une embouchure ou exutoire.

2.2. Caractéristique physique de bassin versant :

Les caractéristiques physico-géographiques du bassin versant ont été déterminées sur la base de la carte d'Etat Major de TAZA à l'échelle1/25000.

Le bassin versant de l'Oued TAZA fait partie du grand bassin versant du COTIERCONSTANTINOIS (code 03). Il est de forme allongé. La couverture végétale indique que ce bassin est assez bien boisé.

Oued TAZA se jette dans la mer perpendiculairement au pont de la route nationale N°43, route qui relie SOUK EL TENINE à JIJEL. Son réseau hydrographique est constitué d'un cours d'eau principal, à savoir l'Oued du même nom et de plusieurs Oueds et chaabets qui se jettent dans ce dernier. Les principaux affluents sont :

- Oued TBOULA.
- Oued ED DALIA.
- CHAABET BEN MAROUANE.
- Oued BOU FESSIOU.
- Oued BOU MERRAR
- CHAABET EL HAMAMA.

Ses coordonnées au système LAMBERT sont :

Tableau III .01 : Coordonnées LAMBERT de la zone d'étude.

Coordonnées Lambert			
X1 (Km)	**X2 (Km)**	**Y1 (Km)**	**Y2 (Km)**
725	738	379	385

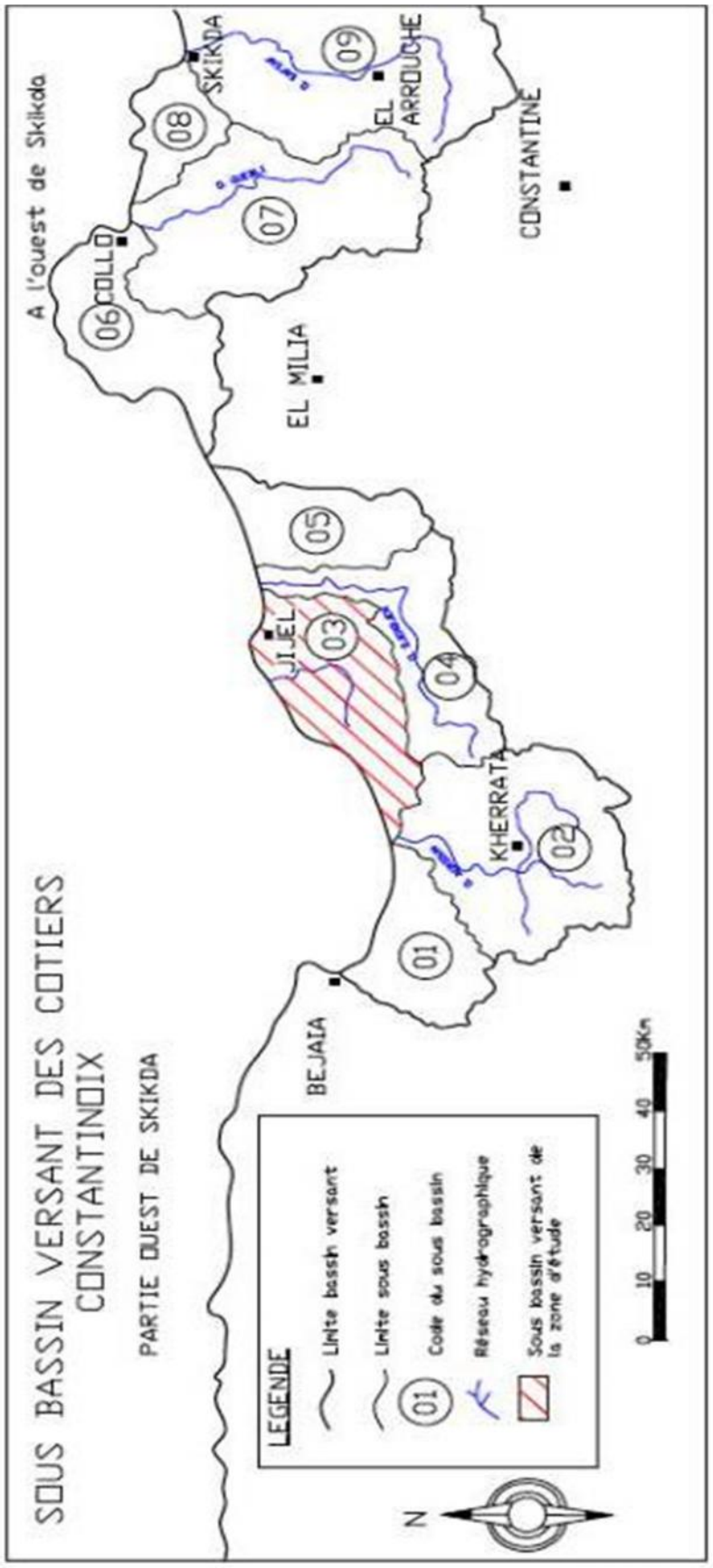
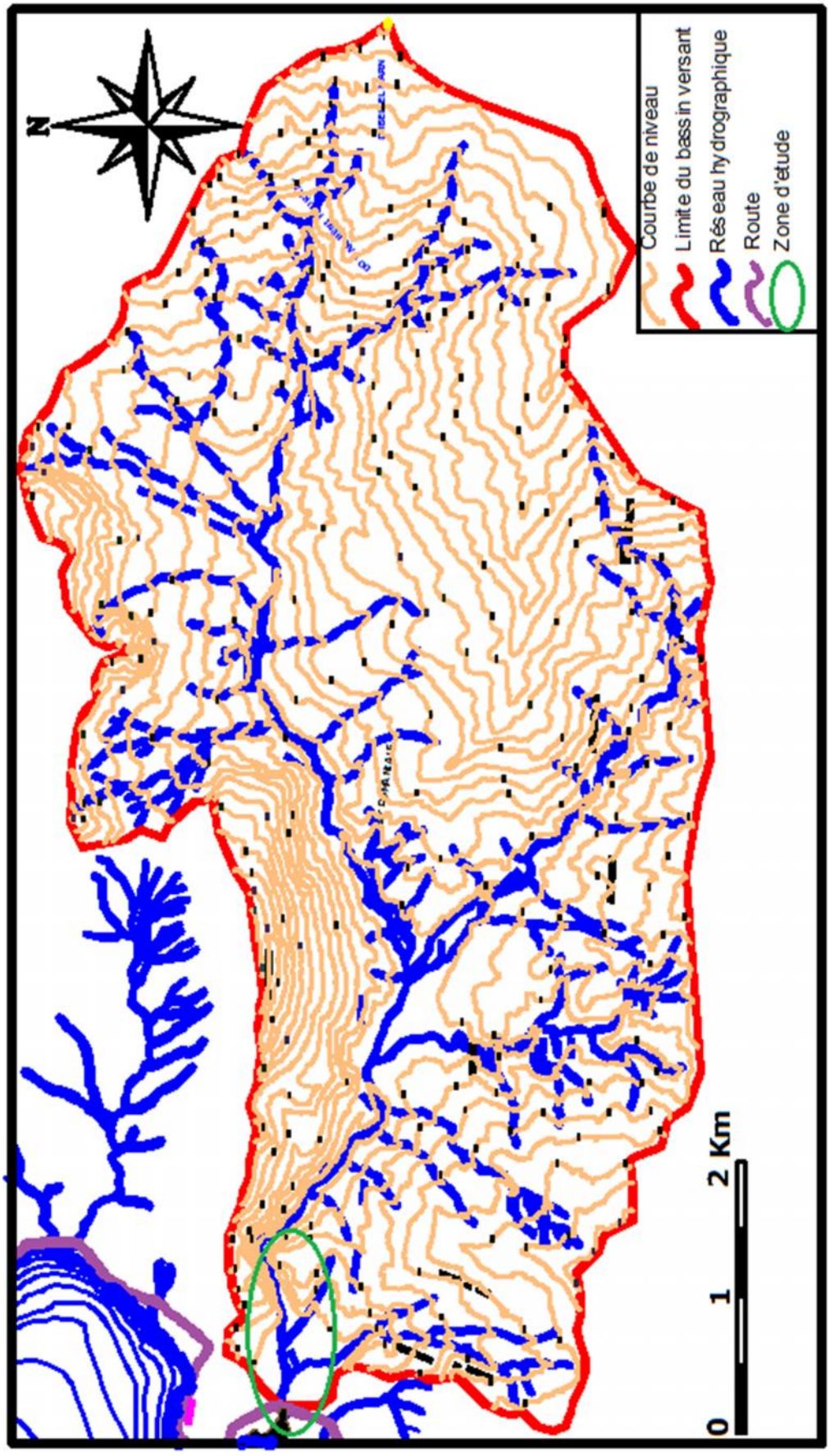


Figure III.01: Carte du bassin versant des côtiers Constantinois (partie Ouest de Skikda) *Source : SARL Elbehdja*



FigureIII.02 : Bassin versant d'oued TAZA. *Source : SARL Elbehdja*

2.3. Caractéristique géométriques :

2.3.1. Surface :

C'est le paramètre le plus important du bassin, parce qu'il permet de contrôler l'intensité de plusieurs phénomènes hydrologiques tels que le débit, le volume de précipitation ou d'infiltration, elle est déterminée suivant la ligne de crête tracer sur la carte d'état major.

S = 34,09 Km²

2.3.2. Périmètre :

Il correspond à la longueur de la l'imite extérieure du bassin.

P= 28,09 Km

2.3.3. Forme :

a)Indice de compacité :

$$K_C = \frac{P}{2\sqrt{\pi \cdot S}} \approx 0{,}28 \cdot \frac{P}{\sqrt{S}}$$

Avec :

- ✓ K_C : Indice de compacité de Gravelius ;
- ✓ S : surface du bassin versant (km²) ;
- ✓ P : périmètre du bassin(km).

Cet indice se détermine à partir d'une carte topographique en mesurant le périmètre du bassin versant et sa surface. Il est proche de 1 pour un bassin versant de forme quasiment circulaire et supérieur à 1 lorsque le bassin est de forme allongée.

$$K_C = 0.28 \frac{28.92}{\sqrt{34.09}} = 1.38$$

K_C >1 donc le bassin allongé.

b) Rectangle équivalent

Le bassin versant rectangulaire résulte d'une transformation géométrique du bassin réel dans laquelle on conserve la même superficie, le même périmètre (ou le même coefficient de compacité) et donc par conséquent la même répartition hypsométrique.

Si L et l représentent respectivement la longueur et la largeur du rectangle Véquivalent, alors :

- ✓ Le périmètre du rectangle équivalent (P=2(L+l)).
- ✓ La surface du rectangle équivalent(A=L. l).
- ✓ Le coefficient de compacité

$$K_C = 0.28 \frac{P}{\sqrt{A}}$$

En combinant ces trois relations, on obtient :

$$L = \frac{K_C \cdot \sqrt{A}}{1,12} \cdot \left(1 + \sqrt{1 - \left(\frac{1,12}{K_C}\right)^2}\right) \text{ Si } K_C \geq 1,12 \qquad \text{(III.02)}$$

A.N :

$$l = \frac{1,38\sqrt{34,09}}{1,12}\left[1 - \sqrt{1 - \left(\frac{1.12}{1,38}\right)^2}\right] = 2,99 \text{ km}$$

$$L = \frac{1,38\sqrt{34,09}}{1,12}\left[1 + \sqrt{1 - \left(\frac{1,12}{1,38}\right)^2}\right] = 11,39 \text{ km}$$

Le tracé des droites de niveau du rectangle équivalent découle directement de la répartition hypsométrique cumulée.

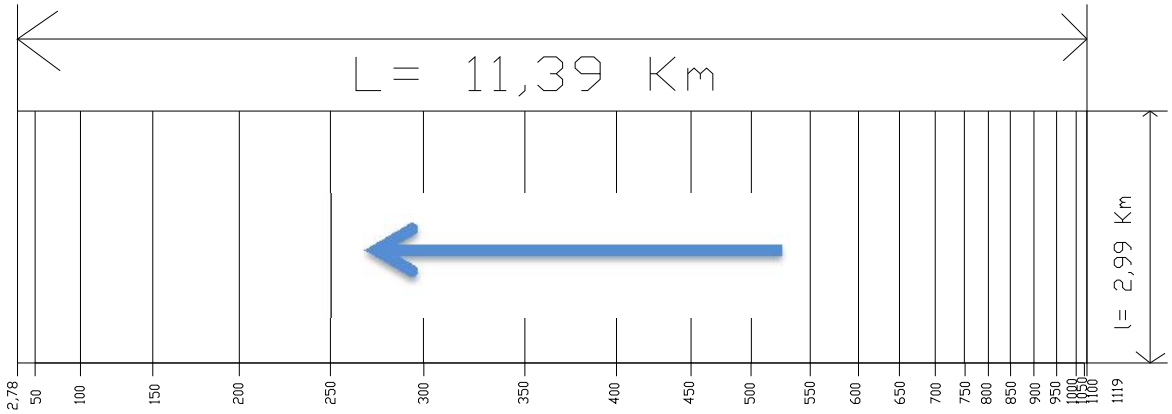


Figure III.03 : Représentation du réctangule equivalent

2.3.4. Le relief :

a) La courbe hypsométrique :

Cette courbe représente la répartition de la surface du bassin versant en fonction de son altitude.

Tableau III .02 : Répartition des surfaces élémentaires en %

Altitudes max (m)	Altitudes min (m)	H moy. (m)	Si (Km2)	∑Si (km2)	Si (cumulées %)
1119	1100	1109.5	0	0	0.01
1100	1050	1075	0.08	0.08	0.24
1050	1000	1025	0.26	0.34	1.01
1000	950	975	0.62	0.97	2.84
950	900	925	0.72	1.69	4.95
900	850	875	0.75	2.44	7.16
850	800	825	0.7	3.14	9.21
800	750	775	0.77	3.91	11.46
750	700	725	0.93	4.83	14.18
700	650	675	1.14	5.97	17.51
650	600	625	1.31	7.28	21.35
600	550	575	1.54	8.81	25.85
550	500	525	1.87	10.69	31.35
500	450	475	1.92	12.61	36.99
450	400	425	2.37	14.98	43.95
400	350	375	2.92	17.9	52.51
350	300	325	3.23	21.13	61.98
300	250	275	2.96	24.09	70.67
250	200	225	2.9	26.99	79.19
200	150	175	2.76	29.75	87.27
150	100	125	2.3	32.05	94.02
100	50	75	1.44	33.5	98.26
50	2.74	26.37	0.59	34.09	100

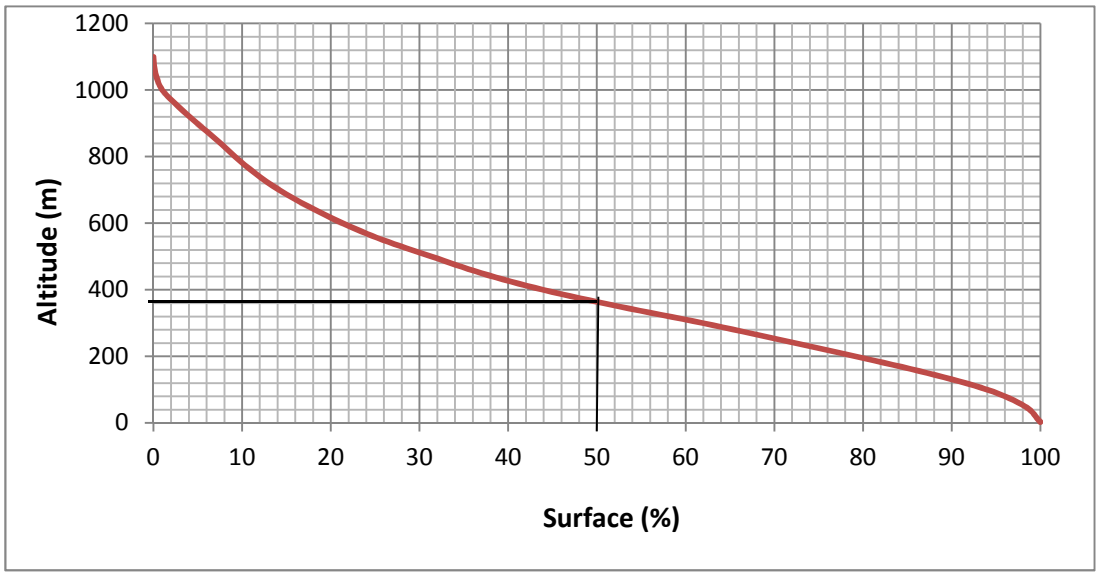


Figure III.04 : Courbe hypsométrique

b) Les ‘altitude caractéristique

- **L’altitude minimale et maximale**

Elles sont obtenues directement à partir des cartes topographiques. L'altitude maximale représente le point le plus élevé du bassin tandis que l'altitude minimale considère le point le plus bas, généralement à l'exutoire.

H_{min} = 2,74 m NGA	H_{max} = 1119m NGA

- **L’altitude moyenne**

L'altitude moyenne se déduit directement de la courbe hypsométrique ou de la lecture d'une carte topographique. On peut la définir comme suit :

$$\mathbf{H_{moy}} = \frac{\mathbf{S_i} \times \mathbf{H_i}}{\mathbf{S}} \qquad \text{(III.03)}$$

Avec :

- ✓ H_{moy} : altitude moyenne du bassin (m) ;
- ✓ Si : aire comprise entre deux courbes de niveau (km2) ;
- ✓ Hi : altitude moyenne entre deux courbes de niveau (m) ;
- ✓ S : superficie totale du bassin versant (km2).

Donc :

$$H_{moy} = \frac{14011.11}{34.09} = 411.00 \text{ m.NGA}$$

- **L’altitude médiane :**

L'altitude médiane correspond à l'altitude lue au point d'abscisse 50% de la surface totale du bassin, sur la courbe hypsométrique.

$H_{méd.}$ = 400 m NGA

c) Les pentes de bassin versant

- **L’indice de pente global :**

Cet indice est déterminé par la formule suivante :

$$\mathbf{i_g} = \frac{\mathbf{D}}{\mathbf{L}} = \frac{\mathbf{H_{5\%} - H_{95\%}}}{\mathbf{L}} \qquad \text{(III.04)}$$

- ✓ L : la longueur du rectangle équivalent.
- ✓ $H_{5\%}$ = 920 m ;
- ✓ $H_{95\%}$ = 110 m.

A.N.

$$i_g = \frac{920\text{-}110}{11{,}39}.100\% = 71.1(m/km)$$

ig>0.05 ona: relief tres fort

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

$$\mathbf{i_m} \; Z \; \frac{\mathbf{D \check{e} L}}{\mathbf{S}} \qquad \text{(III.05)}$$

Avec :

- ✓ im, désigne la pente moyenne, exprimé en % ;
- ✓ L, désigne la longueur totale des courbes des niveaux, exprimé en Km ;
- ✓ S, désigne la surface du bassin versant, exprimée en Km².

Donc :

$$\boxed{i_m = \frac{50.10^{-3} \times 290{,}487}{34{,}09}.100\% = 42{,}60\%}$$

- **L'indice de pente ip :**

$$i_p = \frac{1}{L} \cdot \sum_{i=1}^{n} \left(x_i \cdot \sqrt{\frac{d}{x_i}} \right) \qquad \text{(III.06)}$$

Où :

- ✓ ip : indice de pente (%) ;
- ✓ L : longueur du rectangle (m) ;
- ✓ xi : distance qui sépare deux courbes sur la rectangle(m) ;
- ✓ d : distance entre deux courbes de niveau successives (m) ;
- ✓ d/xi : Pente moyenne d'un élément [%] ;

A.N.

$$i_p = \frac{3299{,}52}{11390} = 28{,}96\%$$

d) Les longueurs caractéristique

Un bassin versant se caractérise principalement par les deux longueurs suivantes :

- **La longueur d'un bassin versant** :

Du fait que cette longueur n'a aucune utilité pour les calculs, elle n'est pas calculée;

- **La longueur du cours d'eau principal** :

d'après le plan topographique la longueur du cours d'eau principale est :

L = 11,17 Km

2.4 .Les caractéristique d'écoulement de bassin versant :

2.4.1.Réseau hydrographique :

Le réseau hydrographique se définit comme l'ensemble des cours d'eau naturels ou artificiels, permanents ou temporaires, qui participent à l'écoulement. Le réseau hydrographique est sans doute une des caractéristiques les plus importantes du bassin,

Le réseau hydrographique peut prendre une multitude de formes. La différenciation du réseau hydrographique d'un bassin est due à quatre facteurs principaux :

- La géologie : Par sa plus ou moins grande sensibilité à l'érosion,
- Le climat : le réseau hydrographique est dense dans les régions montagneuses très humides et tend à disparaître dans les régions désertiques.
- La pente du terrain : Détermine si les cours d'eau sont en phase érosive ou sédimentaire.
- La présence humaine : Le drainage des terres agricoles, la construction de barrages, l'endiguement, la protection des berges et la correction des cours d'eau modifient continuellement le tracé originel du réseau hydrographique.

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

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

Le bassin versant d'Oued Taza est de l'ordre de 5.

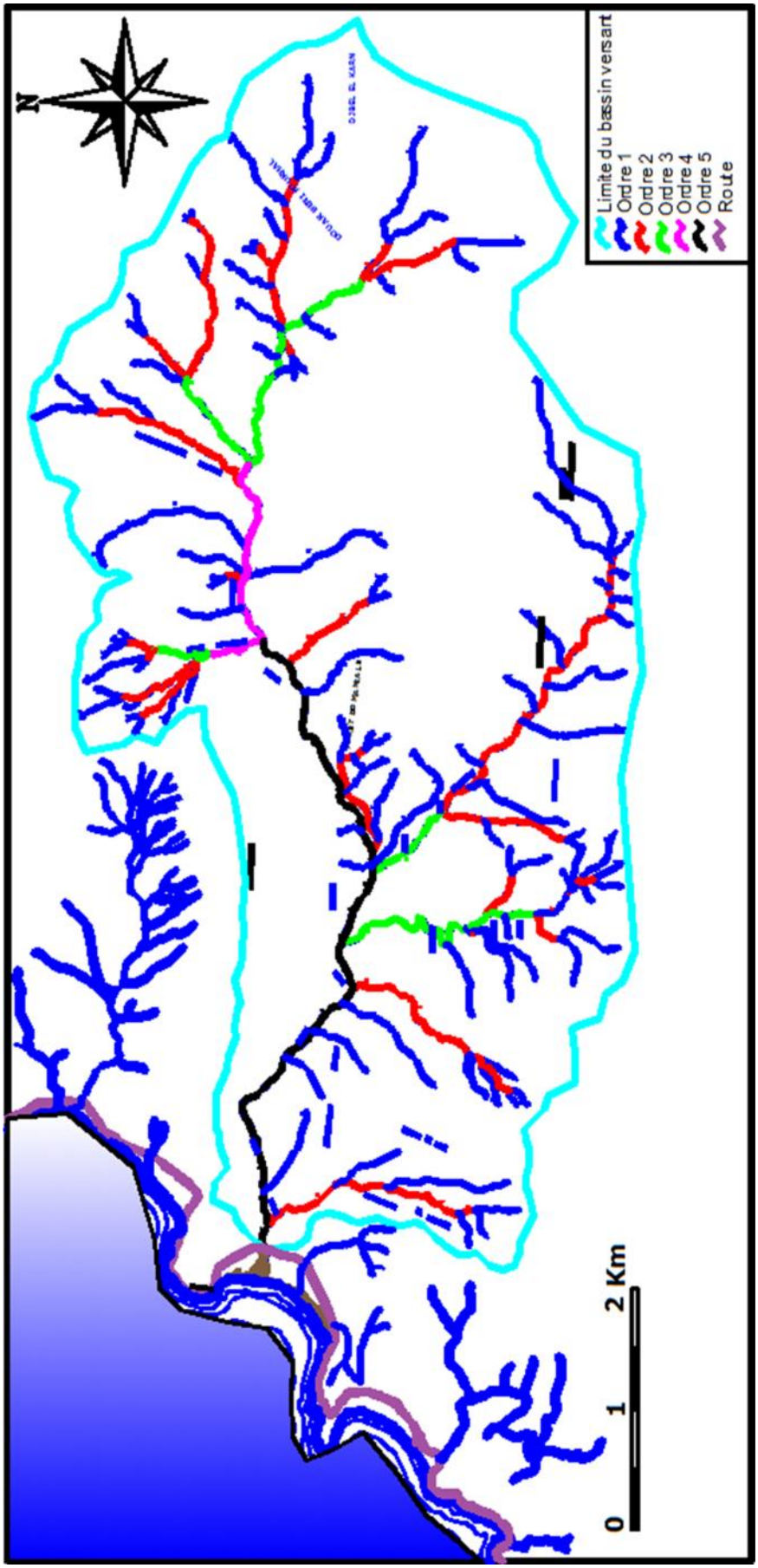


Figure III.05 : Hierarchisation du reseau hydrographique de du bassin verssant d'oued TAZA

Source : SARL Elbehdja

a) La densité de drainage

La densité de drainage, introduite par Horton(1932), est la longueur totale du réseau hydrographique par unité de surface du bassin versant :

$$D_d = \frac{\sum L_i}{S} \qquad \text{(III.07)}$$

Avec :

- ✓ Dd : densité de drainage (km/km²) ;
- ✓ Li : longueur de cours d'eau (km) ;
- ✓ S : surface du bassin versant (km²).

$$D = \frac{76,27}{34,09} = 2,23$$

b) La densité hydrographique

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

$$F = \frac{\sum N_i}{S} \qquad \text{(III.08)}$$

Où :

- ✓ F : densité hydrographique (km-2) ;
- ✓ Ni : nombre de cours d'eau ;
- ✓ S : superficie du bassin (km2).

A.N.

$$F = \frac{186}{34,09} = 5,45\ Km^{-2}$$

c) Le rapport de confluence

Sur la base de la classification des cours d'eau, Horton (1932) et Schumm (1956) ont établi différentes lois :

Loi des Nombres	$R_B = \frac{N_u}{N_{u+1}}$
Loi des Longueurs	$R_L = \frac{L_u}{L_{u+1}}$
Loi des Aires	$R_A = \frac{A_u}{A_{u+1}}$

Avec ;

- ✓ RB : rapport de confluence des cours d'eau ("bifurcation ratio") ;
- ✓ RL : rapport des longueurs des cours d'eau ;
- ✓ RA : rapport des aires des cours d'eau ;

- ✓ u : ordre d'un cours d'eau u varie entre 1 et n (n est l'ordre du cours d'eau principal, classification selon Strahler) ;
- ✓ Nu : nombre des cours d'eau d'ordre u ;
- ✓ N_{u+1} : nombre des cours d'eau d'ordre suivant ;
- ✓ Lu : longueur moyenne des cours d'eau d'ordre u ;
- ✓ Au : aire tributaire moyenne des cours d'eau d'ordre u.

Le rapport de confluence est un nombre sans dimension exprimant le développement du réseau de drainage.

Tableau III .03 : Calcul des rapports

Paramètre	Valeur
RB	1,97
RL	1,17
RA	2,27

d) Le coefficient de torrentialité

Le coefficient de torrentialité « Ct » est calculé à l'aide de l'équation suivante :

$$C_t = D_d \cdot F$$

Où ;

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

$$C_t = 5{,}45 \times 2{,}23 = 12{,}15$$

2.4.2. Le temps de concentration

Le temps de concentration Tc des eaux sur un bassin versant se définit comme le maximum de durée nécessaire à une goutte d'eau pour parcourir le chemin hydrographique entre un point du bassin et l'exutoire de ce dernier. Il est composé de trois termes différents :

✓ Th : Temps d'humectation, c'est le temps nécessaire à l'imbibition du sol par l'eau qui tombe avant qu'elle se ruisselle ;

✓ Tr : Temps de ruissellement ou d'écoulement, c'est le 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) ;

✓ Ta : Temps d'acheminement, c'est le temps mis par l'eau pour se déplacer dans le système de collecte jusqu'à l'exutoire.

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

$$\boxed{T_c = \max(\sum(T_h + T_r + T_a))}$$

- **Formule de Espagnole**:

$$T_c = 0.126 * 60 \left[\frac{L}{i^{0.25}_{moy}} \right]^{0.76}$$

- ✓ L :désigne la longueur du talweg principal, exprimé en Km ;
- ✓ imoy : Pente moyenne du bassin versant

A.N :

$$T_c = 0.126 * 60 \left[\frac{11.17}{0.0426^{0.25}} \right]^{0.76} = 56 \min$$

- **Formule de CALIFORNIA :**

$$T_c = 60 * \left(\frac{0.87 \cdot L^3}{H_{max} - H_{min}} \right)^{0,386}$$

$$T_c = 60 * \left(\frac{0.87 \cdot 11.17^3}{1119 - 2.74} \right)^{0,386} = 62 \min$$

- **Formule de KIRPICH (1940)** :

$$T_c = 0,0195 . L_p^{0,77} \cdot i_{moy}^{-0,385}$$

Avec :

- ✓ L_P : Longueur du cours d'eau principal (m) ;
- ✓ i_{moy} : Pente moyenne du bassin versant(%).

$$T_c = 0,0195 * (11,17 * 1000)^{0,77} * 42.6^{-0,385} = 6 \text{ min}$$

- **Formule de VENTURE (S>10Km)**

$$T_c = 76.3 \sqrt{\frac{S}{i_{moy}}}$$

- ✓ S, désigne la surface du bassin versant exprimée en Km² ;

$$Tc = 76.3 \sqrt{\frac{34,09}{42.6}} = 69 \text{ min}$$

Les résultats de différentes méthodes sont représentés dans le Tableau suivant :

Tableau III.04 : Résultats de calcul du temps de concentration par différentes formules

Formule	Tc (min)
Espagnole	56
CALIFORNIA	62
KIRPICH	6
VENTURE	69

Pour des raisons de sécurité, on opte à la formule de Espagnole car elle nous donne une valeur du temps de concentration la plus proche de la moyenne des autres formules:

Tc = 56 min≈ 1h

2.4.3. Pente moyenne de cour d'eau

Le calcul des pentes moyennes et partielles de cours d'eau s'effectue à partir du profil longitudinal du cours d'eau principal et de ses affluents.

$$P_{moy} = \frac{\Delta H}{L} \qquad \text{(III.12)}$$

Où :

- ✓ P_{moy} : Pente moyenne du cours d'eau (m/km) ;
- ✓ ΔH : Différence d'altitude (Hmax-Hmin) , (m) ;
- ✓ L : Longueur du cours d'eau principal (km).

$$P_{moy} = \frac{1100 - 50}{11{,}17 \times 1000} \times 100 = 9{,}40\%$$

Tableau III .05 : Paramètres physico-morphométriques du bassin versant d'Oued TAZA

Désignation	**Unité**	**Symbole**	**valeur**
Surface	Km²	S	34,09
Périmètre	Km	P	28,09
Indice de compacité de Graveleuses	_	K_G	1,38
Temps de concentration	h	T_c	1
Altitude maximale	m	H_{max}	1119
Altitude minimale	m	H_{min}	2,74
Altitude moyenne	m	H_{moy}	411
Altitude médiane	m	$H_{50\%}$	400
Indice de pente global	%	I_g	71,1
Pente moyenne	%	I_m	42,60
Densité de drainage	Km/Km²	D_d	2,23
Pente moyenne d'un cours d'eau	%	P_{moy}	9,40
Densité hydrographique	Km-²	F	5,45
Longueur du cours d'eau principale	Km	L_p	11,17
Coefficient de torrentialité	_	C_t	12,15

3. Etude des précipitations :

3.1. Station pluviométrique :

Nous disposons de données d'observations directes disponibles au niveau du bassin versant de TAZA. Les stations disponibles au voisinage du bassin et les plus proches du site sont présentées dans le tableau suivant :

Tableau III .06 : Données disponibles des stations situées à proximité de la zone d'étude.

Station	Code de la station	Altitude	Années de fonctionnement
Khadra	020102	150	1999-2004
Ali	020103	483	1999-2004
Jijel secteur	030301	5	1967-2009

Source : A.N.R.H

La station de Jijel secteur est la plus proche du site avec une période d'observation de 1967-2009 soit 33ans.

Tableau III .07 : Station pluviométrique

Station	Code	Source	Coordonnée			Années de service	N (ans)
			X(Km)	Y(Km)	Z (m)		
Jijel secteur	030301	A.N.R.H	774.1	396.15	5	1977-2009	33

Source : A.N.R.H

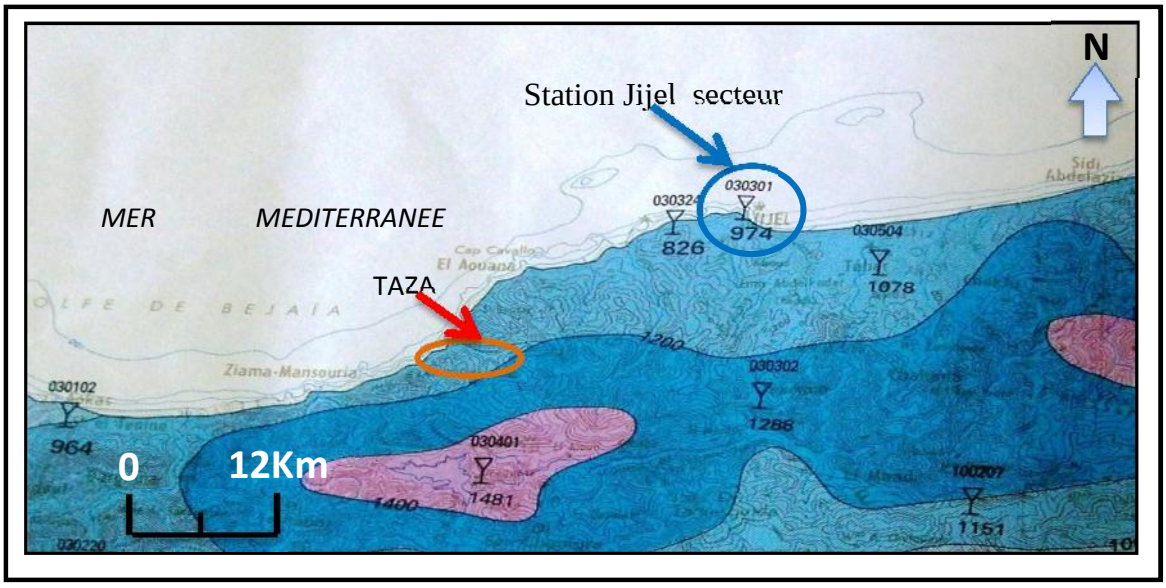


Figure III.06 ; Situation géographique de la station pluviométrique

source :A.N.R.H

3.2. Pluie maximale journaliere :

La série des pluies maximales journalières enregistrées à la station pluviométrique 030301 a été choisie comme étant la plus représentative des maximas journaliers pouvant se produire dans la zone d'étude.

3.2.1. Estimation des pluies journalières maximales :

L'étude consiste à faire un ajustement pour la série de données des précipitations maximales journalières à l'aide d'une loi théorique afin de déterminer l'intensité de pluie pour une période retour.

Pour cela, il serait nécessaire de passer par les étapes suivantes :

- ✓ Classer la série des précipitations par ordre croissant.
- ✓ Calculer la fréquence expérimentale.
- ✓ Calculer les caractéristiques empiriques de la série de données.
- ✓ Ajuster graphiquement la loi choisie.
- ✓ Calculer le quantile et son intervalle de confiance.

Tableau III .08 : Pluies maximales journalières prise de la station 030301

Année	P max. j(mm)	Année	P max. j(mm)
1977 /78	42	1994/95	69
1978/79	109	1995/96	72
1979/80	53	1996/97	62
1980/81	111	1997/98	60
1981/82	55	1998/99	53
1982/83	150	1999/2000	52
1983/84	68	2000/01	69
1984/85	43	2001/02	60
1985/86	56	2002/03	85
1986/87	53	2003/04	40
1987/88	53	2004/05	88
1988/89	47	2005/06	81
1989/90	71	2006/07	131
1990/91	100	2007/08	61
1991/92	89	2008/09	68
1992/93	63	2009/10	58
1993/94	64		

Source :ANRH

3.2.2. Les caractéristiques de la série pluviométrique :

Le Tableau suivante représente les caractéristiques de l'échantillon

Tableau III.09: Caractéristique de la série pluviométrique (33 ans).

Nombre de donnée(n)	33
Minimum (mm)	40
Maximum (mm)	150
Moyenne (mm)	70.8
Ecart-type (mm)	25.4
Médiane (mm)	63
Coefficient de variation (Cv)	0.359

3.3. Ajustement de la série des pluies annuelle et maximale journalière enregistrée à la station de JIJEL SECTEUR.

L'ajustement des pluies maximales journalières (voir Annexes B) sera effectué à l'aide du logiciel « HYFRAN » disponible au centre de calcul de l'E.N.S.H de Blida.

3.3.1. Ajustement suivant la loi de GAUSS (ou Normale)

Dans cette loi, on se sert plutôt de tables de probabilité qui présentent des valeurs basées sur la fonction de répartition suivante:

$$f_x(x)= \frac{1}{\sqrt{2\pi\sigma_x^2}} \exp[-\frac{1}{2}\left(\frac{x-\mu_x}{\sigma_x}\right)^2 \quad \text{(III.13)}$$

Pour estimer un quantile quelconque de x à partir de la distribution normale, on recourt généralement à la formulation suivante :

$$x_p = \mu_x + \sigma_x * u \text{ (équations de droite de Henry)} \quad \text{(III.14)}$$

- ✓ μ_x : Moyenne
- ✓ σ_x : écart-type (paramètre de dispersion) avec ;
- ✓ u : variable réduite de gauss.

- **Caractéristique** de l'échantillon de la loi normale.

Tableau III.10 : Estimation des paramètres de la loi normale (33 ans).

Nombre de donnée(n)	33
Minimum (mm)	Aucun
Maximum (mm)	Aucun
Moyenne (mm)	70.8
Ecart-type (mm)	25.4
Médiane (mm)	70.8
Coefficient de variation (Cv)	0.359

- **Quantiles** :
  - ✓ q = F(X) (probabilité au non dépassement).
  - ✓ T = 1/ (1-q) Log normale (Maximum de vraisemblance)

Les résultats de l'ajustement par la loi de Normal « GAUSS » sont résumés dans le tableau suivant.

TableauIII.11: Résultat de l'ajustement a la loi de GAUSS.

Période de retour (ans)	**10**	**50**	**100**
P(mm)	103	123	130
Intervalle de confiance	[91.6 ; 115]	[108 ; 138]	[113 ; 147]

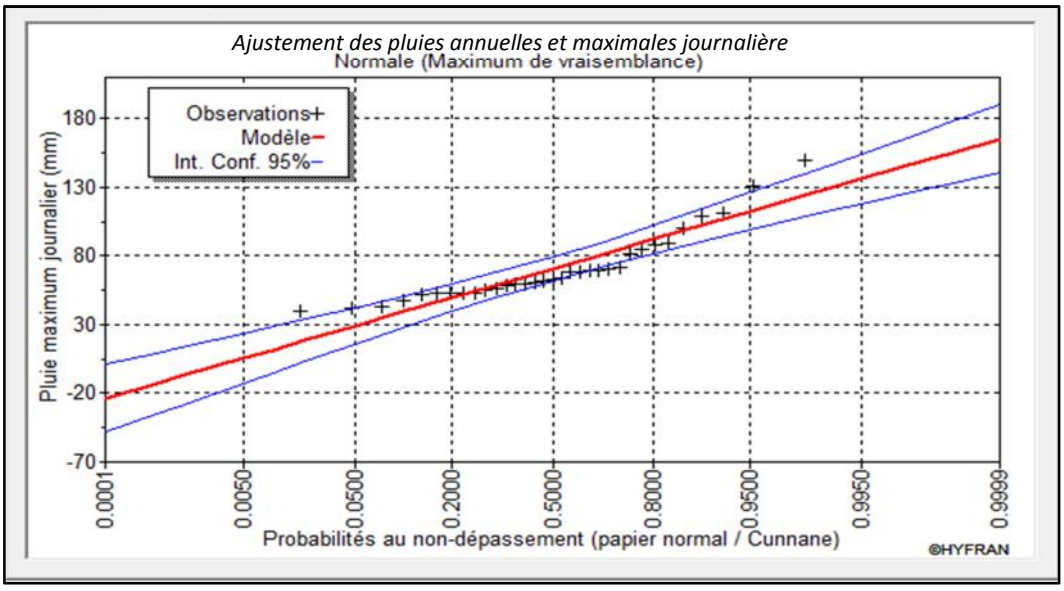


Figure III.07 : Ajustement des débits de pointe suivant la loi normale

3.3.2. Ajustement suivant la loi de GALTON (ou Log-normale)

Cette loi a une expression presque identique à celle de la loi normale sauf qu'il y a une transformation logarithmique près. En effet, on peut lui donner la représentation
suivante :

$$F(X) = \frac{1}{\sqrt{2\Pi}} \int_{u}^{+\infty} e^{-\frac{1}{2}u^2} du$$

$$u = \frac{X_i - \bar{X}}{\pm_x} \qquad \text{(III.16)}$$

Ou :

(u :Variableréduite de GAUSS)

L'équation de la droite de Galton est la suivante :

$$\text{Log x (p \%)} = \overline{Logx} + \text{Log u (p \%).} \qquad \text{(III.17)}$$

$$LogX = \left(\sum_{i=1}^{433} \overline{LogXi}\right) \Big/ N \qquad \text{(III.18)}$$

- **Caractéristique** de l'échantillon de la loi log- normale

Tableau III.12: Estimation des paramètres de la loi log- normale (33 ans).

Nombre de donnée(n)	33
Minimum (mm)	00
Maximum (mm)	Aucun
Moyenne (mm)	70.6
Ecart-type (mm)	23.0
Médiane (mm)	67.2
Coefficient de variation (Cv)	0.326

- **Quantiles** :

  - ✓ q = F(X) (probabilité au non dépassement).
  - ✓ T = 1/ (1-q) Log normale (Maximum de vraisemblance).

Les résultats de l'ajustement par la loi de Log-Normal « GALTON » sont résumésdans le tableau suivant :

Tableau III .13 : Résultat de l'ajustement a la loi de Log-Normal.

Période de retour (ans)	**10**	**50**	**100**
P(mm)	101	129	141
Intervalle de confiance	[86.1 ; 116]	[104; 154]	[111 ; 171]

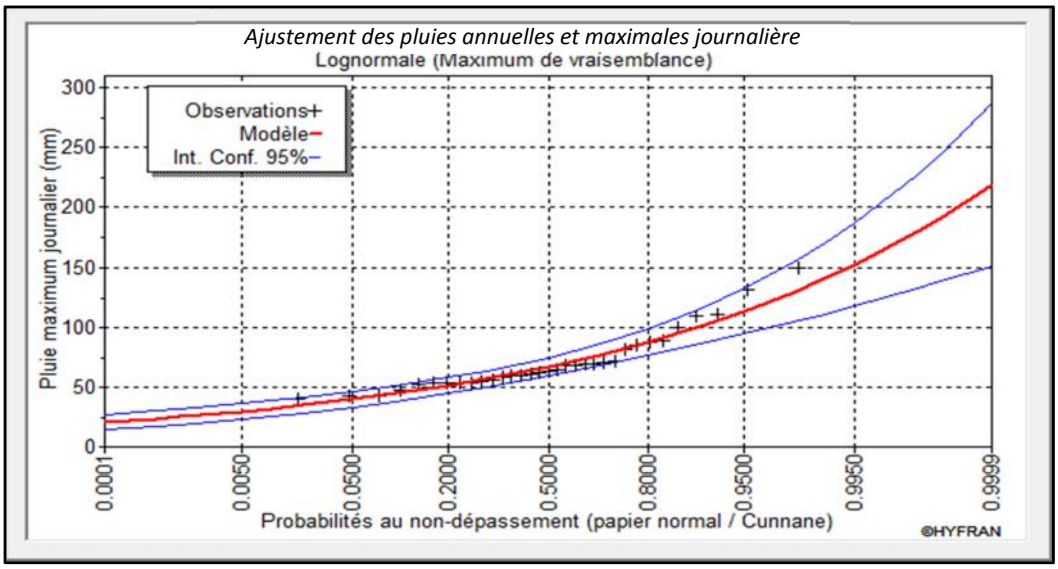


Figure III.08 : Ajustement des pluies de pointe suivant la loi Log-normale.

Quand on compare la figure III.11 de l'ajustement suivant la loi Log-normale à la figure de l'ajustement suivant la loi normale, il ressort clairement que la loi log normale s'ajuste mieux que la loi normale aux valeurs des pluies s de pointe.

3.3.3. Ajustement suivant la loi de GUMBEL

La loi de GUMBEL est un modèle fréquentiel très souvent utilisé pour décrire le comportement statistique des valeurs extrêmes. La fonction de répartition F(Qp)

s'exprime de la manière suivante : $F(X)= e^{-e^{-\frac{x-x_0}{\sim}}}$ (III.19)

GUMEBL s'écrit $F(X)= e^{-e^{-y}}$ (III.20)

Tel que : $y = \frac{X-x_0}{a}$; et on peut écrire : y=-ln (-ln (F(X)).

Avec :

- ✓ 1/α : La pente de la droite de GUMBEL
- ✓ Y : Variable réduite de GUMBEL
- ✓ x : Précipitation maximale journalière (mm)
- ✓ x0 : Paramètre de position (mode).

Calcul des paramètres d'ajustement de la loi de GUMBEL

La droite de GUMBEL est donnée par la formule :

$x= (1/\alpha)\ y + x0$

- **Caractéristique** de l'échantillon la loi GUMBEL

Tableau III.14 : Estimation des paramètres de la loi GUMBEL (33 ans).

Nombre de donnée(n)	33
Minimum (mm)	Aucun
Maximum (mm)	Aucun
Moyenne (mm)	69.9
Ecart-type (mm)	21.9
Médiane (mm)	66.3
Coefficient de variation (Cv)	0.314

- **Quantiles :**

q = F(X) (probabilité au non-dépassement) T = 1/ (1-q)

Les résultats d'ajustement « GUMBEL » sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau III .15 : Résultat de l'ajustement à la loi de GUMBEL

Période de retour (ans)	10	50	100
P(mm)	98.5	127	139
Intervalle de confiance	[84.8 ; 112]	[106; 148]	[115 ; 163]

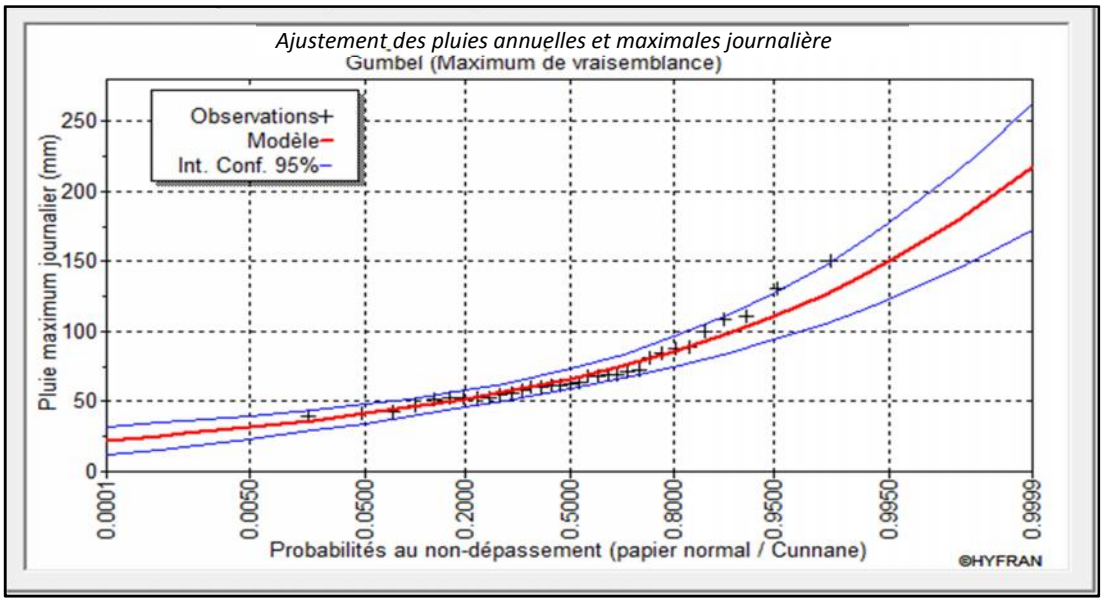


Figure III.09 : Ajustement des pluies de pointe suivant la loi de GUMBEL.

Graphiquement, on peut dire que la loi Log-normale s'ajuste mieux aux valeurs de cette série des pluies que la loi normale et la loi de GUMBEL.

4. Etudes des apports :

4.1. Calcul de la lame d'eau ruisselée :

Comme nous ne disposons pas d'une station hydrométrique dans le bassin versant d'Oued Taza, nous allons utiliser des formules empiriques dans le calcul de la lame d'eau ruisselée.

- **La formule de Samie** :

$$L_e = P^2 \times (293\text{-}2{,}2\sqrt{S}) \quad \text{(III.21)}$$

  - ✓ Le: désigne la d'eau ruisselée, exprimée en mm ;
  - ✓ P : désigne la précipitation moyenne, exprimée en m ;
  - ✓ S : désigne la surface du bassin versant, exprimée en Km².

$$L_e = 0{,}93^2 \times (293\text{-}2{,}2\sqrt{34{,}09}) = 243{,}87 \text{mm}$$

- **Formule de l'ANRH (sogreah1986/89)** :

$$Le = 720 * \left(\frac{P-150}{1000}\right)^{1.85} \quad \text{(III.22)}$$

  - ✓ P : désigne la précipitation moyenne, exprimée en (mm) ;

- **La formule de Turc**

  Cette formule établie à partir des observation faites sur 254 bassin versant situe sous tous les climat des globes donne la déficits d'écoulement D

$$Le = P - \frac{P}{\sqrt{0.9 + \frac{P^2}{L^2}}} \quad \text{(III.23)}$$

$$L = 300 + 25T_0 + 0.05T_0^3$$

Avec :

  - ✓ P : désigne la précipitation moyenne, exprimée en (mm)p=933;
  - ✓ T0 : température moyenne dans la zone d'étude (T=18°) ;

- **La formule de MEDINGER** :

$$L_e = P^2 \times (0{,}24\text{-}0{,}0014 \times \sqrt{S}) \times 10^3 \quad \text{(III.24)}$$

  - ✓ P : désigne la précipitation moyenne, exprimée en m ;
  - ✓ S : désigne la surface du bassin versant, exprimée en Km².

$$L = 0.93^2 \times (0{,}24 - 0{,}0014 \times \sqrt{34.09}) \times 10^3 = 201{,}68 \text{ mm}$$

- **La formule dite 'Algérienne'** :

$$L = P \times (1 - 10^{-KP^2}) \times 10^3 \quad \text{(III.25)}$$

$$K = a - 0{,}001 \log S \quad a \approx 0{,}18$$

- ✓ P : désigne la précipitation moyenne, exprimée en m ;
- ✓ S : désigne la surface du bassin versant, exprimée en Km².

$$K = 0{,}18 - 0{,}001 \log 34.09 = 0{,}178$$

$$L = 0.93 \times \left(1 - 10^{-0.179 \times 0{,}93^2}\right) \times 10^3 = 278.\text{mm}$$

- **La formule de Mallet-Gauthier** :

$$L_e = 0{,}6 \times P \times \left(1 - 10^{-3{,}6 \times P^2}\right) \times 10^3 \quad \text{(III.26)}$$

- ✓ P : désigne la précipitation moyenne, exprimée en (m);
- ✓ S : désigne la surface du bassin versant, exprimée en Km².

$$L = 0{,}6 \times 0{,}93 \times \left(1 - 10^{-3{,}6 \times 0{,}93^2}\right) \times 10^3 = 929{,}39\text{mm}$$

Tableau III .16: Résultats de calcul de la lame d'eau écoulée par différentes formules

Formule	Résultat (mm)
Samie	244
Turk	218
Sogreah	465
Medinger	202
Algerienne	278
Mallet-Gauthier	929

D'après les résultats qui varient d'une méthode à une autre, on opte pour la lame moyenne annuelle donnée par la formule **Algerienne** qui nous parait la plus réaliste et plus récente car elle est proche la valeur moyenne.

$$L_e = 278\text{mm}$$

4.2. Apports liquides : Apport moyen interannuel (A0)

L'apport liquide exprimé en m3ou en hm3 se calcul comme suit :

$$A = L_e \times S \times 10^3 \ (m^3) \quad \text{(III.27)}$$

$$A = 278 \times 34{,}09 \times 10^3 = 963380 (m^3)$$

$$A = L_e \times S \times 10^{-3} \left(hm^3\right)$$

$$A = 529 \times 34{,}09 \times 10^{-3} = 9.61 \left(hm^3\right)$$

Ou :

$$Q= \frac{L_e \times S \times 10^3}{36\ 5 \times 86400} = \frac{31682905,1}{31536000} = 0.31\ (\frac{m^3}{s})$$

4.3. Caractéristique de l'écoulement

a) Module de l'écoulement :

$$M_e = A_0/T \qquad \text{(III.28)}$$

- ✓ A_0: Apport moyen annuel (l).
- ✓ T : une année en secondes (31536000 s).

$$M = \frac{18.40 * 10^6}{31536000} = 0.35\ (\frac{m^3}{s})$$

$$M = 304.7 l/s$$

b) Module de l'écoulement relatif(spécifique)

$$M_0 = M\ /S \qquad \text{(III.29)}$$

- ✓ M : Module de l'écoulement (l/s).
- ✓ S : superficie du bassin versant (Km^2).

$$M_0 = \frac{304.7}{34.09} = 8.94(^l/_s . Km^2)$$

c) Coefficient de l'écoulement ou de ruissellement :

$$C_e = l_e/p_{moy} \qquad \text{(III.29)}$$

Avec :

- ✓ Pmoy : Pluie moyenne annuelle (mm).
- ✓ Le : Lame d'eau écoulée (mm).

$$C = \frac{278}{933} = 0.3$$

d) Coefficient de variation :

Pour le calcul du coefficient de variation Cv, et en absence d'une série d'observation, on doit utiliser les formules empiriques.

- ➢ **Formule de SOKOLOVSKY** :

$$Cv = 0.89 - 0.29 \log Mer - 0.063 \log (S + 1)$$

- ✓ Mer : Module de l'écoulement relatif.

- **Formule d'OURKGUIP ROVODKHOZ**:

$$Cv = \frac{0,7}{(M_{er})^{-0,127}} \quad \text{(III.30)}$$

- **Formule de L'ANTONOV** :

$$Cv = 0.7 / (S + 1000)0.097$$

- **Formule de KRISTEKLY MENKEL**:

$$Cv = 0.83 / (S0.06.\ Mer0.27) \quad \text{(III.31)}$$

✓ Mer : module de l'écoulement relatif.

Tableau III .17 : Coeficient de variation pour déffirentes formules.

Formule	Cv
SOKOLOVSKY	Cv =0.50
OURKGUIPROVODKHOZ	Cv =0.93
L'ANTONOV	Cv =0.35
KRISTEKLY MENKEL	Cv =0.36

Le coefficient de variation moyen calculé à base des formules empiriques sera donc : **Cv =0.52**

5. Etude des crues :

Puisque les données hydrométriques ne sont pas disponibles une évaluation des débits de pointes des crues sera faite à partir de formules empiriques :

Mallet – Gauthier, Turazza, et Sokolovsky. Ces relations sont celles qui traitent au mieux les petits bassins.

5.1. détermination des crues :

- **Formule de MALLET-GAUTHIER** :

Le calcul des débits maximaux est effectué par la formule de Mallet-Gautier suivante :

$$Q_{max} = 2 \times K \times \log(1 + AP_0) \times \frac{S}{\sqrt{L}} \sqrt{1 + 4\log T - \log S} \quad \text{(III.32)}$$

Où ;

- ✓ K : désigne un coefficient compris entre 2 et 3 ;
- ✓ A : désigne un coefficient compris entre 20 et 30 ;
- ✓ P0 : désigne la pluie moyenne annuelle (m) ;
- ✓ S : désigne la surface du bassin versant, exprimée en(Km²),
- ✓ L : désigne la longueur du talweg principal, exprimé en (Km) ;
- ✓ T : désigne la période de retour, exprimée en (ans).

Tableau III .18 : Débits des crues fréquentielles

Période de retour (ans)	**10**	**50**	**100**
Apport (m3/s)	153	177	193

➢ **Formule de SOKOLOVSKI**:

Le débit maximum probable (Qmax p%) est donnée par la formule de Sokolovski:

$$Q_{\max,p\%} = \frac{0.28.(P_{p\%.tc} - H_0).\sim_{p\%}.F.S}{T_c} \qquad \text{(III.33)}$$

- ✓ S : Superficie du bassin (Km²).
- ✓ Tc : temps de concentration (h).
- ✓ Pp%tc : pluie fréquentielle de courte durée correspondant au temps de concentration
- ✓ H0 : Perte initiale H0 = 7mm.
- ✓ αp%: Coefficient de ruissellement de la crue pour une période donnée

Avec:

$$\sim_{p\%} = \frac{\sqrt{P_{tc\%}} - \sqrt{H_0}}{\sqrt{P_{tc\%}} + \sqrt{H_0}}$$

- ✓ F : Coefficient de forme de l'hydrogramme de crue.

$$F = \frac{1\ 2}{4\ +\ 3¥}$$

Tableau III .19: Valeurs de γ en fonction de bassin versant.

Condition	**γ**
Surface du B.V compris entre 1 et 50 km²	γ = 2
Pour un bassin boisé avec un sol peut perméable	$2 \leq \gamma \leq 2.5$
Pour un bassin boisé	$3 \leq \gamma \leq 4.$

Pour un bassin boisé avec un sol peu perméable. On prend : γ=2

D'où ; F=1,2.

- ✓ Pp%tc ; peut-être calculer par la formule de montanari

$$P_{(t)}\% = P_{\max j,p(\%)}\left(\frac{t_c}{24}\right)^b \quad \text{(III.34)}$$

- ✓ Pmaxj : Pluie maximale journalière pour la même fréquence (mm).
- ✓ t : durée de la pluie (heures).
- ✓ b : Exposant climatique (donnée).= 0.42

➢ **Formule de Turraza:**

On a :

$$Q_{max,p\%} = \frac{\sim_{P\%} \cdot I_t \cdot S}{3.6} \quad \text{(III.35)}$$

- ✓ S : Superficie du bassin versant (Km²).
- ✓ $\sim P_{\%}$: Coefficient de ruissellement en fonction de la probabilité donnée.
- ✓ It : Intensité des pluies pour une fréquence donnée correspondant au temps de concentration (mm/h) est donnée par la formule suivante .

$$I=Pt/Tc$$

Les résultats de calcul du débit (Q max p%) par la formule de SOKOLOVSKY et TERRAZA sont inscrits dans le tableau suivant:

Tableau:**III .20** Récapitulatif des résultats de la formule TURRAZA et SOKOLOVSKY.

Période (ans)	**10**	**50**	**100**
pmax j p%	101.00	129.00	141.00
ptc.p%	27.03	34.52	37.73
ap%	0.32	0.38	0.40
I (mm/h)	25.99	33.19	36.28
Qmaxp% (SOKOLOVSKY)	71.62	114.66	134.44
Qmaxp% (TERRAZA)	79.91	118.91	136.46

On regroupe tous les résultats, de chaque méthode dans le tableau suivant:

Tableau III .21: Récapitulatif des résultats de débit de crue

période de routeur	**10**	**50**	**100**
MALLET-GAUTHIER	153	177	193
SOKOLOVSKY	71.62	114.66	135
TURRAZA	79.91	118.91	137

L’analyse des résultats obtenus par les trois formules montre qu’il n’y pas de grandes différences constatées, on prendre le débit de la formule du SOKOLOVSKY puisque il est d'usage très répondue chez les hydrologies du nord d'Afrique.

5 .2.Choix de la crue du projet

Elle est définie comme étant la crue maximale que l'ouvrage doit être capable d'évacuer sans dommages graves à l'aval. Le choix de la crue de ce projet dépend essentiellement de l'importance de l'ouvrage à réaliser, des conséquences qui peuvent être causées à l'aval et des considérations technico-économiques liées à l'aménagement et à environnement.

Autrement dit, il s'agit de chercher un compromis optimum entre l'aspect économique de la construction et les risques en crues à l'aval.

Alors, pour son estimation nous nous reportons aux recommandations du Comité Australien des Grands Barrages.

Tableau III .22: Crue de projet recommandée

Catégories des dommages	Crue de projet de probabilité de dépassement annuelle
Elevés ➢ Perte de vie ; ➢ Dommage considérable.	1/ 100 000 à 1/10 000
Important ➢ Pas de perte de vie ; ➢ Dommage important.	1/10 000 à 1/1000
Faibles ➢ Pas de perte de vie ; ➢ Dommages légers.	1/1000 à 1/100

Nous optons pour une crue de projet de probabilité de dépassement annuelle de 1/100. Le débit de la crue du projet est pris égal à 135 m3/s.

- **Intervalle Confiance** pour les pluis : prob [111<$P_{1\%}$<163](mm)=95%
  D'où Confiance pour les débit : prob [94<$Q_{1\%}$<184](m^3/S)=95%

5.3.Construction de l'hydrogramme de crues

L'hydrogramme de crue sera établi selon la méthode de SOKOLOVSKY. Cette méthode assimile l'hydrogramme de crue à deux équations paraboliques, l'une pour la montée et l'autre pour la décrue :

- ✓ Pour la montée de la crue : $Q_t = Q_{max} \times (\frac{t}{t_r})^m$; (III.36)
- ✓ Pour la décrue : $Q_t = Q_{max} \times \left(\frac{t_d - t}{t_d}\right)^n \quad t = \delta \times t_m$ (III.37)

Avec ;

- ✓ Q t , désigne le débit instantané, exprimé en m3/s ;

- ✓ m et n, coefficient de courbe (m= 2 ; n = 3) ;
- ✓ Tm, désigne le temps de montée de la crue, c'est le temps de concentration ;
- ✓ Td, désigne le temps de la décrue ;
- ✓ δ, désigne un coefficient qui dépend de la forme d'hydrogramme.

Tableau III .23: Valeur de δ en fonction du caractéristiques du bassin versant

Valeur	Désignation
2	Pour petit cours d'eau à capacité de drainage insignifiant
2,5 à 3	Pour les moyens et grands cours d'eau à lit moyen peu prononce
4	Pour les grands cours d'eau forestiers et lit important

Pour note cas nous prenons $\delta = 2$.

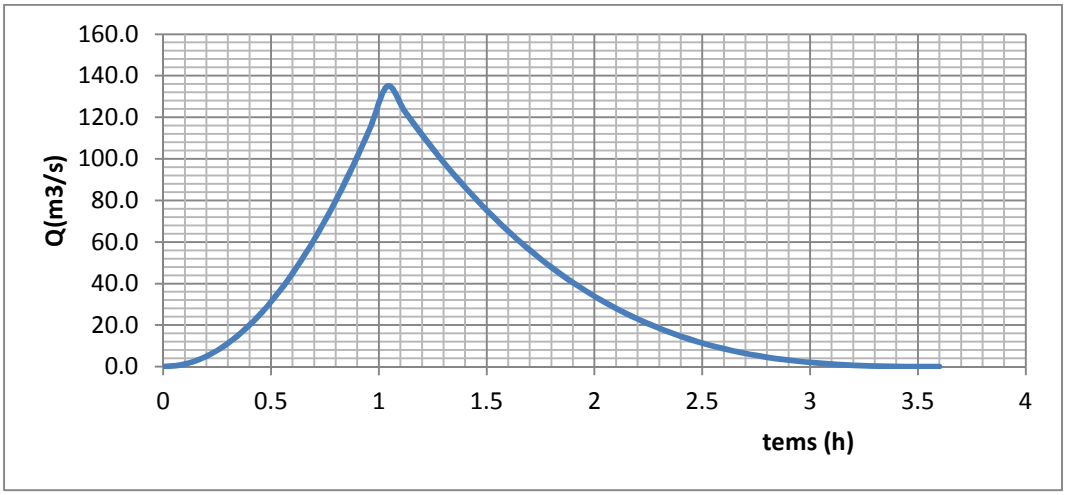


Figure III.10: Hydrogramme de crue.

6 : Etude des apports solides

Les apports solides dépondent d'une part de l'étendue et du relief du bassin versant et d'autre part de la résistance à l'érosion du sol liée elle même à la :

- ✓ couverture végétale ;
- ✓ Nature géologique des roches ;
- ✓ Le régime des pluies et des températures.

L'importance du transport solide est donc fonction du ruissellement annuelle et de la perméabilité du bassin versant.

En s'inspirant à la formule mise au point par TIXRONT - SOGREAH proposent la formule suivante pour les bassins versants de l'Algérie :

$$T_a = \alpha \times R^{0,15} \qquad \text{(III.38)}$$

Où ;

- ✓ Ta, désigne la dégradation spécifique qui s'exprime en T/Km²/an ;
- ✓ R, désigne le ruissellement moyen en m ;
- ✓ α, désigne le coefficient de perméabilité fixé comme suit :

B.V. à perméabilité élevé	$\alpha = 8{,}5$
B.V. à perméabilité moyen à élevé	$\alpha = 75$
B.V. à perméabilité faible à moyen	$\alpha = 350$
B.V. à faible perméabilité	$\alpha = 1400$
B.V. imperméable	$\alpha = 3200$

En générale, le volume mort pour une durée de vie de l'ouvrage t sera égale à :

$$T_s = \frac{T_a \times S}{\acute{e}} \qquad \text{(III.39)}$$

Où ;

- ✓ d, désigne le poids spécifique des sédiments, d=2 ;
- ✓ T_a , désigne la dégradation spécifique T/Km²/an ;
- ✓ S, désigne la surface du bassin versant, exprimée en Km² ;

$$T_a = 75 \times 0.3^{0,15} = 62.6\ T.Km^2.an$$

$$T_s = \frac{62.6 \times 34{,}09}{2} = 1067.02\ m^3.an$$

7. Conclusion :

D'après cette étude capitale, on s'est étalé sur les caractéristiques physico-géographiques et morphologiques du bassin versant d'Oued Taza, ainsi nous avons calculé les apports annuels, calculé les débits de crue pour différentes périodes de retour.

Pour le débit de la crue du projet, nous avons choisis la crue centennale. La valeur du débit de la crue centennale obtenu est évaluée à 135 m3/s. L'apport solide annuelle , calculé par la formule empirique de TIXRONT-SOGREAH est égal à1067 m3.

Chapitre IV : Etude topographique

1. Introduction :

L'accès des données topographiques de l'oued TAZA est faite à travers une carte topographique de la zone de JIJEL avec une échelle 1/25 000, cette carte a été fournie par l'Institut National de Cartographie et de Télédétection d'Alger (Figure IV.01)

Il est très important d'analyser cette carte pour avoir une estimation des pentes du profil en long et de la compléter par une reconnaissance de terrain un peu approfondie qui permet de déterminer le gabarit des différentes tronçons de cours d'eau (hauteur de berge et largeur du lit mineur) pour avoir une donnée minimale permettant une première approche grossière mais néanmoins intéressante.

2. Situation de projet :

Le site de la TAZA objet de la protection est localisé sur l'oued TAZA dans la commune de ZIAMA MANSOURIA wilaya de JIJEL, son éloignement du chef lieu de la commune et d'environ 10 km à vol d'oiseau, dans la direction Nord Est, l'accès est rendu possible par la route nationale

Les coordonnées (Lambert) du site (Figure IV.01) sont dans l'intervalle de :
X = 728 à 729 Km
Y = 381 à 383 Km

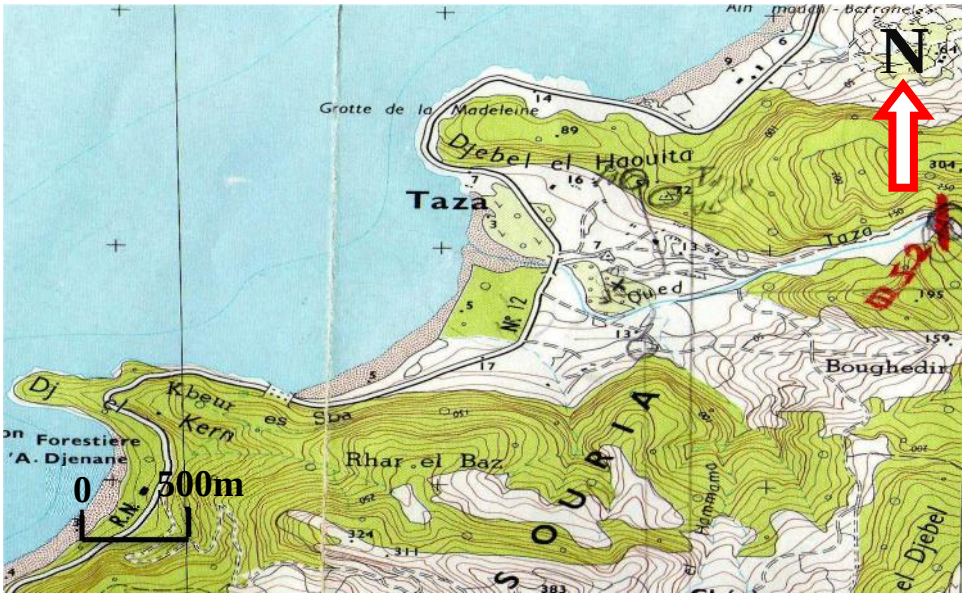


Figure IV.01 : Situation de projet.

3. La topographie de l'oued :

3.1. Lit du cours d'eau :

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

a)Lit mineur : qui est constitué par le lit ordinaire du cours d'eau, pour le débit d'étiage ou pour les crues fréquentes (crues annuelles).

b) Lit moyen : Il correspond à l'espace fluvial ordinairement occupé par la ripisylve.

c)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.

Le lit majeur alors fait partie intégrante de la rivière ; si en s'y implantant, on s'installe donc dans la rivière elle-même. Cet espace (lit majeur) occupé par un cours d'eau lors d'une inondation peut -être partagé en deux zones :

- Une zone d'écoulement, au voisinage du lit mineur, où le courant
- Une zone de stockage des eaux, où la vitesse est faible. Ce stockage est fondamental, car il permet le laminage de la crue, c'est -à-dire la réduction du débit et de la vitesse de montée des eaux à l'aval.

3.2. 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.

3.3. 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, elle augmente notablement la rugosité du lit, d'où deux conséquences de nature hydraulique :

- Une diminution des vitesses dans le lit majeur, et donc une réduction des effets érosifs du courant ;
- Un écrêtement des crues pour l'aval.

3.4. Alluvions et substratum

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

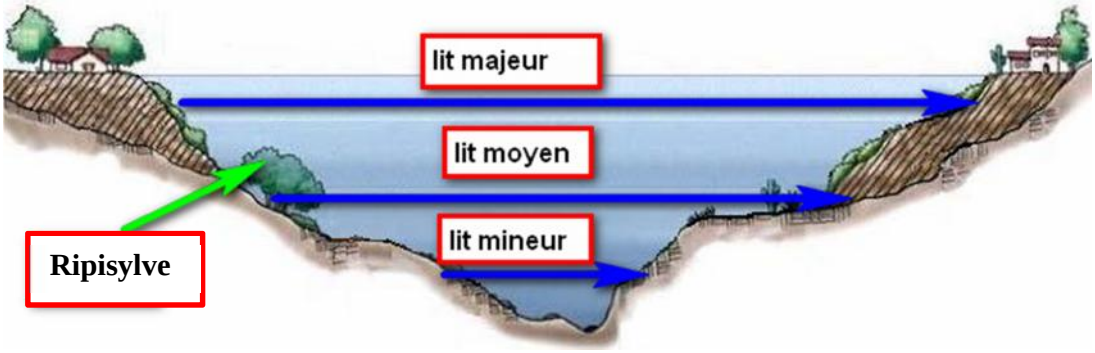


Figure IV.02: Lit d'un cours d'eau. *source :(Yahiaoui , 2012).*

4. La carte de pente :

L'analyse du levé topographique nous a permis d'établir une carte de mosaïque de pente selon la fourchette suivante :

- ✓ Pente inférieure à 8%, c'est une très faible pente, coloré en jaune ;
- ✓ Pente comprise entre 15 % à 20%, c'est la pente moyenne, coloré en bleu ;
- ✓ Pente comprise entre 20% et 35%, c'est la pente forte, coloré en vert.

Nous remarquons que la morphologie générale du site numérisée est caractérisée par une faible pente (pente inférieur à 08%). elle est moyenne sur le coin sud du site.
La pente forte couvre quelque zone sur les berges de l'Oued.
Sur le côté Ouest, au de la de la zone numérisée, la pente devient forte.
En termes d'altimétrie, l'altitude minimale oscille autour de 1m (près de la mer), alors que l'altitude maximale est au tour de 19 m au sud du site.

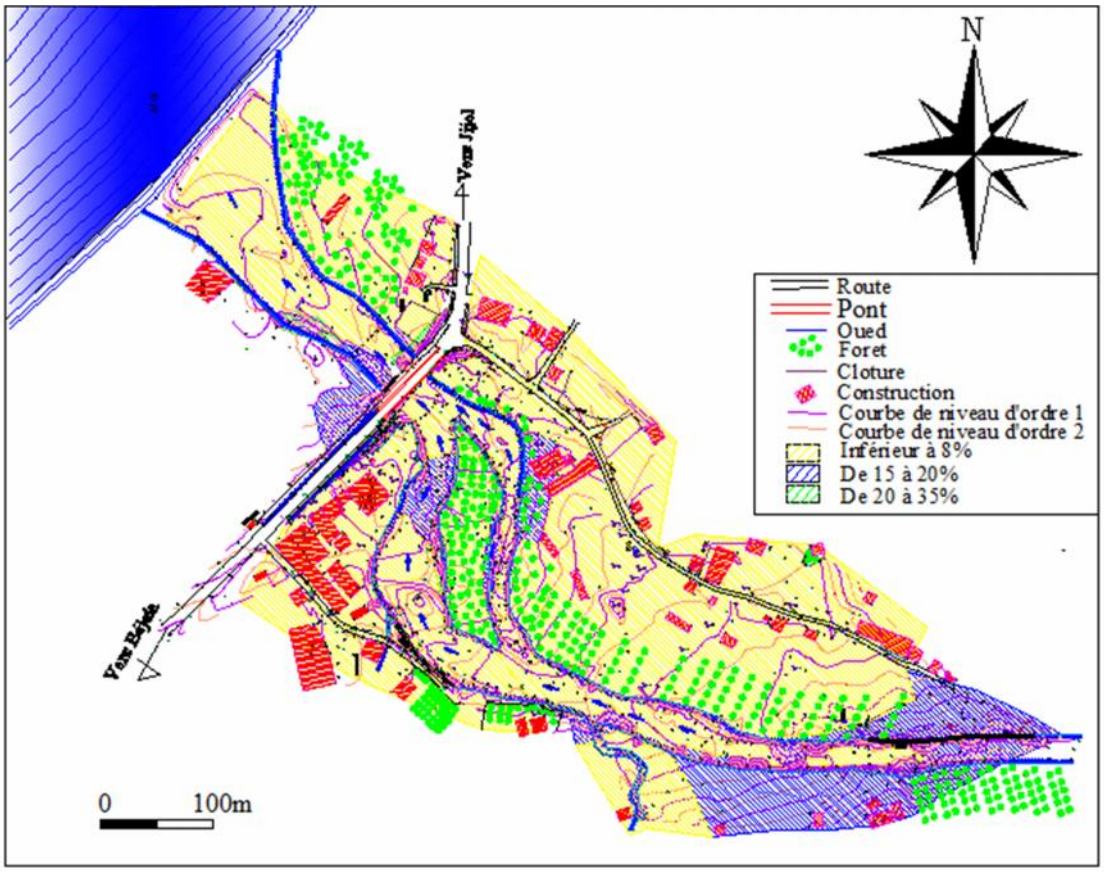


Figure IV.03 : carte de pente *Source : SARL Elbehdja*

5. La géométrie de l'oued :

Les calculs hydrauliques et son précision dépond de la précision des données topographiques, il est nécessaire que la zone correspond à des phénomènes hydraulique (remous hydraulique), soient levé très préciser (berges du lit mineur, par exemple). L'objet topographique le plus communément utilisé est le profil en travers et le profil en long en particulier pour représenter le lit de l'oued, qui sont permet de décrire la géométrie de l'oued.

Pour notre cas on utilise Le modèle numérique de terrain MNT TIN (Terrain Irrégulier Network) pour traiter la géométrie de l'oued à partir des données topographique (semis de points), La longueur du tronçon de oued Taza pour la zone d'étude est environ 1 km, sa topographie, impose de choisir des sections nécessaires pour le calcul hydraulique, 29sections ont été levées perpendiculairement à l'axe de l'écoulement les figues suivantes.

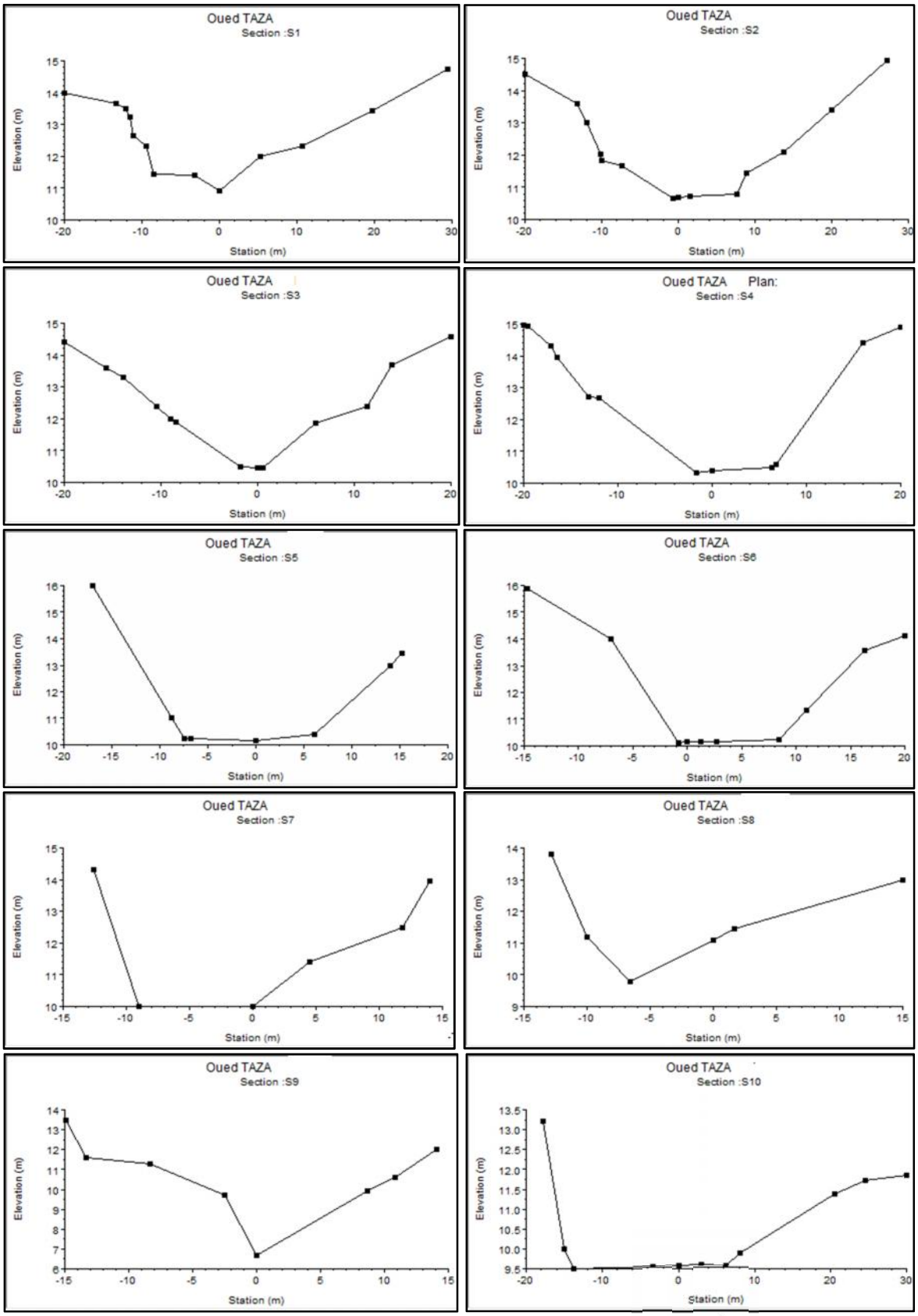


Figure IV.04 : Section en travers de l'oued Taza($s_1 - s_{10}$).

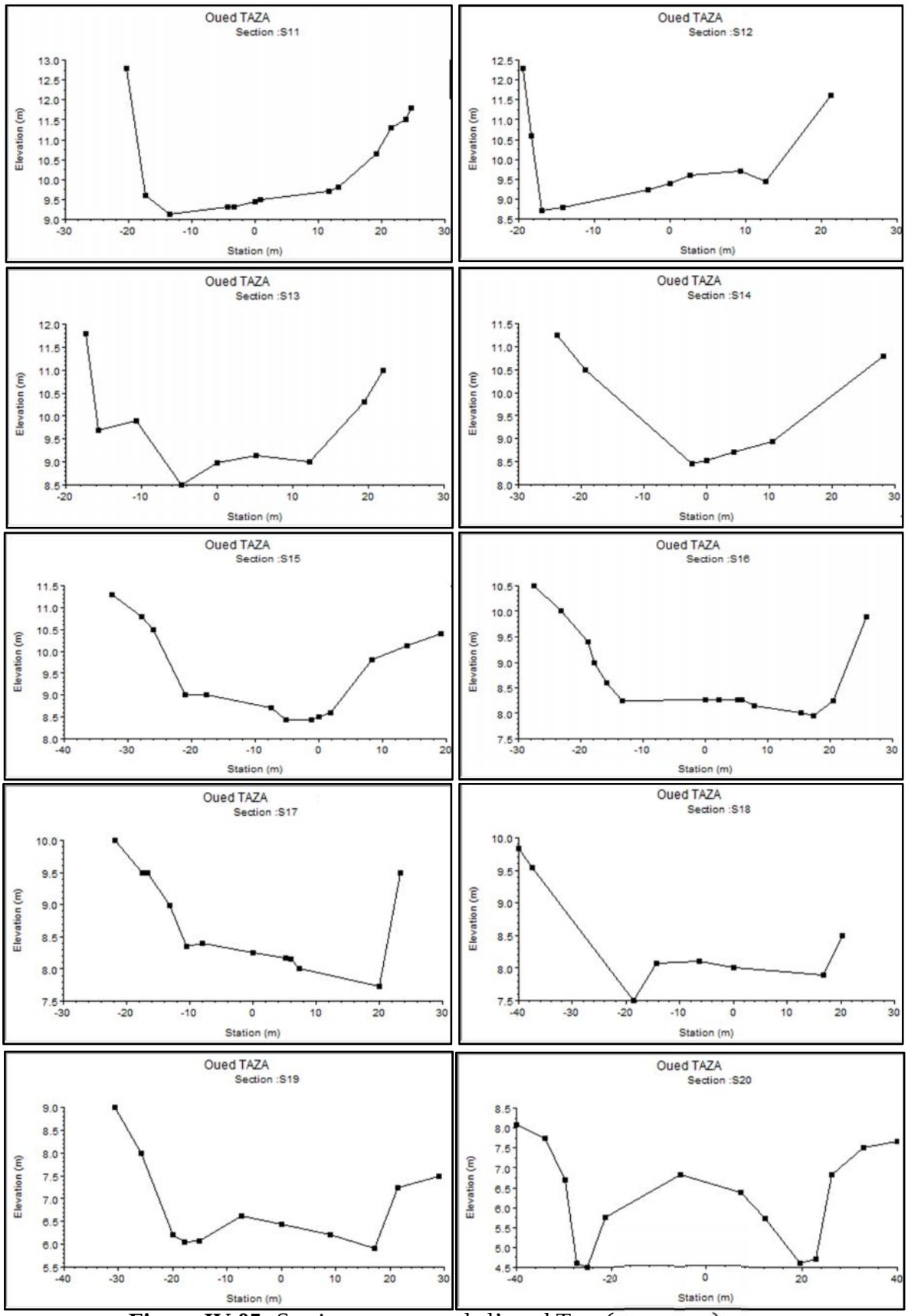


Figure IV.05: Section en travers de l'oued Taza($s_{11} - s_{20}$).

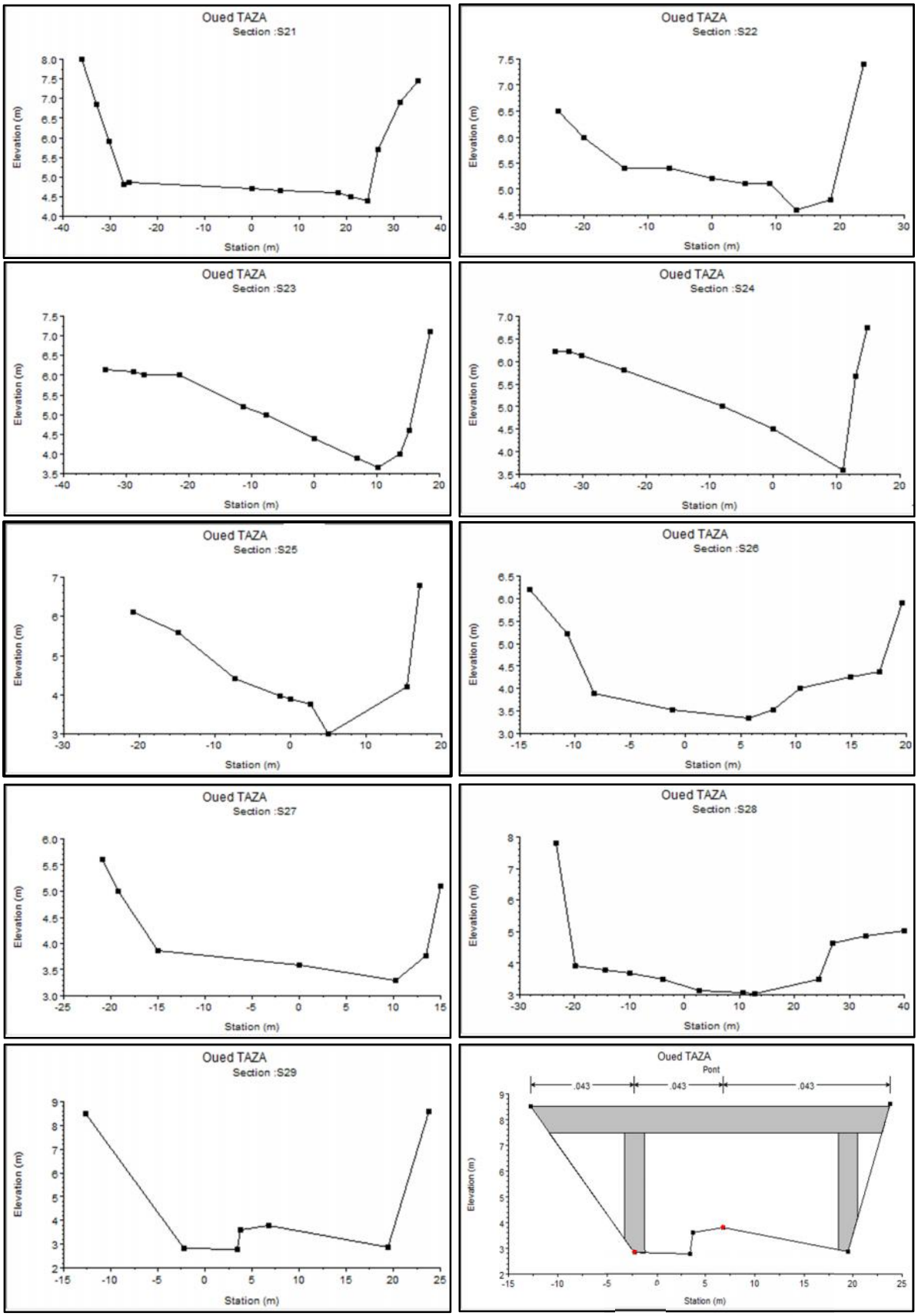


Figure IV.06 : Section en travers de l'oued Taza($s_{21} - pont$).

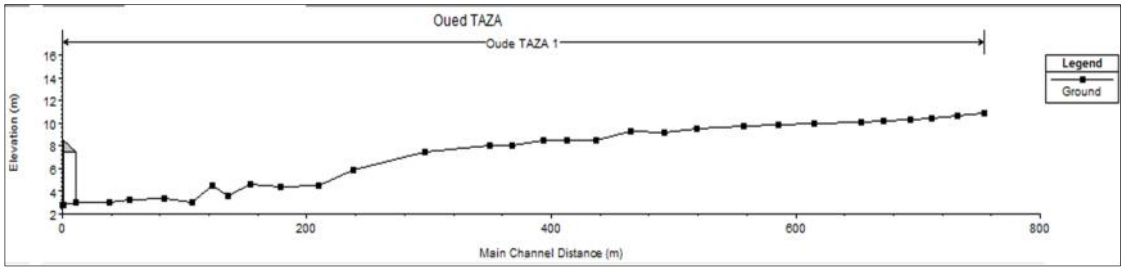


Figure IV.07 : Profil en long d'oued Taza

6 . Conclusion :

A la lumière de la présente étude on peut conclure que les pentes moyenne de lit de l'oued Taza est de l'ordre 3%, la largeur du lit varie de 30 m 80 m de l'amont vers l'aval et avec une hanteur de 2à3m vers de l'amont vers l'aval.

Chapitre V : Etude hydraulique

1. Introduction :

Avant tout projet de protection contre la crue de l'oued Taza, l'étude hydrauliques de l'oued Taza est nécessaire afin de: Comprendre le fonctionnement général de l'oued et de Proposer des aménagements hydrauliques permettant une réduction des risques.

2. Ecoulement a surface libre :

Dans un écoulement à surface libre, le liquide s'écoule au contact de l'atmosphère. La surface libre est la surface de séparation entre l'eau et l'atmosphère .En tout point de cette surface, la pression égale la pression atmosphérique.

3. classification des écoulements :

Les Ecoulement à surface libre, peuvent être permanant ou non permanent.

3.1. Écoulement permanant :

Dans un Écoulement permanant toutes les propretés de l'écoulement, en particulière le débit, sont constantes dans le temps.

Un écoulement permanent pet être uniforme, varient graduellement au brusquement variée.

Dans un écoulement uniforme, la profondeur et la vitesse d'écoulement restent constantes sur une longue distance le long d'écoulement. Il faut alors que toutes les propriétés géométriques et hydrauliques pertinentes restent constantes le long de l'écoulement (pente, rugosité, largeur….).

Dans un écoulement varient graduellement, la profondeur et la vitesse d'écoulement varient graduellement le long de l'écoulement. Le cas typique est l'exhaussement du niveau d'eau en amont d'une retenue.

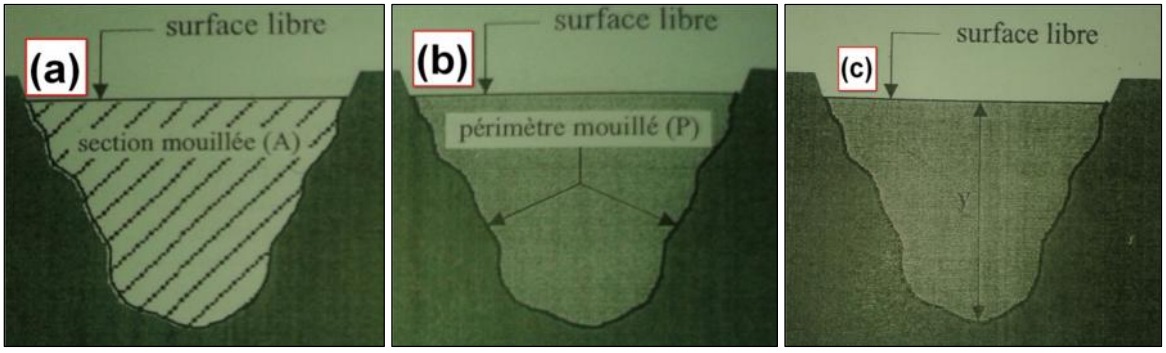
Dans l'écoulement variant brusquement, la vitesse et le niveau varient d'une manière sensible et brusque sur une courte distance. L'exemple typique est celui du ressant hydraulique qui se produit au passage d'un écoulement rapide à un écoulement lent.

3.1.1. Caractéristique géométrique des écoulements a surface liber :

a)Section mouillée d'un canal :

La section d'un canal est la section perpendiculaire à son axe..

On appelle section mouillée A d'un canal la portion de la section du canal limitée par les parois du canal et la surface libre (figure **V.1(a)**).



FigureV.01 :(a)Section mouillé, (b) Périmètre mouillé, (c) Profondeur d'eau.

Source :(Bennis ,2009)

b) Périmètre mouillée d'un canal :

On appelle périmètre mouillé A d'un canal, le pirémètre de la section mouillé qui inclut les parois solides mais ne comprend pas la surface libre (figure **V.1(b)**)

c)Rayon hydraulique :

On appelle rayon hydraulique R_H le quotient de l'aire de la section mouillé A et du périmètre mouillé P :

$$R_h = A/P \qquad \textbf{(V.01)}$$

d) Profondeur ou tirant d'eau :

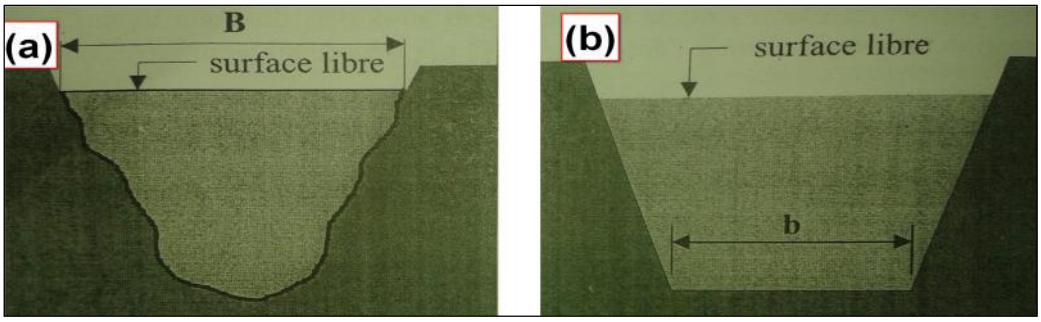
On appelle profondeur d'eau la hauteur d'eau au-dessus du le plus bas de la section perpendiculaire à l'écoulement. On la dénote souvent par h ou y (figure **V.01(c)**).

e)Largeur au plan d'eau :

La largeur de la section mouillée à la surface libre est appelée largeur au plan d'eau on la dénote généralement par B (**FigureV.02(a)**).

f) Largeur au radier :

La largeur de la section mouillée au niveau du font du canal est appelée largeur au radier, représente par b (**FigureV.02(b)**).



FigureV.02 :(a) **Largeur au plan d'eau**, (b) **Largeur au radier** d'eau

Source :(Bennis ,2009)

c)Pente d'un canal

On définit la pente d'un canal S_0 comme étant la tangente de l'angle d'inclinaison du lit par rapport l'horizontale. Comme cet angle est généralement très petit la pente est, en pratique, numériquement égal à l'angle donné en radians.

d) Canal prismatique :

Est un canal dont la pente et la géométrie de la section restent constantes dans la direction longitudinale du canal. Lorsqu'une de ces conditions n'est pas respectée, le canal est dit non prismatique.

3.1.2. Équation d'énergie pour les Ecoulements a surface libres :

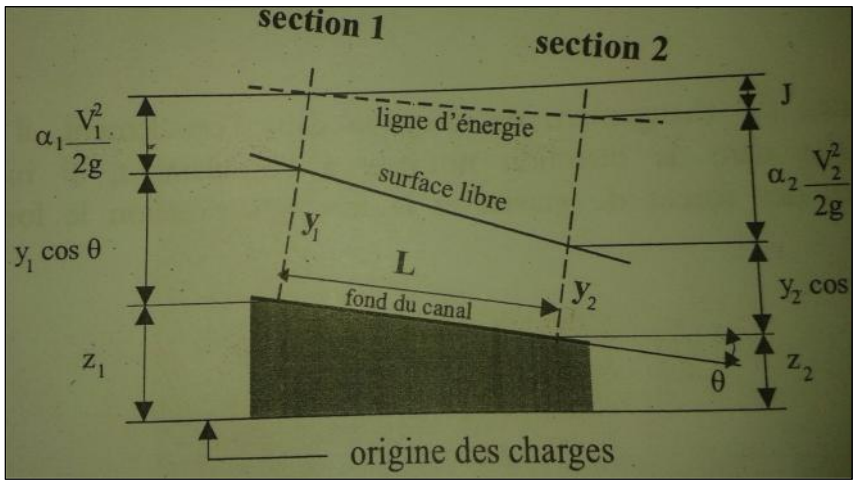
3.1.2.1. Formulation générale :

Comme pour les écoulements en charge, l'équation de conservation d'énergie peut s'écrire pour les écoulements à surface libre avec les notations habituelles figureV.03)

$$Z_1 + Y_1 + \alpha_1 \frac{V_1^2}{2g} = Z_2 + Y_2 + \alpha_2 \frac{V_2^2}{2g} + 1 \qquad \text{(V.2)}$$

Les différents termes représentent :

- ✓ $\frac{V^2}{2g}$: La hauteur due à la vitesse ;
- ✓ Y : La hauteur due à la pression ;
- ✓ Z : La cote ;
- ✓ α : Est un coefficient de correction qui tient compte de non uniformité De la vitesse dans une section donnée (comme généralement $0.4 < \alpha < 1.14$; on suppose souvent $\alpha = 1$).



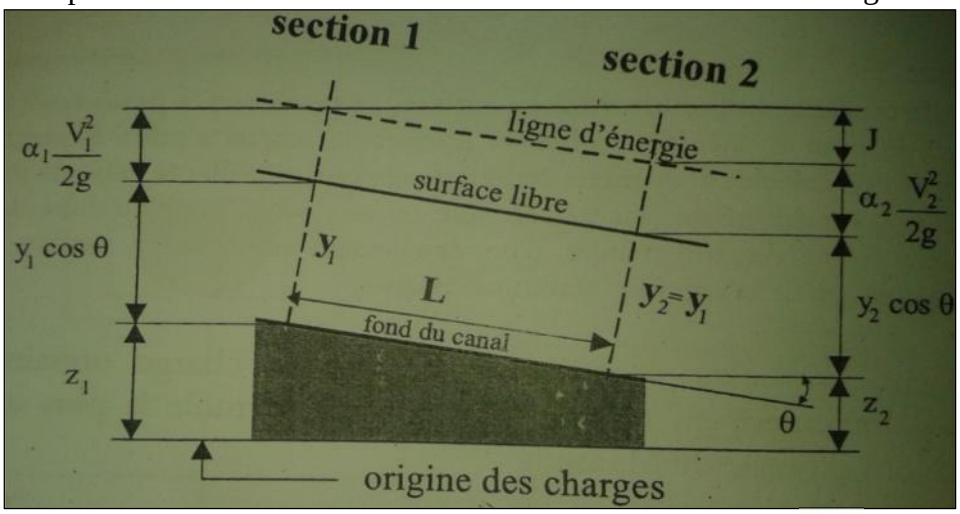
FigureV.03 : Hauteur de charge pour l'écoulement a surface liber.

Source :(Bennis ,2009).

3.1.2.2. Écoulement uniforme :

Un écoulement est dit uniforme si les conditions suivantes sont satisfaites

- ✓ La section d'écoulement est prismatique et l'écoulement est permanant.
- ✓ La profondeur de l'écoulement et la vitesse sont constantes le long du canal



FigureV.04:Écoulement uniforme *Source :(Bennis ,2009)*

Il existe plusieurs formules pour relier la perte de charge unitaire S_f aux propriétés de l'écoulement en régime uniforme. La formule le plus utilisée en Amérique du nord est celle Manning.

$$V = \frac{1}{n} R_H^{2/3} S_f^{1/2} \qquad \text{(V.03)}$$

Ou, puisque $V = Q/A$,

$$Q = \frac{A}{n} {R_H}^{2/3} {S_f}^{1/2} \quad \text{(V.04)}$$

Ou :

- ✓ V : est la vitesse moyenne d'écoulement en mètres par seconde ;
- ✓ S_f : est la pente de la ligne de charge (m/m) ;
- ✓ R_H: est le rayon hydraulique en mètres ;

Le coefficient de Manning « n» ne dépend que de la nature des surface des parois (tableau V.1)

3.1.3. Notion d'énergie spécifique :

3.1.3.1. Définition :

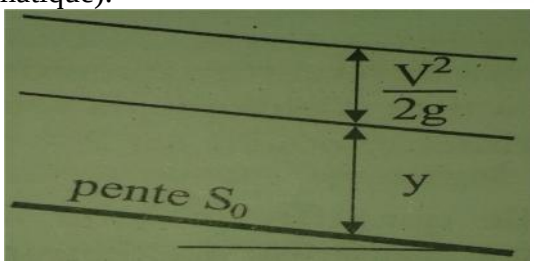
L'énergie spécifique E (FigureV.05) est définie par :

$$E = Y + V^2/2g. \quad \text{(V.05)}$$

Il s'agit de l'énergie totale amputée de l'énergie potentielle($Z = 0$). Compte tenu que$V = Q/A$, l'énergie spécifique s'écrit aussi :

$$E = Y + Q^2/2gA^2. \quad \text{(V.06)}$$

Comme A est fonction de la profondeur, on peut dire que $E = E(Y)$) pour un débit fixe donné (canal prismatique).



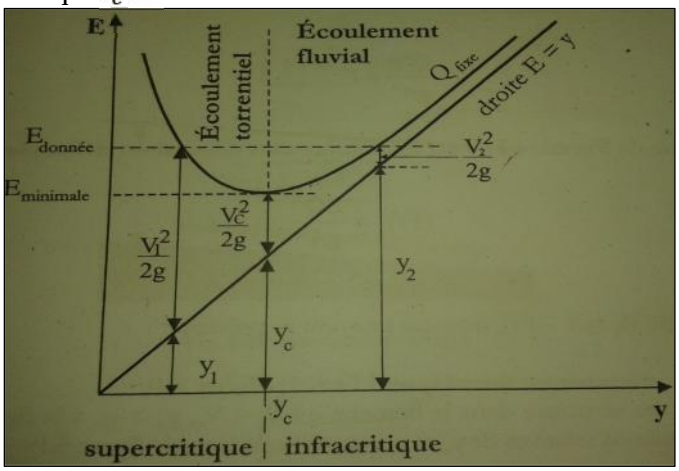
FigureV.05 : énergie spécifique *Source :(Bennis ,2009)*

3.1.3.2. Dévers régime d'écoulement :

D'après la FigureV.06, on voit que pour une énergie spécifique donnée E, il existe deux profondeurs possiblesY_1, etY_2, pour transporter un même débit Q.

L'écoulement se fait avec l'une ou l'autre des profondeurs, Y_1 et Y_2, selon la rugosité et la pente du canal.

On voit aussi sur la FigureV.06 que pour assurer un débit donné Q, l'écoulement requiert une énergie minimale $E_{minimale}$ à laquelle correspond une profondeur critique Y_c et une vitesse critiqueV_c.



FigureV.06 : régime d'écoulement dans les canaux *Source :(Bennis ,2009)*

L'énergie spécifique est minimale lorsque

$$\frac{dE}{dy} = 0 \qquad \text{(V.07)}$$

En remplaçant l'énergie par son expression (5.19) dans (5.20), on obtient :

$$\frac{dE}{dy} = 1 + \frac{Q^2}{2g}\frac{d}{dy}(A^{-2}) = 0 \qquad \text{(V.08)}$$

Soit encore

$$\frac{dE}{dy} = 1 + \frac{Q^2}{gA^3}\frac{dA}{dy} = 0 \qquad \text{(V.09)}$$

Comme par définition$dA/Dy = B$, B étant la largeur au plan d'eau du canal, on obtient la relation suivante :

$$\frac{Q^2 B}{gA^3} = 1 \qquad \text{(V.10)}$$

Le nombre de Froude « Fr» est un nombre son dimensions défini par :

$$(Fr)^2 = \frac{BQ^2}{gA^3} \qquad \text{(V.11)}$$

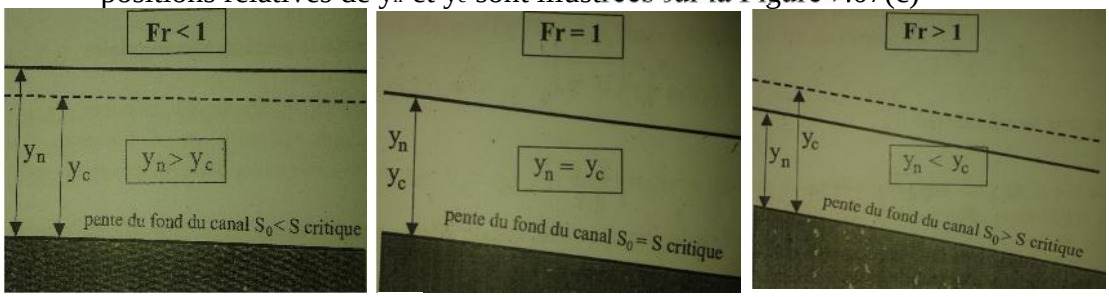
Comme$dE/dy = 1 - Fr^2$, trois cas peuvent se présenter :

- ✓ L'écoulement est fluvial quand $Fr < 1; dE/dy > 0;$

  Ce cas se trouve dans la bronche ou $V < V_C; Y_n > Y_C$; à la figure V.06 ; les positions relatives de y_n et y_c sont illustrées sur la FigureV.07(a)
- ✓ L'écoulement est critique quand $Fr = 1; V = V_C; Y_n = Y_C$;

  Ce cas se trouve au point le plus pas de la courbe ou la pente est nulle à la figureV.06 ; les positions relatives de y_n et y_c sont illustrées sur la FigureV.07(b)
- ✓ L'écoulement est torrentiel quand $Fr > 1; dE/dy < 0;$

  Ce cas se trouve dans la branche ou ; $V > V_C; Y_n < Y_C$; à la figure V.06 ; les positions relatives de y_n et y_c sont illustrées sur la FigureV.07(c)



(a) [3] (a) (c)

FigureV.07 : (a)Ecoulement fluvial,(b)Ecoulement critique ,(t)Ecoulement torrentiel

Source :(Bennis ,2009)

3.1.3.3. Interprétation de de l'écoulement critique :

La courbe de variation de l'énergie spécifique en fonction de la profondeur (figure) montre que au voisinage de l'écoulement critique petite variation de l'énergie (E)provoque une grand variation de la profondeur Y ainsi , l'écoulement critique instable avec l'apparition d'ondulation a la surface libre .quand le nombre de fraude est inférieure à 0.86 au supérieure à 1.13 ces instabilité disparaisse.

Une des caractéristique de l'écoulement ***infracritique*** est propager la perturbation a l'écoulement ver l'amont et ver Laval l'écoulement ***supercritique*** ne propager la petite perturbation que ver Laval, cette remarque est très importante pour déterminer l'emplacement de la section de contrôle ***(Bennis ,2009).***

3.1.4. Ecoulement varient graduellement :

3.1.4.1. Définition :

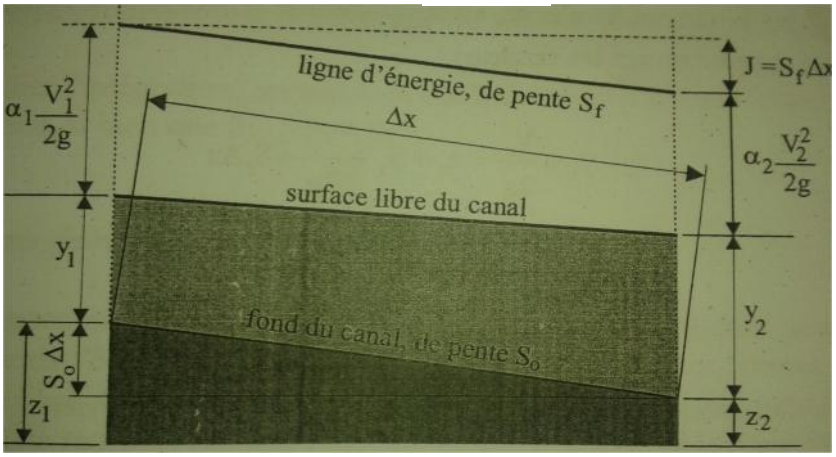
Lorsque la surface de l'eau et le fond du canal ne sont pas parallèles, l'écoulement est dit variant. Quand la vitesse croît et, corollaire, la profondeur diminue dans le sens de l'écoulement, ce dernier est accéléré. Dans le cas contraire, l'écoulement est retardé.

Quand la profondeur varie progressivement d'une section à l'autre, comme dans le bief de transition entre une rivière et un barrage, l'écoulement est dit variant graduellement.

3.1.4.2. Calcule de la courbe de remous :

a)Equation de la courbe de remous :

La FigureV.07 montre la variation des différents paramètres de l'écoulement variant graduellement entre deux sections1 et 2.



FigureV.08 : Ecoulement varie graduellement. *Source :(Bennis ,2009)*

Afin de développer l'équation différentielle du mouvement variant graduellement, on a recours aux hypothèses suivantes :

- ✓ L'écoulement est permanant.
- ✓ La pente de la ligne d'énergie à chaque point peut ce calculer à l'aide de l'équation de Manning (V.04).

L'équation Bernoulli appliquée dans ces conditions entre les sections 1et 2 séparées d'une longueur Δx s'écrit, en supposant le coefficient de répartition des vitesses $\alpha = 1$ pour toutes les sections :

$$Z_1 + Y_1 = Z_2 + Y_2 + \frac{V_2^2}{2g} + + S_F \Delta_X \qquad \text{(V.12)}$$

Ou encoure

$$\frac{\Delta_z}{\Delta_x} + \frac{\Delta_y}{\Delta_x} + \frac{\Delta}{\Delta_x}\left(\frac{V^2}{2g}\right) = -S_F \qquad \text{(V.13)}$$

En prenant deux section très rapprochées, l'équation (V.13) devient :

$$\frac{d_z}{d_x} + \frac{d_y}{d_x} + \frac{d}{d_x}\left(\frac{V^2}{2g}\right) = -S_F \qquad \text{(a)}$$

Par définition, on a :

$$\frac{dz}{dx} = -S_0 \qquad (b)$$

Ou :

- ✓ S_0 : est la pente du canal.

Par ailleurs, la règle de dérivation d'une fonction composée nous permet d'écrire :

$$\frac{d}{d_x}\left(\frac{V^2}{2g}\right) = \frac{d}{d_y}\left(\frac{V^2}{2g}\right)\frac{dy}{dx} + \frac{Q}{gA^2}\frac{dQ}{dx} \qquad (c)$$

Or, tel qu'établi dans (V.07),

$$\frac{d}{d_y}\left(\frac{V^2}{2g}\right) = -Fr^2 \qquad (d)$$

En substituant (b),(c) et (d)dans (a), on obtient :

$$\frac{dy}{dx} = \frac{S0 - Sf - \frac{Q}{gA^2}\frac{dQ}{dx}}{1 - Fr^2} \qquad (V.14)$$

b) forme générale de courbe de remous

On fait l'hypothèse que la pente de ligne d'énergie $S_f$peut se calculer par la même formule que celle utilisée pour l'écoulement uniforme, soit l'équation de maning (V.04) ou A et R_H sont la section et le rayon hydraulique calculée pour une profondeur courante h .on l'équation (V.04)

$$Q = \frac{A}{n} {R_H}^{2/3} {S_f}^{1/2} \qquad (V.15)$$

En écrivant $A_n$et R_{Hn}pour l'écoulement uniformeh_n , on obtient

$$Q = \frac{A_n}{n} {R_{Hn}}^{2/3} {S_f}^{1/2} \qquad (V.16)$$

En égalisant les deux membres de droite des équations V.15 et V.16 on obtient :${AR_H}^{2/3} {S_f}^{1/2} = A_n {R_{Hn}}^{2/3} {S_0}^{1/2}$, soit encore

$$\frac{S_f}{S_0} = \left(\frac{R_{Hn}}{R_H}\right)^{4/3} \left(\frac{A_n}{A}\right)^2 \qquad (V.17)$$

D'après l'équation V.17 il est clair que

Lorsque $h_n = h, S_f = S_0$(fait déjà connu)
Lorsque$h_n > h, S_f > S_0$
Lorsque$h_n < h, S_f < S_0$

Par allieur on a déjà établi, en étudiant de la pente critique a la section

Lorsque $Fr^2 = 1, on\ ah = h_n$(fait déjà connu)
Lorsque$Fr^2 > 1, on\ ah < h_n$
Lorsque$Fr^2 < 1, n\ ah > h_n$

Les différentes courbes de remous dans le figure suivante :

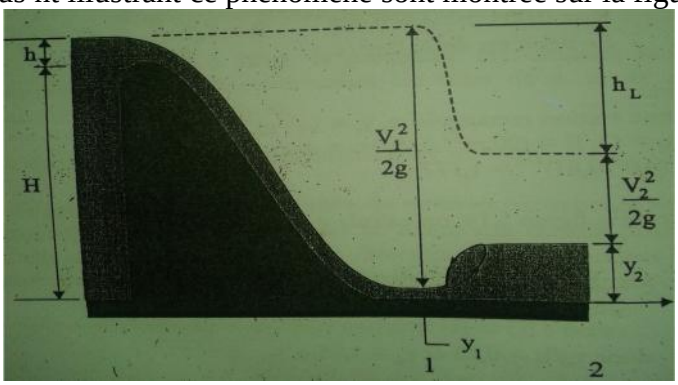
Conditions Eq. 4.8a	$\frac{h_n}{h}$	Signe num.	$\frac{h_c}{h}$	Signe dén.	Signe dh/dx	Changement de profondeur	Nom	Figures *échelle verticale exagérée*
$J_f > 0$								
$J_f < J_c$	< 1	+	< 1	+	+	croît	M1	
$h_n > h_c$	< 1	+	> 1	-		pas possible		
	> 1	-	< 1	+	-	décroît	M2	
	> 1	-	> 1	-	+	croît	M3	
$J_f > 0$								
$J_f > J_c$	< 1	+	< 1	+	+	croît	S1	
$h_n < h_c$	< 1	+	> 1	-	-	décroît	S2	
	> 1	-	> 1	-	+	croît	S3	
$J_f > 0$								
$J_f = J_c$	< 1	+	< 1	+	+	croît	C1	
$h_n = h_c$	> 1	-	> 1	-	+	croît	C3	
$J_f = 0$								
$h_n = \infty$		-	< 1	+	-	décroît	H2	
		-	> 1	-	+	croît	H3	
$J_f < 0$								
$h_n < 0$	< 1	-	< 1	+	-	décroît	A2	
	< 1	-	> 1	-	+	croît	A3	

FigureV.09 : Différentes courbes de remous

Source :(W. H .G. & M.C.A, 2000).

3.1.4. Ecoulement brusquement variée :

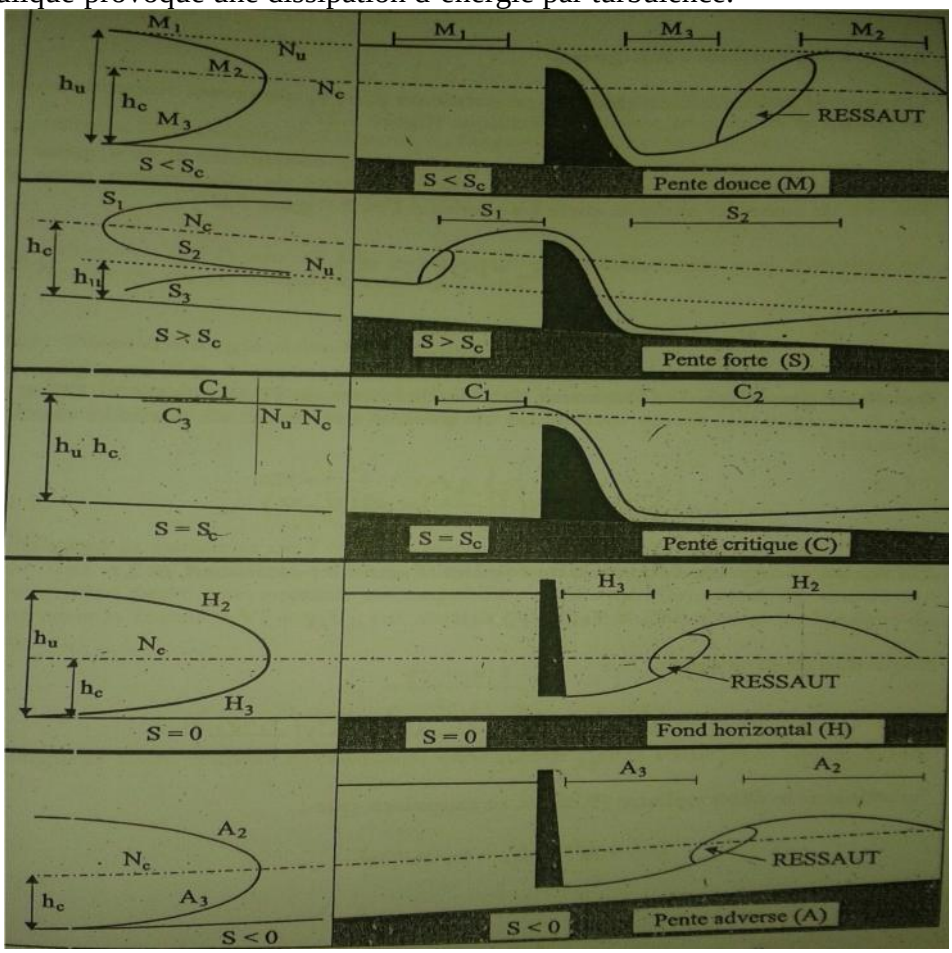
Une importante manifestation de ce type d'écoulement est le ressaut hydraulique. Le ressaut hydraulique est une surélévation brusque de la surface libre d'un courant survenant lorsqu'un régime torrentiel devient fluvial sur une court distance .des courbes de remous nt illustrant ce phénomène sont montrée sur la figure V.10**.**



FigureV.10 : Ressaut hydraulique au pied d'un barrage –déversoir

Source :(Bennis ,2009).

La ligne d'énergie, indiqué en pointillé sur la figure, monter que le ressaut hydraulique provoque une dissipation d'énergie par turbulence.



FigureV.11 : Exemple de courbe de remous avec ressaut hydraulique

Source :(Bennis ,2009).

3.2. Écoulement non permanant :

3.2.1. Définition :

L'écoulement est non permanent si la profondeur d'eau et les autres paramètres hydrauliques varient avec le temps. Un écoulement non permanant est en générale aussi non uniforme.

3.2.2. Modèles de propagation de crue :

L'ensemble des équations de SAINT-VENANT précités sont appelées couramment modèle de l'onde dynamique et représentent le modèle le plus complet de la propagation de crue. Un tel modèle inclut dans l'équation de la quantité de mouvement tous les termes signifiants du processus.

Il existe des modèles hydrologiques, le plus connu est le "modèle MUSKINGUM", proposé par McCarthy, en 1938, pour la rivière Muskingum, aux Etats-Unis. Dans le modèle Muskingum, on introduit, en plus de l'équation de la continuité, une équation donnant le volume stocké dans le lit de la rivière.

$$V = K[XQ(t) + (1 - X)Q'(t)] \qquad (V.18)$$

Où :

V : Volume stocké ;

Q(t) : Débit d'entrée, au temps t ;
Q(t) : Débit de sortie, au temps t ;
K et X : constantes empiriques.

4. Calcule hydraulique de l'oued Taza :

Pour calcule les paramétré hydraulique de l'oued Taza on fait la résolution de l'équation pour un régime uniforme graduellement varia on distingue pour cela 2 méthodes

- ✓ Méthode indirecte d'intégration numérique pour les canaux prismatique.
- ✓ Méthode pour les canaux non prismatique.

Pour des résultats plus précisé on utilise la deuxième équation.

4.1. Méthode pour les canaux non prismatique :

L'équation de Bernoulli entre deux sections (1) et (2) s'écrit :

$$Y_1 + \alpha_1 \frac{Q^2}{2gA_1^2} + S_O \Delta X = Y_2 + \alpha_2 \frac{Q^2}{2gA_2^2} + S_F \Delta X + h_S \qquad \textbf{(V.19)}$$

h_S Étant la perte de charge singulière due aux changements de section ou de la direction.

En général, quand l'écoulement est torrentiel, on doit calculer, les profondeurs d'eaux d'allant de l'amont vers l'aval. Quand l'écoulement est fluvial, on doit procéder de l'aval vers l'amont comme suite, on posant :

$$Y_2 = Y_{ref}$$

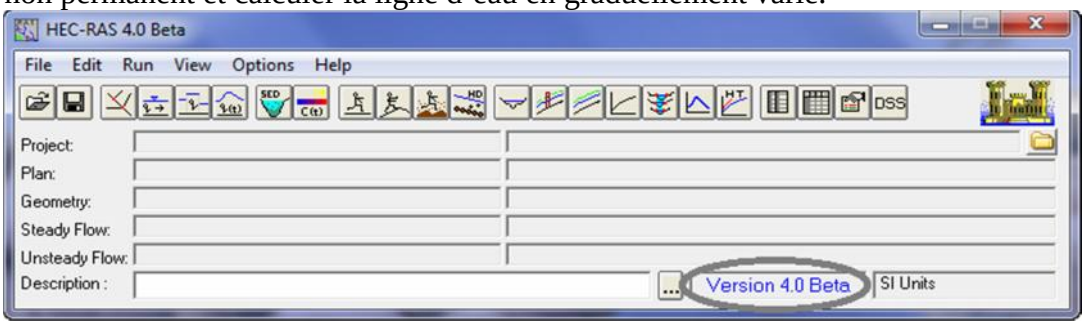
1. Attribuer une valeur à Y_1 ;
2. Utiliser Y_1et Y_2pour calculerA_1, A_2, h_S , S_{f1} etS_{f2} à l'aide de l'équation de Manning, puis $S_f = (S_{f1} + S_{f2})/2$
3. Si l'équation (5,47) est vérifiée à une tolérance près, on arrête les calculs ; sinon, on modifie Y_1 et on recommence à l'étape 2.

Quand l'écoulement est torrentiel, la procédure est similaire en partant de la profondeur y_1 qui doit être connue.

Il s'agit, bien évidemment, de calculer itératifs qui sont intégrés dans des logiciels tels que HEC-RAS (U.S. Army, 1995).

4.2. Présentation du modèle HEC-RAS :

Le modèle HEC-RAS (**Hydrologique Engeneering Center River Analyses System**) est un modèle unidimensionnel conçu par Hydrologic Engeeniering Centre de l'US Corp. Engineers pour modéliser l'écoulement à surface libre permanent et non permanent et calculer la ligne d'eau en graduellement varié.



FigureV.12 : Fenêtre principale du logiciel HEC-RAS.

4.3. Étapes de simulation par HEC-RAS :

La simulation de l'écoulement d'eau par HEC-RAS passe par les étapes suivantes :

- ➢ Création du projet HEC RAS,
- ➢ Préparation des données topographiques (création de la géométrie de l'Oued),

- Choix des paramètres hydrométriques et conditions aux limites,
- Simulation hydraulique.

4.3.1. Création d'un nouveau projet (New Project) :

Choisir un nom et un titre de projet ainsi que l'emplacement des fichiers.

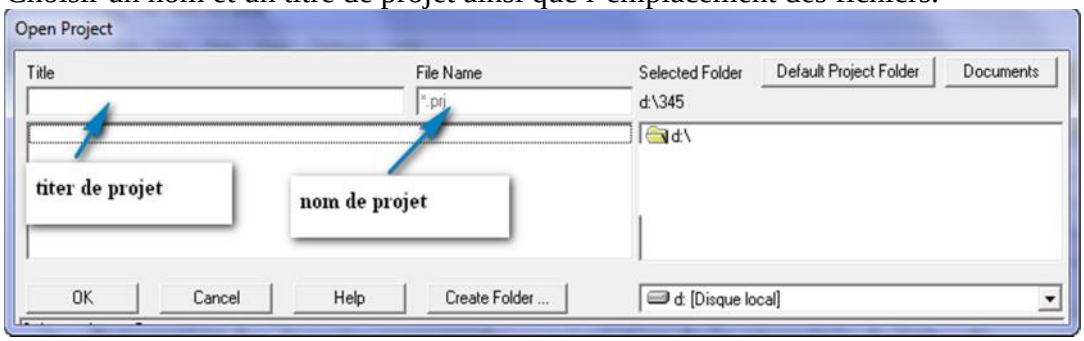


Figure V.13: Création de nouveau projet HEC-RAS.

4.3.2. Préparation des données topographiques pour l'HEC RAS :

Introduction des données topographiques à partir d'une première icone (**enter geométric data**), Les données topographiques sont préparées par MNT (chapitre IV).

Coefficient de Manning d'un lit composé :

Le coefficient de Manning (Chow, 1988) est une caractéristique de la nature de matériaux d'un Cours d'eau naturel (Tableau V.01).

Tableau V.01 : Valeurs de coefficient de Manning ***(Bennis ,2009).***

description du canal	valeur de n		
	min	**normal**	**max**
Cours d'eau naturel			
Propres ; droits, sans fosses profondes	0.025	0.030	0.033
Comme précédemment, avec cailloux et Végétation	0.030	0.035	0.040
Propres avec méandre quelque bassin	0.033	0.040	0.045
Comme précédemment, avec cailloux et Végétation	0.035	0.045	0.050
Comme précédemment avec pente et section moins efficaces	0.040	0.048	0.055
Comme précédemment, avec cailloux	0.045	0.050	0.060
Partie lentes, végétation bassin profonds	0.050	0.070	0.080
Portion encombrées végétation bassin profond, berge boisées	0.075	0.100	0.150
Fond en gravier .et cailloux, peu de blocs	0.030	0.040	0.050
Fond en cailloux et de grands blocs	0.040	0.050	0.070

Dans notre cas de l'oued de Taza on prend les valeurs de $n = 0.07$ pour les berges et $n = 0.03$ pour le fond.

Le coefficient de frottement équivalent d'un fond dont la rugosité composée se calcule par;

$$n = \left[\frac{\sum_1^N (P_N n_N^{3/2})}{P}\right]^{2/3} \quad (V.20)$$

Source :(W. H .G. & M.C.A, 2000).

Avec :

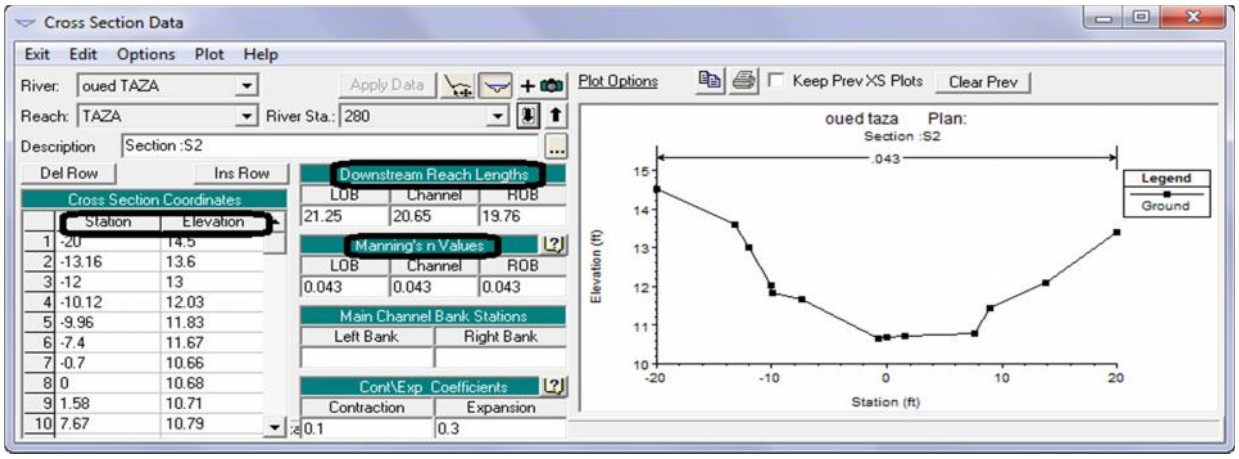
N : Est le nombre total des sous-sections ($N = 3$ Dans HEC-RAS) ;

P_N : Est le périmètre mouillé de la sous-section ;

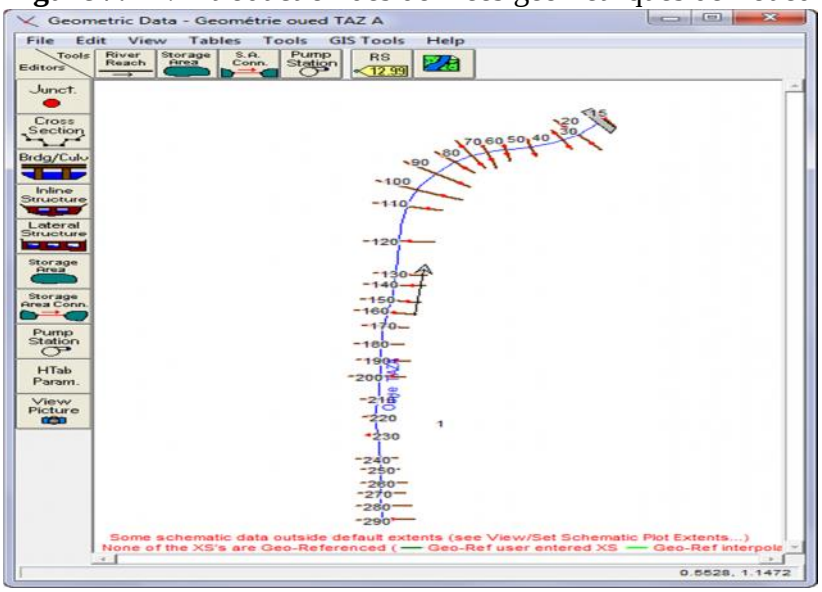
P : Est le périmètre total des sections ;

On prend Pour les berges $P_1 = P_2 = 12m$ une largeur moyenne de fond $P_3 = 35m$

Le coefficient équivalent de Manning est $n = 0.043$.



FigureV.14 : Introduction des données géométriques de l'oued TAZA.



FigureV.15: Définition du tracé de l'oued et des sections.

4.3.3. Données hydrométriques et conditions aux limites:

Après avoir introduit la géométrie du cours d'eau, on **deuxième icone** (**Steady Flow Data**) pour l'écoulement permanent.

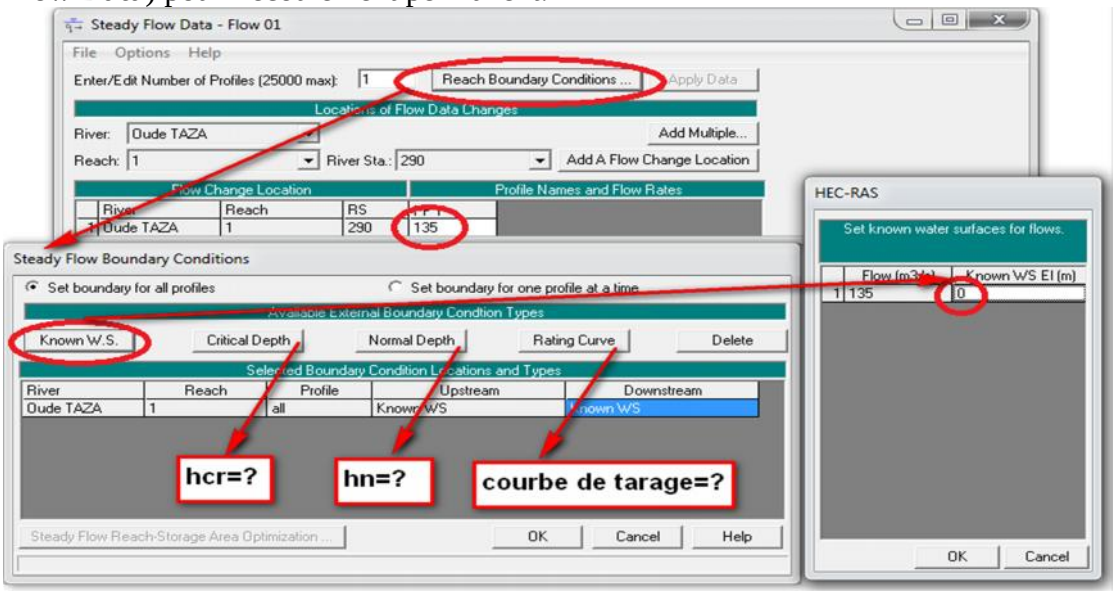


Figure V.16: Définition du débit et des conditions aux limites.

4.3.4. Simulation hydraulique:

Après avoir défini la géométrie, les données hydrométriques et les conditions aux limites nécessaires à la simulation, on peut passer à la troisième icone (**Perform a steady flow simulation)** pour le régime permanent, Dans notre cas on obtient la fenêtre suivante :

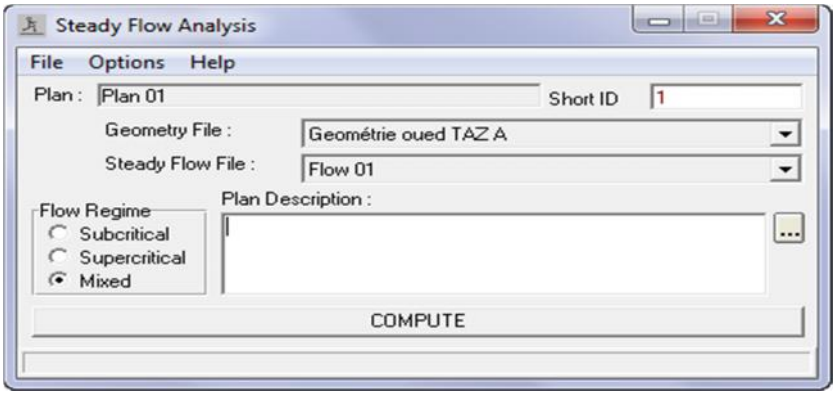


Figure V.17: Fenêtres de simulation pour le régime permanent.

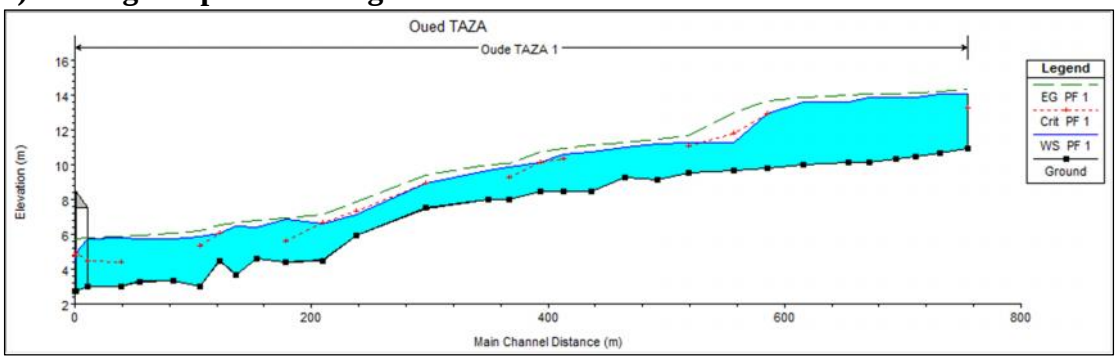
4.3.5. Les résultats de simulation par HEC-RAS :

D'Après Les résultats de simulation HEC-RAS le nombre de Froude est varié souvent de 0.8 à 2 donc le domaine de régime est critique et torrentiel, et la vitesse peut atteindre 6 (m /s), Les résultats de simulation HEC-RAS nous permettent aussi de déterminer la zone inondable pour le débit de la crue ;

Les résultats de la simulation pour les 29 sections qui ont été prises en considération dans notre étude sont présentés dans la figure V.18.

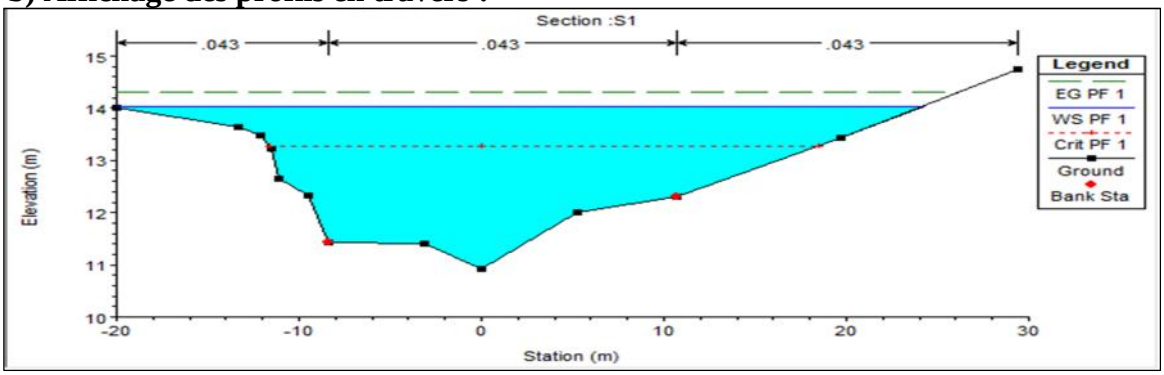
4.3.6. Affichage des résultats de simulation sous forme graphique.

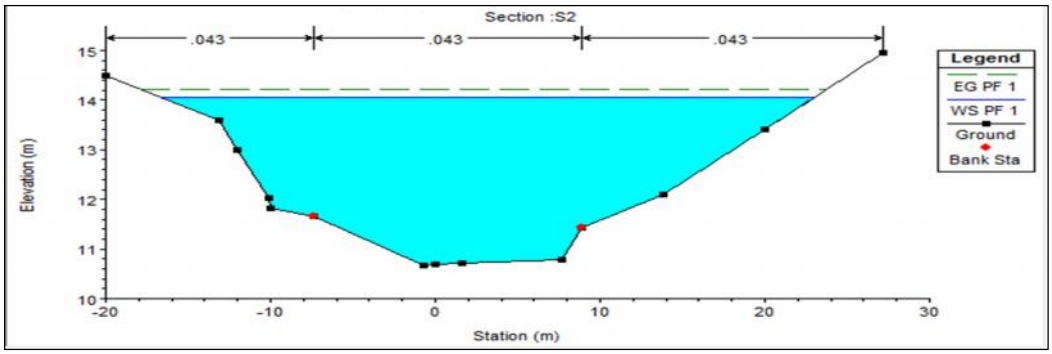
a)affichage de profil en long :

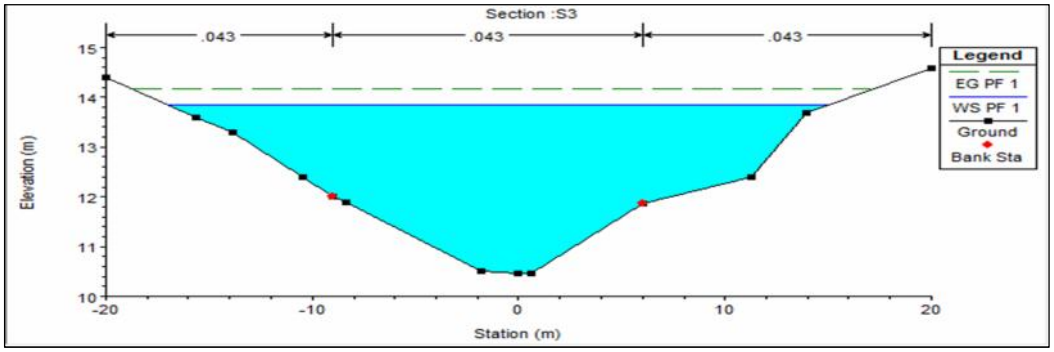


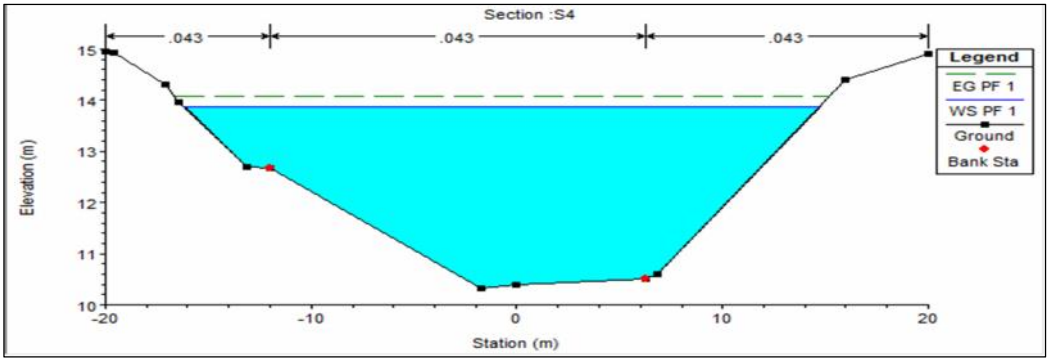
FigureV.18: Affichage des résultats de simulation sous forme graphique (profil en long).

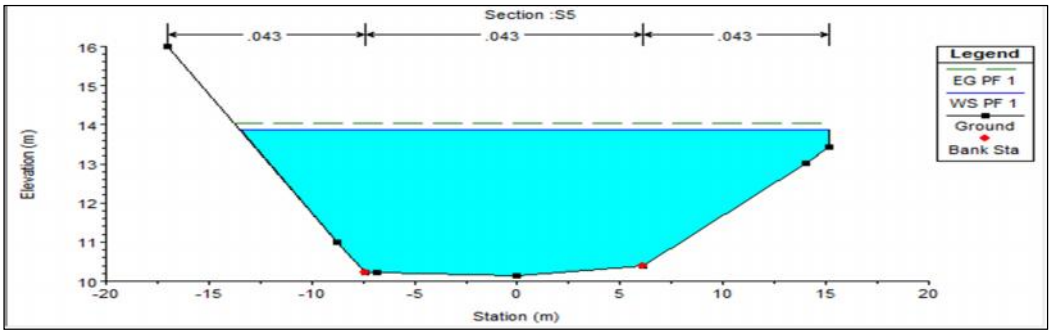
b) Affichage des profils en travers :

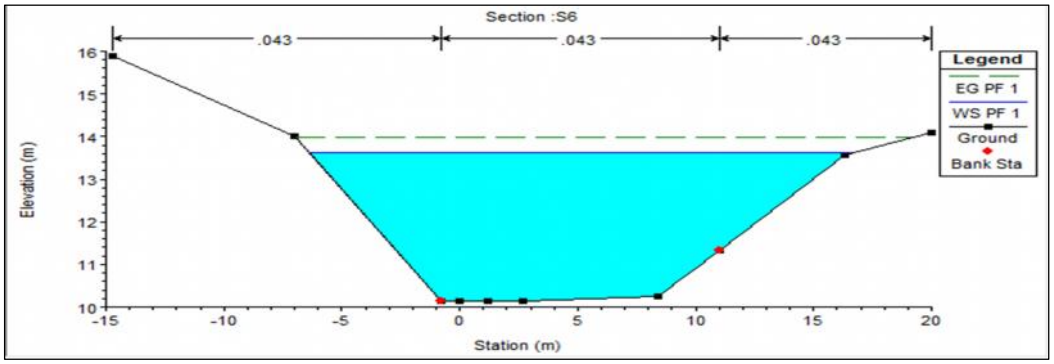


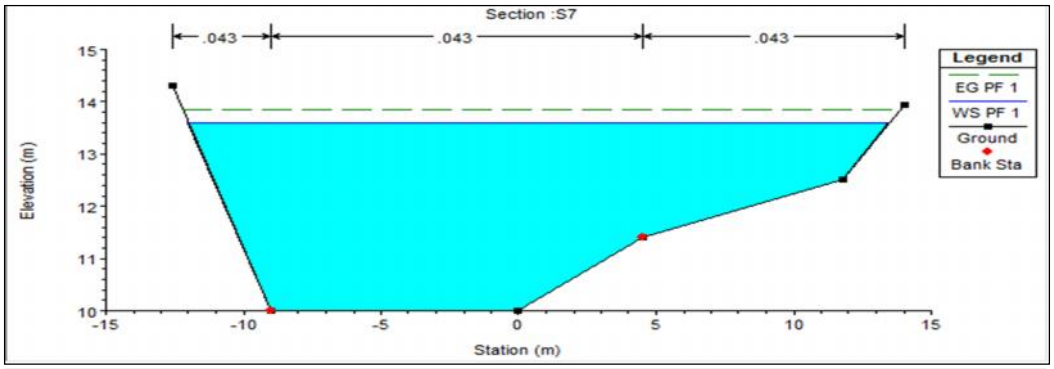

Section :S2
.043
.043
.043
Legend
EG PF 1
WS PF 1
Ground
Bank Sta
Elevation (m)
Station (m)

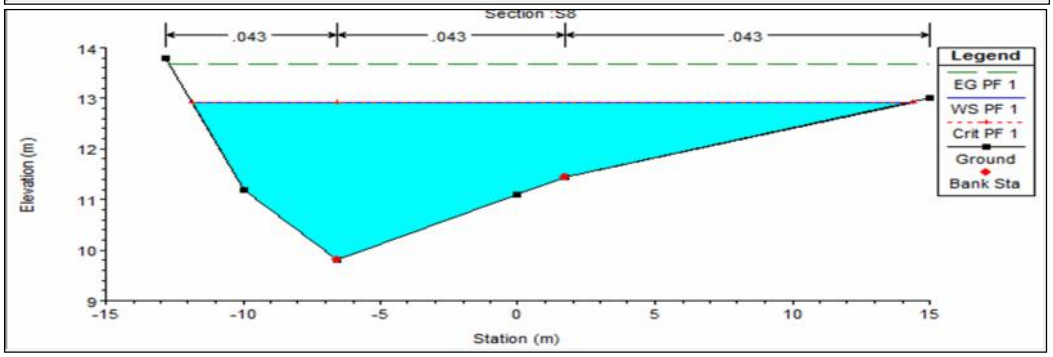

Section :S3
.043
.043
.043
Legend
EG PF 1
WS PF 1
Ground
Bank Sta
Elevation (m)
Station (m)

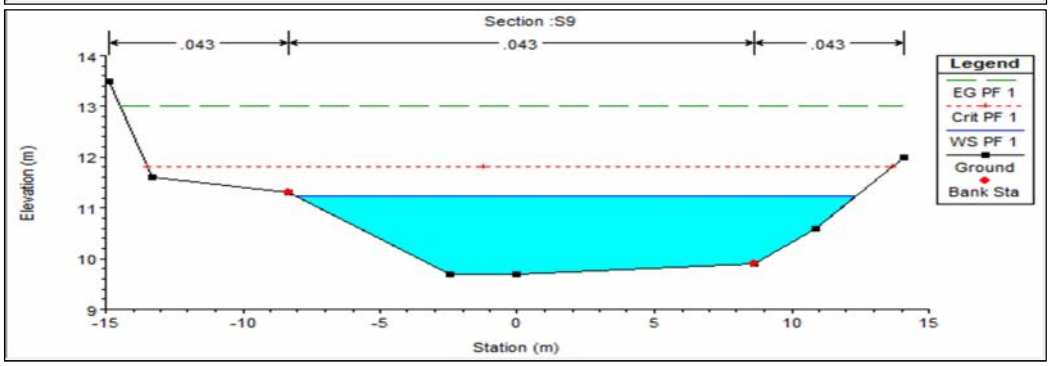

Section :S4
.043
.043
.043
Legend
EG PF 1
WS PF 1
Ground
Bank Sta
Elevation (m)
Station (m)

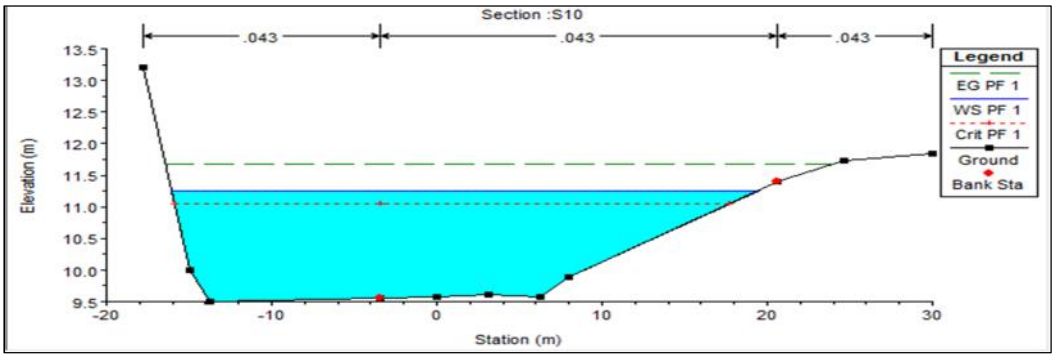

Section :S5
.043
.043
.043
Legend
EG PF 1
WS PF 1
Ground
Bank Sta
Elevation (m)
Station (m)

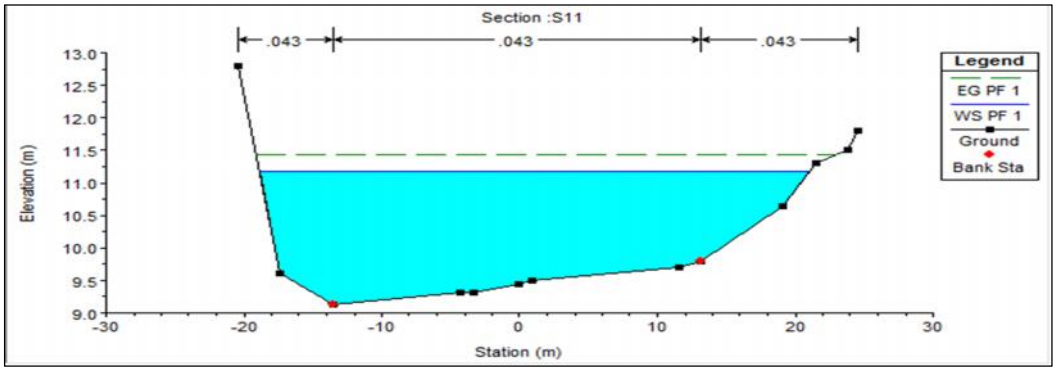

Section :S6
.043
.043
.043
Legend
EG PF 1
WS PF 1
Ground
Bank Sta
Elevation (m)
Station (m)

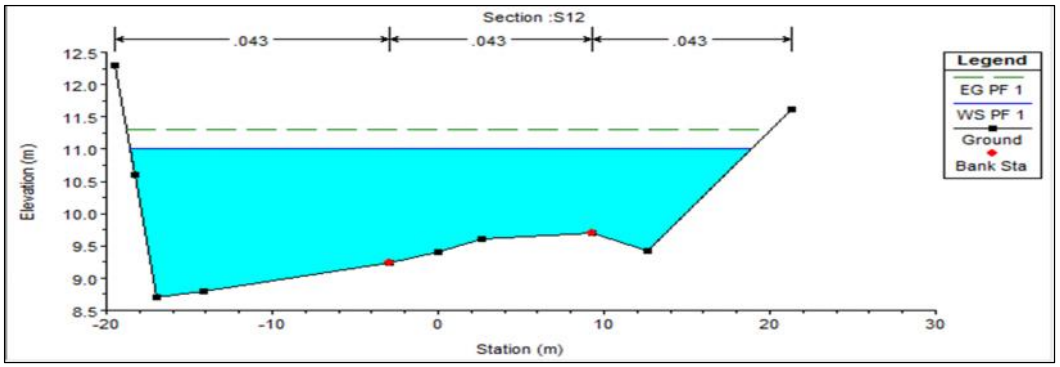

Section :S7
.043
.043
.043
Legend
EG PF 1
WS PF 1
Ground
Bank Sta
Elevation (m)
Station (m)

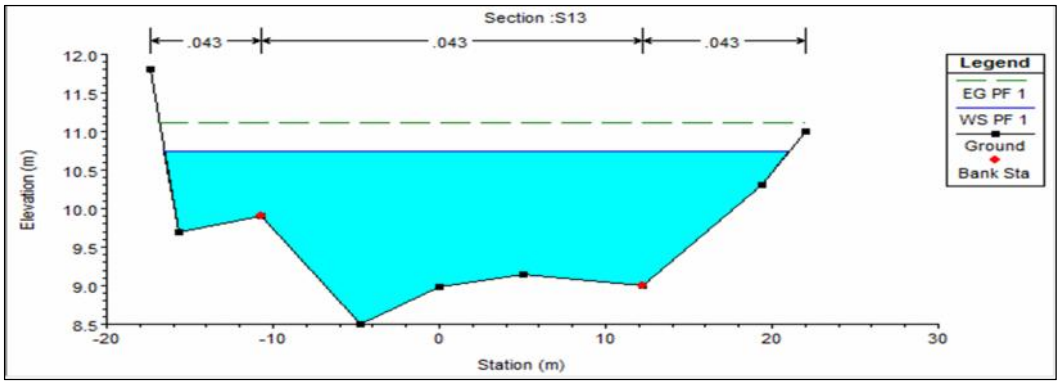

Section :S8
.043
.043
.043
Legend
EG PF 1
WS PF 1
Crit PF 1
Ground
Bank Sta
Elevation (m)
Station (m)

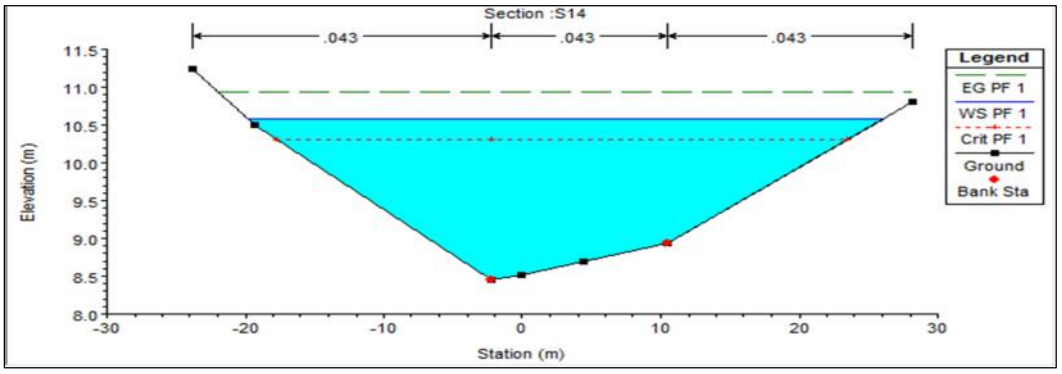

Section :S9
.043
.043
.043
Legend
EG PF 1
Crit PF 1
WS PF 1
Ground
Bank Sta
Elevation (m)
Station (m)

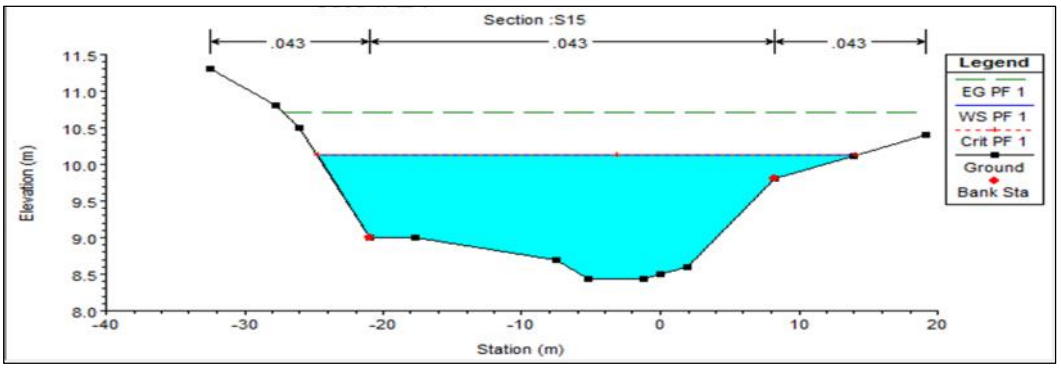

Section :S10
.043
.043
.043
Legend
EG PF 1
WS PF 1
Crit PF 1
Ground
Bank Sta
Elevation (m)
Station (m)

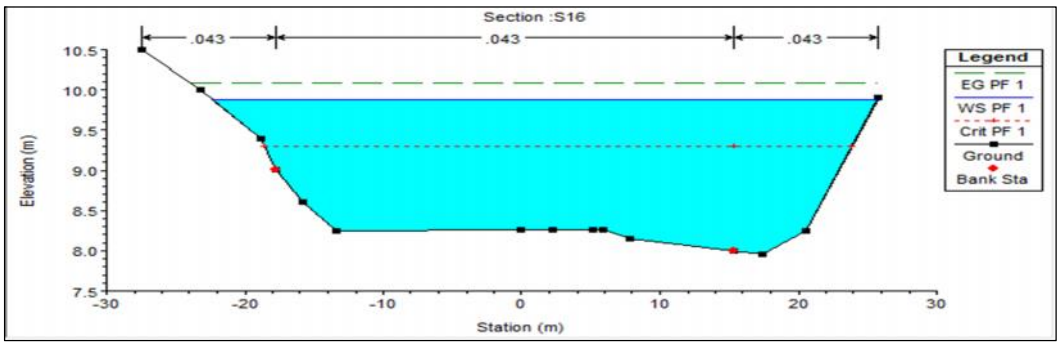

Section :S11
.043
.043
.043
Legend
EG PF 1
WS PF 1
Ground
Bank Sta
Elevation (m)
Station (m)

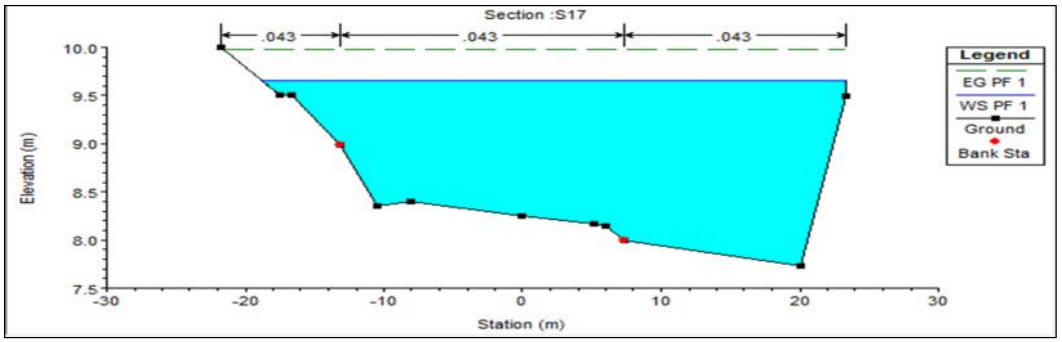

Section :S12
.043
.043
.043
Legend
EG PF 1
WS PF 1
Ground
Bank Sta
Elevation (m)
Station (m)

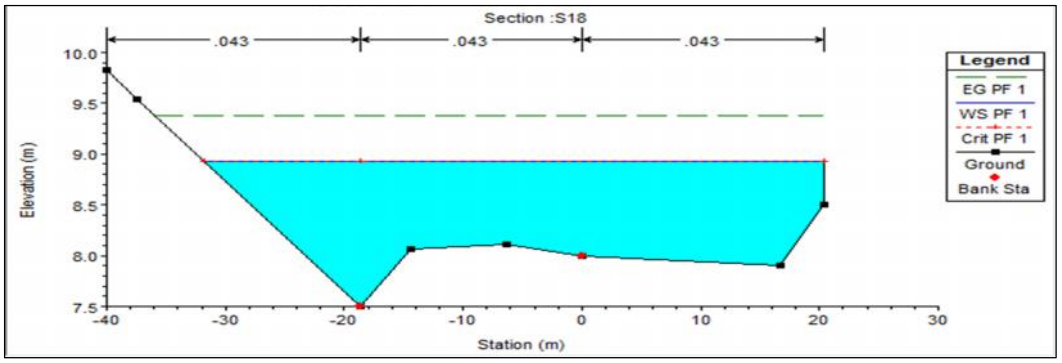

Section :S13
.043
.043
.043
Legend
EG PF 1
WS PF 1
Ground
Bank Sta
Elevation (m)
Station (m)

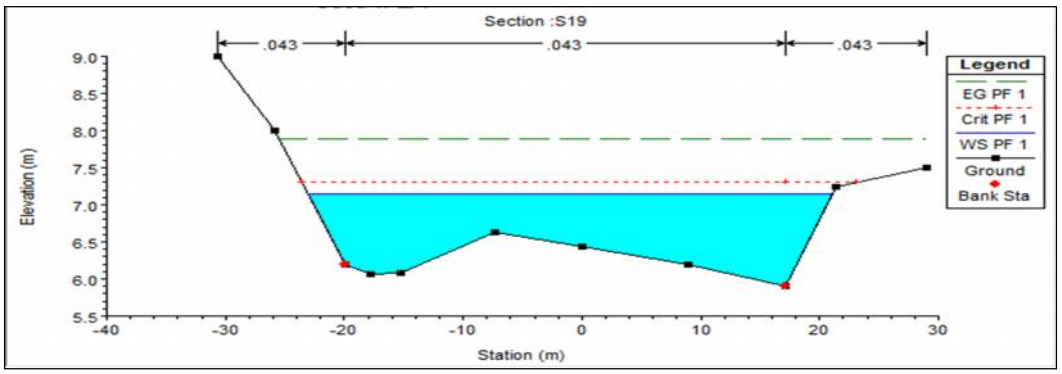

Section :S14
.043
.043
.043
Legend
EG PF 1
WS PF 1
Crit PF 1
Ground
Bank Sta
Elevation (m)
Station (m)

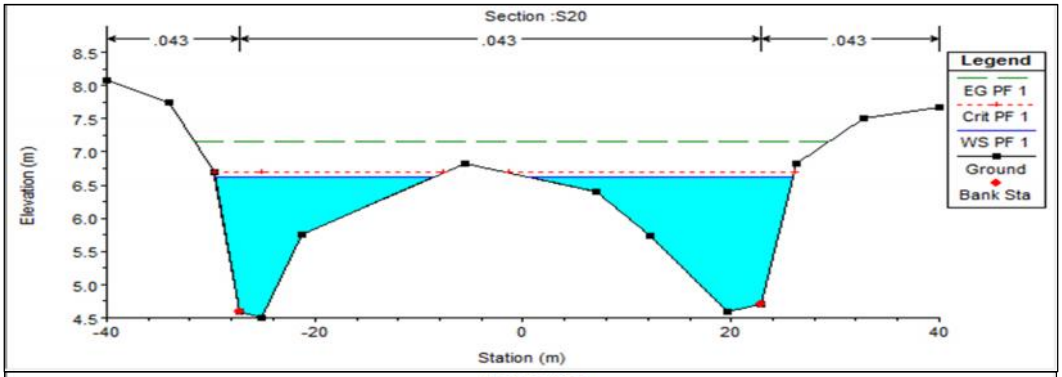

Section :S15
.043
.043
.043
Legend
EG PF 1
WS PF 1
Crit PF 1
Ground
Bank Sta
Elevation (m)
Station (m)

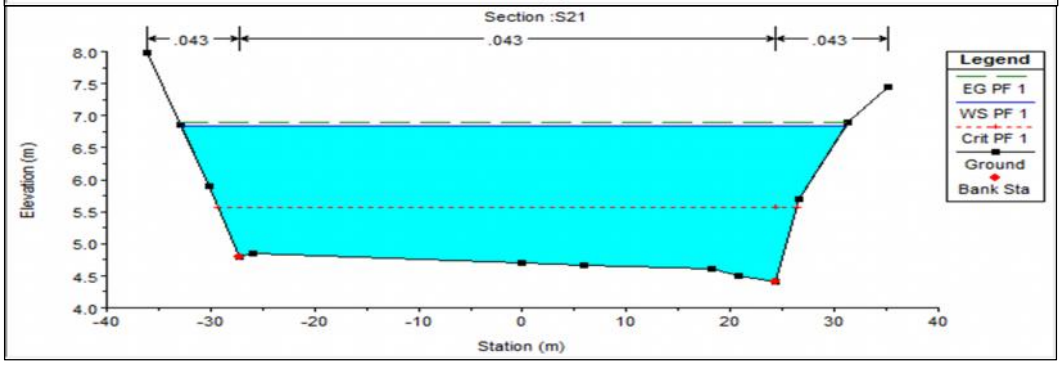

Section :S16
.043
.043
.043
Legend
EG PF 1
WS PF 1
Crit PF 1
Ground
Bank Sta
Elevation (m)
Station (m)

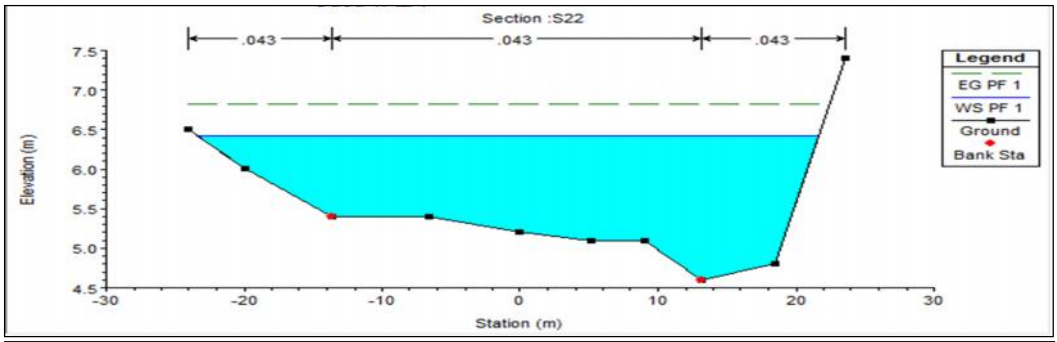

Section :S17
.043
.043
.043
Elevation (m)
Station (m)
Legend
EG PF 1
WS PF 1
Ground
Bank Sta

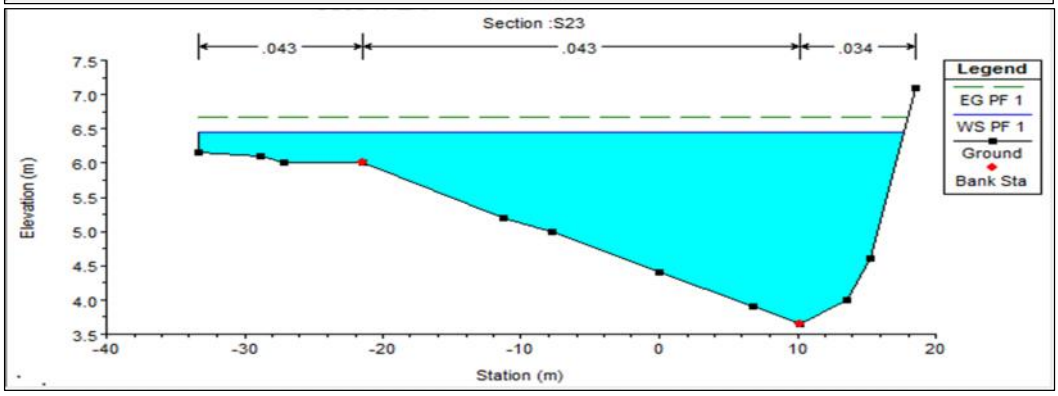

Section :S18
.043
.043
.043
Elevation (m)
Station (m)
Legend
EG PF 1
WS PF 1
Crit PF 1
Ground
Bank Sta

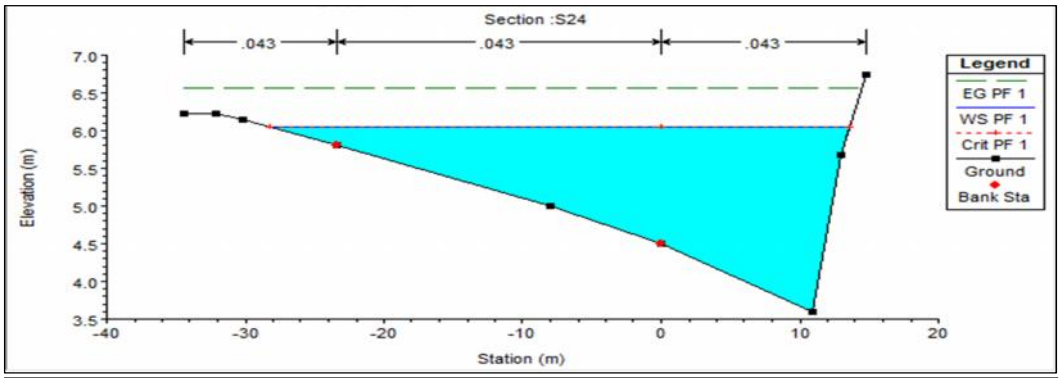

Section :S19
.043
.043
.043
Elevation (m)
Station (m)
Legend
EG PF 1
Crit PF 1
WS PF 1
Ground
Bank Sta

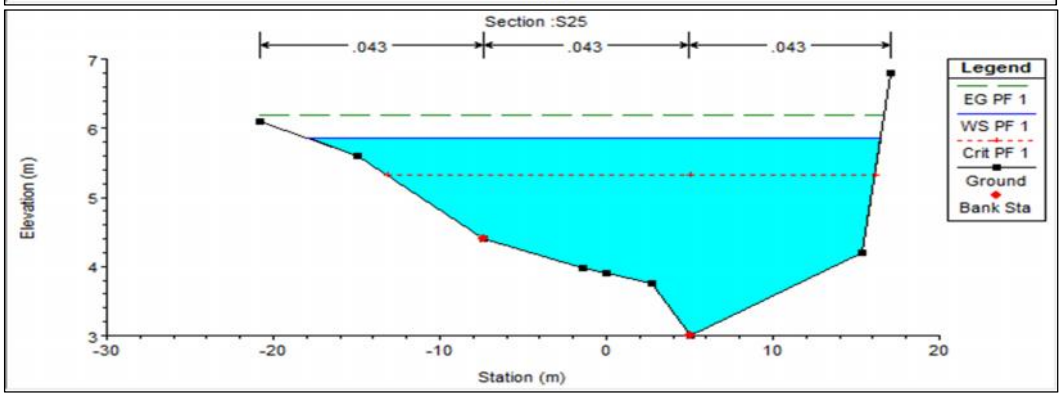

Section :S20
.043
.043
.043
Elevation (m)
Station (m)
Legend
EG PF 1
Crit PF 1
WS PF 1
Ground
Bank Sta

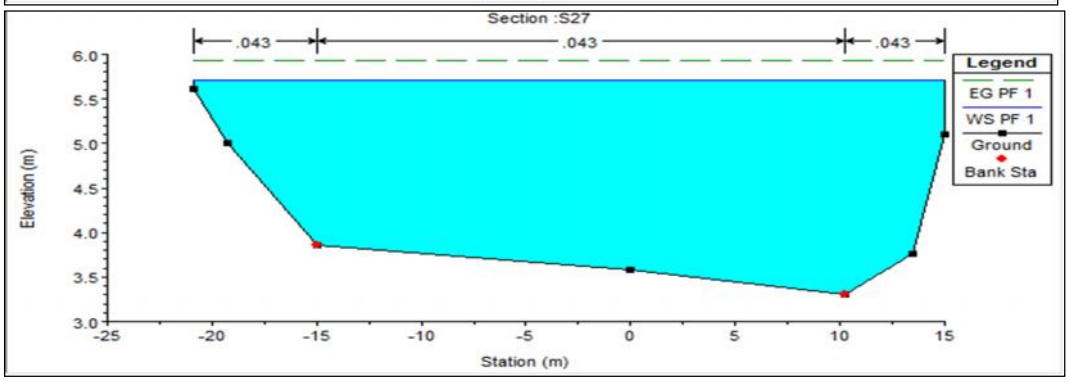

Section :S21
.043
.043
.043
Elevation (m)
Station (m)
Legend
EG PF 1
WS PF 1
Crit PF 1
Ground
Bank Sta


Section :S22
.043
.043
.043
Legend
EG PF 1
WS PF 1
Ground
Bank Sta
Elevation (m)
Station (m)


Section :S23
.043
.043
.034
Legend
EG PF 1
WS PF 1
Ground
Bank Sta
Elevation (m)
Station (m)


Section :S24
.043
.043
.043
Legend
EG PF 1
WS PF 1
Crit PF 1
Ground
Bank Sta
Elevation (m)
Station (m)


Section :S25
.043
.043
.043
Legend
EG PF 1
WS PF 1
Crit PF 1
Ground
Bank Sta
Elevation (m)
Station (m)


Section :S27
.043
.043
.043
Legend
EG PF 1
WS PF 1
Ground
Bank Sta
Elevation (m)
Station (m)

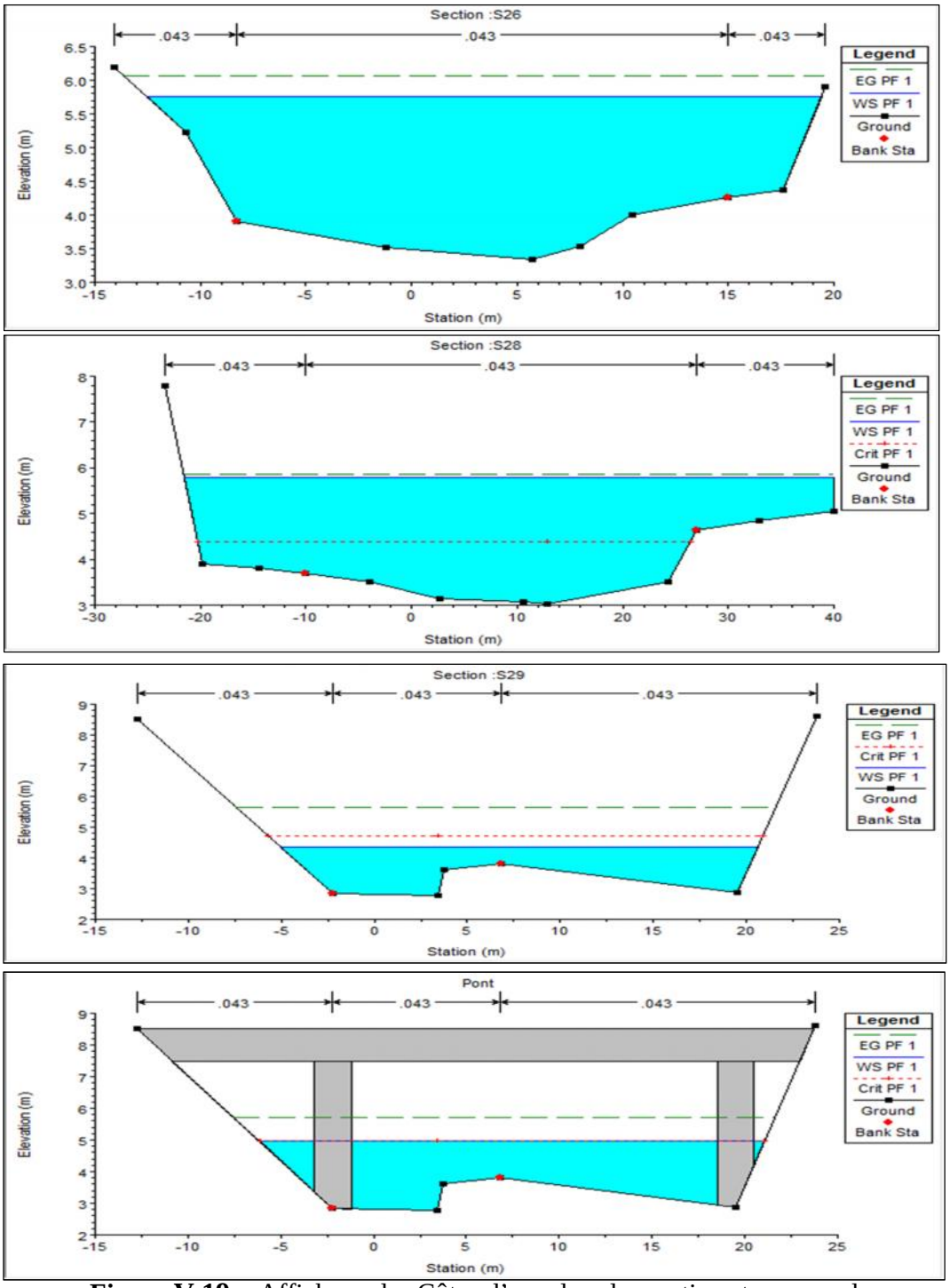
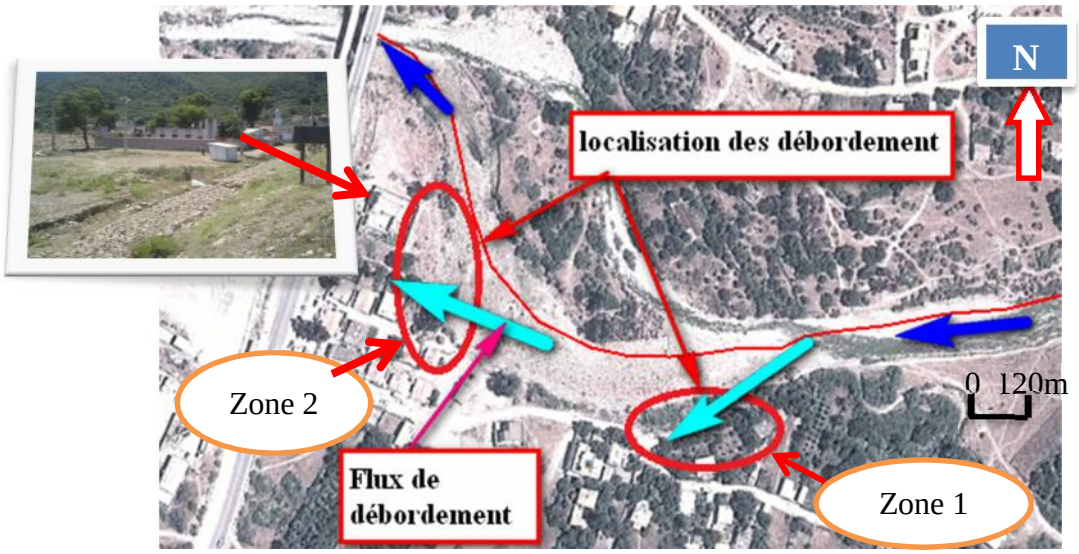


Figure V.19: Affichage des Côtes d'eau dans les sections transversales.

A Partir des profils en travers on distingue 2 zones de débordement ayant un risque sur l'agglomération : Zone 1 se localise au niveau du profil en travers s_{23} et zone 2 au niveau du profile en travers s_{27} :



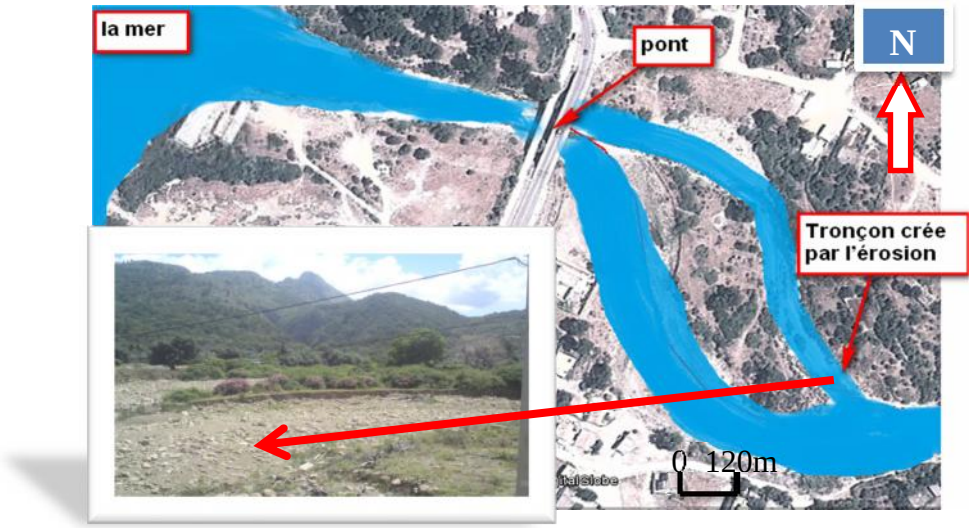
FigureV.20 : Localisation des débordements ***(d'apres Google Earth)***

D'après notre visite du terrain, nous avons constaté que deux types de phénomènes peuvent se produire dans l'oued Taza :

- **L'érosion des berges** : phénomènes d'érosion en berge et en fond ce qui résulte l'augmentation de la section de lit de l'oued et crée un nouveau tronçon.
- **Le transport solide** : Il se produit généralement par les très fortes crues. L'apport solide que ce soit des berges ou des versants sont considérables.

4.4. Description de l'érosion :

Dans le cas de l'agglomération de Taza, la vitesse d'écoulement assez importante provoque une érosion intense provoquant la création de nouveaux cours d'eau, et aussi l'affouillement des berges de l'oued. Encore, un autre facteur qui favorise l'érosion est les virages de l'oued. Les figures suivantes montrent des photos prises au niveau du site de la ville de Taza.

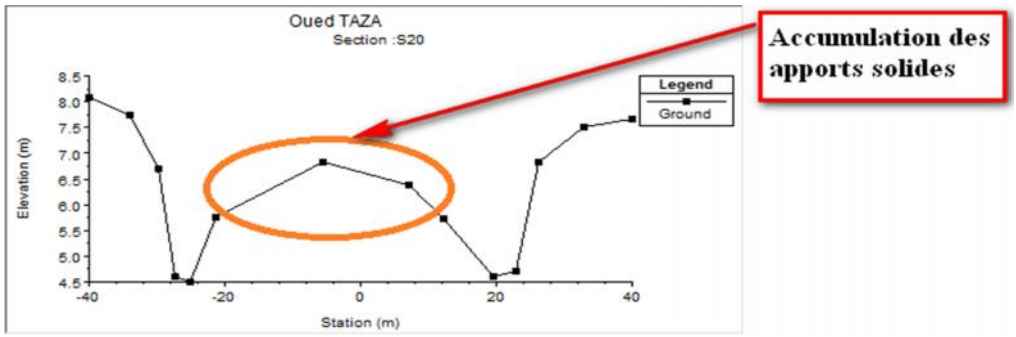


FigureV.21: Nouveaux cours d'eau***(d'apres Google Earth)***

4.5. Description des apports solides :

La crue de l'oued Taza peut provoquer le comblement de lit de l'oued par des sédiments et des embâcles et des galets de grand tailles (parfois mêmes métriques) qui reviennent peu à peu et s'accumulent vers l'aval jusqu'à le pont.

Le pont modifie le parcours de l'eau en créant une zone de restriction en période de fort débit, provoquant ainsi un ralentissement de l'écoulement en amont. Ce ralentissement peut conduire à l'accumulation de sédiments et, même, à l'inondation des terres en amont. Cette zone de restriction crée aussi une accélération de la vitesse de l'eau et de la turbulence d'une part et la sortie du pont d'une autre part, ce qui peut entraîner l'élargissement et l'approfondissement du lit en aval du pont.



FigureV.22: Localisation des apports solides

➔ Apport solide de l'oued Taza ;

FigureV.23: Photos prises sur le site de Taza

4.6. Résultat de Diagnostic

- Débordement au niveau des sections s_{23} et s_{27}
- Écoulement torrentiel et critique où atteignant une vitesse importante de 6 m/s.
- écoulement rapide. Erosion du pied de la berge (déplacement horizontal ou élargissement du lit du cours d'eau) la zone aval.
- Approfondissement du lit du cours d'eau (régression de fond)
- Accumulation de sédiments en amont du pont.
- La création d'un nouveau cours d'eau.

5. Conclusion :

D'après l'étude et le diagnostic menés sur le site de notre projet à savoir l'Oued Taza, nous avons constaté que sa protection nécessite :

- Une limitation des débordements.
- Une limitation de l'érosion des berges et du fond.
- Une réduction des apports solides.

Chapitre VI : Protection de la zone de Taza contre les crues

1. Introduction :

L'objectif principal de cette étude est de protéger la ville de Taza contre les crues de l'oued.

Cette protection consiste à sélectionner les meilleures solutions d'aménagements compte tenu des conditions naturelles. Mais aussi, il faut que les solutions, soient réalisables au point de vue technique et économique. Aussi, bien adaptées avec le terrain et ces conditions principalement la topographique et la géologie.

2. Limitation des débordements :

L'aménagement de l'oued Taza doit assurer la protection des personnes et des biens, pour cela on fait améliorer l'écoulement de l'oued Taza et limiter leur débordement on propose les variantes suivantes :

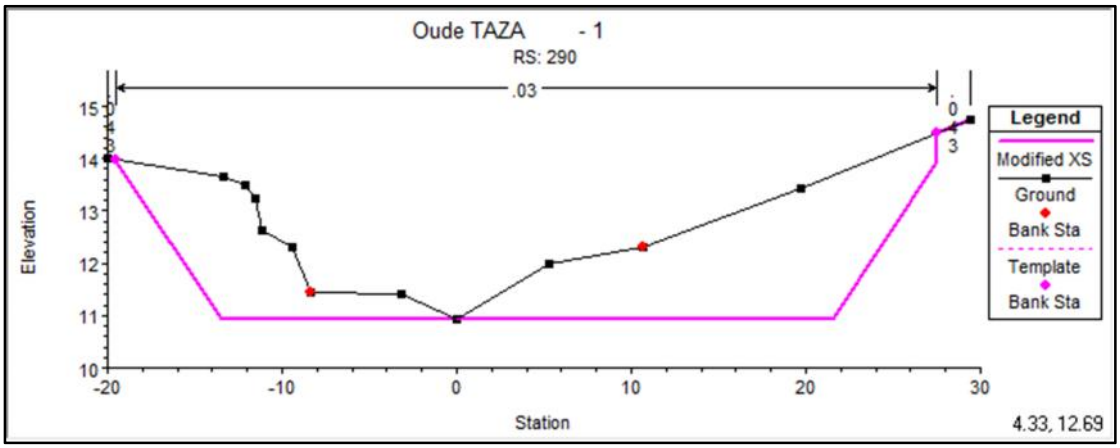
- Coupure d'un nouvelle cours d'eau qui est créé par l'érosion.
- Le calibrage de l'oued par l'aménagement d'un canal trapézoïdal
- Un talus pour protéger les agglomérations en aval de l'oued.

2.1. Coupure d'un nouvel cours d'eau:

Pour limiter le risque de changement de lit pour la crue de l'oued TAZA, un talus doit être créé pour limiter leurs débordements (coupure le tronçon qui crée par l'érosion). Ce dernier doit donc être suffisamment haut pour canaliser l'écoulement dans le tronçon principal. Pour la coupure de ce tronçon on fait remblayer de son amont a une hauteur de 3.5m bien compactée et protégée par des enrochements pour éviter le phénomène de l'érosion progressive.

2.2. Calibrage :

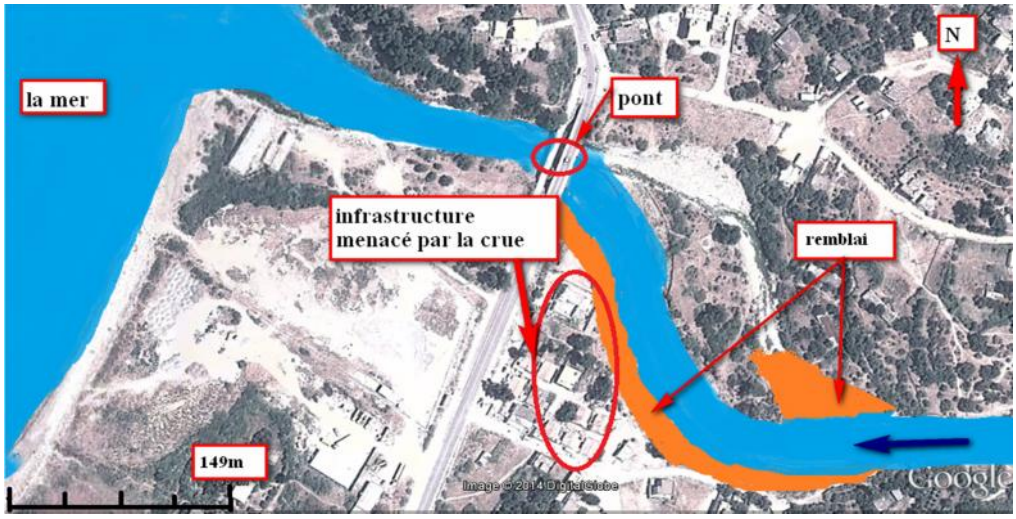
Le calibrage est un terrassement pour élargir le lit de la rivière et /ou l'approfondir .dont l'objectif principal est de diminuer la fréquence de submersion en accroissant la capacité de lit mineur. La pente de calibrage dépond de la nature de revêtement de la berge, dans notre cas la pente est de(½).Le logiciel HEC-RAS nous permet la simulation de la section en travers de l'oued ; Le lit de Taza serait considérablement agrandi, environ 45m après l'aménagement et la simulation .



FigureVI.01 : Simulation de la section par logiciel HEC-RAS.

2.3. Le talus :

Pour limiter le débordement de l'eau pendant la crue, un talus doit être créé pour protéger l'agglomération qui est située en aval de l'oued FigureVI.02



FigureVI.02 : Mise en place d'un remblai ***(d'apres Google Earth)***

Après le calibrage le coefficient de rugosité est modifié, on prend coefficient de rugosité Pour la berge n=0.03.

Les résultats de simulation par le logicielle HEC_RAS :

Après la simulation HEC_RAS on a trouvé que la vitesse est importante et le nombre de Froude varie de 0.7 à 3, donc on a le risque du passage de l'écoulement torrentielles en régime fluviale.

3. Limitation de l'érosion :

3.1. Erosion des berges :

3.1.1. Processus conduisant à la dégradation des berges :

La dégradation des berges se produit généralement selon un processus qui combine à la fois le pouvoir érosif de l'eau et l'effet gravitaire. Dans certains cas s'ajoute un Phénomène plus particulier : la boulance.

a)Le pouvoir érosif de l'eau :

Lorsque la vitesse du courant et la turbulence arrivent à vaincre le poids des particules et leur force de cohésion, il y a érosion. De ce fait, les sols cohésifs (comme les sols argileux) résistent mieux à l'érosion que les sols pulvérulents (comme les sols sableux). Il est à noter que la force d'arrachement est plus forte lorsque la direction du courant forme un angle avec la surface du sol.

Tout ce qui modifié e la direction de l'eau et augmente sa vitesse peut créer des foyers d'érosion. Ainsi, les obstacles dans le cours d'eau, le rétrécissement de la section du cours d'eau, et la pente forte du cours d'eau sont autant de facteurs qui peuvent contribuer à changer la direction de l'eau ou à augmenter sa vitesse.

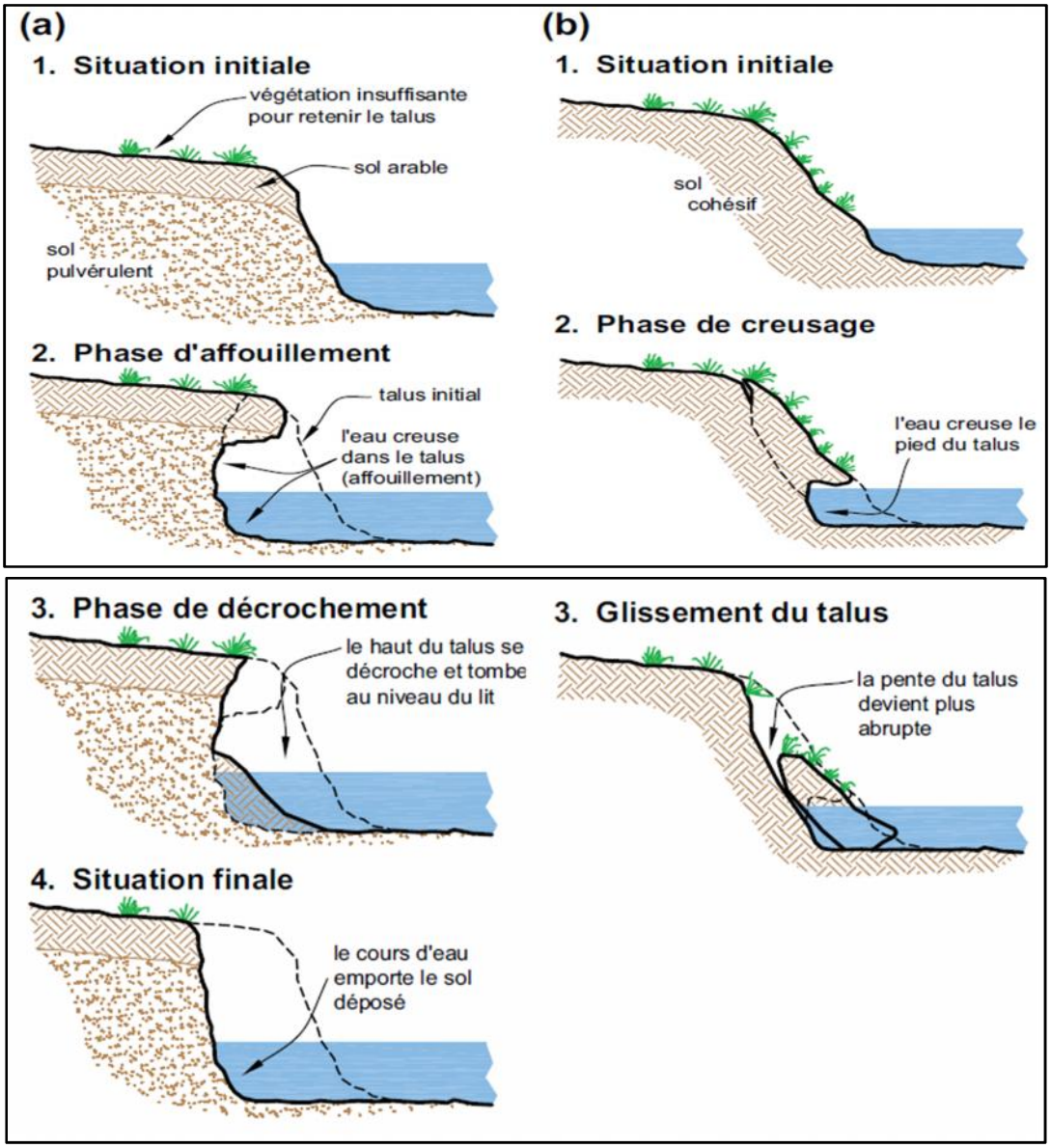


Figure VI.03 (a et b) : Processus d'érosion de berges rencontré (a) en sol peu cohésif et (b) en sol cohésif lorsque la vitesse de l'eau est importante.

Source : Luc Lemieux, MAPAQ, adapté de Bentrup G. et Hoag J. C. (1998)

b) L'effet gravitaire :

Le glissement des talus survient lorsque les matériaux composant la berge ne peuvent plus résister aux forces gravitationnelles.

Lorsqu'on augmente la pente ou la hauteur d'un talus, le poids du sol excède éventuellement les forces de cohésion qui le retiennent, le sommet de la berge se fissure et le sol glisse en plaques. Dans les sols cohésifs, la surface de rupture présente une forme en arc de cercle caractéristique. Moins les sols sont cohésifs, plus la surface de rupture est droite.

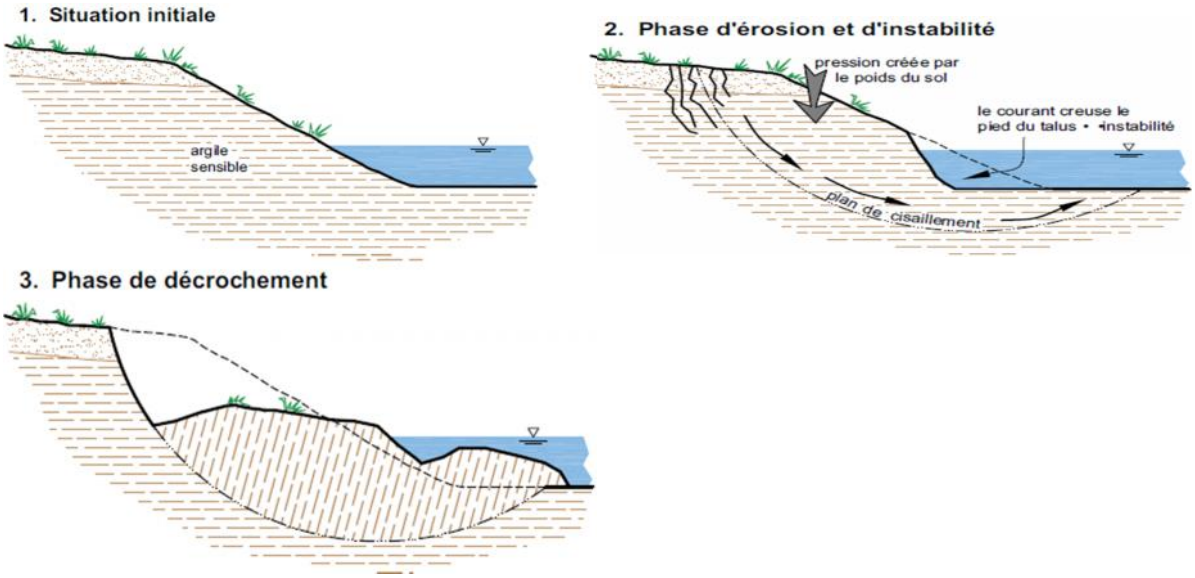


Figure VI.04 : Phénomène de rupture de berge en cercle.

Source : Luc Lemieux, MAPAQ, adapté de USDA-NRCS Stream restoration design handbook, technical note 14A, 2005

c) La boulance :

Le glissement s'observe aussi fréquemment lorsqu'il y a résurgence de la nappe phréatique dans le talus. Les sols stratifié ès où un horizon de sol pulvérulent se trouve sur un horizon de sol cohésif sont les plus sensibles à ce type d'érosion. Le phénomène résulte de la pression de la nappe phréatique sur la berge lorsque le niveau de celle-ci est supérieur au niveau de l'eau dans le cours d'eau. Ce phénomène se nomme « boulance ».

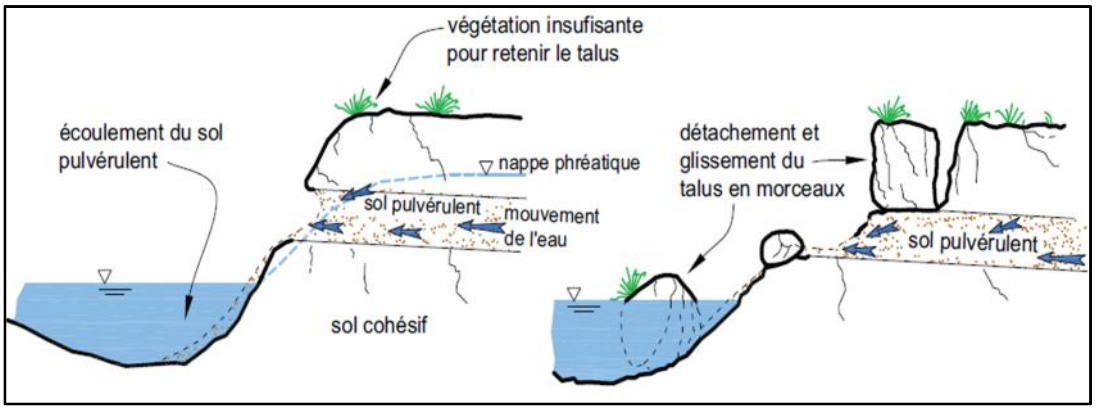


Figure VI.05 : Phénomène de boulance.

Source : Luc Lemieux, MAPAQ, adapté de Bentrup G. et Hoag J. C. (1998)

3.1.2.Éléments de protections :

Pour protéger une berge de l'érosion, il faut s'opposer à la cause en interposant un écran entre la berge et l'eau : c'est la méthode du revêtement. Des revêtements de berge peuvent être réalisés par Figure VI.06**.**

- ✓ Enherbement ;
- ✓ Tapis vivant ;
- ✓ Enrochements ou blocs préfabriqués ;
- ✓ Matelas Reno ou gabions.

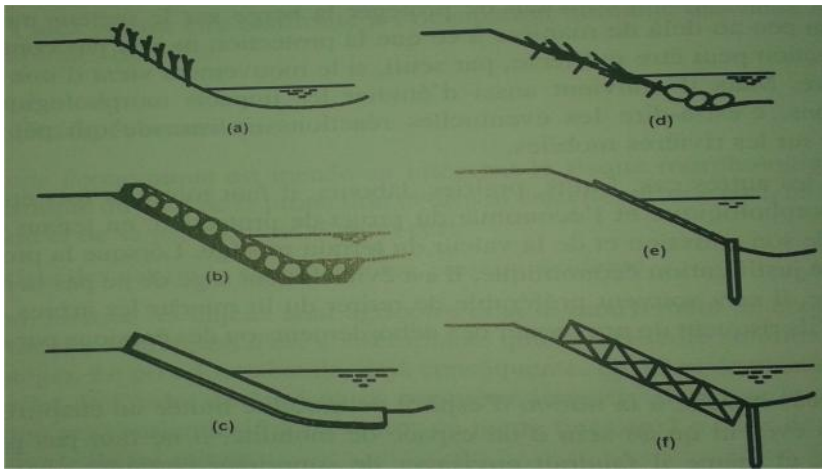


Figure VI.06 : Divers types de revêtement de berge.

Source :(Degoutte, 2006).

(a) Talutage + enherbement
(b) Enrochement
(c) Matelas Reno
(d) Tabis vivant
(e) Blocs préfabriqués + pieux jointifs ou palplanches
(f) Gabion + pieux jointifs ou palplanche s

3.1.3. Les variantes :

Pour notre cas, pour la ville de Taza nous avons deux actions nécessaires à faire :

- ✓ Protection de la ville contre les crues ;
- ✓ Paysage de la zone ;

Les techniques enrochements les plus fréquentes utilisées pour protéger les berges de l'érosion et qu'elles ont un impact assez positif sur le paysage et l'écologie. Elles présentent de nombreux avantages pour la protection des berges, parmi lesquels citons :

- ✓ La souplesse vis-à-vis des déformations du sol ou des affouillements ;
- ✓ La capacité de drainage ;
- ✓ La possibilité d'être posés aussi bien à sec que dans l'eau.

Ces matériaux utilisés en continu le long d'une berge peuvent permettre :

- ✓ De la protéger contre l'érosion ou contre le batillage ;
- ✓ De la stabilité vis-à-vis du risque de glissement.

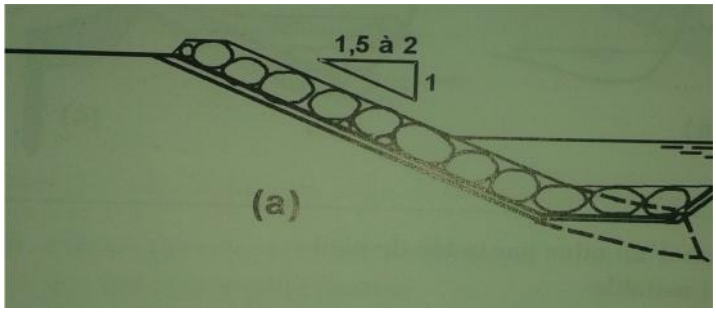


Figure VI.07 : revêtement en enrochement.

Source :(Degoutte, 2006).

La taille des enrochements est traitée dans le chapitre VII, on a trouvé un diamètre médiane pour les enrochements des berges $d = 400mm$; et un autre pour le fond $d = 300mm$ .dans notre cas, il représente le diamètre intermédiaire des trois démentions d'un bloc de forme ellipsoïde, le coefficient de MANING sera varié. Pour estimer le coefficient de MANING on utilise les formules empiriques[3], on en distingue :

Formule de STRICKLER : $1/n_0 = 21/d_{50}^{1/6}$ (VI.01)

Formule de MAYER-PETER et MULLER : $1/n_0 = 26/d_{90}^{1/6}$ (VII.02)

Formule de RAUDKIVI : $1/n_0 = 24/d_{65}^{1/6}$ (VII.03)

On a : d $\geq$ d_{50} donc on utilise la formules de STRICKLER on trouve ;

Coefficient de maning pour les berges ; $n_0 = 21/d_{50}^{1/6} = 21/0.4^{1/6} = 0.042$

Coefficient de maning pour le fond ; $n_0 = 21/d_{50}^{1/6} = 21/0.3^{1/6} = 0.038$

Le coefficient de frottement équivalent d'un fond dont la rugosité composée se calcule par ;

$$n = \left[\frac{\sum_1^N (P_N n_N^{3/2})}{P}\right]^{2/3} \quad \text{(VII.04)}$$

Avec :

N : Est le nombre total des sous-sections ($N = 3$ Dans HEC-RAS) ;

P_N : Est le périmètre mouillé de la sous-section ;

P : Est le périmètre total des sections ;

On prend Pour les berges $P_1 = P_2 = 2.5m$ largeur de fond moyen $P_3 = 35m$

Le coefficient équivalent de Manning est $n = 0.042$

3.1.4. Les résultats de simulation HEC-RAS

Après la simulation HEC-RAS on a trouvé que le nombre de Froude est variée de 0.8 à 1.5 donc il y a toujours le risque de passage de l'écoulement torrentiel en régime fluviale, donc l'énergie est importante ce qui conduit à l'érosion de fond ;

3.2. Erosion du fond :

3.2.1.Processus de Régression de fond :

L'approfondissement du lit d'un cours d'eau est un phénomène lié à une augmentation de la vitesse de l'eau au-delà de la capacité de résistance du sol en place. En s'approfondissant, le cours d'eau augmente la hauteur du talus. Lorsque sa hauteur dépasse la capacité de portance du sol, la rupture survient. En général, ces situations sont visibles sur des cours d'eau à débit important combiné à une pente forte du lit ou à un endiguement étroit du lit.

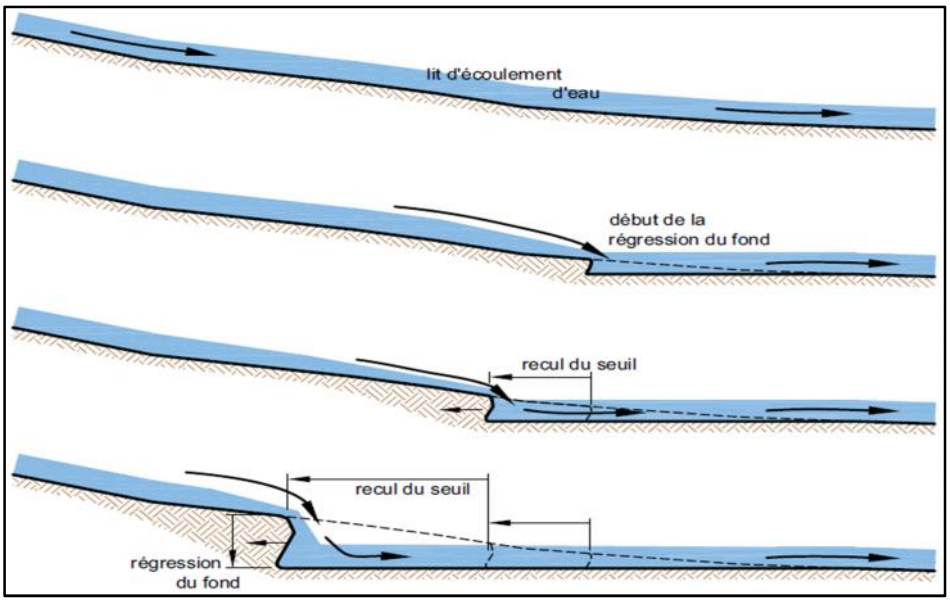


Figure VI.08 : Régression de fond.

Source : Luc Lemieux, MAPAQ adapté de Morgan RPC, 2005

3.2.2. Les ouvrages de protection :

Seuil dissipateur d'énergie pour ralentir la vitesse de L'eau. Différentes techniques peuvent être mises en œuvre :

- Seuil en maçonnerie ;
- Seuil en enrochement .

Seuil en maçonnerie : du point de vue hydraulique, les meilleures formes possibles pour la partie de chute du seuil et du seuil profil CREGER, le seuil a pour effet ;

- ✓ Point fixe dans un cours d'eau pour limiter les érosions du lit ;
- ✓ Diminuer la vitesse de l'écoulement ;
- ✓ Ralentissement du cours d'eau à l'amont Et Diminution son pente.

Seuil en enrochement : la technique Seuil en enrochement est souvent utilisée ; surtout on ne recherche pas une étanchéité parfaite. C'est une solution économique lorsque des carrières en enrochement non friables existent à proximité .les blocs utilisés Sont des grandes démentions, classiquement de 1à 3 tonnes. Un ouvrage des enrochements présente l'avantage de souplesse ou s'adapte mieux q un ouvrage rigide à la déformation de la fondation.

3.2.3. Les variantes proposées :

Les résultats de simulation HEC-RAS nous permettent de savoir le régime d'écoulement au Long de l'oued Taza. Le nombre de Froude maximum est de 2.5 et souvent varié de 0.8 à 1.5. Le régime de l'écoulement dans le domaine torrentiel est parfois critique.

Pour assurer l'écoulement fluvial on propose deux seuils en béton et deux autres en enrochement, Ils permettent à la fois de stabiliser la pente du profil en long, mais aussi de réduire localement l'énergie de la crue. La projection des seuils et son dimensionnement se font à l'aide du logiciel HEC-RAS.

- **Caractéristique des Seuils en maçonnerie :**

La caractéristique des Seuils dans le tableau suivant :

Tableau VI.01 : caractéristique des Seuils en maçonnerie .

Caractéristique du seuil en maçonnerie	Seuil 2	Seuil 3
Cote de fond de lit (m)	9.31	6.79
La hauteur du seuil (m)	1.64	1.6
Largeur de seuil (m)	40	45
La charge déversant (m)	1.5	1.41

- **Seuil en enrochement n°1:**

Au niveau de tronçon $s_{20} - s_{21}$ la pente est relativement importante et la vitesse est assez importante, ce qui nécessite une projection de seuil en enrochement à Laval de rampes pour protéger le lit contre l'affalement.

- **Seuil en enrochement n°2:**

Nombre de Froude au niveau du pont est supérieur à 1, la plantation de seuil a l'amont du pont est nécessaire pour protéger ses pieds de l'érosion.

Tableau VI.02 : Caractéristique des Seuils en enrochement .

Caractéristique du seuil en enrochement	Seuil 1	Seuil 2
Cote amont de lit (m)	4.8	3.3
Cote aval de lit (m)	4.38	3.3
Largeur de seuil (m)	20	20
Langueur de seuil (m)	45	45

La taille des enrochements des seuils est traitée dans le chapitre VII, on a trouvé un diamètre médiane pour les enrochements du seuil N°1 $d = 700mm$; et pour le seuil N°2 $d = 500mm$ .dans notre cas, d représente le diamètre intermédiaire des trois démentions d'un bloc de forme ellipsoïde, le coefficient de MANING sera varié, pour estimer le coefficient de MANING on utilise les formules empiriques,

On a $d \geq d_{50}$ donc on utilise la formule de STRICKLER on trouve ;

Coefficient de maning pour le seuil N°1; $\frac{1}{n_0} = 21/d_{50}^{\frac{1}{6}} = 21/0.7^{\frac{1}{6}} \rightarrow n_0 = 0.045$

Coefficient de maning pour le seuil N°2 $\frac{1}{n_0} = 21/d_{50}^{1/6} = 21/0.5^{\frac{1}{6}} \rightarrow n_0 = 0.042$

4. Limitation des apports solide :

Les apports en matériaux, que ce soit des berges ou des versants, sont considérables et il est nécessaire de les limiter. Cette limitation peut se faire à l'amont de l'oued TAZA

- **Les variantes** :

Un seuil projeté à l'amont de l'oued permet de de provoquer des dépôts à son amont .les matériaux charriés viennent peu à peu s'accumuler dans la retenue. L'augmentation de la largeur du lit nous permet de limiter les hauteurs et les vitesses de l'écoulement et par la même occasion d'augmenter la capacité du dépôt.

Caractéristique de seuil en maçonnerie :

- ✓ Cote de fond de lit =10.93(m) ;
- ✓ La hauteur du seuil =2.5(m) ;
- ✓ Largeur de seuil =50(m) ;
- ✓ La charge déversant (m)=1.5.

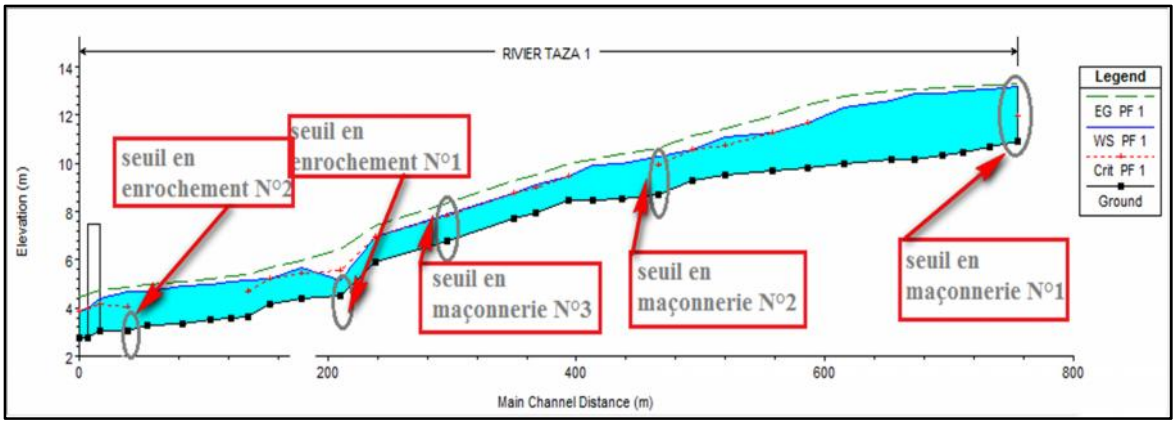


Figure VI.09 : La projection des seuils à l'aide du logiciel HEC-RAS

5. Les résultats de simulation HEC-RAS après l'aménagement :

5.1. Les résultats de simulation sous forme graphique :

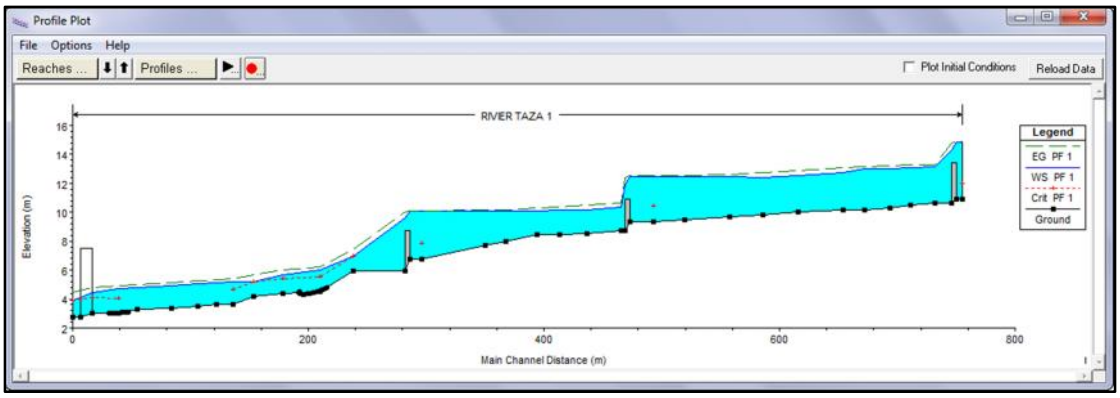


Figure VI.10 : Profil en long de l'oued Taza après l'aménagement

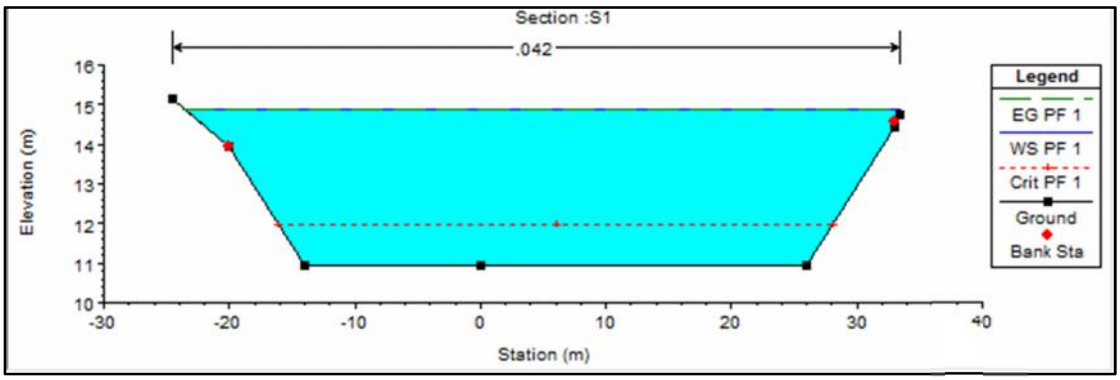


Figure VI.11: Sections de l'oued Taza après l'aménagement(s_1)

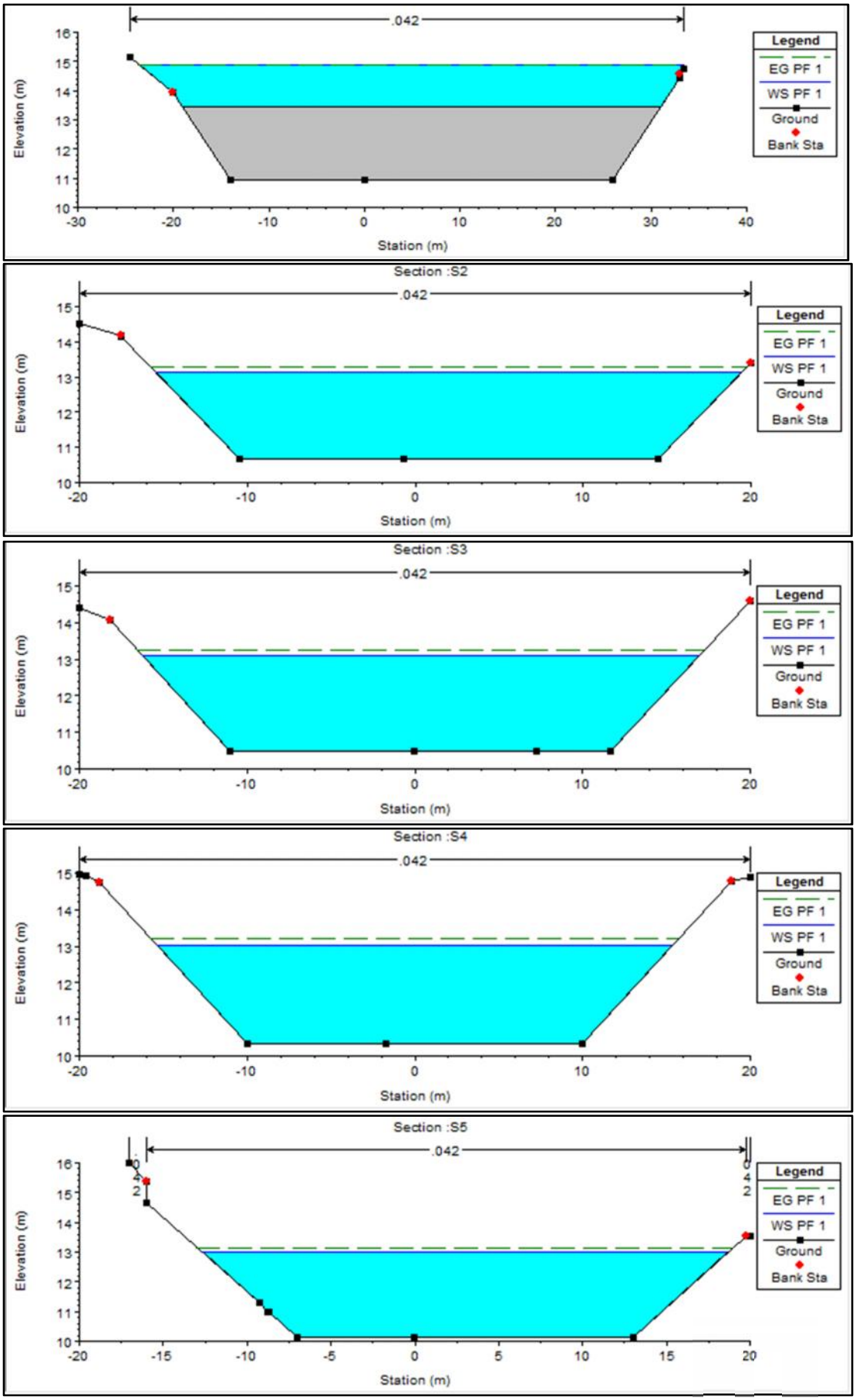


Figure VI.12: Sections de l'oued Taza après l'aménagement$(s_2 - s_5)$

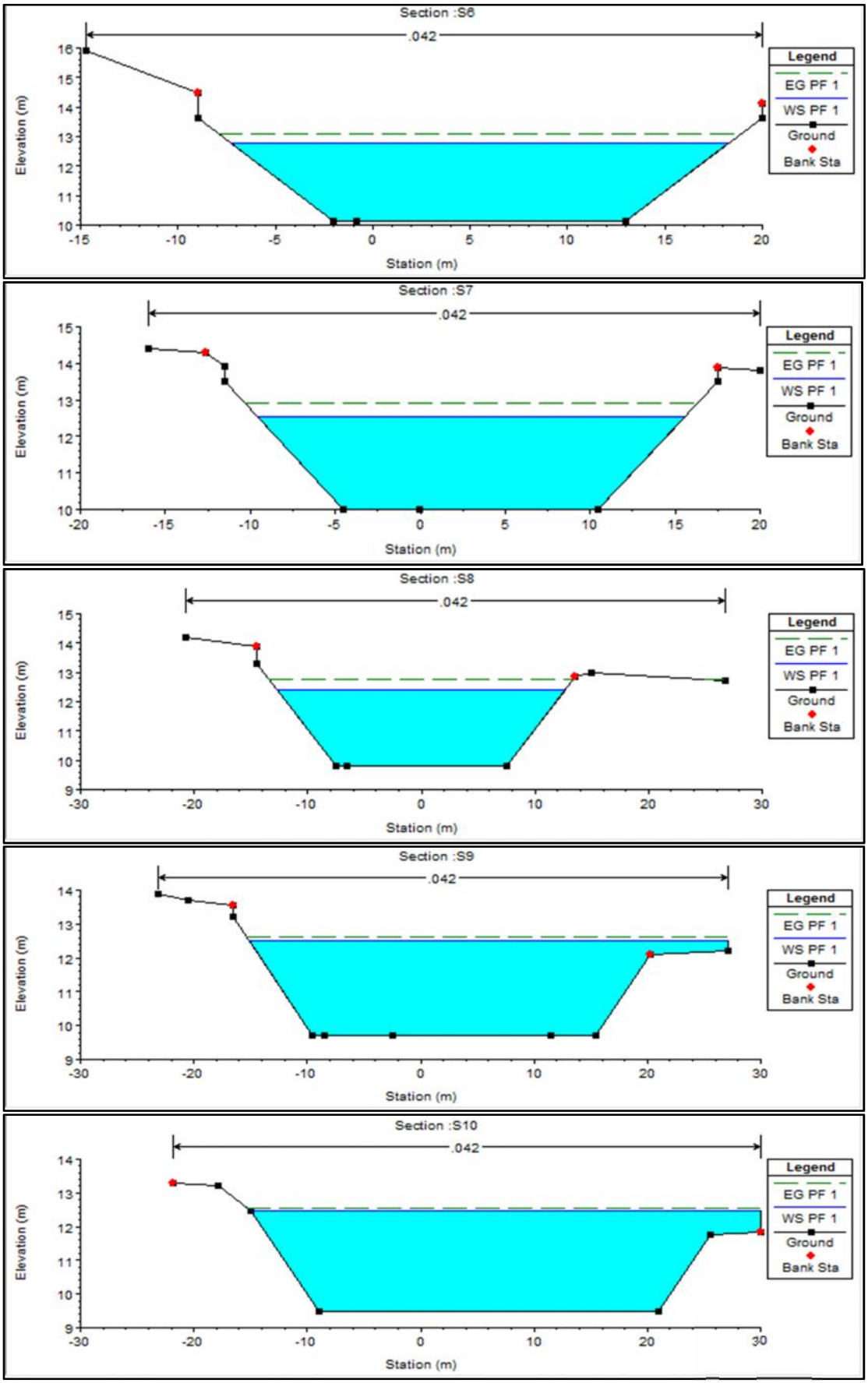


Figure VI.13: Sections de l'oued Taza après l'aménagement$(s_6 - s_{10})$

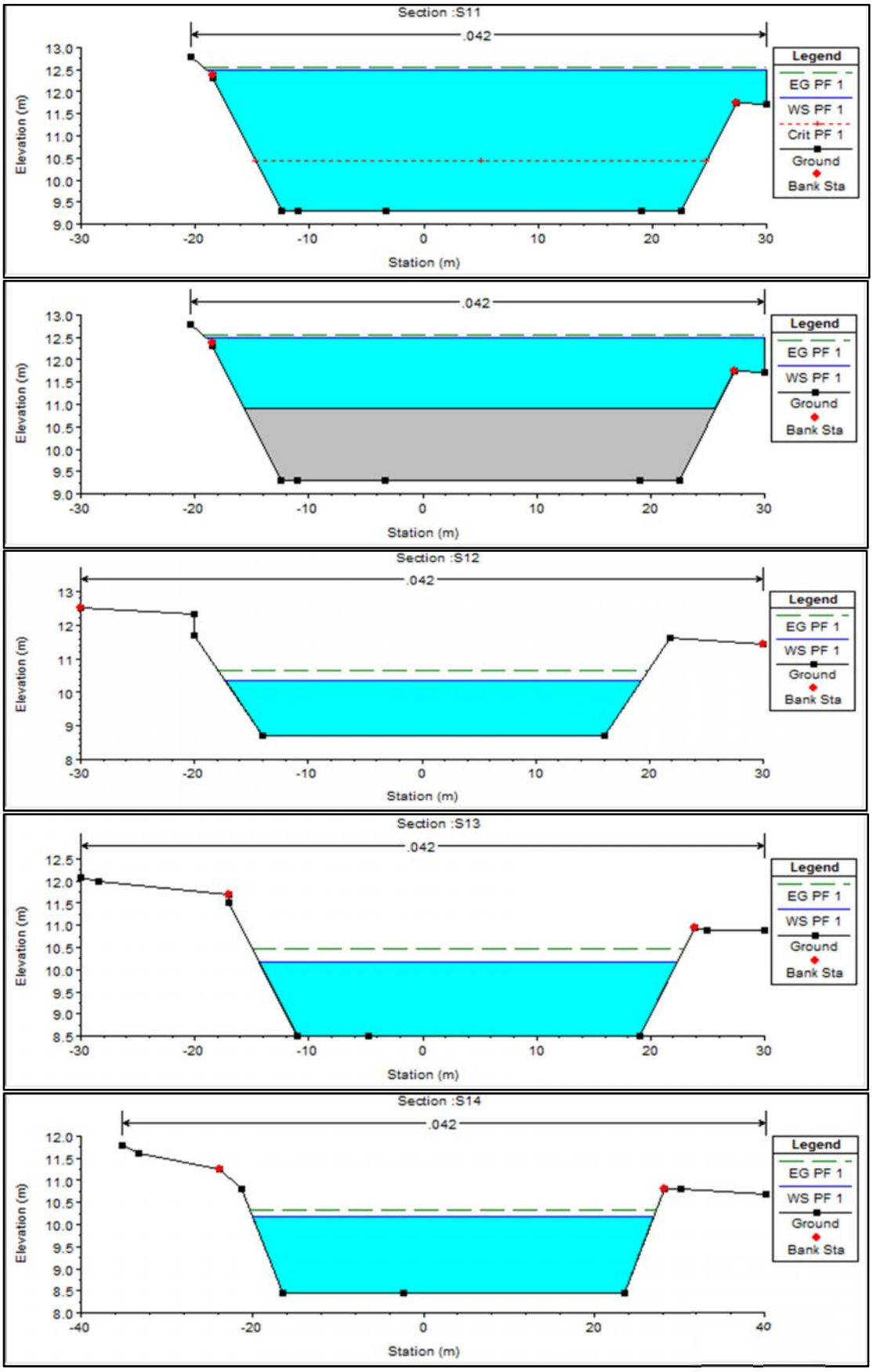


Figure VI.14: Sections de l'oued Taza après l'aménagement$(s_{11} - s_{14})$

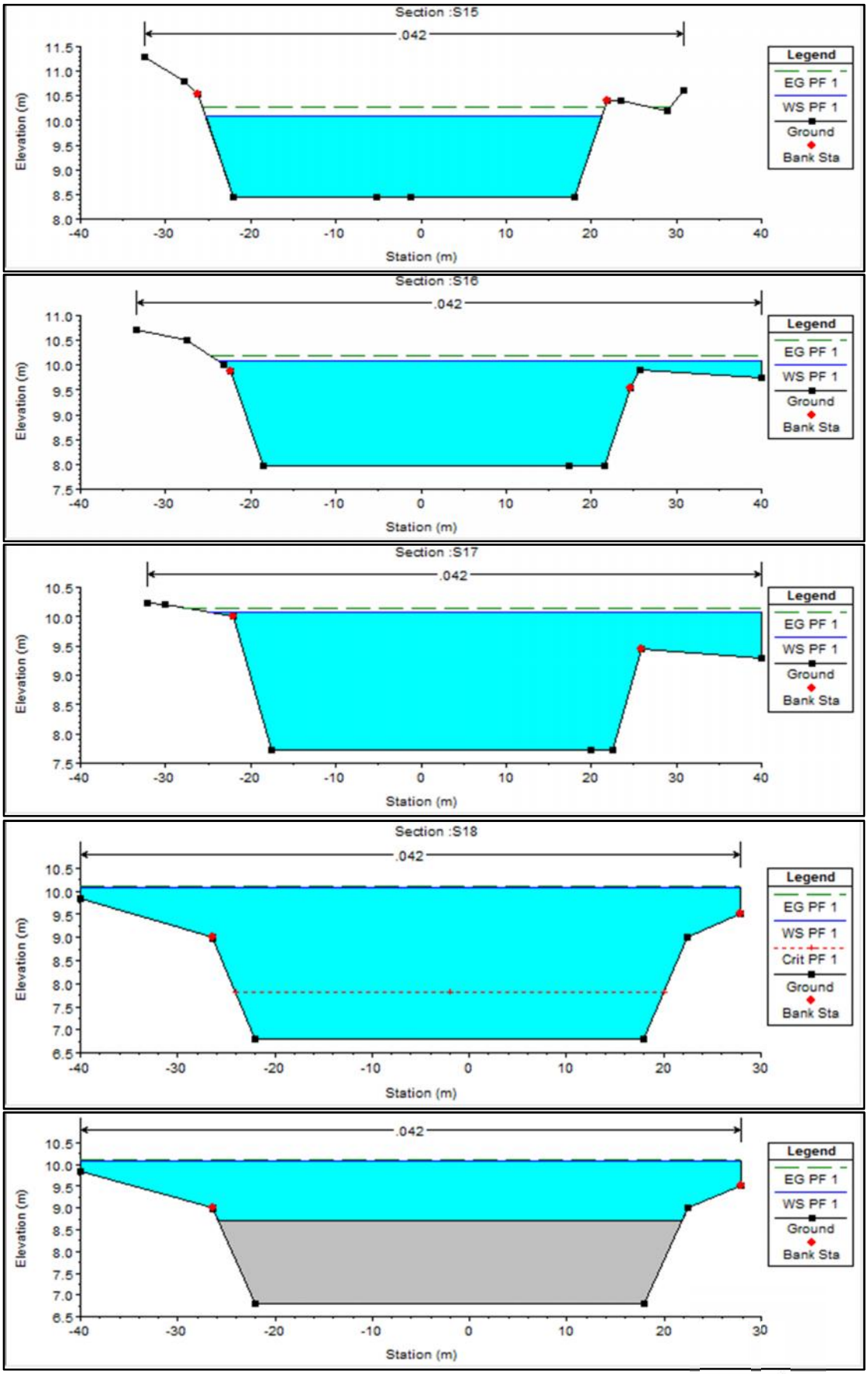


Figure VI.15: Sections de l'oued Taza après l'aménagement$(s_{15} - s_{18})$

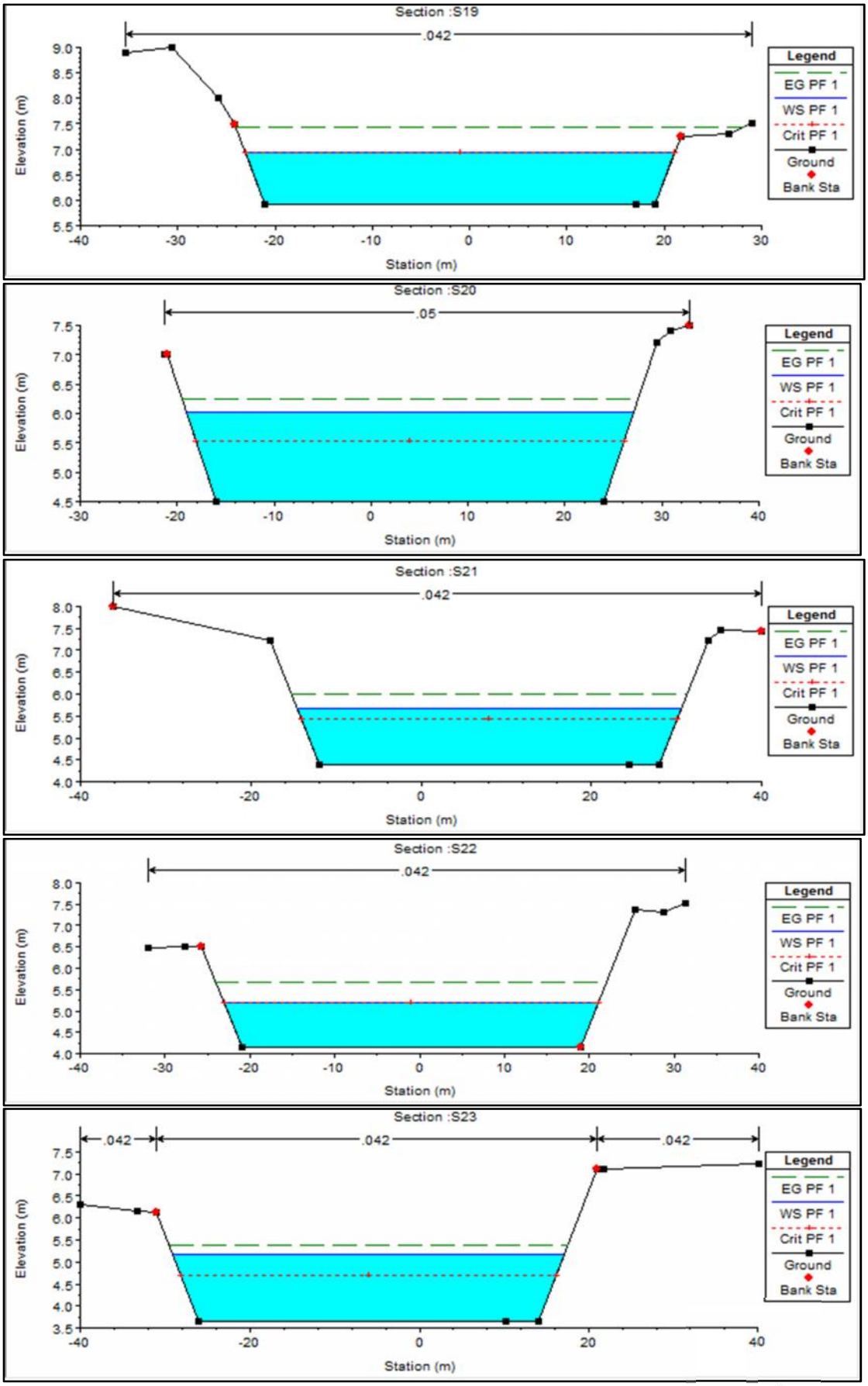


Figure VI.16: Sections de l'oued Taza après l'aménagement$(s_{19} - s_{23})$

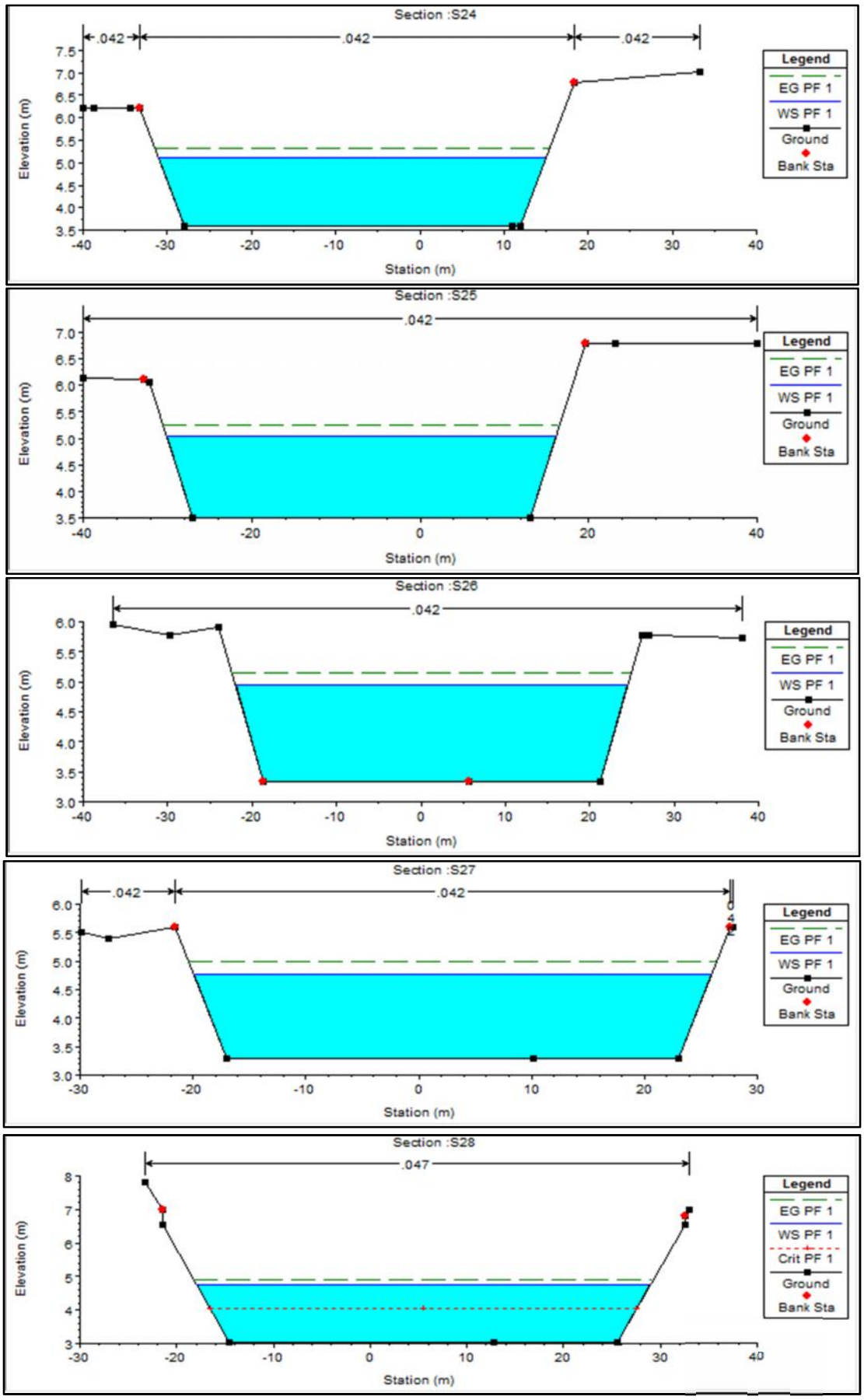


Figure VI.17: Sections de l'oued Taza après l'aménagement$(s_{24} - s_{28})$

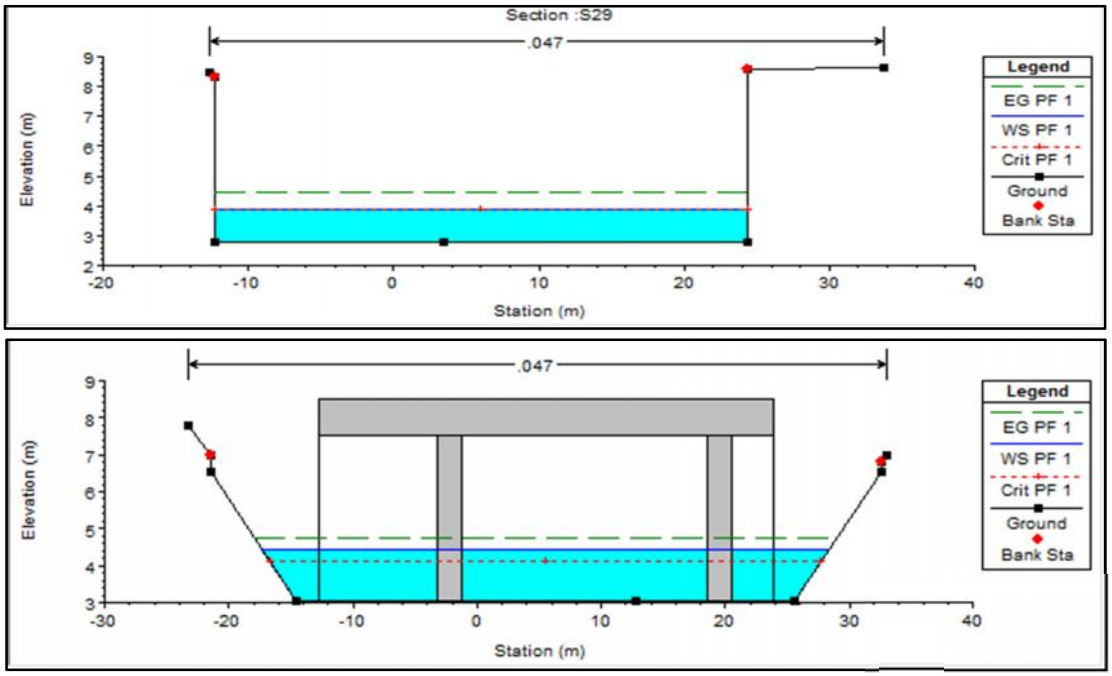


Figure VI.18: Sections de l'oued Taza après l'aménagement($s_{29} - pont$)

5.2. Les résultats de simulation sous forme d'un tableau :

Profile Output Table - Standard Table 1

File Options Std. Tables Locations Help

HEC-RAS Plan: Plan 02 River: RIVIER TAZA Reach: 1 Profile: PF 1 — Reload Data

Reach	River Sta	Profile	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)	
1	290	PF 1	135.00	10.93	14.87	11.96	14.90	0.000175	0.72	189.50	56.94	0.12
1	285		Inl Struct									
1	280	PF 1	135.00	10.66	13.13		13.30	0.002247	1.82	74.04	34.89	0.40
1	270	PF 1	135.00	10.47	13.08		13.26	0.002218	1.85	72.95	33.18	0.40
1	260	PF 1	135.00	10.32	13.01		13.21	0.002504	1.97	68.36	30.77	0.42
1	250	PF 1	135.00	10.15	12.98		13.15	0.002105	1.86	72.57	31.31	0.39
1	240	PF 1	135.00	10.13	12.76		13.09	0.004536	2.54	53.22	25.51	0.56
1	230	PF 1	135.00	10.00	12.54		12.90	0.005098	2.64	51.10	25.18	0.59
1	220	PF 1	135.00	9.80	12.42		12.75	0.004606	2.55	52.94	25.47	0.56
1	210	PF 1	135.00	9.70	12.49		12.62	0.001408	1.57	87.69	42.24	0.32
1	200	PF 1	135.00	9.50	12.49		12.56	0.000852	1.23	109.98	44.99	0.25
1	190	PF 1	135.00	9.31	12.49	10.43	12.54	0.000479	1.03	132.75	48.99	0.19
1	185		Inl Struct									
1	180	PF 1	135.00	8.70	10.35		10.66	0.006400	2.46	54.87	36.59	0.64
1	170	PF 1	135.00	8.50	10.18		10.47	0.006039	2.41	55.90	36.70	0.62
1	160	PF 1	135.00	8.45	10.17		10.33	0.003191	1.81	74.52	46.86	0.46
1	150	PF 1	135.00	8.44	10.08		10.26	0.003714	1.90	71.00	46.56	0.49
1	140	PF 1	135.00	7.96	10.08		10.18	0.001477	1.43	97.60	63.87	0.32
1	130	PF 1	135.00	7.73	10.08		10.15	0.000984	1.24	114.45	64.92	0.27
1	120	PF 1	135.00	6.79	10.08	7.82	10.11	0.000328	0.85	164.15	67.90	0.16
1	115		Inl Struct									
1	110	PF 1	135.00	5.91	6.94	6.94	7.43	0.017854	3.12	43.29	44.12	1.00
1	100	PF 1	135.00	4.50	6.02	5.53	6.24	0.006764	2.06	65.56	46.09	0.55
1	90	PF 1	135.00	4.40	5.68	5.43	5.99	0.008560	2.48	54.51	45.12	0.72
1	80	PF 1	135.00	4.15	5.18	5.18	5.68	0.017433	3.14	43.37	44.12	1.00
1	70	PF 1	135.00	3.65	5.18	4.68	5.39	0.004746	2.06	65.68	46.10	0.55
1	60	PF 1	135.00	3.60	5.10		5.33	0.004974	2.09	64.71	46.02	0.56
1	50	PF 1	135.00	3.50	5.03		5.24	0.004701	2.05	65.88	46.12	0.55
1	40	PF 1	135.00	3.34	4.94		5.14	0.003903	2.04	69.26	46.41	0.51
1	30	PF 1	135.00	3.30	4.77		5.00	0.005386	2.14	63.10	45.88	0.58
1	20	PF 1	135.00	3.03	4.74	4.06	4.91	0.004031	1.82	74.31	46.85	0.46
1	15		Bridge									
1	10	PF 1	135.00	2.76	3.87	3.87	4.43	0.022882	3.32	40.71	36.70	1.01

Critical water surface elevation. Water surface corresponding to the minimum energy on the energy versus depth curve.

Figure VI.19: Résultats de simulation HEC-RAS après l'aménagement .

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

Critw .s . : Altitude de la ligne critique

TopWidth : Largeur au miroir

Froude chl : Nombre de Froude

Vel chnl : Vitesse d'écoulement

Flow area : Section mouillée

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

EGslope **:** Pente de la ligne d'énergie

6. Conclusion :

Après Les résultats de simulation HEC-RAS et les calculs de la côte d'eau, la hauteur de la construction du revêtement de berge doit être supérieur la côte d'eau Au réseau de sécurité on prend une revanche de 1m.

ChapitreVII :

Dimensionnement et calcul de stabilité

1. Introduction :

Dans ce chapitre deux calcule nécessaire à faire :

- Calcule la résistance des enrochements à la vitesse du courant.
- Calcule la stabilité des seuils au glissement et stabilité au renversement et stabilité au soulèvement.

2. Stabilité berge plus Revêtement :

L'ensemble berge plus revêtement doit être stable au glissement, en pratique cela conduit généralement à retenir des pentes inferieur ou égale a 1/2 **(Degoutte 2006).**

3. Résistance des enrochements à la vitesse du courant :

Une pierre posée sur le fond du lit ou sur une berge est stable tant que la vitesse du courant ne dépasse pas une valeur appelée vitesse de débit d'entrainement. Cette vitesse est fonction de poids du la pierre, de la pente de la berge, et du tirant d'eau.

Pour une protection en enrochement sur fond plat, la formule empirique d'Isbash **(Degoutte 2006)** ci-après donne le diamètre médian(d) des blocs en fonction de la vitesse U du courant à leur voisinage :

- dans le cas d'un écoulement faiblement turbulent (Unités $m\ et\ m.s^{-1}$),

$$d = 0.7\frac{\gamma\omega}{\gamma S-\gamma\omega}\frac{U^2}{2g} \qquad \text{(VI.01)}$$

- dans le cas où l'écoulement est fortement turbulent.

$$d = 1.14\frac{\gamma\omega}{\gamma S-\gamma\omega}\frac{U^2}{2g} \qquad \text{(VI.02)}$$

d : désigne la valeur intermédiaire des trois dimensions d'un bloc en forme D'ellipsoïde ;

γ_s : Le poids volumique spécifique des blocs, c'est-à-dire de la roche constitutive.

Il est facile de constater que ce paramètre a un rôle fondamental dans le calcul de la taille des enrochements.

TableauVII.01: poids volumiques en fonction de types des enrochements

Enrochement	poids volumiques (KN.m-3)
craie utilisée en enrochement	20
les calcaires	22
roches métamorphiques	30

Pour la valeur courante($\gamma_s/\gamma_w = 2.6$) la formule ci-dessus se simplifie en :

- ✓ $d = 0.022U^2$ Pour un écoulement faiblement turbulent ;
- ✓ $d = 0.044U^2$ Pour un écoulement fortement turbulent.

Pour les enrochements posés sur un talus, E.W.Lane propose de diviser le diamètre calculé pour un fond plat par le facteur : $\sqrt{1-\frac{\sin^2\beta}{\sin^2\varphi}}$

- ✓ est l'angle du talus avec l'horizontale
- ✓ l'angle d'équilibre des enrochements (angle de la pente pour laquelle les enrochements sont en équilibre limite, sans écoulement).

Tableau VII.02 : Angle d'équilibre en fonction de taille des granulats

Taille de granulat (cm)	Angle d'équilibré (angle de repos)
1	25 35
2	30 38
5	36 41
10	38.5 41

Source :(Degoutte, 2006).

Pour $\varphi = 40°$ et pour ($^{\gamma s}/_{\gamma W} = 2.6$) et pour une pente de½, ce facteur de pente vaut 0.718 d'où : $d = 0.031U^2$;

Dans les formules empiriques d'Isbash **(Degoutte 2006)** (U) est la vitesse ou voisinages du revêtement qui peut être largement supérieur de1 a 1.4 fois la vitesse moyenne (v) dans la section.

Dans notre cas pour le débit considère on prend une vitesse moyenne $v = 2.8\text{m/s}$ On prend coefficient de multiplicateur de la vitesse $= 1.2$

- **La vitesse estimée ou voisinage des blocs :**

  $U = 3.6m/s$ pour une pente de ½ on admettant la densité des enrochements vaut 2.6 et que l'angule d'équilibré vaut 40°;

- **Le diamètre médian de la protection des berges :**

$$d = 0.031U^2$$
$$d = 0.031 * 3.4^2 = 0.36m$$

On prendra, par réseaux de sécurité, des enrochements de diamètre médian $400mm$.

- **Le diamètre médian de la protection de fond :**

$$d = 0.022U^2$$
$$d = 0.022 * 3.4^2 = 0.25m$$

On prendra des enrochements de diamètre médian$300mm$.

- **La transition granulométrique:**

A la décrue, les matériaux fin de la berge peuvent être entrainée à travers les enrochements ce risque existe si : $d_{85}(\text{berge}) < 0.2d_{15}(\text{protection})$ **,** La transition granulométrique Sant efficace pour protéger de l'érosion due aux tourbillons derrière les blocs provoquée par les fortes vitesses longitudinales lors des crues.

Condition sur d_{50}de la transition ;

$$d_{\min} > 0.7\ d; d_{50} \geq d; d_{\max} < 2\ d$$

Donc les enrochements de protection de berge est de diamètre médiane d = 400mm de taille comprise enter $300mm$ et $500mm$.

- **l'épaisseur de revêtements de protection des berges** :

$$e_r \leq d_{\min} + d + d_{\max}$$
$$e_r \leq 300 + 400 + 500 = 1200mm$$
$$e_r \leq 1.2m$$

4. Seuil enrochement N°01 :

4.1. La dimension des blocs

Un bloc posé sur le fond de lit est stable tant que la vitesse du courant ne dépasse pas la vitesse de débit d'entraînement .nous adaptant, comme la protection de berge,

la formule d'Isbash qui donne le diamètre médiane (d) en fonction de la vitesse u du courant a leur voisinage :

- dans le cas d'un écoulement faiblement turbulent (Unités m et m.s-1),

$$d = 0.7 \frac{\gamma\omega}{\gamma S - \gamma\omega} \frac{U^2}{2g} \quad \text{(VI.03)}$$

- dans le cas où l'écoulement est fortement turbulent

$$d = 1.14 \frac{\gamma\omega}{\gamma S - \gamma\omega} \frac{U^2}{2g} \quad \text{(VI.04)}$$

Pour une densité des blocs ($\gamma_s/\gamma_w = 2.6$) la formule se transfère en :

$$d = 0.022U^2 \quad \text{(VI.05)}$$

$$d = 0.044U^2 \quad \text{(VI.06)}$$

Selon les conditions de turbulence

d : désigne la valeur intermédiaire des trois dimensions d'un bloc en forme d'ellipsoïde (m) ;

U : La vitesse estimée ou voisinage du bloc (m/s).

- **La vitesse estimée ou voisinage des blocs :**

La vitesse moyenne est variée de $4(m/s)$ a $5(m/s)$ donc on prend une vitesse voisinage des blocs $U = 5.5m/s$

- **Le diamètre médian du seuil :**

$$d = 0.022U^2$$

$$d = 0.022 * 5.5^2 = 0.66m$$

On prendra des enrochements de diamètre médian $700mm$.

- **La transition granulométrique:**

Condition sur d_{50} de la transition ;

$$d_{\min} > 0.7\, d; d_{50} \geq d; d_{\max} < 2\, d$$

Donc les enrochements du seuil est de diamètre médiane $d = 400mm$ de taille comprise enter $500mm$ et $800mm$.

- **l'épaisseur du seuil** :

$$e_s \leq d_{\min} + d + d_{\max}$$

$$e_s \leq 500 + 700 + 800 \leq 2000mm$$

$$e_s \leq 2m$$

4.2. Dimensionnement du seuil :

- ✓ une pente 1/8 à 1/15 : de $I = 0.06\%$
- ✓ un rayon de courbure en plan égale à 1,25fois la longueur déversant L de la rampe; $r = 50m$
- ✓ une flèche verticale entre le centre de la crête et les bords égale à L/80 ;

$$d = 0.5m$$

- ✓ une longueur d'au moins 15 m ; $l = 20m$
- ✓ Une hauteur inferieure $l/20$; $h = 1.5m$
- ✓ Une protection avale a la rampes par une rangée de rails battus espacées de 70cm ;
- ✓ Un radier horizontal de 5 a $7m$ à Laval des rails constitue de double rangée des blocs.

5. seuil enrochement N°02

5.1. La dimension des blocs

➢ **La vitesse estimée ou voisinage des blocs :**

La vitesse moyenne au-dessous de pont est de $3.82(m/s)$ donc on prend une vitesse voisinage des blocs $U = 4.6m/s$

➢ **Le diamètre médian du seuil :**

$$d = 0.022U^2$$

$$d = 0.022 * 4.6^2 = 0.46m$$

On prendra des enrochements de diamètre médian$500mm$.

➢ **La transition granulométrique**:

Condition sur d_{50}de la transition ;

$$d_{\min} > 0.7\ d; d_{50} \geq d; d_{\max} < 2\ d$$

Donc les enrochements du seuil est de diamètre médiane $d = 500mm$ de taille comprise enter $400mm$ et $700mm$.

➢ **l'épaisseur du seuil** :

$$e_s \leq d_{\min} + d + d_{\max}$$

$$e_s \leq 400 + 500 + 700 \leq 1600mm$$

$$e_s \leq 1.6m$$

5.2. Dimensionnement du seuil :

- ✓ une pente 1/8 à 1/15 : de $I = 0.018$
- ✓ un rayon de courbure en plan égale à 1,25fois la longueur déversant L de la rampe; $r = 50m$
- ✓ une flèche verticale entre le centre de la crête et les bords égale à L/80 ;

$$d = 0.5m$$

- ✓ une longueur d'au moins 15 m ; $l = 20m$
- ✓ Une hauteur inferieure $l/20$; $h = 1.5m$
- ✓ Une protection avale a la rampes par une rangée de rails battus espacées de 70cm ;
- ✓ Un radier horizontal de 5 a $7m$ à Laval des rails constitue de double rangée des blocs.

6. seuil N°1 :

6.1. Dimensionnement :

6.1.1. Bassin de dissipation :

Le bassin de dissipation est destiné à :

- ✓ Dissiper l'énergie due au déversement.
- ✓ Supporter les actions hydrodynamiques.
- ✓ Améliorer partiellement la répartition des débits et des vitesses.
- ✓ Assurer la submersion du ressaut hydraulique.

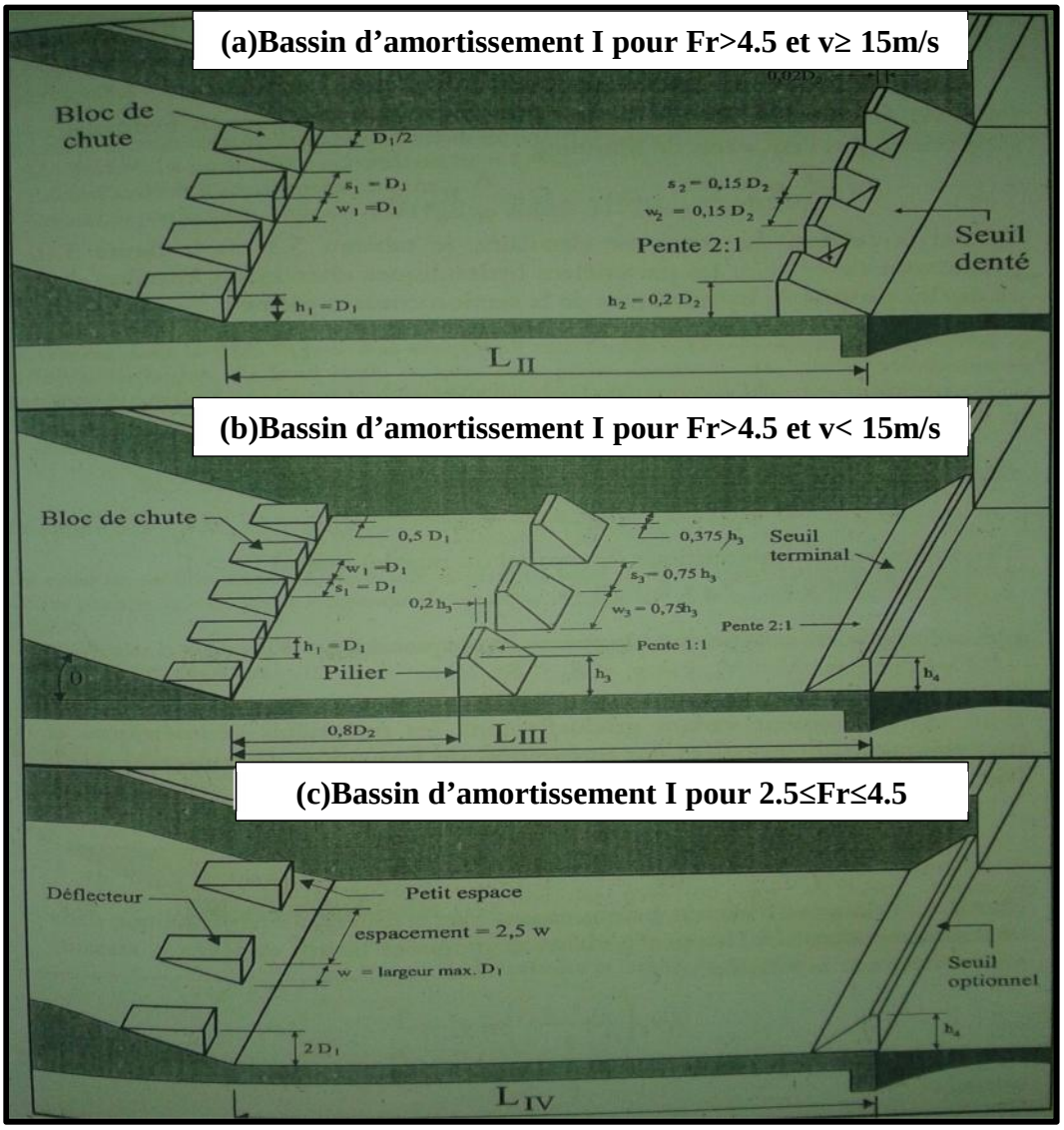


Figure VII.01 : Type de bassin de dissipation

Source :(Bennis ,2009)

Type du bassin de dissipation :

Le bassin de dissipation est une structure chargée d'alléger l'importante d'énergie que l'eau acquiert dans sa chute. Pour choisir le type de bassin, el faut d'abord connaitre la nature de ressaut qui apparaitre juste après déversement .le sut sera lui dans une section dans laquelle sera satisfaite l'équation suivante :

$$\frac{Y_2}{Y_1} = \frac{1}{2}(\sqrt{(1+8F_r^2)} - 1) \qquad \text{(VI.07)}$$

Y_1:Hauteur d'écoulement de l'eau dans la section initiale du ressaut (m).

Y_2:Hauteur d'écoulement de l'eau après le ressaut.

Fr:Nomber de Froude.

✓ **Calcule la profondeur contractée y1**

$$Y_1=\frac{q}{\varphi\sqrt{2g(E_0-Y_1)}} \quad \text{(VI.08)}$$

q =Debit unitaire ($^{m^3}/_s$)

$$q = Q\ /l \quad \text{(VI.09)}$$

φ : Coefficient de vitesse qui dépond de forme de déversoir $\varphi = 0.95$

E_0 : Energie total en (m) sur le seuil de déversoir :

$E_0 = H + H\ + \alpha V^2/2g$=2.5+1.5=4m

$\alpha V^2/2g$<<1

$$Y_1=\frac{2.7}{0.95\sqrt{2g(4-Y_1)}} \quad \text{(VI.10)}$$

La détermination de Y_1 fait par itération successive, la valeur obtenus est de :

Y_1=0.4m

On calcule la profondeur conjuguée par la formule suivante

$$\frac{Y_1}{Y_2}=\frac{1}{2}\left(\sqrt{1+\frac{8q^2}{gY_1^3}}-1\right) \quad \text{(VI.11)}$$

Y_2=1.73m

✓ **Calcule de la hauteur critique**, elle est déterminée par la formule suivante :

$$h_{cr}=\sqrt[3]{\frac{q^2}{g}} \quad \text{(VI.12)}$$

$h_{cr} = 0.9$m

On suppose La hauteur normale à Laval de dissipateur d'énergie est égale à la hauteur critique $Y_2 > h_{cr} = h_n$

Donc, le rousseau est dénoyer alors la projection de dissipateur d'énergie est indispensables. Dans ce cas, est dépend de nombre de FROUDE.

✓ **la forme du ressaut** et ces caractéristiques dépond directement de nombre de Froude la vitesse au pied aval :

$$F_{r1}=\frac{V_1}{\sqrt{gY_1}} \quad \text{(VI.13)}$$

$$V_1=\frac{Q_d}{b_b Y_1} \quad \text{(VI.14)}$$

Y_1: Tirant d'eau en (m)

V : vitesse de l'écoulement (m/s)

V=6.75 (m/s) F_{r1}=1.52

F_{r1}<4.5 selon l'USBR le bassin de dissipation est de type⟨0⟩aucun accessoire est nécessaire.

La longueur du bassin est donnée par la relation suivante :

$$L_B = 4Y_2 \quad \text{(VI.15)}$$

$L_B = 4Y_2$

$L_B = 6.92$ m

6.1.2 : Protection amont : (pour les trois seuils)

Des enrochements bétonnés pour la protection de lit devant du seuil conter l'affouillement et réduisant aussi la vitesse d'infiltration, les enrochements sant de diamètre 300a600mm

6.1.3 : Protection aval :(pour les trois seuils)

Pour éviter la production d'affouillement en aval, on peut accoler le seuil a un arrière radier don il présente une couche de 1m des enrochements bien rangers de diamètre de 300a600mm

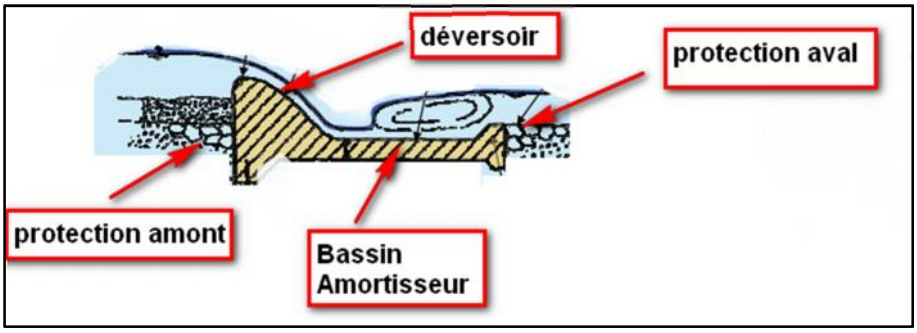
6.1.3. Dimensionnement du radier :(pour les trois seuils)

- **Longueu**r:

$$L_r = 4m$$

- **Epaisseurs:**

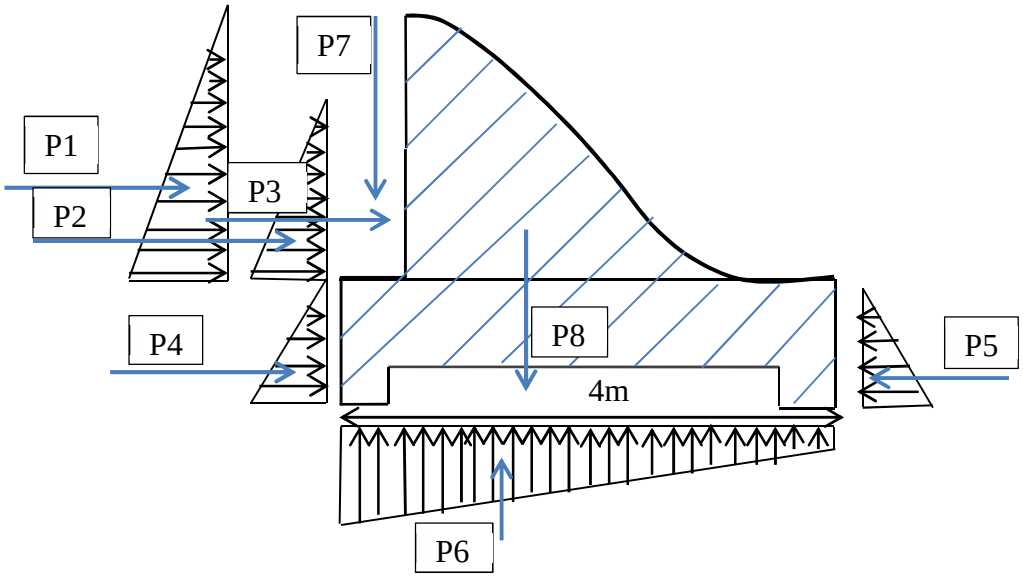
$$Tr_1 = 0.4m$$
$$Tr_2 = 0.3m$$



FigureIIV.02 :Ouvrage a seuil libre

6.2. Calcul de la stabilité :

6.2.1. Détermination des défiantes sollicitations :



FigureVII.03 : Schéma de défiantes charges s'exerçant sur le seuil

a)Charges horizontales :

- **Poussée hydrostatique a l 'Amont :**

$$P_1 = \gamma_\omega h^2/2 \quad \text{(VI.16)}$$

γ_ω : Poids volumiques de l'eau est égale (10KN/m^3)
h : la hauteur d'eau est égale 2.5(m)

$$P_1 = 10 * 2.5^2/2 = 31\ KN/ml$$

- **Poussée des sédiments:**

Les apports solides sont estimer a une hauteur de 2m
On prend On prend $\gamma = 17.5\ KN/M^3$ $\varphi = 17°$

$$P_2 = \gamma.\tan^2(\tfrac{\pi}{4} + \tfrac{\varphi}{2}).h^2/2 \quad \text{(VI.17)}$$

$$P_2 = 17.5\tan^2(\frac{\pi}{4} + \frac{17}{2}).2^2/2$$

$$P_2 = 19.16\ KN$$

- **La force séismique:**

Elle est calculée de la manière suivante :

$$P_3 = \frac{\pi}{6}.K_s/(1 - 3.38\left(h/_{1000}\right)^2.L.10 \quad \text{(VI.18)}$$

K_s : Coefficient d'accélération :

$$P_3 = \frac{\pi}{6}.0.025/(1 - 3.38\left(h/_{1000}\right)^2.L.10$$

$$P_3 = 8.19\ KN/ml$$

- **Poussée des enrochements a l 'Amont et l'aval :**

Les enrochements sont estimer à une hauteur de 1m
On prend On prend $\gamma = 26$ $\varphi = 40°$

$$P_4 = \gamma.\tan^2(\tfrac{\pi}{4} + \tfrac{\varphi}{2}).h^2/2 \quad \text{(VI.19)}$$

$$P_4 = 26\tan^2(\frac{\pi}{4} + \frac{40}{2}).2^2/2$$

$$P_4 = 6.22\ KN/ml$$

$$P_5 = 6.22\ KN/ml$$

b) Charges verticales :

- **Sous-pression statique :**

$$P_6 = \gamma_\omega s_s.b_p \quad \text{(VI.20)}$$

γ_ω : Poids volumiques de l'eau est égale (10KN/m^3)
Ss : surface de l'épure de sous pression
b_p : largeurs de seuil est de 50(m)

$$P_6 = 10 * 2.5 * 4/2 = 50\ KN/ml$$

- **Poids propres de seuil :**

$$P_7 = \gamma_b V \quad \text{(VI.21)}$$

γ_ω : Poids spécifique de déversoir est égale 25(KN/m^3)
V : le volume de béton par unité de longueur est égale 5.7 (m$^{3)}$

$$P_7 = 142.5\ KN/ml$$

➢ **poids de colonne d'eau amont** :

$$P_8 = \gamma_\omega s_s . b_p \quad \text{(VI.22)}$$

γ_ω : Poids volumiques de l'eau est égale (10KN/m^3)

Ss : surface de colonne d'eau est de 1(m^2)

b_p : largeurs de seuil est de 50(m)

$$P_8 = 10\ KN/ml$$

Tableau VII.03: récapitulatif des diffamants efforts :

Type de charge	force *(KN.ml)*		Bras de levier/0 (m)	Moment /0(*KN.m)*	
	Horizontales	Verticales		Reversant	Stabilisantes
P_1	31		1.66	51.46	
P_2	19.16		1.33	25.48	
P_3	8.19		0.66	5.41	
P_4	6.22		0.66	4.11	
P_5	6.22		0.66		4.11
P_6		50	2.66	133.00	
P_7		142.5	2.31		329.18
P_8		10	3.7		37.00
∑	**70.79**	**202.5**		**219.45**	**370.28**

6.2.2. Calcul de la stabilité au glissement :

La stabilité du seuil est vérifiée si :

$$(\Sigma N \tan\varphi + cb)/T \geq fg \quad \text{(VI.23)}$$

Avec : ΣN: charges verticales appliquée sur l'ensemble de la section.

T : charges horizontales (tranchant).

C : cohésion du sol de fondation (le long de la section non fissurée) 0.59.

φ : Angule de frottement du surface de contacte béton/rocher est égale 33°.

b : largeur de la section non fissurés.

fg : Le coefficient de sécurité au glissement. Combinaison de charge extrêmes est égale fg =1.10.

$$(202.5 \tan 33 + 0.59 * 50)/70.79 = 2.27 \geq 1.10$$

D'où la stabilité au glissement est assurée.

6.2.3. Calcul de la stabilité au soulèvement :

La stabilité du seuil au soulèvement est vérifiée si :

$$\Sigma f_d / \Sigma f_{as} \geq f_{sou} \quad \text{(VI.24)}$$

Avec :Σf_d : Charges stabilisatrices descendantes.

Σf_{as} : Charges déstabilisatrices descendantes.

f_{sou} : Coefficient de sécurité au soulèvement. Combinaison des charges exceptionnelles est égales f_{sou} =1.15.

$$\frac{152.5}{50} = 3 \geq 1.15$$

D'où la stabilité au soulèvement est assurée.

6.2.4. Stabilité au renversement :

La stabilité du seuil au renversement est vérifiée si :

$$\Sigma M_{+/o} \Big/ \Sigma M_{-/o} \geq f_{ren} \qquad \text{(VI.25)}$$

Avec : $\Sigma M_{+/o}$: Moment stabilisant (kN.m).

$\Sigma M_{-/o}$: Moment déstabilisant (kN.m).

f_{ren} : Coefficient de sécurité, pour les charges extrêmes $f_{ren} = 1.1$.

$$\frac{370.28}{219.45} = 1.68 \geq 1.1$$

D'où la stabilité au renversement est assurée.

7. seuil N°2 :

7.1. Dimensionnement :

7.1.1: Type Bassin de dissipation :

Le bassin de dissipation est une structure chargée d'alléger l'importante d'énergie que l'eau acquiert dans sa chute. Pour choisir le type de bassin, el faut d'abord connaitre la nature de ressaut qui apparaitre juste après déversement .le sut sera lui dans une section dans laquelle sera satisfaite l'équation suivante :

$$\frac{Y_2}{Y_1} = \frac{1}{2}\left(\sqrt{(1+8F_r^2)} - 1\right) \qquad \text{(VI.26)}$$

Y_1:Hauteur d'écoulement de l'eau dans la section initiale du ressaut (m).

Y_2:Hauteur d'écoulement de l'eau après le ressaut.

Fr:Nomber de Froude.

✓ **Calcule la profondeur contractée y1**

$$Y_1 = \frac{q}{\varphi\sqrt{2g(E_0 - Y_1)}} \qquad \text{(VI.27)}$$

q =Debit unitaire (m^3/s)

$$q = Q_d/l_d \qquad \text{(VI.28)}$$

φ : Coefficient de vitesse qui dépond de forme de déversoir $\varphi = 0.95$

E_0 : Energie total en (m) sur le seuil de déversoir :

$E_0 = H + H_d + \alpha V^2/2g$=1.64+1.6=3.24

$\alpha V^2/2g$<<1

$$Y_1 = \frac{3.3}{0.95\sqrt{2g(3.24 - Y_1)}} \qquad \text{(VI.29)}$$

La détermination de Y_1 fait par itération successive, la valeur obtenus est de :

Y_1=0.55m

On calcule la profondeur conjuguée par la formule suivante

$$\frac{Y_1}{Y_2}=\frac{1}{2}\left(\sqrt{1+\frac{8q^2}{gY_1^3}}-1\right) \quad \text{(VI.30)}$$

Y_2=2m

✓ **Calcule de la hauteur critique**, elle est déterminée par la formule suivante :

$$h_{cr}=\sqrt[3]{\frac{q^2}{g}} \quad \text{(VI.31)}$$

$$h_{cr}=1.11\text{m}$$

On suppose La hauteur normale à Laval de dissipateur d'énergie est égale à la hauteur critique $Y_2 > h_{cr} = h_n$

Donc, le rousseau est dénoyer alors la projection de dissipateur d'énergie est indispensables. Dans ce cas, est dépend de nombre de FROUDE.

✓ **la forme du ressaut** et ces caractéristiques dépond directement de nombre de Froude la vitesse au pied aval :

$$F_{r1}=\frac{V_1}{\sqrt{gY_1}} \quad \text{(VI.32)}$$

$$V_1=\frac{Q_d}{b_b Y_1} \quad \text{(VI.33)}$$

Y_1: Tirant d'eau en (m)

V : vitesse de l'écoulement (m/s)

V=6.13 (m/s) F_{r1}=1.38

F_{r1}<4.5 selon l'USBR le bassin de dissipation est de type⟨0⟩aucun accessoire est nécessaire.

La longueur du bassin est donnée par la relation suivante :

$$L_B = 4Y_2 \quad \text{(VI.34)}$$

$$L_B = 4Y_2$$

$$L_B = 8\text{ m}$$

7.2. Calcul de la stabilité :

7.2.1. Détermination des défiantes sollicitations :

a)Charges horizontales :

➢ **Poussée hydrostatique a l 'Amont :**

$$P_1=\gamma_\omega h^2/2 \quad \text{(VI.35)}$$

γ_ω : Poids volumiques de l'eau est égale (10KN/m^3)

h : la hauteur d'eau est égale 1.64(m)

$$P_1 = 10 * 1.64^2/2 = 13.44\ KN/ml$$

➢ **Poussée des sédiments:**

Les apports solides sont estimer à une hauteur de 1m

On prend On prend $\gamma = 17.5\ KN/M^3$ $\varphi = 17°$

$$P_2=\gamma.\tan^2(\frac{\pi}{4}+\frac{\varphi}{2}).h^2/2 \quad \text{(VI.36)}$$

$$P_2 = 17.5\tan^2(\frac{\pi}{4}+\frac{17}{2}).1^2/2$$

$$P_2 = 4.79\ KN/ml$$

- **La force séismique:**

Elle est calculée de la manière suivante :

$$P_3 = \frac{\pi}{6}.K_s(h^2)/(1-3.38\left(h/_{1000}\right)^2.L.10 \quad \text{(VI.37)}$$

K_S : Coefficient d'accélération :

$$P_3 = \frac{\pi}{6}.0.025*(h^2)/(1-3.38\left(h/_{1000}\right)^2.L.10$$

$$P_3 = 3.02\ KN/ml$$

- **Poussée des enrochements a l 'Amont et l'aval :**

Les enrochements sont estimer à une hauteur de 1m

On prend On prend $\gamma = 26$ $\varphi = 40°$

$$P_4 = \gamma.\tan^2(\frac{\pi}{4}+\frac{\varphi}{2}).h^2/2 \quad \text{(VI.38)}$$

$$P_4 = 26\tan^2(\frac{\pi}{4}+\frac{40}{2}).2^2/2$$

$$P_4 = 6.22\ KN/ml$$

$$P_5 = 6.22\ KN/ml$$

b) Charges verticales :

- **Sous-pression statique :**

$$P_6 = \gamma_\omega s_s.b_p \quad \text{(VI.39)}$$

γ_ω : Poids volumiques de l'eau est égale (10KN/m^3)

Ss : surface de l'épure de sous pression

b_p : largeurs de seuil est de 50(m)

$$P_6 = 10*1.64*3.5/2=28.7KN/ml$$

- **Poids propres de seuil :**

$$P_7 = \gamma_b V \quad \text{(VI.40)}$$

γ_ω : Poids spécifique de déversoir est égale 25(KN/m^3)

V : le volume de béton par unité de longueur est égale 3.29 (m$^{3)}$

$$P_7 = 82.25\ KN/ml$$

- **poids de colonne d'eau amont** :

$$P_8 = \gamma_\omega s_s.b_p \quad \text{(VI.41)}$$

γ_ω : Poids volumiques de l'eau est égale (10KN/m^3)

Ss : surface de colonne d'eau est de 1.29 (m^2)

b_p : largeurs de seuil est de 50(m)

$$P_8 = 12.9\ KN/ml$$

Tableau VII.04 : récapitulatif des diffamants efforts :

Type de charge	force *(KN.ml)*		Bras de levier/0 (m)	Moment /0(*KN.m)*	
	Horizontales	**Verticales**		**Reversant**	**Stabilisantes**
P_1	13.44		1.07	14.38	
P_2	4.79		0.66	3.16	
P_3	3.02		0.68	2.05	
P_4	6.22		0.66	4.11	
P_5	6.22		0.66		4.11
P_6		28.7	2.33	66.87	
P_7		42.25	2.02		166.23
P_8		12.9	3.3		42.57
∑	**33.69**	**123.85**		**90.57**	**212.90**

7.2.2. Calcul de la stabilité au glissement :

La stabilité du seuil est vérifiée si :

$$(\Sigma N \tan\varphi + cb)/T \geq fg \qquad \text{(VI.42)}$$

Avec : ΣN: charges verticales appliquée sur l'ensemble de la section.

T : charges horizontales (tranchant).

C : cohésion du sol de fondation (le long de la section non fissurée) 0.59.

φ : Angule de frottement du surface de contacte béton/rocher est égale 33°.

b : largeur de la section non fissurés.

fg : Le coefficient de sécurité au glissement. Combinaison de charge extrêmes est égale fg =1.10

$$(123.85 \tan 33 + 0.59 * 40)/33.69 = 3.08 \geq 1.10$$

D'où la stabilité au glissement est assurée.

7.2.3. CALCUL DE LA STABILITE AU SOULEVEMENT :

La stabilité du seuil au soulèvement est vérifiée si :

$$\Sigma f_d / \Sigma f_{as} \geq f_{sou} \qquad \text{(VI.43)}$$

Avec : Σf_d : Charges stabilisatrices descendantes.

Σf_{as} : Charges déstabilisatrices descendantes.

f_{sou} : Coefficient de sécurité au soulèvement. Combinaison des charges exceptionnelles est égales f_{sou} =1.15.

$$\frac{95.15}{28.7} = 3.31 \geq 1.15$$

D'où la stabilité au soulèvement est assurée.

7.2.4. Stabilité au renversement :

La stabilité du seuil au renversement est vérifiée si :

$$\Sigma M_{+/o} / \Sigma M_{-/o} \geq f_{ren} \qquad \text{(VI.44)}$$

Avec : $\Sigma M_{+/o}$: Moment stabilisant (kN.m).

$\Sigma M_{-/o}$: Moment déstabilisant (kN.m).

f_{ren} : Coefficient de sécurité, pour les charges extrêmes $f_{ren} = 1.1$.

$$\frac{212.9}{90.57} = 2.35 \geq 1.1$$

D'où la stabilité au renversement est assurée.

8. Seuil N°3 :

8.1. Dimensionnement :

8.1.1. Type Bassin de dissipation :

Le bassin de dissipation est une structure chargée d'alléger l'importante d'énergie que l'eau acquiert dans sa chute. Pour choisir le type de bassin, el faut d'abord connaitre la nature de ressaut qui apparaitre juste après déversement .le sut sera lui dans une section dans laquelle sera satisfaite l'équation suivante :

$$\frac{Y_2}{Y_1} = \frac{1}{2}(\sqrt{(1+8F_r^2)} - 1) \quad \text{(VI.44)}$$

Y_1:Hauteur d'écoulement de l'eau dans la section initiale du ressaut (m).

Y_2:Hauteur d'écoulement de l'eau après le ressaut.

Fr:Nomber de Froude.

✓ **Calcule la profondeur contractée y1**

$$Y_1 = \frac{q}{\varphi\sqrt{2g(E_0 - Y_1)}} \quad \text{(VI.45)}$$

q =Debit unitaire (m^3/s)

$$q = Q_d/l_d \quad \text{(VI.46)}$$

φ : Coefficient de vitesse qui dépond de forme de déversoir $\varphi = 0.95$

E_0 : Energie total en (m) sur le seuil de déversoir :

$\boldsymbol{E_0} = H + H_d + \alpha V^2/2g$=2-1.41=3.41m

$\alpha V^2/2g$<<1

$$Y_1 = \frac{3}{0.95\sqrt{2g(4 - Y_1)}} \quad \text{(VI.47)}$$

La détermination de Y_1 fait par itération successive, la valeur obtenus est de :

Y_1=0.4m

On calcule la profondeur conjuguée par la formule suivante

$$\frac{Y_1}{Y_2} = \frac{1}{2}\left(\sqrt{1 + \frac{8q^2}{gY_1^3}} - 1\right) \quad \text{(VI.48)}$$

Y_2=1.71m

✓ **Calcule de la hauteur critique**, elle est déterminée par la formule suivante :

$$h_{cr} = \sqrt[3]{\frac{q^2}{g}} \quad \text{(VI.49)}$$

$$h_{cr} = 0.97\text{m}$$

On suppose La hauteur normale à Laval de dissipateur d'énergie est égale à la hauteur critique $Y_2 > h_{cr} = h_n$

Donc, le rousseau est dénoyer alors la projection de dissipateur d'énergie est indispensables. Dans ce cas, est dépend de nombre de FROUDE.

- ✓ **la forme du ressaut** et ces caractéristiques dépond directement de nombre de Froude la vitesse au pied aval :

$$F_{r1} = \frac{V_1}{\sqrt{gY_1}} \quad \text{(VI.50)}$$

$$V_1 = \frac{Q_d}{b_b Y_1} \quad \text{(VI.51)}$$

Y_1: Tirant d'eau en (m)

V : vitesse de l'écoulement (m/s)

V=7.5 (m/s) F_{r1}=1.7

F_{r1}<4.5 selon l'USBR le bassin de dissipation est de type⟨0⟩aucun accessoire est nécessaire.

La longueur du bassin est donnée par la relation suivante :

$$L_B = 4Y_2 \quad \text{(VI.52)}$$

$$L_B = 4 * 1.71$$

$$L_B = 6.84\,m$$

8.2. Calcul de la stabilité :

8.2.1. Détermination des défiantes sollicitations :

a)Charges horizontales :

- ➢ **Poussée hydrostatique a l 'Amont :**

$$P_1 = \gamma_\omega h^2/2 \quad \text{(VI.53)}$$

γ_ω : Poids volumiques de l'eau est égale (10KN/m^3)

h : la hauteur d'eau est égale 2 (m)

$$P_1 = 10 * 2^2/2 = 20\ KN/ml$$

- ➢ **Poussée des sédiments:**

Les apports solides sont estimer a une hauteur de 1m

On prend On prend $\gamma = 17.5\ KN/M^3$ $\varphi = 17°$

$$P_2 = \gamma.\tan^2(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2}).h^2/2 \quad \text{(VI.54)}$$

$$P_2 = 17.5\tan^2(\frac{\pi}{4} + \frac{17}{2}).1^2/2$$

$$P_2 = 4.79\ KN/ml$$

- ➢ **La force séismique:**

Elle est calculée de la manière suivante :

$$P_3 = \frac{\pi}{6}.K_s(h^2)/(1 - 3.38\left(h/_{1000}\right)^2.L.10 \quad \text{(VI.55)}$$

K_s : Coefficient d'accélération :

$$P_3 = \frac{\pi}{6}.0.025(h^2)/(1-3.38\left(h/_{1000}\right)^2.L.10$$

$$P_3 = 4.15\ KN/ml$$

- **Poussée des enrochements a l 'Amont et l'aval :**

Les enrochements sont estimer à une hauteur de 1m

On prend On prend $\gamma = 26$ $\varphi = 40°$

$$P_4 = \gamma.\tan^2(\frac{\pi}{4}+\frac{\varphi}{2}).h^2/2 \quad \text{(VI.56)}$$

$$P_4 = 26\tan^2(\frac{\pi}{4}+\frac{40}{2}).2^2/2$$

$$P_4 = 6.22\ KN/ml$$

$$P_5 = 6.22\ KN/ml$$

b) Charges verticales :

- **Sous-pression statique :**

$$P_6 = \gamma_\omega s_s.b_p \quad \text{(VI.57)}$$

γ_ω : Poids volumiques de l'eau est égale (10KN/m^3)

Ss : surface de l'épure de sous pression

b_p : largeurs de seuil est de 50(m)

$$P_6 = 10*2*4/2 = 40\ KN/ml$$

- **Poids propres de seuil :**

$$P_7 = \gamma_b V \quad \text{(VI.58)}$$

γ_ω : Poids spécifique de déversoir est égale 25(KN/m^3)

V : le volume de béton par unité de longueur est égale 4.9 (m$^{3)}$

$$P_7 = 122.5\ KN/ml$$

- **poids de colonne d'eau amont :**

$$P_8 = \gamma_\omega s_s.b_p \quad \text{(VI.59)}$$

γ_ω : Poids volumiques de l'eau est égale (10KN/m^3)

Ss : surface de colonne d'eau est de 1.36(m^2)

b_p : largeurs de seuil est de 45(m)

$$P_8 = 13.6\ KN/ml$$

TableauVII.05: récapitulatif des diffamants efforts :

Type de charge	force *(KN.ml)*		Bras de levier/0 (m)	Moment /0(*KN.m)*	
	Horizontales	**Verticales**		**Reversant**	**Stabilisantes**
P_1	20		1.33	20.60	
P_2	4.79		0.66	3.16	
P_3	4.15		0.85	3.53	
P_4	6.22		0.66	4.11	
P_5	6.22		0.66		4.11
P_6		40	2.66	106.4	
P_7		122.5	2.71		331.98
P_8		13.6	4.2		57.12
∑	**41.38**	**176.1**		**143.79**	**393.20**

8.2.2. Calcul de la stabilité au glissement :

La stabilité du seuil est vérifiée si :

$$(\Sigma N \tan\varphi + cb)/T \geq fg \qquad \text{(VI.60)}$$

Avec : ΣN: charges verticales appliquée sur l'ensemble de la section.

T : charges horizontales (tranchant).

C : cohésion du sol de fondation (le long de la section non fissurée) 0.59.

φ : Angule de frottement du surface de contacte béton/rocher est égale 33°.

b : largeur de la section non fissurés.

fg : Le coefficient de sécurité au glissement. Combinaison de charge extrêmes est égale fg =1.10.

$$(176.1 \tan 33 + 0.59 * 45)/\,41.38 = 3.4 \geq 1.10$$

D'où la stabilité au glissement est assurée.

8.2.3. Calcul de la stabilité au soulèvement :

La stabilité du seuil au soulèvement est vérifiée si :

$$\Sigma f_d / \Sigma f_{as} \geq f_{sou} \qquad \text{(VI.61)}$$

Avec : Σf_d : Charges stabilisatrices descendantes.

Σf_{as} : Charges déstabilisatrices descendantes.

f_{sou} : Coefficient de sécurité au soulèvement. Combinaison des charges exceptionnelles est égales f_{sou} =1.15.

$$\frac{136.1}{40} = 3.4 \geq 1.15$$

D'où la stabilité au soulèvement est assurée.

8.2.4. Stabilité au renversement :

La stabilité du seuil au renversement est vérifiée si :

$$\Sigma M_{+/o} / \Sigma M_{-/o} \geq f_{ren} \qquad \text{(VI.62)}$$

Avec : $\Sigma M_{+/o}$: Moment stabilisant (kN.m).

$\Sigma M_{-/o}$: Moment déstabilisant (kN.m).

f_{ren} : Coefficient de sécurité, pour les charges extrêmes $f_{ren} = 1.1$.

$$\frac{393.20}{143.79} = 2.73 \geq 1.1$$

D'où la stabilité au renversement est assurée.

Conclusion générale

CONCLUSION GENERALE :

Au cours de cette étude nous avons calculé le débit centennal de bassin versant de l'oued TAZA et nous avons calculé les caractéristiques hydrauliques et on a déterminé la zone inondable à l'aide d'une simulation numérique HEC-RAS.

Après les calculs on a proposé un principe général d'aménagement de l'oued de Taza pour protéger l'agglomération de Taza contre les crues de l'oued.

Nous avons proposé un plan de protection qui tient en compte de l'aspect touristique de la région, cela par une projection d'une variante adéquate.

On a opté pour un calibrage de l'oued afin de limiter le débordement de l'eau et la mise en place des seuils et des techniques en enrochement pour limiter l'érosion du fond et des berges de l'oued et réduire le transport solide vers l'aval de la zone.

REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES

REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES

ANRH, 2013.Données pluviométriques (1977-2009).rappel interne .Alger.

BACHI.M, A. SEDINI, M.A. ALLAL, C. BOUKLI HACENE, A. BOUANANI et N. BENMANSOUR (2010) : « Problématique du risque inondation en milieu urbain ; cas de l'agglomération de sidi belabbes ». Thèse de magister. Université Aboubakr Belkaïd - Tlemcen –. Algérie.

BENNIS.S (2009) : « Hydraulique et hydrologie », 2ème Edition, École de technologie supérieure-Canada.

DEGOUTTE .G (2006) : « Diagnostic, aménagement et gestion des rivières». LAVOISIER Tec et Doc- Paris.

Luc Lemieux, MAPAQ, adapté de Bentrup G. et Hoag J. C. (1998)

Luc Lemieux, MAPAQ, adapté d'USDA-NRCS Stream restoration design handbook, technical note 14A, 2005

MARCIO. B (1990) : « Contribution à l'étude de la propagation de crues en hydrologie ». Doctorat Sciences et Techniques de l'Environnement : Ecole des ponts et chaussées.

MIHOUBI .M.K (2012) : « Manuel Élément de dimensionnement d'un barrage déversoir».ENSH. Blida.

Mokhtaari.s :(201 3). « Etudes de protection de la ville de Tenes wilaya de chele f) ».Mémoire de fin d'études. ENSH. Blida.

MORGAN RPC(2005) : « Soil érosion and conservation». Éditions Balckwell.

Regles parasismiques ALGERIENNES R.P.A/VERSION 2003

SARL Elbehdja ,2013 .Données topographiques .Bordje bouariridje

Touaibia.B :(2004) « Manuel pratique d'hydrologie». ENSH Blida.

US Army Corps of Engineers (2006) : « HEC-RAS River Analysis System : User's Manual », Manuel d'Utilisation de HEC-RAS, Hydrologic Engineering Center.

Walter H.Graf en collaboration avec M.S ALTINCAR(1993) :«hydraulique fluviale». École polytechnique fédérale de Lausanne.

Yahiaoui.A, KERBACHI .R, TOUAIBIA .B, DECHEMI .N, SALAH.B, SOUAG.D, BENSENASSE.M et Bermad .A (2012) : « Inondation torrentielles Cartographie des zones vulnérables en Algérie du nord (cas de l'oued Makara, wilaya de sidi BelAbbés) ».Thèse de doctorat. Ecole Nationale Polytechnique. Algérie.

ANNEXE

I

ANNEXES N°01

Tableau 01 : la géométrie de l'oued Taza ($s_1 - s_2$)

section 1					section 2				
stastion	elevation	Affluent A:jenction avec pt_2			stastion	elevation	Affluent A:jenction avec pt_2		
-20	14				-20	14.5			
-13.35	13.65	lob	chanel	rob	-13.16	13.6	lob	chanel	rob
-12.12	13.49	22.35	22.76	23.3	-12	13	21.25	20.65	19.76
-11.55	13.23				-10.12	12.03			
-11.11	12.64				-9.96	11.83			
-9.46	12.32				-7.4	11.67			
-8.41	11.43				-0.7	10.66			
-3.14	11.4				0	10.68			
s0	10.93				1.58	10.71			
5.28	12				7.67	10.79			
10.69	12.31				8.93	11.44			
19.72	13.43				13.81	12.1			
29.42	14.75				20	13.41			
33.4	14.53								

Tableau 02 : la géométrie de l'oued Taza ($s_{31} - s_5$)

section 3					section 5				
stastion	elevation	Affluent A:jenction avec pt_2			stastion	elevation	Affluent A:jenction avec pt_2		
-20	14.4				-20	14.96			
-15.67	13.6	lob	chanel	rob	-19.6	14.92	lob	chanel	rob
-13.85	13.3	17.88	17.46	17.1	-17.12	14.32	21.33	22.02	22.46
-10.48	12.4				-16.41	13.97			
-9	12				-13.1	12.7			
-8.4	11.9				-12	12.67			
-1.8	10.5				-1.7	10.32			
0	10.47				0	10.4			
0.6	10.45				6.3	10.5			
6	11.87				6.8	10.6			
11.3	12.4				16	14.4			
13.9	13.69				20	14.9			
20	14.59								

Tableau 03 : la géométrie de l'oued Taza (s_4)

section 4				
stston	elevation	Affluent A:jenction avec pt_2		
-20	16.3			
-17	16	lob	chanel	rob
-8.8	11	18.72	18.07	17.87
-7.4	10.22			
-6.8	10.23			
0	10.15			
6.1	10.38			
14	13			
15.17	13.44			
19.2	13.48			
20	13.54			

Tableau 04 : la géométrie de l'oued Taza ($s_{61} - s_7$)

section 6					section 7				
stastion	elevation	Affluent A:jenction avec pt_2			stastion	elevation	Affluent A:jenction avec pt_2		
C	16.2				-20	14.5			
-14.7	15.9	lob	chanel	rob	-16	14.4	lob	chanel	rob
-7	14	38.92	38.15	38.3	-12.6	14.3	30.77	29.8	28.33
-0.8	10.13				-9	10			
0	10.14				0	10			
1.2	10.14				4.5	11.4			
2.7	10.15				11.8	12.5			
8.4	10.24				14	13.95			
11	11.34				20	13.8			
16.3	13.57								
20	14.1								

Tableau 05 : la géométrie de l'oued Taza ($s_{81} - s_9$)

Section 8					Section 9				
stastion	elevation	Affluent A:jenction avec pt_2			stastion	elevation	Affluent A:jenction avec pt_2		
-30	14.5				-30	14.13			
-20.7	14.2	lob	chanel	rob	-23.1	13.9	lob	chanel	rob
-12.8	13.8	23.79	28.45	21.7	-20.5	13.7	40.66	38.27	36.68
-10	11.2				-14.9	13.5			
-6.6	9.8				-13.3	11.6			
0	11.1				-8.31	11.3			
1.7	11.44				-2.48	9.7			
15	13				0	6.7			
26.8	12.7				8.66	9.9			
30	12.75				10.86	10.6			
					14.1	12			
					27.15	12.2			
					30	12.24			

Tableau 06: la géométrie de l'oued Taza ($s_{10} - s_{11}$)

Section10					section 11				
stastion	elevation	Affluent A:jenction avec pt_2			stastion	elevation	Affluent A:jenction avec pt_2		
-30	13.4				-30	13			
-21.82	13.3	lob	chanel	rob	-21	12.8	lob	chanel	rob
-17.8	13.2	28.12	26.47	24.62	-20.4	12.79	27.24	27.21	27.23
-14.97	10				-17.4	9.6			
-13.78	-9.5				-13.5	9.13			
-3.4	9.55				-4.3	9.32			
0	9.58				-3.3	9.31			
3.1	9.61				0	9.45			
6.23	9.58				0.9	9.5			
8	9.88				11.62	9.7			
20.6	11.39				13.1	9.8			
23.24	11.37				19.1	10.64			
24.6	11.73				21.5	11.3			
30	11.85				23.8	11.5			
					24.6	11.8			
					30	11.72			

Tableau 07 : la géométrie de l'oued Taza ($s_{12} - s_{13}$)

section 12					section 13				
stston	stastion	Affluent A:jenction avec pt_2			stastion	elevation	Affluent A:jenction avec pt_2		
-30	12.53				-30	12.07			
-19.5	12.3	lob	chanel	rob	-28.45	12	lob	chanel	rob
-18.3	10.6	28.95	28.72	28.46	-17.4	11.8	23.28	23.66	24.12
-17	8.7				-15.7	9.7			
-14.1	8.8				-10.75	9.9			
-2.9	9.24				-4.7	8.5			
0	9.4				0	8.98			
2.65	9.6				5.1	9.15			
9.3	9.7				12.2	9			
12.6	9.43				19.4	10.3			
21.3	11.62				22	11			
30	11.42				25	10.9			
					30	10.9			

Tableau 08 : la géométrie de l'oued Taza ($s_{14} - s_{15}$)

section 14					section 15				
stastion	elevation	Affluent A:jenction avec pt_2			stastion	elevation	Affluent A:jenction avec pt_2		
-37.15	11.87				-37.5	11.49			
-36.4	11.83	lob	chanel	rob	-35.7	11.4	lob	chanel	rob
-35.2	11.78	18.22	19.38	20.52	-32.5	11.3	25.44	26.23	26
-33.3	11.6				-27.8	10.8			
-27.4	9.74				-26	10.5			
-26.52	10.65				-21	9			
-23.8	11.24				-19.5	9.4			
-19.31	10.5				-17.7	9			
-2.3	8.45				-7.5	8.7			
0	8.52				-5.2	8.44			
4.38	8.7				-1.2	8.44			
10.5	8.94				0	8.5			
28.14	10.8				1.9	8.6			
30	10.81				8.3	9.8			
40	10.68				13.9	10.12			
					19.15	10.4			
					23.54	10.4			
					28.9	10.2			
					29.9	10.3			
					30.8	10.6			
					40	10.5			

Tableau 09 : la géométrie de l'oued Taza ($s_{16} - s_{17}$)

section 16					section 17				
stastion	elevation	Affluent A:jenction avec pt_2			stastion	elevation	Affluent A:jenction avec pt_2		
-36.85	10.91				-36.4	10.48			
-33.4	10.7	lob	chanel	rob	-32.13	10.23	lob	chanel	rob
-27.5	10.5	18.76	17.79	17.91	-29.98	10.2	56.3	53.43	49.91
-23.2	10				-21.8	10			
-18.9	9.4				-17.5	9.5			
-17.8	9				-16.7	9.5			
-15.8	8.6				-13.2	8.99			
-13.4	8.25				-10.5	8.35			
0	8.26				-8	8.4			
2.2	8.26				0	8.25			
5.2	8.26				5.1	8.17			
5.9	8.26				6	8.15			
7.8	8.15				7.3	8			
15.3	8				14.6	9.91			
17.4	7.96				20	7.73			
20.5	8.24				23.37	9.49			
25.8	9.9				24.45	9.46			
40	9.74				40	9.3			

Tableau 10 : la géométrie de l'oued Taza ($s_{18} - s_{19}$)

section18						section 19				
stastion	elevation	Affluent A:jenction avec pt_2				stastion	elevation	Affluent A:jenction avec pt_2		
-40	9.83					-40	8.71			
-37.43	9.54	lob	chanel	rob		-37.4	8.68	lob	chanel	rob
-18.6	7.5	66.96	58.37	48.87		-36.2	8.6	36.5	28.23	23.07
-14.4	8.07					-35.4	8.9			
-6.4	8.11					-30.6	9			
0	8					-25.87	8			
16.75	7.9					-19.88	6.2			
20.33	8.5					-17.8	6.06			
27.9	8.2					-15.2	6.08			
31.5	7.15					-12.15	6.7			
33.3	7					-7.4	6.63			
40	6.79					0	6.44			
						8.94	6.2			
						13.7	6.4			
						17.1	5.91			
						21.4	7.25			
						26.7	7.3			
						29	7.5			
						40	7.5			

Tableau 11 : la géométrie de l'oued Taza ($s_{20} - s_{21}$)

section 20					Section21				
stastion	elevation	Affluent A:jenction avec pt_2			stastion	elevation	Affluent A:jenction avec pt_2		
-40	8.07				-40	8			
-34	7.74	lob	chanel	rob	-36.1	7.99	lob	chanel	rob
-29.7	6.7	39.74	31.09	21.63	-32.9	6.85	34.13	25	15.61
-27.3	4.6				-30.2	5.9			
-25.2	4.5				-27.2	4.8			
-21.28	5.75				-25.9	4.85			
-5.5	6.83				0	4.7			
0	7.42				5.9	4.66			
7.1	6.39				18.23	4.6			
12.18	5.74				20.8	4.5			
19.6	4.6				24.4	4.4			
22.9	4.7				26.6	5.7			
26.3	6.82				31.3	6.9			
30.9	7.4				35.17	7.45			
32.8	7.5				40	7.42			
40	7.67								

Tableau 12 : la géométrie de l'oued Taza ($s_{22} - s_{23}$)

section 22						Section23				
stastion	elevation	Affluent A:jenction avec pt_2				stastion	elevation	Affluent A:jenction avec pt_2		
-40	6.59					-40	6.3			
-31.99	6.48	lob	chanel	rob		-33.3	6.15	lob	chanel	rob
-27.66	6.5	20.32	18	15.67		-28.8	6.1	13.79	13.46	13
-24	6.5					-27.2	6			
-20	6					-21.5	6			
-13.6	5.4					-11.3	5.2			
-6.6	5.4					-7.7	5			
0	5.2					0	4.4			
5.2	5.1					6.84	3.9			
9	5.1					10.22	3.65			
13.2	4.6					13.6	4			
18.46	4.8					15.23	4.6			
23.6	7.4					18.54	7.1			
27.5	7					21.73	7.11			
28.8	7.32					40	7.23			
31.3	7.53									
40	7.46									

Tableau 13 : la géométrie de l'oued Taza ($s_{24} - s_{25}$)

Section24					section 25				
stastion	elevation	Affluent A:jenction avec pt_2			stastion	elevation	Affluent A:jenction avec pt_2		
-40	6.21				-40	6.15			
-38.7	6.22	lob	chanel	rob	-32.8	6.12	lob	chanel	rob
-34.4	6.23	13.29	16.31	19.33	-31.3	6	19.11	22.45	25.97
-32.11	6.22				-24.4	5.9			
-30.2	6.14				-22.4	5.98			
-23.45	5.8				-20.8	6.1			
-8	5				-14.9	5.6			
0	4.5				-7.38	4.4			
10.93	3.6				-1.38	3.98			
13	5.68				0	3.9			
14.8	6.74				2.7	3.76			
33.2	7.03				5	3			
40	7.02				15.4	4.2			
					17.1	6.8			
					23.12	6.8			
					40	6.8			

Tableau 14 : la géométrie de l'oued Taza ($s_{26} - s_{27}$)

section 26					Section27				
stastion	elevation	Affluent A:jenction avec pt_2			stastion	elevation	Affluent A:jenction avec pt_2		
-40	5.95				-29.84	5.5			
-36.5	5.96	lob	chanel	rob	-27.5	5.4	lob	chanel	rob
-29.7	5.78	25.74	28.87	31.82	-20.9	5.61	7.43	15.8	24.24
-22.5	5.95				-19.23	5			
-18.8	6				-15	3.86			
-15.9	6				0	3.58			
-14.1	6.2				10.2	3.3			
-10.7	5.22				13.43	3.76			
-8.3	3.9				15	5.1			
-1.24	3.52				22.55	4.16			
5.74	3.34				25.5	3.3			
7.98	3.53				36.8	3.7			
10.42	4				40	3.79			
14.97	4.26								
17.6	4.37								
19.6	5.9								
25	5.8								
27	5.77								
38.11	5.74								
40	5.73								

Tableau 15 : la géométrie de l'oued Taza ($s_{28} - s_{29}$)

section 28					section 29				
stastion	elevation	Affluent A:jenction avec pt_2			stastion	elevation	Affluent A:jenction avec pt_2		
-23.3	7.8				-11.2	8.61			
-19.8	3.9	lob	chanel	rob	-2.2	2.83	lob	chanel	rob
-14.4	3.8	22.56	28.8	35.09	2.78	3.76			
-10	3.7				3.78	2.76			
-4	3.5				3.4	3.55			
2.67	3.14				9.4	3.7			
10.6	3.06				19.5	3.5			
12.8	3.03				20.98	2.8			
24.37	3.5				23.77	2.88			
27	4.63				28.27	2.83			
33	4.85				38.5	8.6			

ANNEXEN°2

Détail des profils et abaques de dimensionnement des barrages déversoirs

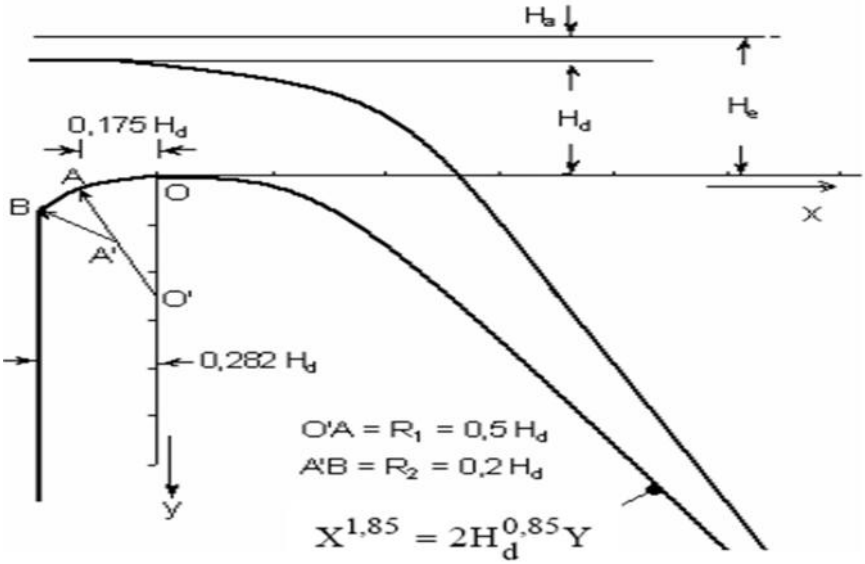
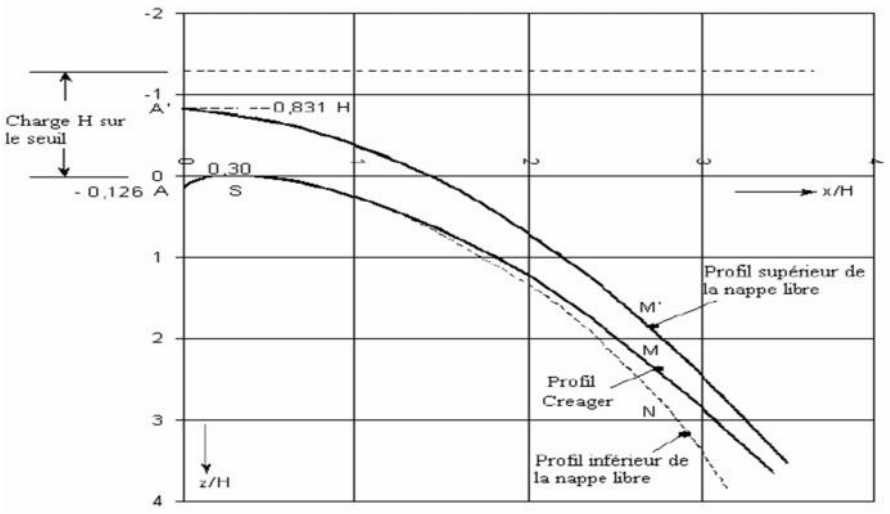


Figure. 1 : Barrage déversoir ; profil WES et quelques autre profils.



Profil du barrage		Surface libre
x/H	z/H	z'/H
0,0	0,126	- 0,831
0,1	0,036	- 0,803
0,2	0,007	- 0,772
0,3	0,000	- 0,740
0,4	0,007	- 0,702
0,6	0,060	- 0,620
0,8	0,147	- 0,511
1,0	0,256	- 0,380
1,2	0,393	- 0,219
1,4	0,565	- 0,030
1,7	0,873	0,305
2,0	1,235	0,693
2,5	1,960	1,500
3,0	2,824	2,500
3,5	3,818	3,660
4,0	4,930	5,000
4,5	6,22	6,540

Figure. 2 : Critères du profil CREAGER

ANNEXE

I

ANNEXES N°01

Tableau 01 : la géométrie de l'oued Taza ($s_1 - s_2$)

section 1					section 2				
stastion	elevation	Affluent A:jenction avec pt_2			stastion	elevation	Affluent A:jenction avec pt_2		
-20	14				-20	14.5			
-13.35	13.65	lob	chanel	rob	-13.16	13.6	lob	chanel	rob
-12.12	13.49	22.35	22.76	23.3	-12	13	21.25	20.65	19.76
-11.55	13.23				-10.12	12.03			
-11.11	12.64				-9.96	11.83			
-9.46	12.32				-7.4	11.67			
-8.41	11.43				-0.7	10.66			
-3.14	11.4				0	10.68			
s0	10.93				1.58	10.71			
5.28	12				7.67	10.79			
10.69	12.31				8.93	11.44			
19.72	13.43				13.81	12.1			
29.42	14.75				20	13.41			
33.4	14.53								

Tableau 02 : la géométrie de l'oued Taza ($s_{31} - s_5$)

section 3					section 5				
stastion	elevation	Affluent A:jenction avec pt_2			stastion	elevation	Affluent A:jenction avec pt_2		
-20	14.4				-20	14.96			
-15.67	13.6	lob	chanel	rob	-19.6	14.92	lob	chanel	rob
-13.85	13.3	17.88	17.46	17.1	-17.12	14.32	21.33	22.02	22.46
-10.48	12.4				-16.41	13.97			
-9	12				-13.1	12.7			
-8.4	11.9				-12	12.67			
-1.8	10.5				-1.7	10.32			
0	10.47				0	10.4			
0.6	10.45				6.3	10.5			
6	11.87				6.8	10.6			
11.3	12.4				16	14.4			
13.9	13.69				20	14.9			
20	14.59								

Tableau 03 : la géométrie de l'oued Taza (s_4)

section 4				
stston	elevation	Affluent A:jenction avec pt_2		
-20	16.3			
-17	16	lob	chanel	rob
-8.8	11	18.72	18.07	17.87
-7.4	10.22			
-6.8	10.23			
0	10.15			
6.1	10.38			
14	13			
15.17	13.44			
19.2	13.48			
20	13.54			

Tableau 04 : la géométrie de l'oued Taza ($s_{61} - s_7$)

section 6					section 7				
stastion	elevation	Affluent A:jenction avec pt_2			stastion	elevation	Affluent A:jenction avec pt_2		
C	16.2				-20	14.5			
-14.7	15.9	lob	chanel	rob	-16	14.4	lob	chanel	rob
-7	14	38.92	38.15	38.3	-12.6	14.3	30.77	29.8	28.33
-0.8	10.13				-9	10			
0	10.14				0	10			
1.2	10.14				4.5	11.4			
2.7	10.15				11.8	12.5			
8.4	10.24				14	13.95			
11	11.34				20	13.8			
16.3	13.57								
20	14.1								

Tableau 05 : la géométrie de l'oued Taza ($s_{81} - s_9$)

Section 8					Section 9				
stastion	elevation	Affluent A:jenction avec pt_2			stastion	elevation	Affluent A:jenction avec pt_2		
-30	14.5				-30	14.13			
-20.7	14.2	lob	chanel	rob	-23.1	13.9	lob	chanel	rob
-12.8	13.8	23.79	28.45	21.7	-20.5	13.7	40.66	38.27	36.68
-10	11.2				-14.9	13.5			
-6.6	9.8				-13.3	11.6			
0	11.1				-8.31	11.3			
1.7	11.44				-2.48	9.7			
15	13				0	6.7			
26.8	12.7				8.66	9.9			
30	12.75				10.86	10.6			
					14.1	12			
					27.15	12.2			
					30	12.24			

Tableau 06: la géométrie de l'oued Taza ($s_{10} - s_{11}$)

Section10					section 11				
stastion	elevation	Affluent A:jenction avec pt_2			stastion	elevation	Affluent A:jenction avec pt_2		
-30	13.4				-30	13			
-21.82	13.3	lob	chanel	rob	-21	12.8	lob	chanel	rob
-17.8	13.2	28.12	26.47	24.62	-20.4	12.79	27.24	27.21	27.23
-14.97	10				-17.4	9.6			
-13.78	-9.5				-13.5	9.13			
-3.4	9.55				-4.3	9.32			
0	9.58				-3.3	9.31			
3.1	9.61				0	9.45			
6.23	9.58				0.9	9.5			
8	9.88				11.62	9.7			
20.6	11.39				13.1	9.8			
23.24	11.37				19.1	10.64			
24.6	11.73				21.5	11.3			
30	11.85				23.8	11.5			
					24.6	11.8			
					30	11.72			

Tableau 07 : la géométrie de l'oued Taza ($s_{12} - s_{13}$)

section 12					section 13				
stston	stastion	Affluent A:jenction avec pt_2			stastion	elevation	Affluent A:jenction avec pt_2		
-30	12.53				-30	12.07			
-19.5	12.3	lob	chanel	rob	-28.45	12	lob	chanel	rob
-18.3	10.6	28.95	28.72	28.46	-17.4	11.8	23.28	23.66	24.12
-17	8.7				-15.7	9.7			
-14.1	8.8				-10.75	9.9			
-2.9	9.24				-4.7	8.5			
0	9.4				0	8.98			
2.65	9.6				5.1	9.15			
9.3	9.7				12.2	9			
12.6	9.43				19.4	10.3			
21.3	11.62				22	11			
30	11.42				25	10.9			
					30	10.9			

Tableau 08 : la géométrie de l'oued Taza ($s_{14} - s_{15}$)

section 14					section 15				
stastion	elevation	Affluent A:jenction avec pt_2			stastion	elevation	Affluent A:jenction avec pt_2		
-37.15	11.87				-37.5	11.49			
-36.4	11.83	lob	chanel	rob	-35.7	11.4	lob	chanel	rob
-35.2	11.78	18.22	19.38	20.52	-32.5	11.3	25.44	26.23	26
-33.3	11.6				-27.8	10.8			
-27.4	9.74				-26	10.5			
-26.52	10.65				-21	9			
-23.8	11.24				-19.5	9.4			
-19.31	10.5				-17.7	9			
-2.3	8.45				-7.5	8.7			
0	8.52				-5.2	8.44			
4.38	8.7				-1.2	8.44			
10.5	8.94				0	8.5			
28.14	10.8				1.9	8.6			
30	10.81				8.3	9.8			
40	10.68				13.9	10.12			
					19.15	10.4			
					23.54	10.4			
					28.9	10.2			
					29.9	10.3			
					30.8	10.6			
					40	10.5			

Tableau 09 : la géométrie de l'oued Taza ($s_{16} - s_{17}$)

section 16					section 17				
stastion	elevation	Affluent A:jenction avec pt_2			stastion	elevation	Affluent A:jenction avec pt_2		
-36.85	10.91				-36.4	10.48			
-33.4	10.7	lob	chanel	rob	-32.13	10.23	lob	chanel	rob
-27.5	10.5	18.76	17.79	17.91	-29.98	10.2	56.3	53.43	49.91
-23.2	10				-21.8	10			
-18.9	9.4				-17.5	9.5			
-17.8	9				-16.7	9.5			
-15.8	8.6				-13.2	8.99			
-13.4	8.25				-10.5	8.35			
0	8.26				-8	8.4			
2.2	8.26				0	8.25			
5.2	8.26				5.1	8.17			
5.9	8.26				6	8.15			
7.8	8.15				7.3	8			
15.3	8				14.6	9.91			
17.4	7.96				20	7.73			
20.5	8.24				23.37	9.49			
25.8	9.9				24.45	9.46			
40	9.74				40	9.3			

Tableau 10 : la géométrie de l'oued Taza ($s_{18} - s_{19}$)

section18						section 19				
stastion	elevation	Affluent A:jenction avec pt_2				stastion	elevation	Affluent A:jenction avec pt_2		
-40	9.83					-40	8.71			
-37.43	9.54	lob	chanel	rob		-37.4	8.68	lob	chanel	rob
-18.6	7.5	66.96	58.37	48.87		-36.2	8.6	36.5	28.23	23.07
-14.4	8.07					-35.4	8.9			
-6.4	8.11					-30.6	9			
0	8					-25.87	8			
16.75	7.9					-19.88	6.2			
20.33	8.5					-17.8	6.06			
27.9	8.2					-15.2	6.08			
31.5	7.15					-12.15	6.7			
33.3	7					-7.4	6.63			
40	6.79					0	6.44			
						8.94	6.2			
						13.7	6.4			
						17.1	5.91			
						21.4	7.25			
						26.7	7.3			
						29	7.5			
						40	7.5			

Tableau 11 : la géométrie de l'oued Taza ($s_{20} - s_{21}$)

section 20					Section21				
stastion	elevation	Affluent A:jenction avec pt_2			stastion	elevation	Affluent A:jenction avec pt_2		
-40	8.07				-40	8			
-34	7.74	lob	chanel	rob	-36.1	7.99	lob	chanel	rob
-29.7	6.7	39.74	31.09	21.63	-32.9	6.85	34.13	25	15.61
-27.3	4.6				-30.2	5.9			
-25.2	4.5				-27.2	4.8			
-21.28	5.75				-25.9	4.85			
-5.5	6.83				0	4.7			
0	7.42				5.9	4.66			
7.1	6.39				18.23	4.6			
12.18	5.74				20.8	4.5			
19.6	4.6				24.4	4.4			
22.9	4.7				26.6	5.7			
26.3	6.82				31.3	6.9			
30.9	7.4				35.17	7.45			
32.8	7.5				40	7.42			
40	7.67								

Tableau 12 : la géométrie de l'oued Taza ($s_{22} - s_{23}$)

section 22						Section23				
stastion	elevation	Affluent A:jenction avec pt_2				stastion	elevation	Affluent A:jenction avec pt_2		
-40	6.59					-40	6.3			
-31.99	6.48	lob	chanel	rob		-33.3	6.15	lob	chanel	rob
-27.66	6.5	20.32	18	15.67		-28.8	6.1	13.79	13.46	13
-24	6.5					-27.2	6			
-20	6					-21.5	6			
-13.6	5.4					-11.3	5.2			
-6.6	5.4					-7.7	5			
0	5.2					0	4.4			
5.2	5.1					6.84	3.9			
9	5.1					10.22	3.65			
13.2	4.6					13.6	4			
18.46	4.8					15.23	4.6			
23.6	7.4					18.54	7.1			
27.5	7					21.73	7.11			
28.8	7.32					40	7.23			
31.3	7.53									
40	7.46									

Tableau 13 : la géométrie de l'oued Taza ($s_{24} - s_{25}$)

Section24					section 25				
stastion	elevation	Affluent A:jenction avec pt_2			stastion	elevation	Affluent A:jenction avec pt_2		
-40	6.21				-40	6.15			
-38.7	6.22	lob	chanel	rob	-32.8	6.12	lob	chanel	rob
-34.4	6.23	13.29	16.31	19.33	-31.3	6	19.11	22.45	25.97
-32.11	6.22				-24.4	5.9			
-30.2	6.14				-22.4	5.98			
-23.45	5.8				-20.8	6.1			
-8	5				-14.9	5.6			
0	4.5				-7.38	4.4			
10.93	3.6				-1.38	3.98			
13	5.68				0	3.9			
14.8	6.74				2.7	3.76			
33.2	7.03				5	3			
40	7.02				15.4	4.2			
					17.1	6.8			
					23.12	6.8			
					40	6.8			

Tableau 14 : la géométrie de l'oued Taza ($s_{26} - s_{27}$)

section 26					Section27				
stastion	elevation	Affluent A:jenction avec pt_2			stastion	elevation	Affluent A:jenction avec pt_2		
-40	5.95				-29.84	5.5			
-36.5	5.96	lob	chanel	rob	-27.5	5.4	lob	chanel	rob
-29.7	5.78	25.74	28.87	31.82	-20.9	5.61	7.43	15.8	24.24
-22.5	5.95				-19.23	5			
-18.8	6				-15	3.86			
-15.9	6				0	3.58			
-14.1	6.2				10.2	3.3			
-10.7	5.22				13.43	3.76			
-8.3	3.9				15	5.1			
-1.24	3.52				22.55	4.16			
5.74	3.34				25.5	3.3			
7.98	3.53				36.8	3.7			
10.42	4				40	3.79			
14.97	4.26								
17.6	4.37								
19.6	5.9								
25	5.8								
27	5.77								
38.11	5.74								
40	5.73								

Tableau 15 : la géométrie de l'oued Taza ($s_{28} - s_{29}$)

section 28					section 29				
stastion	elevation	Affluent A:jenction avec pt_2			stastion	elevation	Affluent A:jenction avec pt_2		
-23.3	7.8				-11.2	8.61			
-19.8	3.9	lob	chanel	rob	-2.2	2.83	lob	chanel	rob
-14.4	3.8	22.56	28.8	35.09	2.78	3.76			
-10	3.7				3.78	2.76			
-4	3.5				3.4	3.55			
2.67	3.14				9.4	3.7			
10.6	3.06				19.5	3.5			
12.8	3.03				20.98	2.8			
24.37	3.5				23.77	2.88			
27	4.63				28.27	2.83			
33	4.85				38.5	8.6			

ANNEXEN°2

Détail des profils et abaques de dimensionnement des barrages déversoirs

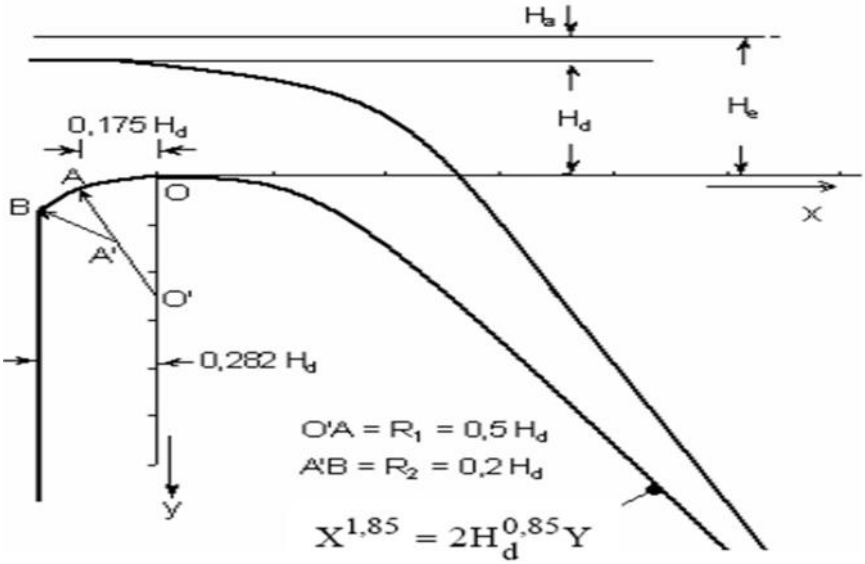
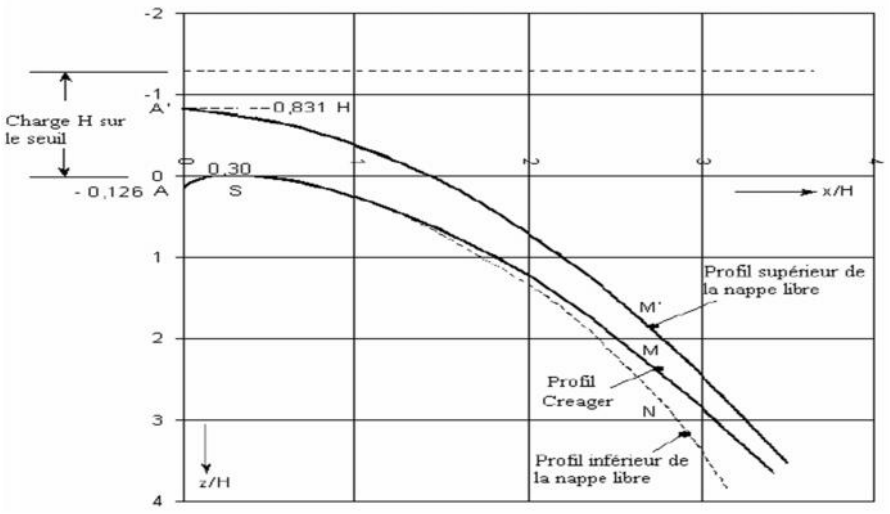


Figure. 1 : Barrage déversoir ; profil WES et quelques autre profils.



Profil du barrage		Surface libre
x/H	z/H	z'/H
0,0	0,126	- 0,831
0,1	0,036	- 0,803
0,2	0,007	- 0,772
0,3	0,000	- 0,740
0,4	0,007	- 0,702
0,6	0,060	- 0,620
0,8	0,147	- 0,511
1,0	0,256	- 0,380
1,2	0,393	- 0,219
1,4	0,565	- 0,030
1,7	0,873	0,305
2,0	1,235	0,693
2,5	1,960	1,500
3,0	2,824	2,500
3,5	3,818	3,660
4,0	4,930	5,000
4,5	6,22	6,540

Figure. 2 : Critères du profil CREAGER