

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
(Police 10 Times New Roman)

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

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

Option : OUVRAGE HYDROTECHNIQUE

THEME DU PROJET :

ETUDE POUR LA PROTECTION DU CENTRE DU T'KOUT
CONTRE LES INONDATIONS d'OUED CHENNAOURA
(W.BATNA)

PRESENTE PAR :
BOUZEGAG ABDENNASSER

Devant les membres du jury

Nom et Prénoms	Grade	Qualité
M ^r M.K MIHOUBI	Professeur	Président
M ^{me} D.DJODAR	MCB	Examineur
M ^r M.D.BENSALAH	MAA	Examineur
M ^r I.ZAIBAK	MAA	Examineur
M ^r A.ZEROUAL	MCB	Promoteur

Session 2017- 2018

Dédicaces

*Je rends un grand hommage à travers ce modeste travail, en signe de respect
et de reconnaissance envers*



Ma mère FAIROUZ et Mon père BELGACEM

*Pour leurs sacrifices, leur confiance en moi ainsi leurs soutiens tout au long
de mon parcours du primaire jusqu'à l'universitaire*

Je le dédie également à :

MON frère : MOHAMED.

Mes sœurs : ZINEB , WISSEM et SARAH.

A ma grande famille

*En un mot, à toute ma famille, mes amis et tous ceux qui ont contribué de
près ou de loin à ma formation*



REMERCIEMENT :

J'exprime ma reconnaissance au Mr ZEROUAL AYOUB mon encadreur, le remerciant d'avoir accepté d'être à mon aval dans l'élaboration de cette étude.

Je désire remercier YOUB SAID, BOUZEGAG SARAH, HAROUN HOUSSEM EDDINE , ALLAOUI ABDELMALEK pour leurs accueils et la disponibilité tous le temps et leurs aides.

Je tiens à exprimer ma gratitude aux membres du jury

- Mr. M.K.MIHOUBI qui a présidé ce jury
- Mme. D.DJODAR
- Mr. M.D.BENSALAH
- Mr. I.ZAIBAK d'avoir examiné ce travail
- Mr. ZEROUAL AYOUB mon encadreur pour sa présence et son soutien lors de la présentation de ce travail.

J'adresse mes remerciements à tous ceux qui ont participé au bon déroulement de cette étude de près ou de loin; j'espère qu'ils trouveront dans ce travail le témoignage de ma gratitude et mon profond respect.

ملخص

الهدف من هذه الدراسة هو حماية مدينة تكوت بولاية باتنة ضد فيضان وادي شنورة . تفاقم هذه الظاهرة في السنوات الأخيرة جعل من الضروري اقتراح تخطيط فعال للوادي . وفي هذا الاطار تطرقنا الى عدة محاور :

وصف مفصل للمنطقة من أجل تحديد مصدر التدفق وانتقاله الى المنفذ، تحليل أقصى هطول يومي وتحديد تدفق الوادي المتردد في القرن ،وضع خريطة للمناطق الفيضية عبر النمذجة الهيدروليكية ،مناقشة الحلول المختلفة واختيار الحل الأنسب من الناحية التقنية و الاقتصادية.

الكلمات المفتاحية: فيضان، هطول، تدفق، النمذجة الهيدروليكية ،حماية ، تكوت

Résumé :

L'objectif de cette étude est la protection de la ville de T'kout (W. Batna) contre les inondations causées par le débordement d'Oued CHENNAOURA. Ce phénomène s'est accentué ces dernières années, il devient nécessaire de proposer un système d'aménagement efficace afin de limiter les dégâts. Dans ce cadre, plusieurs axes ont été étudiés : la description détaillée de la zone afin de comprendre la génération de l'écoulement et leur transfert à l'exutoire, l'analyse des précipitations maximales journalières, la détermination de débit de la crue centennale, la délimitation des zones inondables par la modélisation hydraulique du cours d'eau par le logiciel Hec-Ras et une description des variantes d'aménagement proposés. Dans la fin de ce travail, la variante la plus adaptées d'un point de vue technico-économique a été choisi.

Mots clés : Ville de T'kout ; Inondation ; Précipitation maximales, Protection, Hec-Ras.

Abstract:

The objective of this study is to protect the city of T'kout (BATNA) against floods caused by the over flow of wadi CHENNAOURA. This phenomenon increases in recent years; it becomes necessary to provide an effective wadi management in order to limit the damage as much as possible. In this context, several axes have been studied: the detailed description of area to understand the generation of flow and transfer to the downstream, the analysis of maximum daily precipitation and determining the design flow rate, and draw up flood risk maps and management plans for these areas using four proposed variants. The most suitable variant from a technical and economic point of view was selected.

Keywords: T'kout city; Protect; Flood; Precipitation; Design flow; flood risk maps.

SOMMAIRE

Introduction générale

Chapitre I : Historique sur les crues et les inondations en Algérie

I.1 Introduction	1
I.2 CAUSES D'INONDATION EN ALGERIE	1
I.2.1 Un réseau hydrographique qui favorise les phénomènes d'inondations	1
I.2.2 Perturbations météorologiques (origine et mécanisme de formation).....	1
I.2.3 Une urbanisation érigée aux bords des oueds et rivières.....	2
I.3 INVENTAIRE DES INONDATIONS CATASTROPHIQUES EN ALGERIE.....	5
I.4 DEUX EXEMPLES DES RISQUES CLIMATIQUES DANS LE MILIEU URBAIN .	7
I.4.1 Les inondations de Beb-El-Oued	7
I.3.2 Les inondations de Ghardaïa.....	8

CHAPITRE II PRESENTATION DE LA ZONE D'ETUDE

II.1 Introduction.....	9
II.2 Situation Administrative	9
II.3 CARACTERISTIQUES MORPHOLOGIQUES	10
II.3.1 Caractéristiques géométriques	10
II.3.1.1 Indice de compacité de Horton (KH).....	10
II.3.1.2 Indice de compacité de Gravelius (KC)	11
II.3.1.3 Coefficient d' allongement (Ca).....	11
II.3.1.4 Rectangle équivalent.....	11
II.3.2 Relief.....	12
II.3.2.1 Courbe hypsométrique	13
II.3.2.2 Altitudes caractéristiques	14
II.3.2.2.a Altitude maximale et minimale.....	14
II.3.2.2.b Altitude moyenne.....	15
II.4 Caractéristiques hydrographiques du bassin versant.....	16
II.4.1 Densité de drainage	16
II.4.2 Temps de concentration.....	16
II.6 Vitesse de ruissellement	18
Conclusion	18

Chapitre III : Etude Hydrologique

III.1 Introduction.....	19
III.2 Caractéristiques climatologiques.....	19
III.2.1 Températures.....	19
III.2.2 VENT.....	20
III.2.3 HUMIDITE.....	20
III.2.4 Evaporation.....	20
III.2.5 Pluviométrie.....	21
III.2.5.1 Caractéristiques de la station pluviométrique.....	21
III.2.5.1 Répartition annuelle des précipitations dans le bassin.....	22
III.2.5.2 Répartition mensuelle des précipitations dans le bassin.....	23
III.2.5.3 Pluies maximales journalières.....	23
III.2.5.3.1 Choix de la loi d'ajustement.....	24
a) Ajustement des séries pluviométriques à la loi de GALTON.....	24
b) Ajustement des séries pluviométriques à la loi de GUMBEL.....	27
III.3 Etude des apports.....	33
III.3.1 Apport liquide.....	33
III.3.1.a Formule de SAMIE.....	33
III.3.1.b Formule de Turc.....	33
III.3.1.c Formule dite 'Algérienne'.....	34
III.3.1.d Formule de l'ANRH (Sogreah 1986/89).....	34
III.3.1.f Formule de COUTAGNE.....	34
III.3.2 Caractéristiques de l'écoulement.....	35
a) Module de l'écoulement.....	35
b) Module de l'écoulement relatif.....	35
c) Lamé d'eau écoulée.....	35
d) Coefficient de l'écoulement.....	35
IV.4.1.1 Formules empiriques pour la détermination de la crue.....	37
IV.4.1.1.1 Formule de MALLET-GAUTHIER.....	37
IV.4.1.1.2 Formule de SOKOLOVSKY.....	38
IV.4.1.1.3 Formule Rationnelle (TURRAZA).....	38

IV.4.1.2 Débits par la méthode de Gradex.....	39
III.5 Choix de la période de retour.....	41
III.6 Hydro gramme de crue.....	41
III.6.1 Estimation du temps de base de la crue.....	42
Conclusion.....	44

Chapitre IV Calcul Hydraulique

IV .1 introduction.....	46
IV.2 Description de l'état actuel d' Oued T'KOUT.....	46
IV.3 Généralités.....	48
IV.3.1 Ecoulement à surface libre.....	48
IV.3.2 Canaux à ciel ouvert.....	48
IV.3.3 Différents types de Canaux.....	48
1) Les canaux naturels.....	49
2) Les canaux artificiels.....	49
IV.3.4 Types d'écoulements.....	50
a) Variabilité dans le temps.....	50
a.1 Ecoulement permanent.....	50
a.2 Ecoulement non permanant.....	50
b) Variabilité dans l'espace.....	50
b.1 Régime uniforme.....	50
b.2 Régime non uniforme.....	50
IV.4 Dimensionnement des canaux.....	51
IV.4.1 Conditions de l'écoulement uniforme.....	51
IV.4.2 Formules de calcul.....	51
IV.4.3 Détermination de coefficient de Chézy.....	52
1) Formule d' AGROSKINE.....	52
2) Formule de MANING-STRICKLER.....	52
3) Formule de PAVLOVSKY.....	53
4) Formule de BAZIN.....	53
IV.5 Paramètres géométriques.....	54
IV.5.1 Choix de la section de meilleure conductivité.....	54
1) Canal à section rectangulaire.....	54

2) Canal à section trapézoïdale.....	56
a) Calcul du rayon hydraulique maximal	57
IV.5.2 Calcul de la profondeur normal h_n	58
IV.5.2.1 Méthode graphique.....	59
IV.5.2.2 Méthode itérative.....	59
IV.5.3 Calcul de la profondeur critique h_{cr}	59
IV.5.3.1 Méthode graphique.....	60
IV.5.3.2 Méthode analytique d'AGROSKINE	60
IV.5.3.3 Méthode itérative.....	61
IV.5.4 Calcul de la pente critique.....	61
IV.5.5 Nombre de Froude.....	61
IV.6 Calcul de la ligne d'eau.....	61
IV.6.1. Equation de la ligne d'eau.....	61
IV.6.2. Les différentes formes de courbe de remous.....	62
IV.6.3 Calcul de la surface d' eau	64
IV.6.3.1 Démarche de la simulation	65
IV.6.3.2 Calcul du ressaut	67
IV.6.3.3 Calcul avant l'aménagement de l'oued.....	69
IV.6.3.4 Données hydrométriques et conditions aux limites.....	69
IV.7.Résultat de la simulation.....	70
IV.8 Les zones inondables	89
Conclusion	90

Chapitre V : VARIANTES DE L'AMENAGEMENT

V.1 Introduction.....	91
V.2 Principe d'aménagement :	91
V.2.1 Les différents types d'aménagements envisageables :.....	91
V.2.1.1 Curage :	91
V.2.1.2 Recalibrage :.....	91
V.2.1.3 Réalisation des canaux :	91
V.2.1.4 Protection des berges :	91

V.2.1.5 Création des canaux périphériques	91
V.2.1.2 Recalibrage :.....	92
V.2.1.3 Réalisation des canaux :.....	92
V.2.1.4 Protection des berges :	92
V.2.1.5 Création des canaux périphériques	92
V.2.1.2 Recalibrage	93
V.2.1.3 Réalisation des canaux :.....	93
V.2.1.4 Protection des berges :	93
V.2.1.5 Création des canaux périphériques	93
V.2.1.2 Recalibrage :.....	94
V.2.1.3 Réalisation des canaux :.....	94
V.2.1.4 Protection des berges :	94
V.2.1.5 Création des canaux périphériques	94
V.3.2.3 Etude de la stabilité du canal.....	96
V.3.2.4 Estimation du coût de la variante	99
V.3.3 Deuxième variante : Canal en béton armé :	100
V.3.3.1 Dimensionnement :.....	100
V.3.3.2 Les paramètres d'écoulement.....	100
V.3.3.3 Estimation du coût de la variante.....	102
V.3.4 Troisième variante : Canal en gabion	103
V.3.4.1 Avantages des structures en gabion	103
V.3.4.2 Dimensionnement	104
V.3.4.3 Estimation du coût de la variante :	106
V.3.5 Quatrième variante : Canal mixte :	106
V.3.5.1 Dimensionnement	106
V.3.5.2 Les paramètres d'écoulement	107

V.3.5.4 Estimation du coût de la variante	108
V.3.5.4 Estimation du coût de la variante	108
V.4 Choix de la variante d'aménagement :	109
V.4.1 Critères d'évaluation	109
V.4.2 La variante choisit :	109
Conclusion	109

Chapitre VI : Organisation de chantier

Introduction	110
VI.1 Généralités	110
VI.1.1 Rôles et responsabilités des intervenants sur chantier	110
VI.1.1.1 Maître de l'ouvrage.....	110
VI.1.1.2 Maître d'œuvre	110
VI.1.1.3 L'entreprise.....	110
VI.1.2 Définitions des engins utilisés.....	111
VI.2 Devis quantitatif et estimatif du projet	111
VI.3 La Planification.....	112
VI.3.1 Définition.....	112
VI.3.2 Techniques de la planification.....	112
VI.3.2.1 Méthodes basées sur le réseau	112
VI.3.2.2 Méthodes basées sur le graphique.....	113
VI.3.3 Les étapes de la planification	114
VI.3.3.1 Collection des informations	114
VI.3.3.2 Décomposition du projet.....	114
VI.3.3.3 Relations entre les tâches :	114
VI.3.4 Choix de la méthode de calcul	114
VI.3.4.1 Les paramètres de calcul dans la méthode C.P.M	114
VI.3.3 Les étapes de la planification	115
VI.3.3.1 Collection des informations	115

VI.3.3.2 Décomposition du projet.....	115
VI.3.3.3 Relations entre les tâches.....	115
VI.3.4 Choix de la méthode de calcul.....	115
VI.3.4.1 Les paramètres de calcul dans la méthode C.P.M.....	115
VI.3.4.2 Chemin critique (C.C).....	115
VI.3.5 Diagramme de Gantt.....	115
VI.3.6 Elaboration du réseau selon la méthode CPM.....	115
VI.3.7. Détermination des chemins critiques.....	119
Conclusion.....	121

Conclusion générale

Bibliographie.

LISTE DES TABLEAUX

Chapitre I : Historique sur les crues et les inondations en Algérie

Tableau I 1 Habitations construites en zones inondables	2
---	---

Chapitre II : Présentation de la zone d'étude

Tableau II 1 Récapitulatif des caractéristiques géométriques du bassin versant	12
Tableau II 2 Classification des reliefs d'après l'ORSTOM	12
Tableau II 3 Coordonnées de la courbe hypsométrique	13
Tableau II 4 Altitudes caractéristiques	14
Tableau II 5 Les indices de pentes	15
Tableau II 6 Tableau récapitulatif des résultats du temps de concentration	17

Chapitre III:Etude Hydrologique

Tableau III 1 Répartition mensuelle des températures	19
Tableau III 2 Répartition mensuelle de l'évaporation.....	20
Tableau III 3 Caractéristique de la station pluviométrique	21
Tableau III 4 Répartition mensuelle des Pluies	22
Tableau III 5 Caractéristiques de la série pluviométrique.....	22
Tableau III 6 Caractéristique de la série.....	25
Tableau III 7 Résultat de l'ajustement à la loi de GALTON.....	25
Tableau III 8 Caractéristique de la série.....	27
Tableau III 9 Résultat de l'ajustement à la loi GUMBEL	27
Tableau III 10 Caractéristique de la série.....	28
Tableau III 11 Les paramètres de la loi GEV	29
Tableau III 12Résultat de l'ajustement à la loi GEV	29
Tableau III 13 Précipitations maximales journalières pour chaque fréquence	30
Tableau III 14 Pluies de courte durée et intensités pour les différentes fréquences	30
Tableau III 15 Précipitations et les intensités pour les différentes fréquences	31
Tableau III 16 Synthèse des résultats de calcul de l'apport moyen annuel.....	33
Tableau III 17 Résultats de calcul de transport solide par les formules empiriques.	36
Tableau III 18 Débit maximum de crue pour différents périodes de retour (Formule de MALLET- GAUTHIER)	37
Tableau III 19 Débit maximum de crue pour différents périodes de retour (de SOKOLOVSKY)	37
Tableau III 20 valeur de coefficient de ruissellement C	38
Tableau III 21 Débit maximum de crue pour différentes périodes de retour (Formule de TURRAZA)	38
Tableau III 22 Débit de projet par trois méthodes (fréquence limite=100ans).....	41
Tableau III 23 Débit de crue et les décrue pour différentes périodes de retour	42

Chapitre IV : Calcul Hydraulique

Tavleau IV 1 Paramètres géométriques d' un canal à section rectangulaire	53
Tavleau IV 2. Paramètres géométriques d'un canal à section trapézoïdale d.....	55
Tavleau IV 3 Quelques ordres de grandeur de fruit de talus.....	56
Tavleau IV 4 Différentes formes de courbes de remous	61
Tavleau IV 5 Les différents types de ressaut	66
Tavleau IV 6 Résultats de la simulation à l'état naturel sur HEC-RAS	88

Chapitre V : VARIANTES DE L'AMENAGEMENT

Tableau V 1 Eléments géométriques pour des sections ouvertes diverses.....	92
Tableau V 2 Les valeurs du coefficient de rugosité.....	93
Tableau V 3 Dimensions de l'aménagement d'Oued t'kout (recalibrage du lit naturel)	94
Tableau V 4 Paramètres d'écoulement de la variante recalibrage du lit naturel	95
Tableau V 5 résultats des contraintes tractrices.	98
Tableau V 6 Résultats des contraintes tractrices.	99
Tableau V 7 Devis de la variante (recalibrage du lit naturel).....	99
Tableau V 8 Dimensions de l'aménagement d'Oued t'kout (canal en béton armé).	100
Tableau V 9 Paramètres d'écoulement de la variante canal en béton armé.	100
Tableau V 10 Devis de la variante (canal en béton armé).	102
Tableau V 11 Caractéristique géométrique de la section gabionnée	104
Tableau V 12 Dimensions de l'aménagement d'Oued t'kout (canal en gabion).	104
Tableau V 13. Paramètres d'écoulement de la variante canal en gabion.....	104
Tableau V 14 Devis de la variante (canal en gabion).	106
Tableau V 15 Dimensions de l'aménagement d'Oued t'kout (canal mixte).	106
Tableau V 16 Paramètres d'écoulement de la variante canal mixte	107
Tableau V 17 Devis de la variante (canal mixte).	108
Tableau n°V.17 le cout de chaque variante.....	109

Chapitre VI Organisation de chantier

Tableau VI 1 Engins utilisés	111
Tableau VI 2 Le devis des différents travaux d'Oued T'kout.....	111
Tableau VI 3 Liste des opérations avec leurs durées	116
Tableau VI 4 Succession des taches.....	116
Tableau n° VI.5 : Détermination des chemins critiques.....	119

Listes des figures

Chapitre I : Historique sur les crues et les inondations en Algérie

Figure I 1 Distribution des perturbations par année en Algérie.....	2
---	---

Chapitre II : Présentation de la zone d'étude

Figure II 1 Délimitation du bassin-versant.....	10
Figure II 2 Courbe hypsométrique du bassin versant.....	14
Figure II 3 Carte hypsométrique.....	14

Chapitre III:Etude Hydrologique

Figure III 1 Répartition mensuelle des températures	20
Figure III 2 Répartition mensuelle de l'évaporation.	21
Figure III 3 Répartition mensuelle des Pluies	22
Figure III 4 Représentation graphique de l'ajustement à la loi de GALTON	24
Figure III 5 Représentation graphique de l'ajustement à la loi de GUMBEL.....	26
Figure III 6 Représentation graphique de l'ajustement à la loi GEV.....	28
Figure III 7 Représentation graphique de l'ajustement des trois lois.....	29
Figure III 8 Courbes Pluie– Durée – Fréquence (T'KOUT).	31
Figure III 9 Courbes Intensité– Durée – Fréquence (T'KOUT).....	32
Figure III 10 Mode d'application de la méthode de Gradex	40
Figure III 11 Hydrogrammes de crues du bassin versant d'Oued T'kout	43

Chapitre IV : Calcul Hydraulique

figure IV 1 Types d'écoulements	44
figure IV 2 Glissement du talus d'Oued T'kout au niveau de la zone 1	45
figure IV 3 Glissement du talus d'Oued T'kout au niveau de la zone 2	46
figure IV 4 Canal nature.....	47
figure IV 5 Canal à forme rectangulaire.....	52
figure IV 6 Canal à forme trapézoïdale.....	54
figure IV 7 Relation entre le tirant d'eau et le débit normal.....	57
figure IV 8 Energie spécifique en fonction de profondeur.....	58
figure IV 9 Différentes formes de courbes de remous	63
figure IV 10 Fenêtre d'accueil du logiciel HEC-RAS	64
figure IV 11 Définition du tracé de l'oued et des sections.....	65
figure IV 12 Définition de la crue et des conditions aux limites	66
figure IV 13 Schéma d'un ressaut hydraulique	67
figure IV 14 Typologie des ressauts	68
figure IV 15 Vue en Plan en 3D du tronçon d'Oued T'KOUT après la simulation.....	69
figure IV 16 de l'eau Profil en long du tronçon simulé d'Oued T'KOUT avec la ligne de surface... 70	

figure IV 17 Sections en travers du canal et résultats de simulation (Suite et fin).	70
figure IV 18 Sections en travers du canal et résultats de simulation (Suite et fin).	71
figure IV 19 Sections en travers du canal et résultats de simulation (Suite et fin).	72
figure IV 20 Sections en travers du canal et résultats de simulation (Suite et fin).	73
figure IV 21 Sections en travers du canal et résultats de simulation (Suite et fin).	74
figure IV 22 Sections en travers du canal et résultats de simulation (Suite et fin).	75
figure IV 23 Sections en travers du canal et résultats de simulation (Suite et fin).	76
figure IV 24 Sections en travers du canal et résultats de simulation (Suite et fin).	77
figure IV 25 Sections en travers du canal et résultats de simulation (Suite et fin).	78
figure IV 26 Sections en travers du canal et résultats de simulation (Suite et fin).	79
figure IV 27 Sections en travers du canal et résultats de simulation (Suite et fin).	80
figure IV 28 Sections en travers du canal et résultats de simulation (Suite et fin).	81
figure IV 29 Sections en travers du canal et résultats de simulation (Suite et fin).	82
figure IV 30 Sections en travers du canal et résultats de simulation (Suite et fin).	83
figure IV 31 Sections en travers du canal et résultats de simulation (Suite et fin).	84
figure IV 32 Sections en travers du canal et résultats de simulation (Suite et fin).	85
figure IV 33 Sections en travers du canal et résultats de simulation (Suite et fin).	86
figure IV 34 Sections en travers du canal et résultats de simulation (Suite et fin).	87
figure IV 35 Sections en travers du canal et résultats de simulation (Suite et fin).	88
figure IV 36 Les zones inondables	91

Chapitre V : VARIANTES DE L'AMENAGEMENT

figure V 1 Profil en travers d'Oued T'kout aménagé avec un recalibrage du lit naturel	95
figure V 2 profil en long d'Oued T'kout aménagé selon la première variante.....	96
figure V 3 Vue en Plan en 3D du tronçon d'Oued T'KOUT aménagé selon la première variante...	96
figure V 4 Efforts tangentiel critique pour des matériaux non cohésifs (Chaudhry, 2014).....	97
figure V 5 Profil en travers d'Oued T'kout aménagé avec un avec un canal en béton armé	101
figure V 6 Profil en long d'Oued T'kout aménagé par la deuxième variante (deuxième variante)	101
figure V 7 Vue en Plan en 3D du tronçon d'Oued T'KOUT aménagé selon la deuxième variante	102
figure V 8 Coupe en travers d'un canal en gabion.....	103
figure V 9 Profil en travers d'Oued t'kout aménagé avec un canal en gabion	105
figure V 10 profil en long d'Oued T'kout aménagé selon la troisième variante	105
figure V 11 Vue en Plan en 3D du tronçon d'Oued T'KOUT aménagé	105
figure V 12 Profil en travers d'Oued t'kout aménagé avec un canal en gabion	107
figure V 13 Profil en travers d'Oued T'kout aménagé avec un recalibrage du lit naturel	108
figure V 14 Profil en travers d'Oued T'kout aménagé avec un avec un canal en béton armé	108

Chapitre VI organisation de chantier

Figure VI 1 L'opération A précède l'opération B.....	112
Figure VI 2 L'opération B ne peut commencer que si l'opération A est complètement achevée	113
Figure. n°VI.03 : Réseau à nœuds.....	118
Figure n° VI.04 : Diagramme de GANTT.....	220

Listes des planches

Planche n°1 : Plan de masse du centre de T'kout avec aménagement projeté le long d'oued chenaoura (w.Batna)

Planche n°2 : Profil en long d'Oued chenaoura (w.Batna)

Planche n°3 : vue en plan d'oued chenaoura avec les zones inondables (w.Batna)

Planche n°4 : profil en travers avant et après l'aménagement d'oued chenaoura (w.Batna)

LISTE DES ABREVIATIONS

ANRH : Agence Nationale des Ressources Hydriques.

Kc : Coefficient de Gravelius.

A : L'air du bassin versant (Km²).

Hmoy : Altitude moyenne(m).

Ig : indice de pente globale.

Ip : indice de pente de roche.

Im : pente moyenne.

Dd : Densité de drainage (Km/Km²).

E : Coefficient d'allongement.

Tc : temps de concentration (heures).

Vr : Vitesse moyenne de ruissellement (Km/h)..

Pmoy : précipitations moyennes mensuelle (mm).

P_{an} : précipitations moyennes annuelle(mm)

Tmoy : Température moyenne mensuelle (°C).

I : Indice d'aridité annuel de de Martonne.

Pj max : : précipitations journalières maximale(mm).

L : longueur du talweg principale (km).

Ql : débit de crue (m³ /s).

L : longueur du tronçon (m).

b : largeur du canal (m).

H canal : hauteur de canal (m).

H_{eau} : le tirant d'eau

S : surface mouillé (m²).

P : périmètre mouillé (m).

Rh : rayon hydraulique (m).

H cr : hauteur critique (m).

fr : nombre de Froude.

Introduction générale

Introduction Générale

L'eau sous toutes ses formes, joue des rôles multiples dans la vie humaine. Pourtant, elle est également source de graves difficultés en particulier dans les domaines de la santé et de l'environnement. L'inondation est le débordement d'un cours d'eau hors de son lit habituel entraînant la submersion d'espace habituellement exondés. Il s'applique aussi au remplissage d'une cuvette topographique par les eaux de ruissellement local. On parle alors d'inondation pluviale. Ces phénomènes se distinguent par la vitesse de l'eau, le volume d'eau écoulé et la hauteur d'eau.

Les plus fortes crues des cours d'eau de l'Algérie se manifestent en automne et en hiver à cause des orages et des averses intenses, ces fortes crues engendrent des inondations catastrophiques dont les dégâts humaines et matériels ont été toujours très élevés d'où l'historique des inondations en Algérie montre que 1/3 des communes de l'Algérie sont susceptibles d'être inondées.

Dans ce mémoire nous allons faire un aménagement pour la protection contre ce phénomène pour la ville d'T'kout traversée par l'Oued chennouara. Pour arriver à l'aménagement final on va passer par plusieurs étapes en commençant par une présentation de la zone d'étude puis une estimation des précipitations maximales journalières, pour avoir l'hydrogramme de crues. Une fois ce dernier est estimé on va déterminer la carte des zones inondables passant par Autocade, Hec-Ras, Autocad civil 3D et Arc Gis à l'aide du Levé topographique de la zone d'étude. Finalement quatre variantes de l'aménagement de l'Oued ont été proposées et la variante la plus adaptées d'un point de vue technico-économique a été choisi.

Chapitre I :
Historique sur les crues et les
inondations en Algérie

CHAPITRE I : HISTORIQUE SUR LES CRUES ET LES INONDATIONS EN ALGERIE

I.1 INTRODUCTION

L'Algérie présente une vulnérabilité élevée face aux risques météo hydrologiques comme conséquences du changement climatique. Cela a été mis en évidence lors des inondations de novembre 2001, qui, par les dégâts produits s'inscrivent parmi les plus graves événements hydrologiques extrêmes qui ont affecté la région du centre (Beb-El-Oued). Le rôle de l'aléa météo hydrologique dans la genèse de ces inondations a été amplifié par l'action humaine, notamment par une urbanisation anarchique et des activités économiques développées dans des zones inondables.

I.2 CAUSES D'INONDATION EN ALGERIE

I.2.1 Un réseau hydrographique qui favorise les phénomènes d'inondations

Les villes Algérienne sont caractérisées par un système hydrographique endoréique. Elles sont par ailleurs en situation déprimée constituant ainsi un réceptacle à une grande partie des écoulements pluvieux. Le développement rapide et souvent incontrôlé des villes a rendu l'ensemble des réseaux techniques caduc et en particulier le réseau d'assainissement qui ne répond pas plus aux besoins d'évacuation des eaux domestiques et pluviales. Ce déficit est particulièrement accru dans le secteur où le réseau est unitaire. Cette situation rend certains secteurs des villes hautement vulnérables aux risques d'inondation et aux risques environnementaux.

I.2.2 Perturbations météorologiques (origine et mécanisme de formation)

L'Algérie est soumise régulièrement à des systèmes perturbés pluvieux très diversifié liés d'une part à sa grande superficie et d'autre part à sa situation géographique considérée comme position centrale entre les phénomènes d'origine polaire et tropicale, subissant des sécheresses et des inondations d'ampleur et de périodicité variable. En effet, les fortes pluies qui se produisent généralement entre septembre et mai, sont dues essentiellement aux perturbations du front polaire. Elles sont provoquées par l'arrivée de masses d'air polaire de l'arctique et qui se régénèrent fortement lorsqu'elles parviennent sur les eaux chaudes de la Méditerranée. Le fort flux de chaleur d'humidité de la mer vers les masses d'air est en effet prépondérant dans l'intensification des perturbations. Ces dernières peuvent parfois pénétrer vers les régions sahariennes, elles sont alors fortement alimentées en humidité en provenance des régions tropicales. Une analyse des perturbations atmosphériques dites "sévéres" (précipitations supérieures à 30 mm pendant 24 heures) ayant affectées l'Algérie, le nombre des perturbations varie considérablement d'une

année à l'autre, jusqu'à 33 pendant l'année 1997/98, et seulement 15 perturbations en 1989/90 (Yahiaoui, 2012). (Fig.1).

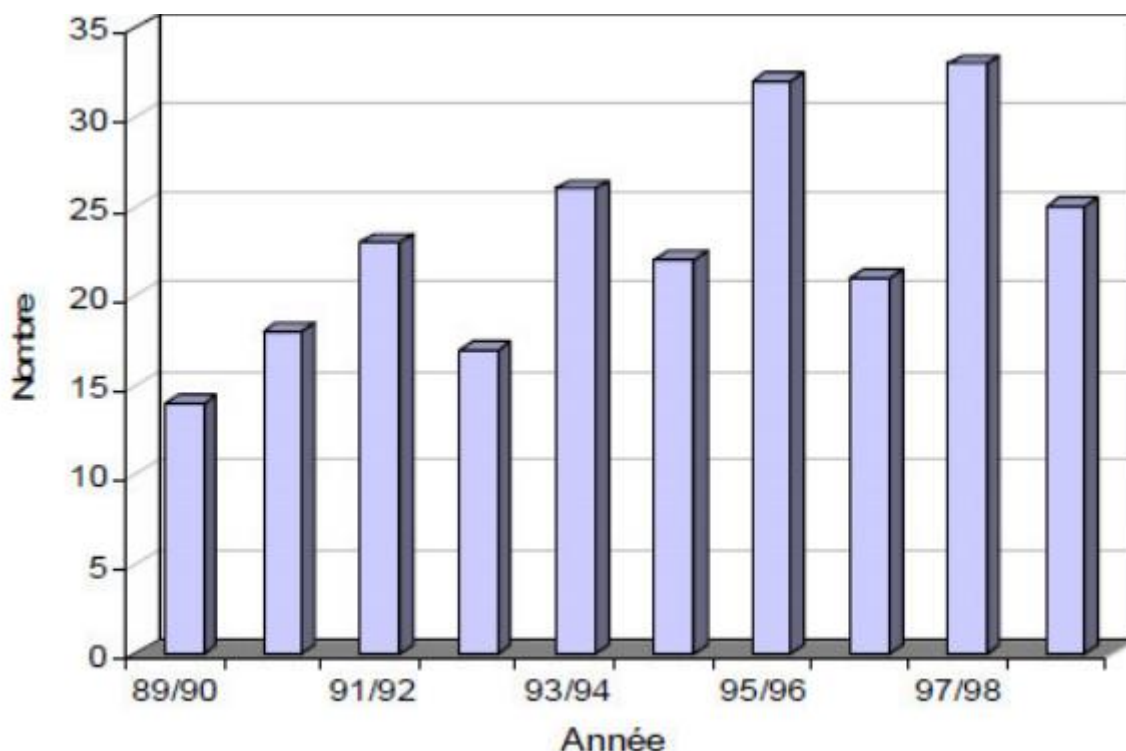


Figure I.1 : Distribution des perturbations par année en Algérie.

I.2.3 Une urbanisation érigée aux bords des oueds et rivières

Depuis quatre décennies, les villes Algériennes connaissent une poussée démographique due à l'exode rural. Cet afflux massif des populations vers les villes a entraîné une extension urbaine et une densification du tissu urbain. Les populations issues de ce phénomène sont confrontées au problème de logement, bien social, dont l'Etat n'arrive pas à définir une véritable politique afin de donner à chaque Algérien un cadre de vie idéal. Face à cette situation, les populations, à majorité des classes sociales défavorisées, se livrent à l'auto construction occupant des espaces instables (fonds de Oueds), où les systèmes d'assainissement sont inexistants ou ne répondent pas fonctionnellement et quantitativement au défi de l'urbanisation. (Yahiaoui, 2012).

Tableau I.1 : Habitations construites en zones inondables

WILAYA	Nombre de constructions
Chlef	2248
Laghouat	3083
Oum-.El-Bouaghi	1999
Batna	16261

Bedjaia	500
Biskra	736
Bouira	1438
Tamanrasset	1159
Tébessa	17236
Tlemcen	375
Alger	14545+ quartiers Merdja et Baraki
Setif	1261
Saida	976+09 cités
Skikda	4009
Sidi Bel Abbas	576 + 04 cités en centre-ville
Annaba	30 cités et quartiers
Médèa	3075
Mostaganem	1633
M'sila	1185
Oran	06 cités
El-Taref	2370
Tissemsilt	1633
Tipaza	2710
Mila	1663
Ain- Defla	7772
Naama	4924
Ain-Temouchent	14 zones jouxtant différents lits d'oueds

Source : Ministère de l'intérieur (2002)

D'une manière générale, les causes des inondations en Algérie peuvent être classées en trois types (Yahiaoui, 2012) :

- a) Inondations liées à des situations météorologiques remarquables se traduisant par une forte pluviosité (pluie importantes, orages violents), tels que les inondations de décembre 1957 des bassins de Mazafran et de la Sebaou, les inondations de l'automne 1969 en Algérie et en Tunisie, les inondations catastrophiques de mars 1973 sur l'Est algérien, les inondations de mars 1974 des bassins versants de l'Algérois et de la Sebaou, les inondations de décembre 1984 sur tout l'Est algérien etc...
- b) Inondations provoquées par des facteurs liés à l'effet de l'homme : la défaillance des réseaux d'assainissement et de collecte des eaux pluviales, l'exhaussement des lits des cours d'eau par les décombres et les détritiques et d'autres agissements humains qui favorisent des dégâts lors des averses saisonnières : les cas de la ville de Tiaret inondée presque chaque hiver, et la plaine de M'Zab où des inondations se produisent tous les 2 à 3 ans illustrant parfaitement l'influence de ces facteurs.
- c) Inondations produites dans des régions présentant un environnement topographique défavorable comme le cas des villes traversées par des cours d'eau (Bordj Bou Arreridj, Oued R'Hiou, Bel Abbés) ou situées au pied d'une montagne (Ain Defla, Batna, Médéa). Ces agglomérations à forte concentration des populations et sous l'effet d'une urbanisation anarchique et non réglementée présentent des grands risques, des pertes humaines et des destructions de constructions sont enregistrées à chaque inondation aussi légère qu'elle soit.

Ces inondations selon les caractéristiques des crues, leurs durées et leurs étendues sont de deux types :

- a. Inondations engendrées par des crues torrentielles ou crues éclair, et affectent les petits bassins versants de quelques dizaines de km² et sont le plus souvent liées à des chutes de pluies isolées et localement intenses issues de phénomènes de convection sous forme de tempêtes orageuses se produisant généralement en automne, et en été. Les crues de ce type sont particulièrement dangereuses en raison de la soudaineté et de la rapidité avec lesquelles elles se produisent. Les ruissellements extrêmement rapides et violents peuvent intervenir moins d'une heure après la pluie et les débits des cours d'eau passent de quelques m³/s à plusieurs milliers de m³/s en 2 ou 3 heures seulement. L'inondation de la ville de Oued R'Hiou, le 20 octobre 1993 en est un exemple, en 20 minutes de pluies des dégâts importants sont enregistrés, 23 morts, 20 blessés et plusieurs disparus.
- b. Inondations des grands bassins versants résulte le plus souvent des précipitations importantes généralisées sur des grandes étendues et caractérisées par leur quantité et leur durée (10 à 15 jours). Ces crues sont massives, lentes et à évolution facilement prévisible sauf

lorsqu'elles sont brutalement aggravées par des affluents avals plus courts et plus rapides.

I.3 INVENTAIRE DES INONDATIONS CATASTROPHIQUES EN ALGERIE

La réduction des dommages causés par ces calamités nécessite d'abord une parfaite identification des régions présentant le risque d'inondabilité, et des facteurs favorisant et amplifiant l'ampleur des dégâts et des pertes engendrées. Un premier travail de recensement de ces inondations s'avère indispensable afin de mieux identifier les régions présentant des risques réels d'inondabilité et de fournir certains paramètres hydrologiques caractérisant ces événements. (Yahiaoui, 2012)

- **12 octobre 1971** : Les fortes pluies orageuses qui se sont abattues sur la localité d'Azzazga (pluie journalière de 183 mm d'eau) causèrent 40 morts et des centaines d'habitations détruites.
 - **27 au 29 mars 1973** : Des pluies exceptionnelles (pluie journalière de 166 mm d'eau à Annaba) généralisées à l'Est algérien provoquèrent des inondations catastrophiques dans plusieurs wilaya du pays.
 - **28 au 31 mars 1974** : Des chutes de pluie exceptionnelles dans les wilayas d'Alger et de Tizi-Ouzou (688 mm en 4 jours) et 381 mm en une journée au col de Sakamody. Les dégâts à Tizi-Ouzou sont : 52 morts et 4570 maisons détruites, 130 villages isolés, et plus de 18 000 sinistrés, 13 ponts détruits et des dizaines de kilomètres de routes emportées.
 - **01 septembre 1980** : Les pluies orageuses violentes localisées sur la ville d'El – Eulma provoquèrent des crues catastrophiques de l'oued Djehadi, le débordement fait 44 morts, 50 blessés et 365 familles sinistrées.
 - **11 novembre 1982** : Des pluies orageuses violentes localisées à Annaba (la pluie enregistrée du 10/11 au 11/11/1982 est de 167 mm à l'Edough et 160 mm à Seraidi engendrèrent de fortes crues des oueds Bouhdid, Forcha et Aneb.
 - **22 août 1983** : Des pluies orageuses et violentes qui se sont abattues à Birine (W. Djelfa) inondèrent la commune à 60 % et provoquèrent 10 morts, 10 blessés, 200 habitations détruites et 1200 têtes de bétail emportées par les eaux.
 - **03 février 1984** : Les pluies abondantes généralisées sur l'ensemble de l'Est Algérien avec un foyer de maximum sur les monts de Constantine (120 mm en 3 jours) et les monts de Medjerda (80 mm en 3 jours) ont provoqué des inondations catastrophiques dans toutes les wilayas de l'Est Algérien et les dégâts occasionnés sont importants :
- Jijel : 20 morts, 500 têtes de bétail emportées et dégâts évalués à 50 millions de dinars.
 - Constantine : 1140 familles sinistrées, 200 hectares de cultures détruites.
 - Skikda : 8000 habitations envahies.
 - Guelma : 03 disparus, 1957 familles sinistrées, 02 ponts détruits et canalisations d'AEP détruites à 100 %.

- Khenchela : 777 familles sinistrées et pertes importantes en Cheptel.

- Oum – El – Bouaghi : 144 maisons détruites et 429 familles sinistrées. 29 décembre 1984 au 01 janvier 1985 : Des pluies exceptionnelles (plus de 250 mm en 4 jours seulement et 195 mm en une journée) généralisées sur tout l'Est Algérien provoquent des inondations très catastrophiques dans les wilayas de Jijel, Constantine, Skikda, Guelma, Annaba et El-Tarf.

- **05 juillet 1987** : Les pluies orageuses et très violentes tombées sur Batna (pluie journalière de 57 mm), provoquèrent deux morts, des dizaines de familles sinistrées et des dégâts évalués à 175 millions de centimes.
- **01 septembre 1989** : Les fortes chutes de pluies à la wilaya de Biskra accompagnées de grêles et d'un vent d'une rare violence provoquent le débordement des oueds El-Arab, El-Mellah et El-Kheddra occasionnant deux morts et 35 blessés et la destruction de 400 palmiers.

03 juin 1991 : Un orage local très violent à Ghardaïa (8 mm en 3 heures) provoque neuf morts et des pertes importantes en cheptel et en palmeraies.

- **26 et 27 janvier 1992** : Les fortes pluies généralisées du 24 au 28 janvier 1992 sur plusieurs régions du centre du pays engendrèrent des inondations catastrophiques dans les wilayas Alger, Blida Tipaza,

Chelef, Ain Defla et Médéa. 637 familles sont sinistrées avec 361 à Alger, 106 à Tipaza, 87 à Médéa, 36 à Ain Defla et 23 à Chelef, et d'Importants dégâts sont aussi occasionnés.

- **29 septembre au 02 octobre 1994** : Plusieurs inondations catastrophiques sont enregistrées à Ghardaïa, Laghouat, Biskra, Mascara, Tissemsilt et Sidi Bel Abbès causent des dégâts importants :

-Ghardaïa : dégâts matériels évalués à 270 millions de dinars.

- Laghouat : dégâts matériels évalués à 5 millions de dinars dans le secteur de l'hydraulique.

- Mascara : deux morts et importants dégâts matériels.

-Tissemsilt : neuf morts.

-Sidi Bel Abbès : deux morts.

- **4 avril 1996** : Les inondations catastrophiques dans les wilayas d'Annaba et El-Taref, font cinq morts et dix blessés à Annaba et quatre ouvrages d'art endommagés à El-Taref
- **14 janvier 1999** : De fortes chutes de pluies (74 mm à Adrar) dans le Sud-Ouest causèrent de graves inondations à Adrar, provoquant ainsi deux morts et plusieurs et plusieurs disparus.

- **28 septembre 2000** : Des pluies diluviennes dans la région de Boussaâda engendrent de fortes crues de l'oued Boussaâda, qui se sont soldées par des dégâts estimés à un mort, un disparu, treize habitations détruites, trente-huit familles évacuées et 193 têtes de bétail emportées par les eaux.
- **24 octobre 2000** : Les inondations catastrophiques de Sidi Bel Abbès (oued Mekerra), Tissemsilt Theniet El Had (oued Mesloub), Chlef et Ain Defla causent la disparition de deux personnes emportées par l'oued Mekerra et d'importants matériels à Theniet El Had.
- **9 et 10 novembre 2001** : L'inondation spectaculaire et catastrophique sur l'Algérois à Bab El Oued (Bassin versant de l'oued Koriche) fit plus de 750 morts, 115 disparus et 30 millions de dinars de pertes matériels.
- **1 et 2 octobre 2008** : Les pluies torrentielles, inhabituelles et incessantes, pendant quarante-huit heures sur la région semi-désertique de Ghardaïa, ont fait monter les eaux des différents cours d'eau (oued M'Zab dont le débit atteint 900 m³/s) et ont provoqué des inondations qui ont causé le décès d'au moins 34 personnes et fait des dizaines de blessés et de sinistrés, des centaines de maisons ont été détruites, de nombreuses routes ont été coupées et les liaisons téléphoniques ont été très perturbées. Les dégâts matériels ont été estimés à environ 2500 millions de dinars, dont 2000 millions dinars pour les infrastructures.
- **01 octobre 2011** : Plusieurs inondations catastrophiques sont enregistrées à ElBayadh, M'sila, Djelfa, Biskra, Laghouat et une partie d'El Oued. Les inondations ont causé le décès d'au moins 08 personnes et 3 disparus et fait des dizaines de blessés et de sinistrés, des centaines de maisons ont été détruites, de nombreuses routes ont été coupées.
- **23 aout 2015** : les fortes pluies qui sont abattus on causé l'inondation de nombreuse habitations a travers plusieurs communes ,Tagha,Fesdis,Halka1,Halka3,Ain djasser, et bien d'autres localité le plupart des zones touchés sont des constructions délabré ou les services de la protection civile sont intervenus toute la nuit pour pomper les eaux pluviales.
- **9 aout 2017** : Plusieurs inondations catastrophiques sont enregistrées à Tamanrasset, Bordj bassi mokhtar, Ain gezam, , . Les inondations ont causé le décès d'au moins 04 personnes et 8 disparus et fait des dizaines de blessés et de sinistrés, des centaines de maisons ont été détruites, de nombreuses routes ont été coupées.
- **25 avril 2018** : les fortes pluies qui sont abattus sur la wilaya de Tiaret causé mercredi 25 avril d'énormes inondations. ce qui n'a pas été sans provoquer un vent de panique parmi la population. En effet en quelques heures de précipitations ,plusieurs route on été rendues impossible a la circulation a travers la wilaya .même le centre de chef – lieu de wilaya n'a pas été épargné par les inondations

I.4 DEUX EXEMPLES DES RISQUES CLIMATIQUES DANS LE MILIEU URBAIN

I.4.1 Les inondations de Beb-El-Oued

Le post ONM au niveau de Bouzareah à enregistré 290 mm du 9 au 10 novembre, 260 mm par la se le journée du 10 novembre 2001. La pluviométrie enregistrée durant la première quinzaine de ce mois est de 196,4 mm soit un excédent de 87,8 mm par rapport à la moyenne du mois. Au post de Bouzareah un surplus de 140% par rapport à la moyenne mensuelle. Au niveau de Triolet les eaux se sont accumulées et ont donné de très forts débits. Le niveau d'eau maximum mesuré est de 2,45 mètres, ce qui donne un débit de crue maximum de 730 m³ / s et un apport total de 2, 600,000 m³ l'estimation empirique des sédiments charriés à donné un volume de 800,000 m³ (ANRH.2001).

I.4.2 Les inondations de Ghardaïa

Les pluies diluviennes qualifiées de «Tsunami fluviale» accompagnées de violents orages ontcommencé le lundi 29 septembre 2008, où il n'avait pas plus depuis quatre ans, la pluie a continué le mardi, pas très forte, et le mercredi 1er octobre le jour de l'Aid, c'était le déluge (150 mm en une heure). Les principaux oueds de la région (M'Zab, Zeghir, Nsa, Metlili) ont fonctionné à plein régime.

Selon les sources locales, c'est la première fois depuis 70 ans que les trois oueds affluents sont en cru. D'habitude, seul un sur trois déborde sans mettre en danger les populations alentour, les autorités ont parlé d'un débit de 900 m³/s, l'Agence Nationale des Ressources Hydrauliques la estimé a 1200 m³/s. C'est une crue exceptionnelle puisqu'elle a atteint Sebkhet Sefioune qui se trouve à plus 180 Km environ de Ghardaïa. Dubieff, qui a travaillé plus de 40 ans sur la pluviométrie au Sahara Algérien, retient le fait que si lors d'une crue les eaux atteignent Sebkhet Sefioune, on peut considérer que celle-ci est cinquantenaire. A Metlili, on a enregistré une hauteur d'eau de 6 mètres, alors qu'en aval de Ghardaïa, celle-ci a frôlé les 10 mètres.

Chapitre II :
Présentation de la zone d'étude

CHAPITRE II : PRESENTATION DE LA ZONE D'ETUDE

II.1 INTRODUCTION :

Le chapitre est consacré à une description générale du bassin versant de la ville de T'KOUT afin de donner les caractéristiques géographiques et physiographiques, bases indispensables à la compréhension future des mécanismes hydrologiques des cours d'eau et d'avoir une vision générale sur les différents facteurs capables d'avoir une influence sur l'aménagement.

II.2 SITUATION ADMINISTRATIVE :

La ville de T'Kout est située dans le versant sud des Aurès à environ 96 Km du chef lieu de la wilaya de Batna Elle est limitée :

- Au Nord : TIGHANIMINE- INOUGHISSEN
- Al' Est : KIMEL- INOUGHISSEN
- A l'Ouest : GHASSIRA
- Au sud : MEZIRAA (Wilaya de Biskra) –GHASSIRA

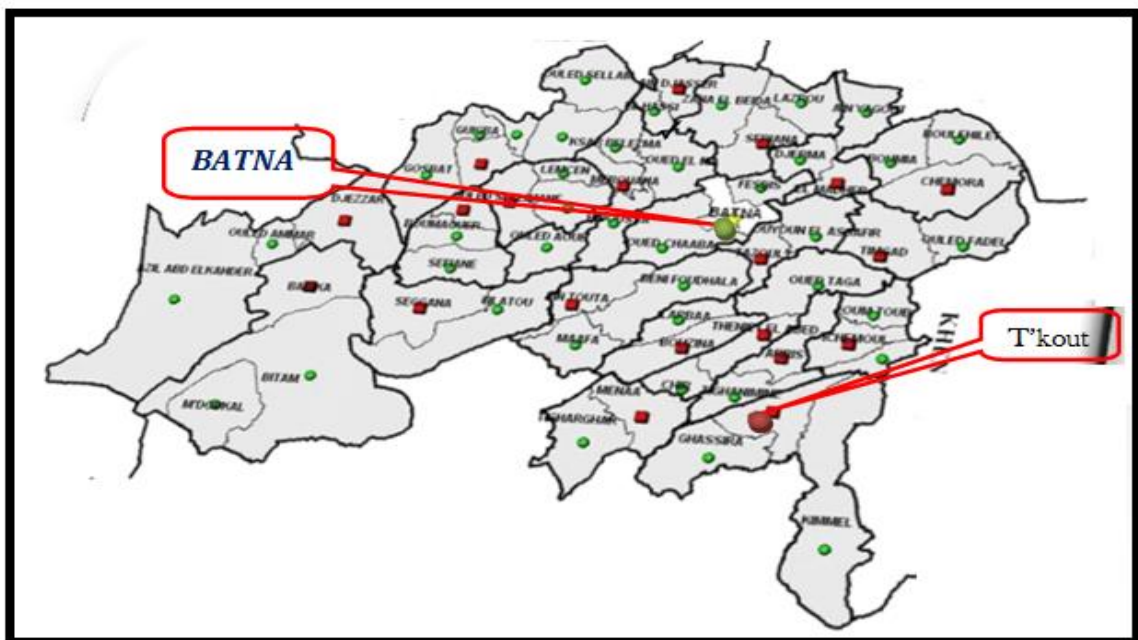


Figure n°II.1 Limite administrative de la commune de T'kout

II.3 CARACTERISTIQUES MORPHOLOGIQUES :

Le cadre régional de la zone d'étude constitue une zone d'épandage de divers oueds et chaâba descendant des monts des Aurès. Le relief est très accidenté avec des massifs abrupts dénudés érodés Dj. Zellatou, (1767m) ; Dj. Taourirt (1212m) ; Dj. Kaouza (1616m) ; Dj. Sekuir (1545m) ; et des vallées (Tighezza, Chennaoura, El-Ksar) ; Dj krouma (1543m).

1) GEOLOGIE :

Le contexte géologique de la région d'étude:

- Les terrains sédimentaires quaternaires.
- Le moi-pliocène.
- Les nappes telliennes.
- Les nappes penitelliennes.

Dans la zone d'étude la vallée de t'kout se présente comme un étroit couloir creusé dans les calcaires MAESTRICHIENS très fissurés du crétacé. Les marnes campaniennes sous-jacentes aux calcaires constituent un horizon imperméable. Les couches calcaires résistant à l'érosion forme des bancs plissés qui alternent avec les couches argileuses et marneuses plus tendres, déprimées et très érodées. Les fonds des thalwegs sont comblés par des dépôts détritiques d'âge quaternaire constitués d'argiles et limoneux de teinte brune à jaunâtre renfermant parfois des débris de graves,

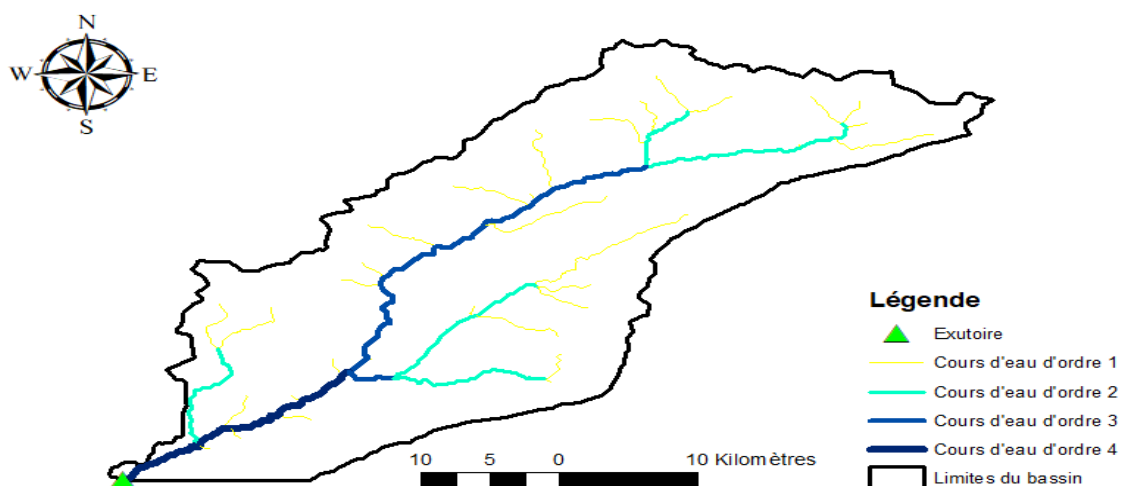


Figure n°II.2 Délimitation du bassin-versant

2)SEISMICITE

La commune de T'KOUT (Wilaya de BATNA) est classée dans la zone une (01) de la carte de zonage sismique du territoire national, où les activités sismique sont faibles et ne nécessitent pas des mesures spéciales ou antisismiques lors de l'édification des ouvrage

II.3.1 Caractéristiques géométriques :

II.3.1.1 Indice de compacité de Horton (KH) :

L'indice de compacité de Horton exprime le rapport de la largeur moyenne du bassin versant à la longueur du cours d'eau principal. Il se calcule par la relation :

$$K_H = \frac{S}{L^2} \tag{II.01}$$

KH : Indice de compacité de Horton;

S : Aire totale du bassin de drainage (km²);

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

II.3.1.2 Indice de compacité de Gravelius (KC) :

L'indice de compacité est un coefficient exprimant la forme du bassin versant, il est donné par la formule suivante:

$$K_C = \frac{0.28P}{\sqrt{S}} \tag{II.02}$$

P : Périmètre du bassin versant.

S : surface du bassin versant.

II.3.1.3 Coefficient d'allongement (Ca) :

Ce coefficient est obtenu par la relation :

$$C_a = \frac{L^2}{S} \tag{II.03}$$

L : la longueur du talweg principal

S : la superficie du bassin versant.

II.3.1.4 Rectangle équivalent :

Les dimensions du rectangle équivalent sont déterminées par les formules suivantes (ROCHE,1963) :

a) *Longueur L :*

$$L = \frac{kc\sqrt{s}}{1.12} + \left[+ \sqrt{1 - \left(\frac{1.12}{Kc}\right)^2} \right] \tag{II.04}$$

b) *Largeur l :*

$$l = \frac{kc\sqrt{s}}{1.12} + \left[1 - \sqrt{1 - \left(\frac{1.12}{Kc}\right)^2} \right] \quad (II.05)$$

Avec :

Kc : Indice de compacité de Gravelius ;

S : Superficie du bassin versant en km ;

L :Longueur du rectangle équivalent en km ;

l : Largeur du rectangle équivalent en km.

Surface :

La surface du bassin versant est déterminée à partir de les cartes d'état major de **BOU TALEB** type **1922**. Feuille **N°170_B9-C23** à l'échelle **1/50.000**

$$S = 12 \text{ Km}^2$$

Périmètre :

Le périmètre du bassin versant est déterminé à partir de les cartes d'état major de **BOU TALEB** type **1922**. Feuille **N°170_B9-C23** à l'échelle **1/50.000**

$$P = 16.98 \text{ Km}$$

Les caractéristiques géométriques du bassin versant de l'Oued chennaoura sont résumées dans le tableau suivant :

Tableau n°II.01 Récapitulatif des caractéristiques géométriques du bassin versant

N°	Paramètres		Symbole	Unité	Bassins
					I
01	Surface du bassin versant		S	Km ²	12
02	Périmètre du bassin versant		P	Km	16.98
03	Indice de compacité de GRAVELIUS		kg	/	1.38
04	<i>Rectangles</i> <i>Equivalent</i>	Longueur équivalente	L	Km	6.68
05		Largeur équivalente	l	Km	1.79
06	Longueur de thalweg principal		Lp	Km	8.69

II .3.2 Relief

Le relief a une forte influence sur la forme de l'hydrogramme de crue, une forte pente provoque un écoulement plus rapide, donc un temps de concentration plus court d'où une montée plus rapide de la crue. L'importance de son étude est caractérisée par la

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

Tableau n°II.02 Classification des reliefs d'après l'ORSTOM

<i>Classe de relief</i>	<i>Dénivelée spécifique (d_s) m</i>	<i>Relief</i>
<i>R₁</i>	<i>D_s < 10</i>	<i>Très faible</i>
<i>R₂</i>	<i>10 < D_s < 25</i>	<i>Faible</i>
<i>R₃</i>	<i>25 < D_s < 50</i>	<i>assez faible</i>
<i>R₄</i>	<i>50 < D_s < 100</i>	<i>Modéré</i>
<i>R₅</i>	<i>100 < D_s < 250</i>	<i>Assez fort</i>
<i>R₆</i>	<i>250 < D_s < 500</i>	<i>Fort</i>
<i>R₇</i>	<i>D_s > 500</i>	<i>Très fort</i>

D'après la classification de l'ORSTOM, on conclut que notre bassin versant présente un relief fort (**R6**) qui favorise le ruissellement

$$250D_s < 500 m$$

II .3.2.1 Courbe hypsométrique

La courbe hypsométrique fournit une vue synthétique de la pente du bassin, donc du relief. Cette courbe représente la répartition de la surface du bassin versant en fonction de son altitude. Cette courbe a été identifiée après planimétrie des surfaces partielles à partir de la carte à l'échelle (1/25.000). Les résultats obtenus sont résumés dans le tableau ci-après:

Tableau n°II.03 Coordonnées de la courbe hypsométrique

Altitudes (m)	Surface (Km²)	Surfaces cumulé (Km²)	Surface %	Surfaces cumulé %
1472-1450	<i>0.0057</i>	<i>0.0057</i>	<i>0.108</i>	<i>0.108</i>
1450-1400	<i>0.06117</i>	<i>0.06687</i>	<i>1.16</i>	<i>1.268</i>
1400-1350	<i>0.13999</i>	<i>0.20686</i>	<i>2.66</i>	<i>3.82</i>
1350-1300	<i>0.355</i>	<i>0.56186</i>	<i>6.75</i>	<i>10.57</i>
1300-1250	<i>0.2785</i>	<i>0.840337</i>	<i>5.3</i>	<i>15.87</i>
1250-1200	<i>0.33745</i>	<i>1.177787</i>	<i>6.42</i>	<i>22.29</i>
1200-1150	<i>0.47553</i>	<i>1.653313</i>	<i>9.04</i>	<i>31.33</i>
1150-1100	<i>1.6041</i>	<i>3.297413</i>	<i>30.5</i>	<i>61.83</i>
1100-1050	<i>1.9626</i>	<i>5.259983</i>	<i>37.31</i>	<i>100</i>

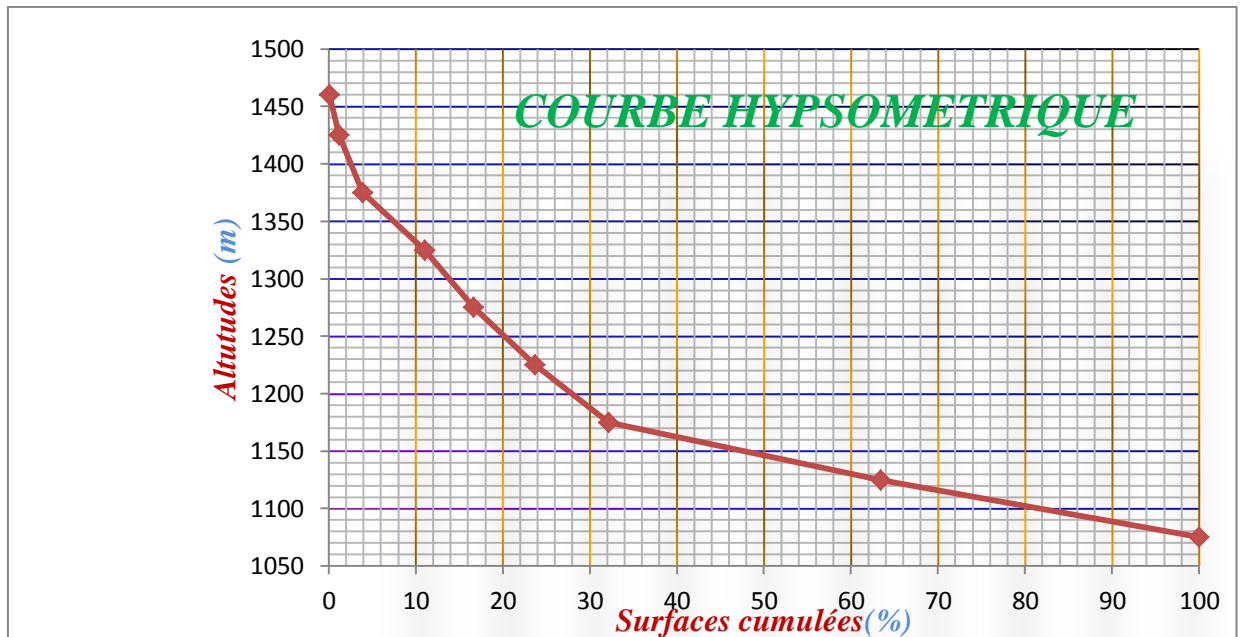


Figure n°II.3 Courbe hypsométrique du bassin versant

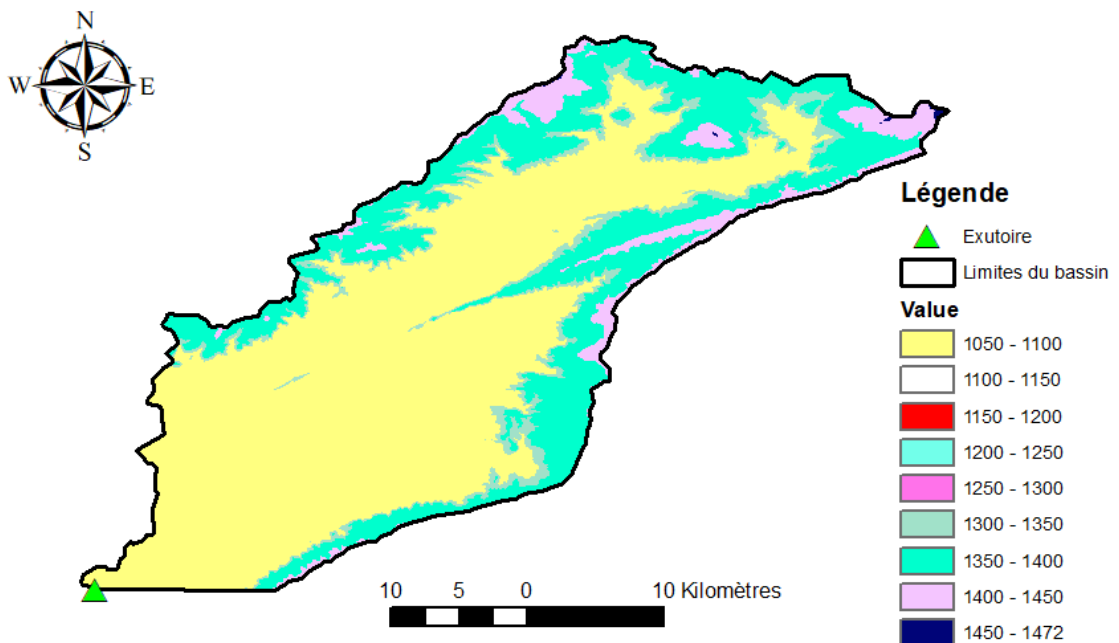


Figure n°II.4 Carte hypsométrique

II.3.2.2 Altitudes caractéristiques :

II.3.2.2.a Altitude maximale et minimale :

Elles sont obtenues directement à partir de la carte topographique.

II.3.2.2.b Altitude moyenne :

$$H_{MOY} = \sum \left(\frac{S_i \times H_i}{S} \right) \quad (II.06)$$

Avec :

Si : Surface partielle entre deux courbes de niveau (Km²);

Hi : Altitude moyenne entre deux courbes de niveau consécutives n-1 et n en (m);

S : Superficie du bassin versant (Km²).

Le tableau suivant récapitule les altitudes déterminées :

Tableau n°II.04 Altitudes caractéristiques

Altitude maximale	H_{max}	1470	m
Altitude moyenne	H_{moy}	1296.67	m
Altitude minimale	H_{min}	1020	m
Altitude 95%	H_{95%}	1085	m
Altitude 50%	H_{50%}	1145	m
Altitude 5%	H_{5%}	1365	m

II.3.3 Les indices de pentes :

L'objet de ces indices est de caractériser les pentes et la classe d'un bassin versant. Aussi, on les utilise dans l'estimation des vitesses d'écoulements superficiels.

Le tableau suivant récapitule les indices calculés pour notre bassin :

Tableau n°II.05 Les indices de pentes

Les indices de pentes	Symbole	Unités	Valeur
Indice de pente globale = D/L=Ig	Ig	m/km	65.12
Indice de pente moyenne	I_m	m	51.65
Dénivelé spécifique	Ds	m	2.26

En conclusion, nous pouvons dire que l'indice de pente moyenne est fort et relief fort. On assiste, donc, à un écoulement torrentiel.

II.4 CARACTERISTIQUES HYDROGRAPHIQUE DU BASSIN VERSANT :

II.4.1 Densité de drainage :

$$Dd = \frac{\sum_{i=1}^n l_i}{S} \quad (\text{II. 07})$$

Avec :

l_i : Longueur totale des cours d' eau d' ordre i [Km].

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

$$Dd = 3.85 \text{ km/km}^2$$

II.4.2 Temps de concentration :

Le temps de concentration est le temps qui sépare la fin de la pluie efficace de la fin du ruissellement direct. C' est le temps que met une goutte d'eau tombée sur le point le plus éloigné en amont du bassin versant pour arriver à l' exutoire. C' est une caractéristique importante de tout bassin versant. L' estimation du temps de concentration est obtenue grâce à des formules empiriques

➤ **Formule de TURRAZA :**

$$T_c = 0.108 \frac{\sqrt[3]{S \times L}}{\sqrt{I}} \quad (\text{II. 08})$$

Avec :

T_c : Temps de concentration en (h).

S : Surface du bassin versant en (Km²).

L : Longueur du thalweg principal en (Km).

I : Pente moyenne du cours d' eau en (%).

➤ **Formule de SCS : (Soil Conservation Service, USA) :**

$$T_c = \left(0.87 \times \frac{L^3}{H} \right)^{0.387} \quad (\text{II. 09})$$

Avec :

L : Longueur du thalweg principal (Km);

H : Différence entre altitude max. et altitude min.

➤ **Formule de GIANDOTTI :**

Elle est obtenue par la formule :

$$T_c = \frac{4 \times \sqrt{S} + 1,5.L}{0,8 \times \sqrt{H_{moy} - H_{min}}} \quad (II.10)$$

Avec :

S : Surface du bassin versant en (Km²);

L : Longueur du thalweg principal (Km).

$H_{moy} - H_{min} = 1498,5 - 980 = 518,5m.$

➤ **Formule de VENTURA :**

Elle est donnée par :

$$T_c = 0,1272 \cdot \frac{\sqrt[3]{S}}{\sqrt{I_m}} \quad (II.11)$$

Avec :

I_m : Pente moyenne du cours d' eau;

S : Surface du bassin versant.

➤ **Formule de SOLOVSKY :**

Il est obtenu grâce à la formule suivante :

$$T_c = x = \frac{L}{3,6.V_r} \quad (II.12)$$

L : Longueur du thalweg principal (Km);

V_r : Vitesse de ruissellement en (m/s).

Pour les petits cours d'eau, la vitesse du ruissellement selon l'auteur est de 1, 5m/s. Voici un tableau qui récapitule toute les valeurs obtenues :

Tableau n°II.06 Tableau récapitulatif des résultats du temps de concentration

Formule utilisé	T _c :temp de concentration trouvé (heures)
Formule de TURRAZA	2.27
Formule de SCS	1.10
Formule de GIANDOTTI	2.02
Formule de VENTURA	1.30
Formule de SOLOVSKY	1.61

.donc en prend la valeur minimal des cinq formules (SCS, VENTURA, TURRAZA et SOLOVSKY et GIANDOTTI) on trouve **Tc=1.10H**

II.5 VITESSE DE RUISSELLEMENT :

On entend par ruissellement, l'écoulement par gravité à la surface du sol, suivant la pente du terrain et dans le micro-réseau hydrographique, des eaux météorologiques qui ont échappé à l'infiltration, à l'évaporation et au stockage superficiel. C'est, tout simplement, le rapport entre la longueur parcourue par le temps de concentration.

$$V_R = \frac{L}{T_c} \quad (\text{II.13})$$

Avec :

L : Longueur du thalweg principal en (Km).

Tc : Temps de concentration en (h).

$$V_R = 7.9 \text{ m/s}$$

CONCLUSION:

Dans ce chapitre, nous avons déterminé toutes les informations et les caractéristiques géographiques, climatologiques, topographiques, géologiques, hydrogéologiques et hydro-morphologiques de la région d'étude pour une présentation de la zone et afin d'estimer la crue.

Chapitre III :
Etude Hydrologique

CHAPITRE III : ETUDE HYDROLOGIQUE

III.1 INTRODUCTION :

L'hydrologie est l'une des sciences les plus anciennes que l'on connaisse, mais son évolution a été extrêmement lente dans l'histoire de l'humanité. On peut expliquer cette lenteur par le fait que l'épanouissement d'une discipline a toujours été fonction des besoins du moment et des problèmes particuliers que son ignorance peut engendrer. L'hydrologie est la science qui étudie les eaux terrestres, leur origine, leur mouvement, leur répartition sur notre planète, leurs propriétés physiques et chimiques et leurs interactions.

III.2 CARACTERISTIQUES CLIMATOLOGIQUES :

L'objectif de l'étude climatologique est de fournir les données concernant le climat, données nécessaires pour le dimensionnement du canal. Les conditions climatiques au niveau du bassin versant jouent un rôle capital dans le comportement hydrologique des cours d'eau. Les facteurs qui déterminent le climat sont : Les précipitations avec leur distribution dans le temps et dans l'espace, l'humidité, la température, le vent. Ces conditions ont une influence sur l'évaporation et la transpiration. Les données climatologiques sont fournies par différents secteurs spécialisés dans la mesure, le traitement et le stockage des données.

III.2.1 Température :

Tout comme les autres facteurs, la température a un rôle très important dans le phénomène de l'évapotranspiration et de l'établissement du bilan hydrique, ainsi que dans la détermination des critères climatiques d'une région. Le tableau ci-dessous nous donne la température moyenne mensuelle de la région (Période 1968/1998).

Tableau n° III.01 Répartition mensuelle des températures

Mois	Jan	Fév	Mar	Avr	Ma.	Jui.	Juil	Aou	Sep	Oct	Nov	Déc	Ann
T(°C)	4.4	4.7	6.2	10. 0	14. 4	19. 1	23. 6	23.4	18. 4	12. 7	7.2	4.2	12.4

Station BOUTALAB

La saison chaude est comprise entre Juin et Septembre, et la saison froide entre Novembre et Février.

La température moyenne en été est de 23°C

La température moyenne en hiver est de 6°C

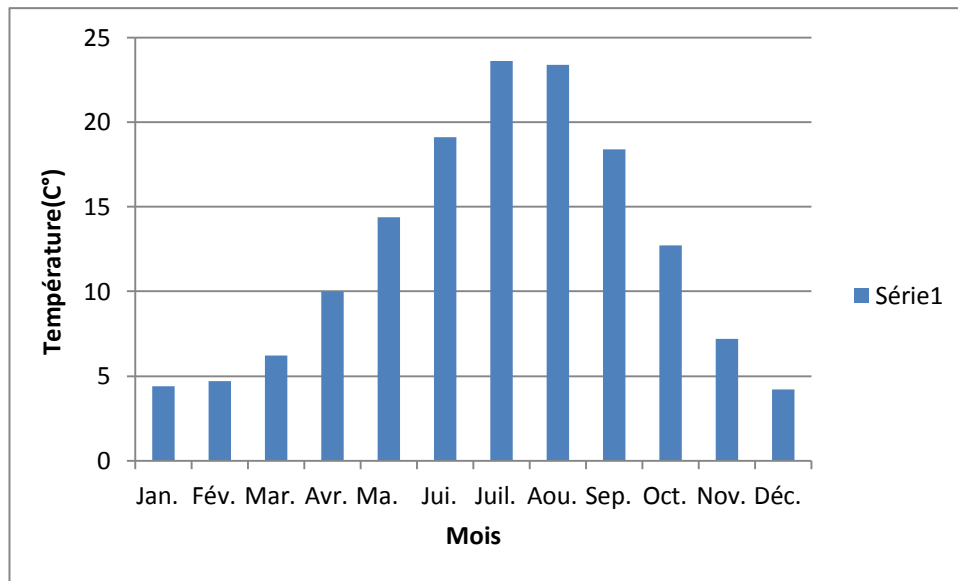


Figure n°III.01 Répartition mensuelle des températures

III.2.2 VENT :

- Le SIROCO est possible en toutes les saisons à cause du climat de cette région (semi-aride).
- La direction du vent pendant la saison d’été est du nord à l’est, et pendant la saison d’hiver du sud à l’ouest.

III.2.3 HUMIDITE :

La région de DJERIAT est située dans le palier climatique semi-aride l’humidité la plus élevée est en hiver (75 % au mois de Décembre) et ne dépasse pas 40 % en été (mois Aout).

III.2.4 Evaporation :

L’évaporation intervient au moment où les précipitations atteignent la surface du sol. C’est un facteur essentiel pour établir le bilan hydro-climatique d’un bassin versant.

Tableau n°III.02 Répartition mensuelle de l’évaporation.

Mois	Jan.	Fév	Mar	Avr	Ma	Jui	Juil.	Aou	Sep	Oct	Nov	Déc	Anu.
Ev. (mm)	9.2	7.5	8.4	7.8	9.1	8.9	22.1	15.8	18.3	10	3	4.2	124.3

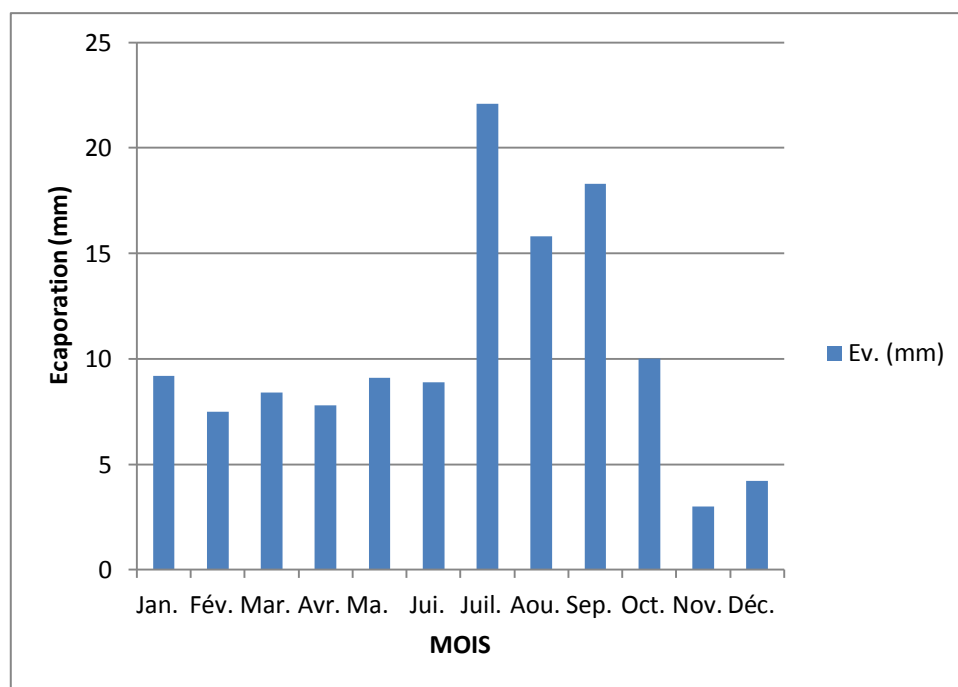


Figure n°III.02 Répartition mensuelle de l'évaporation.

III.2.5 Pluviométrie :

Les précipitations constituent le facteur essentiel intervenant par les hauteurs totales annuelles. Leur répartition mensuelle influence directement sur les régimes hydrologiques et sur leurs totaux journaliers et surtout les averses génératrices des crues.

III.2.5.1 Caractéristiques de la station pluviométrique :

En général, l'analyse des données disponibles est le premier pas à franchir dans l'étude d'un projet de protection contre les inondations. Pour cela ; on a besoin d'une série pluviométrique qui comporte les précipitations maximales journalières pour la période la plus longue possible. Nous prenons comme base de calcul la série pluviométrique de la station expérimentale de T'KOUT sur une période de fonctionnement de 31 ans (de la période 1979-1980 à 2013-2014), qui nous a été fournie par l'ANRH de Constantine. Elle est représentée dans le tableau III.03

Tableau n°III.03 Caractéristique de la station pluviométrique Source : A.N.R.H

Code de la station	Nom de la station	Coordonnées Lambert		Période d'observation	Nombre d'années D'observation
		(x)	(y)		
06-15-05	T'kout	929.15	210.05	1979/2014	31

III.2.5.2 Répartition mensuelle des précipitations dans le bassin :

La répartition mensuelle des précipitations est présentée dans la figure ci-dessous. Notons une pointe au mois de juillet.

Tableau n°III.04 Répartition mensuelle des Pluies :

Mois	Jan	Fév	Mar	Avr	Ma	Jui.	Juil	Aou	Sep	Oct	Nov	Déc	Anu
P(mm)	29.5	20.9	27.3	22.9	28.6	27.5	38.3	29.7	33.9	15.8	4.6	6.2	295.2

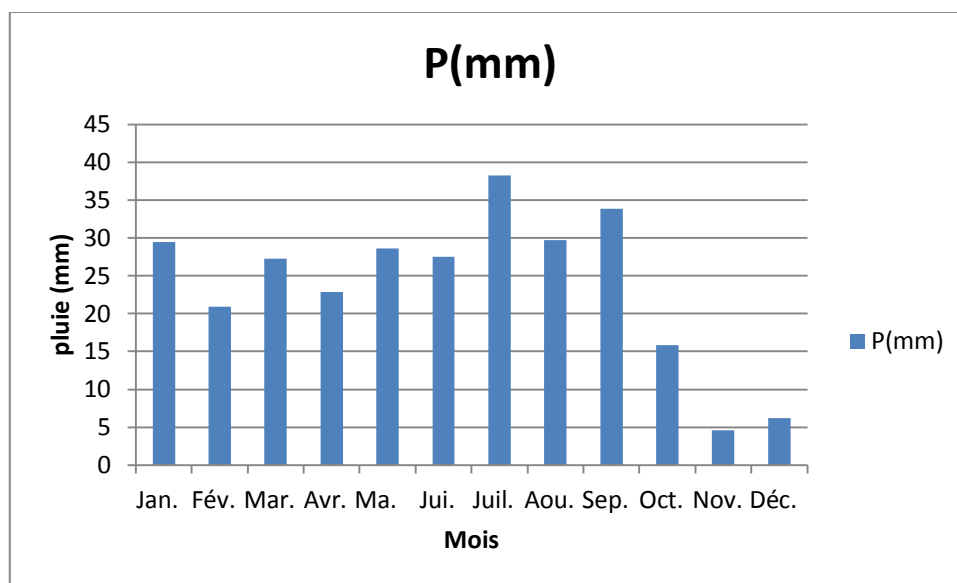


Figure n°III.03 Répartition mensuelle des Pluies

III.2.5.3 Pluies maximales journalières :

Pour comprendre au mieux le mode de répartition des précipitations et effectuer des études prévisionnelles, on effectue des études statistiques pour déterminer les lois de répartition à utiliser. Concernant l'estimation des averses maximales de courte durée nécessaire pour le calcul des débits maximum probables, on a utilisé les pluies journalières maximales de la station de T'KOUT. Les caractéristiques de la série pluviométrique sont illustrées dans le tableau suivant :

Tableau n°III.05 Caractéristiques de la série pluviométrique (31 ans).

Caractéristiques	Formule	Valeurs
La moyenne des Pj.max en (mm)	$\bar{X} = \frac{\sum_{i=1}^{n=31} X_i}{n}$	33.1
L'écart type « x »; Pour n > 30 ans	$\sigma_x = \frac{\sum_{i=1}^{n=31} (X_i - n\bar{x})}{n - 1}$	15.6
Coefficient de variation « Cv »	$C_v = \frac{\sigma_x}{\bar{X}}$	0.471

Parmi les lois de distribution qui peuvent rendre compte de la statistique des phénomènes extrêmes, c'est la loi de GEV qui s'adapte mieux aux variables pluviométriques. La loi de Galton reste comme même parmi les lois de distributions à dissymétrie positive qui peuvent être utilisées dans la région semi-aride. Les résultats de l'ajustement par la loi de Log-Normal « GALTON » sont résumés dans le tableau .

III.2.5.3.1 Choix de la loi d'ajustement :

Les lois d'ajustement sont nombreuses et ne peuvent être appliquées à un échantillon que si les conditions homogénéité - stationnarité sont réunies.

- ✓ **Loi de GALTON ou loi log normale.**
- ✓ **Loi de GUMBEL.**
- ✓ **Loi de GEV**

Les critères de choix d'une loi sont liés à un ajustement graphique d'abord et ensuite à un test de dispersion. L'allure des points sur du papier à probabilité permet à prime abord d'accepter ou de rejeter la loi (Toute sinuosité, mauvaise courbure ou cassure de pente est considérée comme un mauvais ajustement). L'ajustement des pluies maximales journalières sera traité par logiciel «Hyfran ». Dans notre cas on applique les deux lois suivantes : la loi de « Gumbel » et la loi de Galton (loi Log normale), à l'aide de logiciel Hyfran.

a) Ajustement des séries pluviométriques à la loi de GALTON :

Cette loi d'ajustement est identique à celle établie par la loi de GUMBEL, seule la représentation graphique change où elle est faite sur du papier log-normale. La loi de GALTON a une fonction de répartition qui s'exprime selon la formule suivante :

$$F(x) = \frac{1}{\sqrt{2\pi}} \int_u^{\infty} e^{-\frac{1u^2}{2}} du \quad (\text{III.01})$$

Où :

$$U = \frac{\ln X - \overline{\ln x}}{\sigma_{\ln x}} \quad (\text{III.02})$$

u : variable réduit.

$$\ln x(p\%) = \overline{\ln x} + \sigma_{\ln x} \cdot u(p\%) \quad (\text{III.03})$$

C'est l'équation d'une droite sur papier gauss-logarithmique avec en abscisse l'échelle gaussienne et en ordonnée l'échelle logarithmique.

$$\text{Log} x = \frac{\sum_{i=1}^{31} \overline{\log x}}{N} \quad (\text{III.04})$$

Procédé d'ajustement :

- 1- Classement des valeurs par ordre décroissant (fréquence au non dépassement) ;
- 2- Calcul de la fréquence expérimentale par la formule de Henri;
- 3- Calcul des caractéristiques empiriques de la série initiale ;
- 4- Calcul des caractéristiques de la série transformée en $\overline{\ln x}$ et $\sigma_{\ln x}$
- 5- Report des valeurs sur papier gauss-logarithmique ;
- 6- Détermination de la droite de Galton $\ln x(p\%) = \overline{\ln x} + \sigma_{\ln x} \cdot u(p\%)$

Résultats de l'a justement :

- ✓ $q = F(X)$ (probabilité au non dépassement)
- ✓ $T = 1 / (1-q)$
- ✓ Log normale (méthode de L moment)

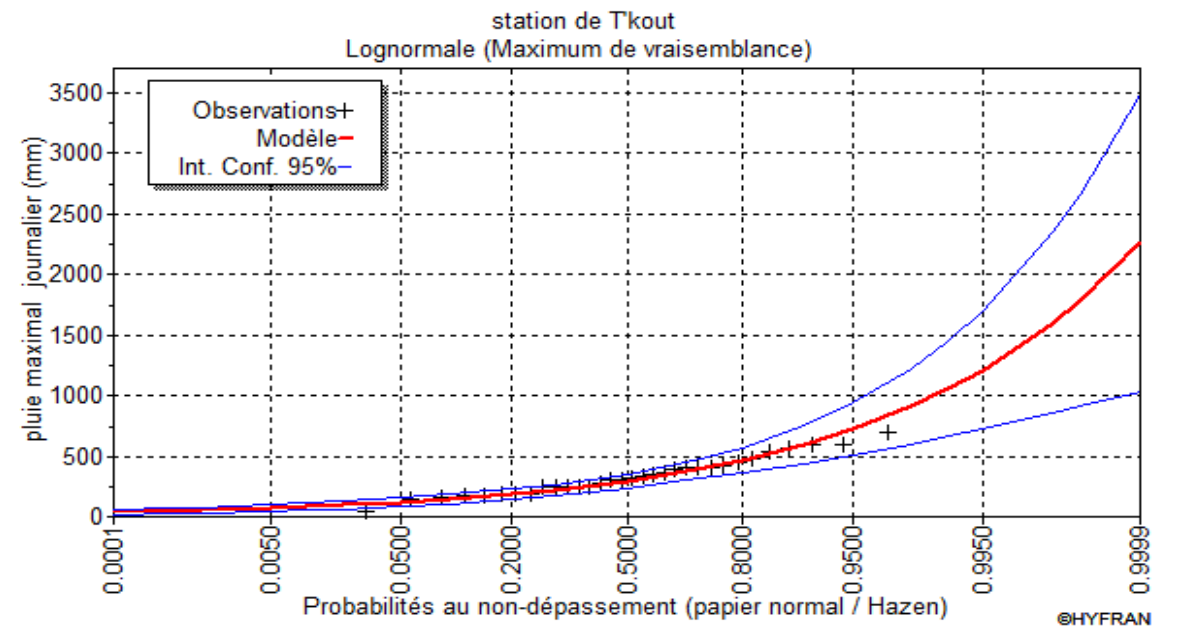


Figure n°III.04 Représentation graphique de l’ajustement à la loi de GALTON

Tableau n°III.06 Caractéristique de la série

Paramètres	Caractéristiques de la série
Minimum	45
Maximum	69.9
Moyenne	33.7
Ecart-type	15.6
Coefficient de variation (Cv)	0.463

Tableau n°III.07 Résultat de l’ajustement à la loi de GALTON.

Période de retour	Probabilité de fréquence (non dépassement)	Valeurs théoriques P j max	Ecart type	Intervalle de confiance
1000.0	0.9990	153	40.2	86.5 – 244.0
200.0	0.9950	124	26.1	73.1 – 175.0
100.0	0.9900	107	21.0	66.9 – 149.0
50.0	0.9800	92.5	16.5	60.5 – 125.0
20.0	0.9500	74	11.4	51.6 – 96.5
10.0	0.9000	60	8.21	44.4 – 76.6
5.0	0.8000	47.5	5.53	36.6 – 58.2

b) Ajustement des séries pluviométriques à la loi de GUMBEL :

$$F_x = e^{-e^{-y}} \tag{III.05}$$

Tel que : $y = \alpha (x - x_0)$

$1/\alpha$: la pente de la droite de GUMEL

y : variable réduite de GUMBEL

x : précipitation maximale journalière (mm)

x_0 : ordonnée à l'origine en (mm)

On peut écrire : $y = - \ln (- \ln (F (x)))$

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

- Classer les valeurs des précipitations par ordre croissant avec attribution d'un rang 1, 2, 3,n.
- Calculer pour chaque valeur des précipitations la fréquence expérimentale par la

Formule de HAZEN :

$$F_x = \frac{m-0.5}{n} \quad \text{(III.06)}$$

m : rang de précipitation

n : nombre d'observations(31)

- Calculer la variable réduite de GUMBEL donnée par la formule suivante :

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

- Calculer les paramètres d'ajustement « a » et « x0 »
- Représenter graphiquement les couples (xi, yi) sur papier GUMBEL.

• **GUMBEL (Méthode de L moments) :**

❖ **Résultats de l'ajustement :**

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

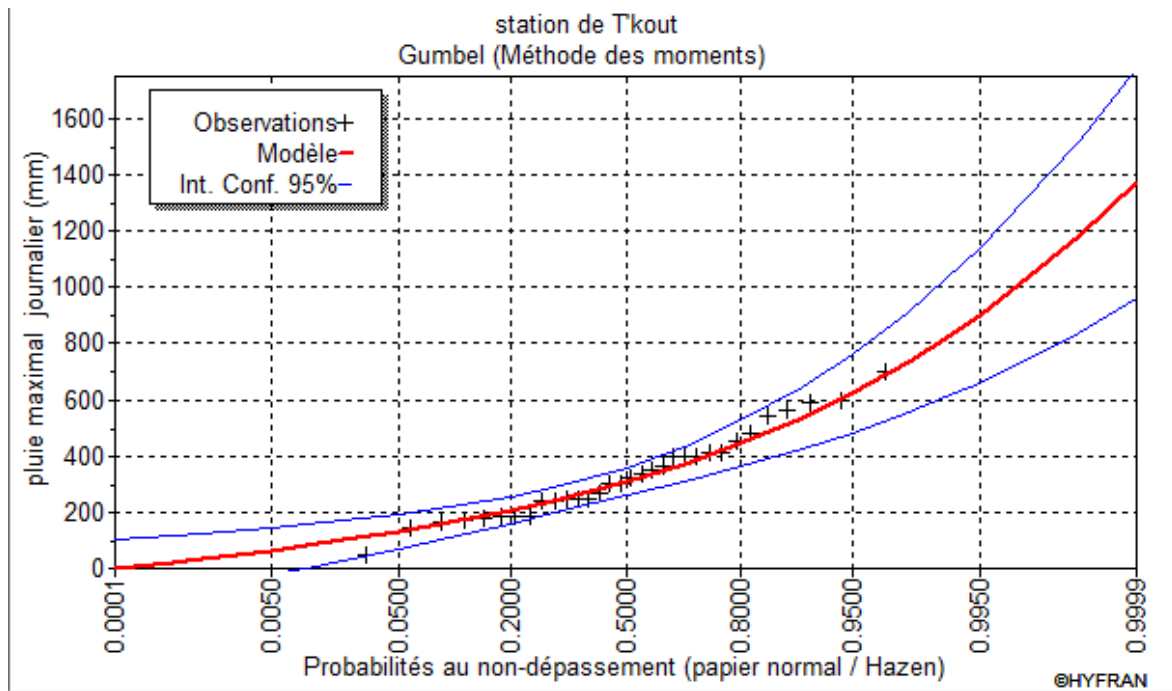


Figure n°III.05 Représentation graphique de l’ajustement à la loi de GUMBEL

Tableau n° III.08 Caractéristique de la série

Paramètres	Caractéristiques de la série
Minimum	45
Maximum	69.9
Moyenne	33.7
Ecart-type	15.6
Coefficient de variation (Cv)	0.463

Tableau n°III.09 Résultat de l’ajustement à la loi GUMBEL

Période de retour	Probabilité de fréquence (non dépassement)	Valeurs théoriques P j max	Ecart type	Intervalle de confiance
1000.0	0.9990	111.0	16.2	78.8 – 142.0
200.0	0.9950	91.0	12.5	66.4 – 116.0
100.0	0.9900	82.5	11.0	61.0 – 104.0
50.0	0.9800	74.0	9.43	55.6 – 92.5
20.0	0.9500	62.7	7.38	48.3 – 77.2
10.0	0.9000	54.0	5.84	42.5 – 65.4
5.0	0.8000	44.9	4.33	36.4 – 53.3

c) Ajustement à la loi GEV :

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

$$F_x = e^{-\left[1 - \frac{k(x-x_0)^{\frac{1}{\alpha}}}{\alpha}\right]} \quad \text{(III.07)}$$

Avec :

x_0 : le paramètre de position.

α : le paramètre d'échelle.

k : le paramètre de forme.

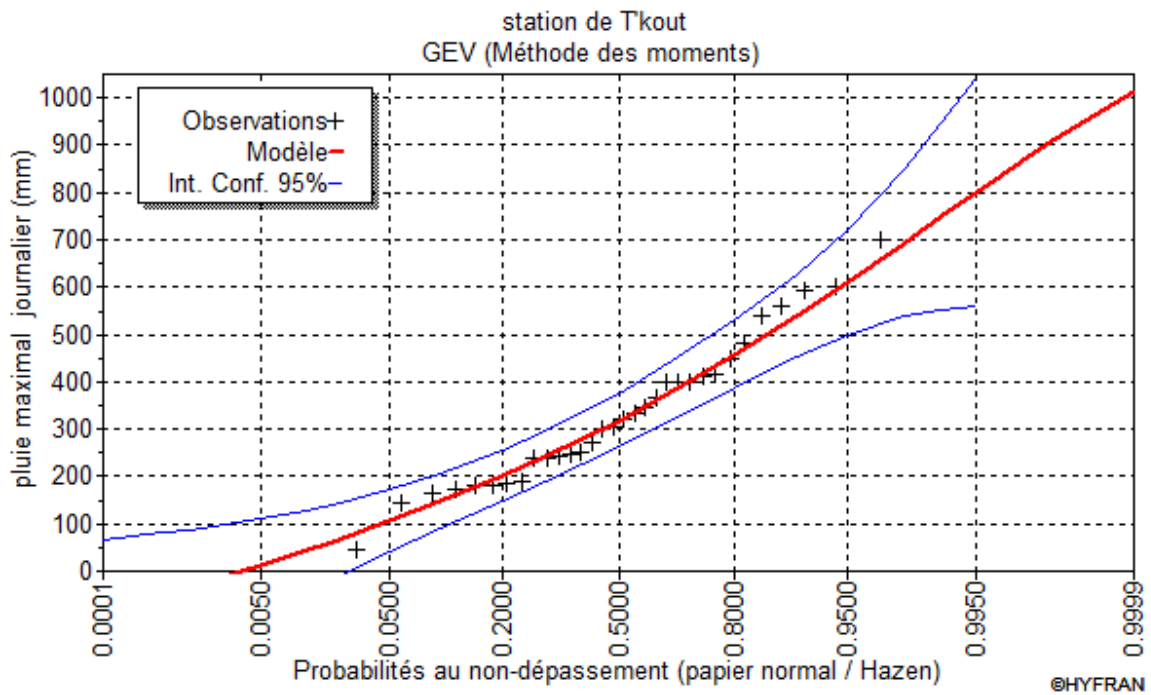


Figure n° III.06 Représentation graphique de l'ajustement à la loi GEV

Tableau n° III.10 Caractéristique de la série

Paramètres	Caractéristiques de la série
Minimum	45
Maximum	69.9
Moyenne	33.7
Ecart-type	15.6
Coefficient de variation (Cv)	0.463

Tableau n° III.11 : Les paramètres de la loi GEV

α	14.16
K	0.14
X_0	27.25

Les résultats de calcul des quantiles sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau n°III.12 Résultat de l'ajustement à la loi GEV

Période de retour	Probabilité de fréquence (non dépassement)	Valeurs théoriques P j max	Ecart type	Intervalle de confiance
1000.0	0.9990	89.4	176	78.8 – 142.0
200.0	0.9950	79.9	120	563 - 1030
100.0	0.9900	75.0	97.9	558 - 942
50.0	0.9800	69.6	78.1	543 - 849
20.0	0.9500	61.5	56.7	504 - 726
10.0	0.9000	54.5	45.1	457 - 633
5.0	0.8000	46.6	37.4	390 - 537

c) Test visuel :

Le test visuel est lié directement à l'ajustement graphique. Pour comparer les trois modèles, nous devons tracer sur le même graphe les trois courbes d'ajustement.

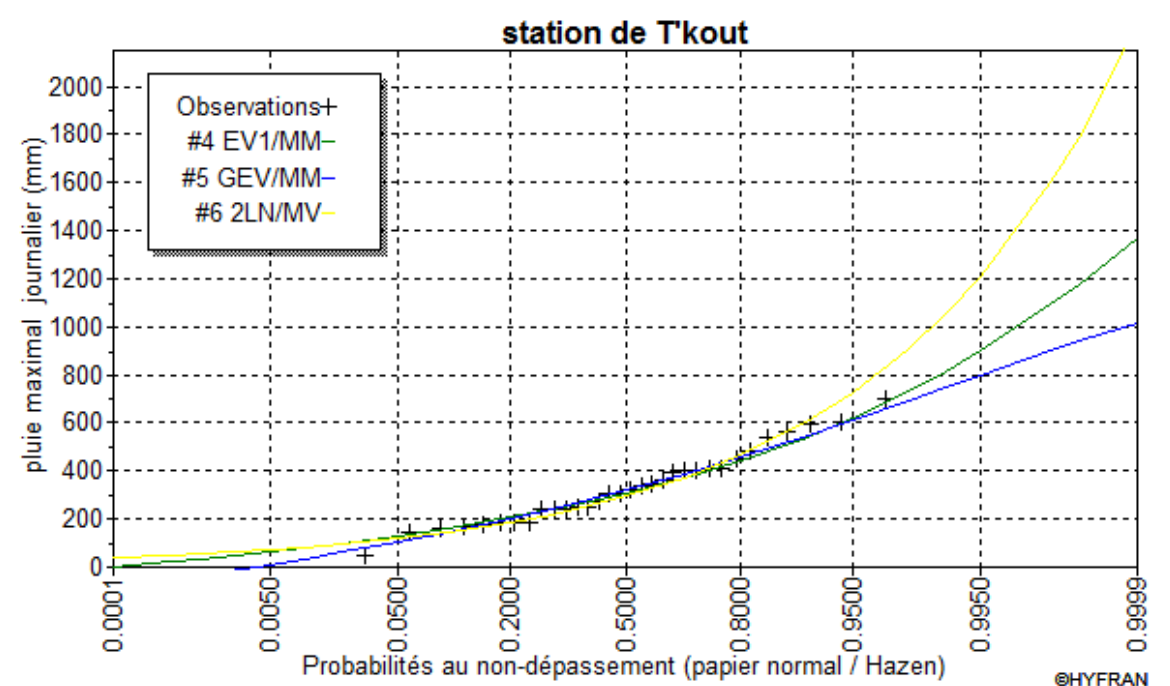


Figure n°III.07 Représentation graphique de l'ajustement des trois lois.

Interprétation : dans la figure n° III.7, on remarque que l'ajustement issu de la loi GALTON est le meilleur, du moment que la position des données expérimentales sont plus proches de la courbe théorique et cela confirme la remarque précédente, donc on opte pour cette loi.

III.3 PLUIES DES COURTES DUREES FREQUENCES ET LEURS INTENSITE

Elle est utilisée pour l'estimation des crues, la pluie qui donne la crue critique est la pluie de durée égale au temps de concentration d'où la formule de MONTANARI applicable pour les pluies de courte durée dont l'équation est :

$$P_t = P_{j.\max} \times \left(\frac{t}{24}\right)^b \quad (\text{III.07})$$

P_t (%) : Pluie de courte durée de même fréquence que P max j % (mm).

P_{j.max} : Pluie maximale journalière pour une fréquence donnée (mm).

T: Temps de l'averse égale à celui du temps de concentration en heures.

b : Exposant climatique (D'après la carte des isohyètes de l'exposant climatique **b** de l'est Algérien (ANRH) on a **b = 0.27**).

$$I_0 = \left(\frac{P_{\max}}{24}\right) \times \left(\frac{t}{24}\right)^{1-b} \quad (\text{III.08})$$

I₀: Pluie de courte durée (mm/h)

Tableau n°III.13 Précipitations maximales journalières pour chaque fréquence

Période	1000	100	50	20	10	5
Fréquence	0.1	1	2	5	10	20
P_{maxj} p(%)	153	107	91.6	72.9	59.5	46.6

Dans le calcul de dimensionnement des ouvrages hydrotechniques, une averse type de probabilité déterminée est de durée égale au temps de concentration. En effet, il n'est plus à demander que le débit maximum d'un court d'eau lors d'une épisode pluviale est celle gérée par une averse tombée pendant une durée déterminé appelée temps de caractéristique en temps de concentration. La répartition statistique des précipitations temporelles est donnée par la relation: ($I_t = \frac{P_t}{T_c}$)

Tableau n°III.14 Pluies de courte durée et intensités pour les différentes fréquences:

Fréquence (%)		0.1	1	10
P_{jmax} (mm)		153	107	59.5
P_t	t=T_c=1.10h	70.9	46.55	25.88
I (mm/h)	t=T_c=1.10h	64.54	42.31	23.53

Les précipitations et les intensités pour les différentes fréquences sont regroupées dans le tableau suivant :

Tableau n°III.15 Précipitations et les intensités pour les différentes fréquences

Fréquence T	0.10%		1%		2%		10%	
	Pmax	I0	Pmax	I0	Pmax	I0	Pmax	I0
0.5	53.8	107.59	37.62	75.25	32.21	64.42	20.92	41.84
1	64.87	64.87	45.37	45.37	38.84	38.84	25.23	25.23
1.5	72.37	48.25	50.61	33.74	43.33	28.89	28.15	18.76
2	78.22	39.11	54.70	27.35	46.83	23.41	30.42	15.21
3	87.27	29.09	61.03	20.34	52.25	17.42	33.94	11.31
4	94.32	23.58	65.96	16.49	56.47	14.12	36.68	9.17
5	100.17	20.03	70.06	14.01	59.97	11.99	38.96	7.79
6	105.23	17.54	73.59	12.27	63.00	10.50	40.92	6.82
7	109.70	15.67	76.72	10.96	65.68	9.38	42.66	6.09
8	113.73	14.22	79.54	9.94	68.09	8.51	44.23	5.53
9	117.40	13.04	82.11	9.12	70.29	7.81	45.66	5.07
10	120.79	12.08	84.47	8.45	72.32	7.23	46.97	4.70
11	123.94	11.27	86.68	7.88	74.20	6.75	48.20	4.38
12	126.89	10.57	88.74	7.39	75.97	6.33	49.34	4.11
13	129.66	9.97	90.68	6.98	77.63	5.97	50.42	3.88
14	132.28	9.45	92.51	6.61	79.19	5.66	51.44	3.67
15	134.77	8.98	94.25	6.28	80.68	5.38	52.41	3.49
16	137.13	8.57	95.90	5.99	82.10	5.13	53.33	3.33
17	139.40	8.20	97.49	5.73	83.46	4.91	54.21	3.19
18	141.57	7.86	99	5.50	84.75	4.71	55.05	3.06
19	143.65	7.56	100.46	5.29	86.00	4.53	55.86	2.94
20	145.65	7.28	101.86	5.09	87.20	4.36	56.64	2.83
21	147.58	7.03	103.21	4.91	88.36	4.21	57.39	2.73
22	149.45	6.79	104.52	4.75	89.47	4.07	58.12	2.64
23	151.25	6.58	105.78	4.60	90.55	3.94	58.82	2.56
24	153	6.38	107	4.46	91.60	3.82	59.50	2.48

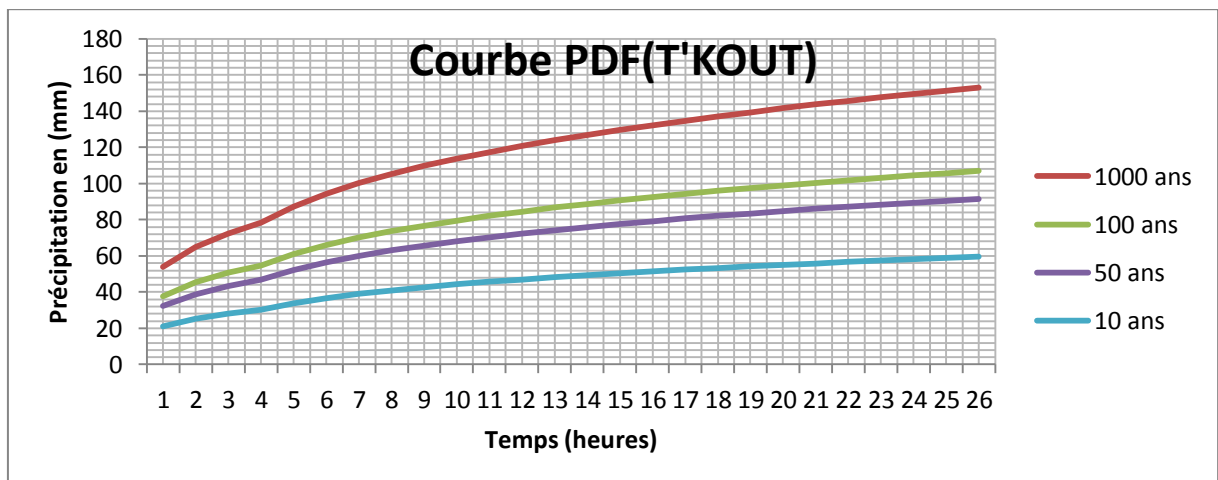


Figure n°III.08 Courbes Pluie– Durée – Fréquence (T'KOUT).

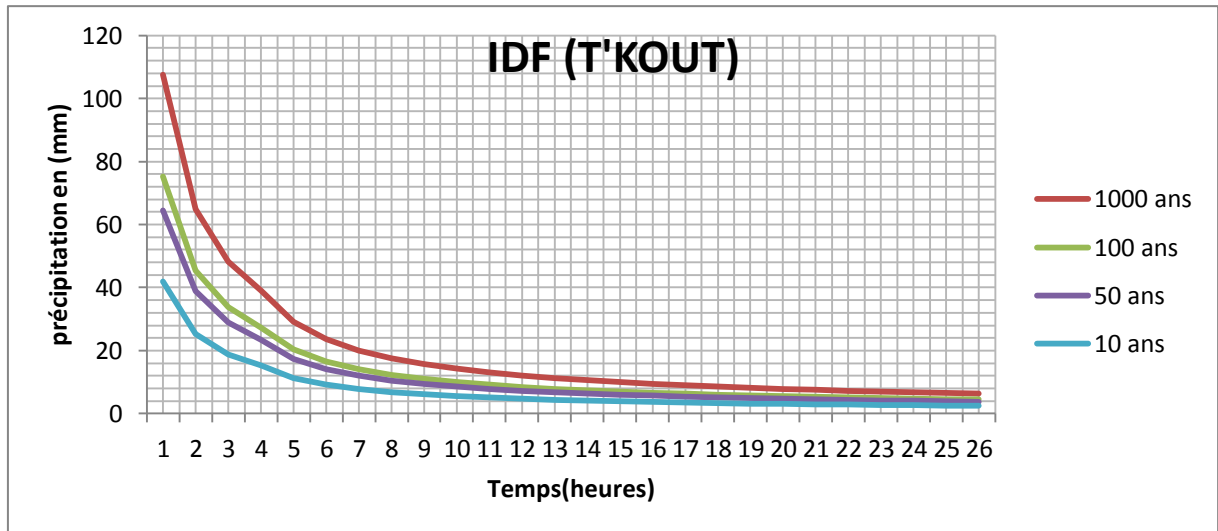


Figure n°III.09 Courbes Intensité– Durée – Fréquence (T'KOUT)

III.4 ETUDES DES APPORTS :

Vu l'inexistence d'une station hydrométrique sur le cours d'eau pour l'évaluation des apports, nous avons utilisé les formules empiriques les plus employées en Algérie.

III.4.1 Apport liquide :

De nombreuses estimations des apports existent en Algérie. Quelques-unes d'entre elles sont employées pour approcher au mieux la valeur de l'apport moyen annuel.

III.4.1.a Formule de SAMIE :

$$Le=(P)^2 \times (293-2.2\sqrt{S}) \tag{III.09}$$

$$A=Le \times S$$

Où:

P : précipitations moyennes interannuelles en mm ; P= 320mm

S : Superficie du Bassin versant. En Km²;

III.4.1.b Formule de Turc :

Cette formule est établie à partir des observations faites sur 254 bassins versants situés sous tous les climats du globe, donne le déficit d'écoulement D.

$$A = S \times Le$$

$$Le=P - \frac{P}{\sqrt{0.9 + \frac{P^2}{L^2}}} \tag{III.10}$$

$$L = 300 + 25 T_o + 0,05 T_o^3$$

Avec :

P : précipitation moyenne antre annuel ; en mm, (P=320 mm)

To : Température moyenne dans la zone d'étude, ($T_o = 12.4^\circ \text{C}$)

III.4.1.c Formule dite 'Algérienne' :

$$Le = p(1 - 10^{-kp^2}) \times 10^3 \quad (\text{III.11})$$

$$A = Le * S$$

Où : $k = 0.18 - 0.01 * \log(S)$

P : précipitation moyenne interannuelle; en mm

III.4.1.d Formule de l'ANRH (Sogreah 1986/89) :

$$Le = 720 * \left(\frac{P-150}{1000} \right)^{1.85} \quad (\text{III.12})$$

$$A = Le * s$$

Où :

A : Apport moyen annuel en Hm^3

P : Précipitation moyenne interannuel ; en mm

III.4.1.f Formule de COUTAGNE :

$$Le = P(0,164 + 0,00145\sqrt{s}) \quad (\text{III.13})$$

P : précipitation moyenne annuelle en mm

S : superficie du bassin versant en Km^2

Tableau n°III.16 Synthèse des résultats de calcul de l'apport moyen annuel

Méthode ou Formule	Lame écoulee Le (mm)	Apport moyen A (Hm^3)
SAMIE	29.22	350.64
TURC	15.69	188.28
ALGERIENNE	20.56	246.72
SOGREAH	27.14	325.68
COUTAGNE	51.42	617.04

Sur la base de tous ces résultats la valeur retenue est la moyenne des quatre formules.

$A = 345.67 \text{ Hm}^3$, c'est-à-dire une lame d'eau écoulée $L_e = 28.81 \text{ mm}$.

III. 4.2 Caractéristiques de l'écoulement :

a) Module de l'écoulement :

Il est donné par :

$$Me = A0/T \quad (III.14)$$

$$Me = 10.96 \text{ l/s}$$

$A0$: Apport moyen annuel (litre)

T : Temps d'une année en secondes.

b) Module de l'écoulement relatif :

$$M0 = Me / S \quad (III.15)$$

$$Me = 0.91 \text{ l/s/km}^2$$

Me : Module de l'écoulement (l/s);

S : Superficie du bassin (Km^2).

c) Lame d'eau écoulée :

$$L_e = A0/S \quad (III.16)$$

$$L_e = 28.80 \text{ mm}$$

d) Coefficient de l'écoulement :

Il est donné par :

$$C_e = L_e / P_{moy} \quad (III.17)$$

$$C_e = 0.09$$

III.4.3 Apport solide en suspension :

a) Formule de Fournier :

En raison de l'absence de données des coefficients de variation de la perméabilité sur la zone d'étude, on opte pour l'utilisation de la formule suivante et qui est basée sur les données recueillies dans 32 bassins d'Algérie et 9 bassins de Tunisie. L'apport solide spécifique moyen annuel A en $t/Km^2/an$ dans la région de l'Est Algérien est donné par :

$$A = 92R^{0,21} \quad (III.18)$$

R : écoulement annuel total en mm.

b) Formule Sogreah (1969) :

Inspirées des relations de Tixeront, les relations Sogreah donnent les apports solides spécifiques A ($t/Km^2/an$) en fonction du ruissellement annuel de crue (mm) et de la perméabilité. Pour une perméabilité faible à moyenne,

$$A = 350R^{0,15} \quad (III.19)$$

c) Formule de Gravellovic :

Mise au point en Yougoslavie et utilisée en Algérie dans le cadre d'un projet régional, la formule est basée sur 2 fonctions :

1/ Une fonction donnant la production annuelle de sédiment P_e en ($m^3/Km^2/an$) :

$$P_e = TH_m \pi \sqrt{Z^3} \quad (III.20)$$

$$T = \sqrt{\frac{T_0}{10}} + 0.1 \quad (III.21)$$

H_m : Pluie moyenne annuelle (mm) ;

T : coefficient thermique ;

t_0 : température moyenne annuelle (C°) ;

Z : coefficient empirique lié à l'érosion du bassin :

Erosion excessive Z de 1 à 1,5

Erosion intense Z de 0,7 à 1

Erosion moyenne Z de 0,4 à 0,7

Erosion faible Z de 0,2 à 0,4

Erosion très faible Z de 0,1 à 0,2.

2/ Une fonction déterminant le taux de rétention (R_m) des sédiments produits par le bassin en tenant compte des discontinuités spatio-temporelles dans le flux des matériaux arrachés :

$$R_m = \frac{\sqrt{PH}}{0.2(L+10)} \quad (III.22)$$

P : périmètre en Km du bassin versant ;

\bar{H} : Altitude moyenne en Km ; L : longueur du talweg principal en Km.

La dégradation spécifique est donnée par : $D_s = P_e \times R_m$

Tableau n°III.17 Résultats de calcul de transport solide par les formules empiriques.

Formules	Transport solide
fournier (t/Km2/an)	13.66
Sogreah (t/Km2/an)	21.45
Gravillovic(m3/Km2/an)	19.76

III.5 DETERMINATIONS DE DEBITS MAXIMUM :

Dans notre travail, on utilise deux méthodes :

1. Formules empiriques et semi empiriques ;
2. Méthode de GRADEX 'Modèle pluie-débit.

III.5.1 Formules empiriques et semi empiriques :

Ces formules sont basées sur l'expérimentation ou sur certaines informations propre à certaines régions pour lesquelles elles ont été déterminées. Ces formules empiriques sont à prendre avec précaution dans le sens où si elles sont valables dans une région, elles ne sont pas dans d'autres et donnent souvent des valeurs sous-estimées ou surestimées (Touabia, 2003). Pour la détermination du débit de pointe probable de la crue des différentes périodes de retour, différentes formules empiriques ont été sélectionnées pour le calcul, par manque d'observation.

IV.5.1.1 Formules empiriques pour la détermination de la crue :

IV.5.1.1.1 Formule de MALLET-GAUTHIER :

On a:

$$Q_{\max p\%} = 2K \log(1 + A \cdot P_{\text{moy}}) \cdot \frac{S}{\sqrt{L}} \sqrt{1 + 4 \log T - \log S} \quad (\text{IV.23})$$

Avec :

Q_{max p%}: Débit maximum pour une fréquence donnée (m³ /s) ;

P_{moy} : Pluie moyenne annuelle (m) ;

S : Superficie du bassin versant (Km²) ;

L : Longueur du talweg principal (Km) ;

K : Constante dépendant des caractéristiques du bassin : K (1-3) ;

On prend $K = 2$ $A = 20$

T : Période de retour (an).

Tableau n°III.18: Débit maximum de crue pour différents périodes de retour (Formule de MALLET-GAUTHIER)

Fréquence %	Débit maximum en m ³ /s
0.1	213.98
1	174.43
10	122.72

IV.5.1.1.2 Formule de SOKOLOVSKY :

On a :

$$Q_{\max p\%} = \frac{0.28 \times (P_{tc} - H_0) \times \alpha_{p\%} \times F \times S}{T_m} \quad (\text{IV.24})$$

H_0 : pertes initiales en mm. $H_0 = 8$ mm

$\alpha_{p\%}$: coefficient de ruissellement de la crue probable pour une période donnée ;

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

F : Coefficient de forme de la crue ; $F = \frac{12}{4 + 3\gamma}$

S : Superficie du bassin (Km²).

$$T_m = T_c$$

Tableau n°III.19: Débit maximum de crue pour différents périodes de retour (Formule de SOKOLOVSKY)

Fréquence %	Pt	Débit maximum en m ³ /s
0.1	70.9	163.32
1	46.55	83.33
10	25.88	29.67

IV.5.1.1.3 Formule Rationnelle (TURRAZA):

Cette formule utilise l'intensité moyenne maximale de précipitations déterminées sur un intervalle de référence égal au temps de concentration du bassin versant.

On a :

$$Q_{\max} \% = \frac{C \times I_t \times S}{3.6}$$

(IV.25)

i_{tc} : Intensité moyenne maximale des précipitations pendant une durée égale au temps de concentration en (mm/h). Ce paramètre est calculé dans le tableau de courbe IDF.

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

Tableau n°III.20 : valeur de coefficient de ruissellement C

Fréquence %	0.1	1	2	5	10	20
Période de Retour	1000	100	50	20	10	5
C	0.78	0.7	0.68	0.65	0.6	0.55

Tableau n°III.21: Débit maximum de crue pour différentes périodes de retour (Formule de TURRAZA)

Fréquence%	P (mm)	I (mm/h)	Débit maximum en m^3/s
0.1	153	64.54	167.57
1	107	42.31	98.72
10	59.5	23.53	47.06

IV.5.1.2 Débits par la méthode de Gradex :

Cette méthode est basée sur le principe, selon lequel l'extrapolation de la courbe des débits vers les fortes valeurs correspondant aux faibles probabilités ne peut se faire raisonnablement que de façon parallèle à la courbe des précipitations, puisqu'il ne peut pas ruisseler plus d'eau qu'il ne tombe et que la rétention du sol est limitée. Cette méthode admet les principes suivants :

- Les précipitations journalières s'ajustent par des lois à comportement exponentiel simple. Donc, les valeurs maximales mensuelles ou annuelles des précipitations s'ajustent au moins dans les valeurs fortes par loi de Gumbel.
- Au-delà de la crue charnière, l'extrapolation de la loi des débits la plus raisonnable consiste à porter une parallèle à la loi des précipitations ;

- La loi des débits instantanés est obtenue par une affinité faite sur la loi des débits journaliers. Les étapes suivies à partir de l'étude des pluies, sont comme suit :
- Etudier la variabilité aléatoire « pluie reçue par le bassin versant en 24 heures » ; l'ajuster selon la loi de Gumbel et calculer son Gradex.
- Calcul du Gradex des pluies durant le temps de concentration du bassin versant par la formule de réduction des pluies de 24 h
- Considérer le débit décennal pour le bassin étudié à calculer par les autres formules, ou le débit spécifique moyen des bassins versants voisins.
- Extrapoler la fonction de répartition des débits au-delà de 10 ans par une droite de pente égale au Gradex de pluie converti en valeur de débit en utilisant la surface du bassin.
- Considérer un coefficient de pointe pour transformer les débits moyens en débits de point.

Estimation du débit de référence (T 10 ans) :

Le débit de pointe de référence est de 50.3m³/s, obtenu à partir du débit spécifique de deux bassins versants voisins, de Marouana et de Mziraa.

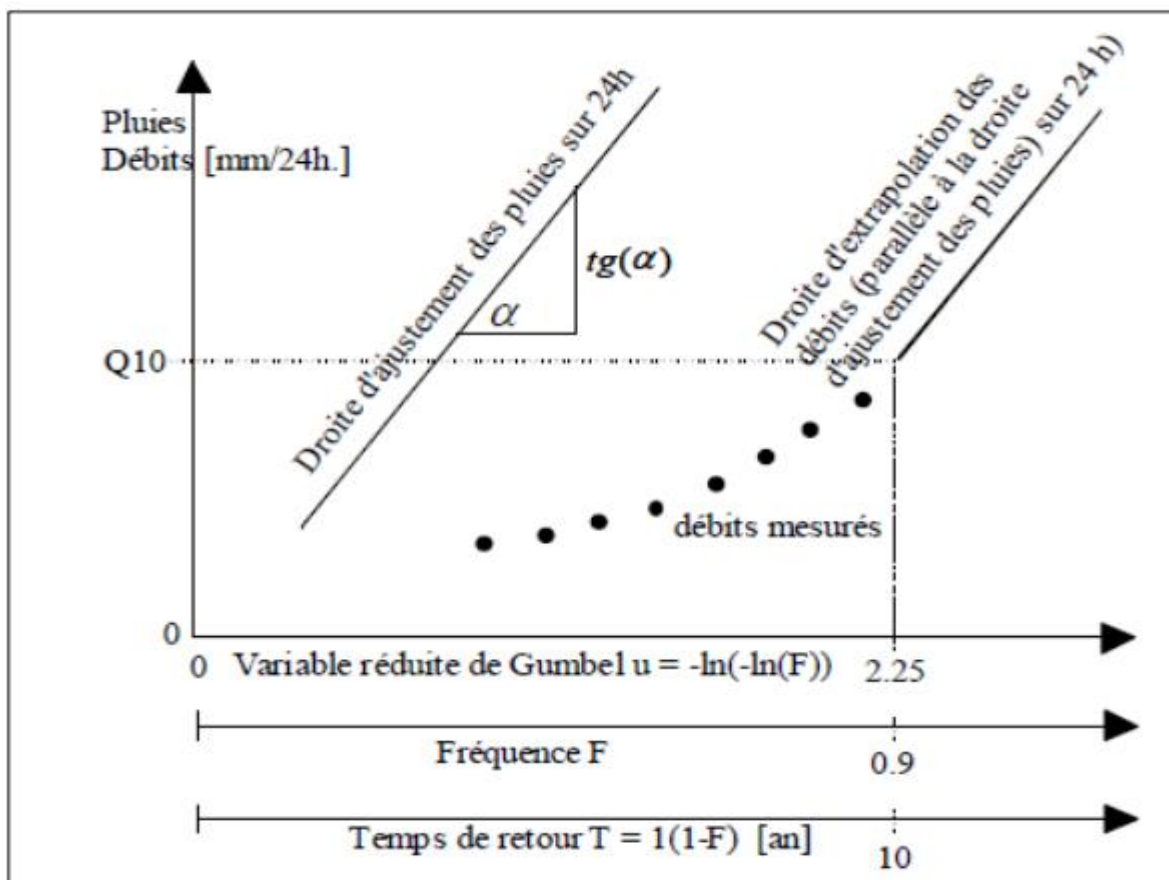


Figure III.10 Mode d'application de la méthode de Gradex

Gradex des pluies *en 24H*: Le Gradex des pluies pendant 24h d'après l'ajustement de la série est de : 667 mm/24heures. On admettant l'hypothèse du Gradex :

La courbe intensité-fréquence des pluies de durée T, est parallèle à la courbe intensité - fréquence du débit, on peut avoir le Gradex des débits par la formule suivante : Gradex des débits= (surface du bassin en Km² x gradex des pluies)/ (3,6 x 24 (heures)). S=12 km²,

$$Q_{100} = \frac{S}{3.6 \times 24} * G_p \quad (IV.26)$$

$$Q_{100} = 92.65 \text{ m}^3/\text{s}$$

On constate que les formules empiriques et semi empiriques sous-estiment le débit par rapport aux débits calculés GRADEX. On opte pour le débit donné par la méthode de GRADEX avec l'hypothèse de la stabilité de la relation pluie-débit et de la transposition pour notre bassin Le débit de dimensionnement est de 92.65m³/s.

III.6 CHOIX DE LA PERIODE DE RETOUR :

Le débit de pointe est l'une des plus importantes caractéristiques d'une averse qu'on puisse utiliser dans le design de la plupart des aménagements. Les inondations qui ont causé des dommages matériels élevés dans les milieux urbains, voire des pertes en vies humaines ont été relevées à travers l'histoire. Notre Oued a traversé une zone urbaine, donc nous jugeons qu'il faut prendre le moins de risque possible ; nous opterons pour une période de retour de 100 ans, pour assurer le maximum de sécurité.

Le tableau suivant récapitule les résultats trouvés par les trois méthodes et le débit de projet définitif.

Tableau n°III.22 Débit de projet par trois méthodes (fréquence limite=100ans)

Débit maximum en m ³ /s	Méthode	Période de retour (100ans)
	MALLET-GAUTHIER	174.43
	SOKOLOVSKY	83.33
	TURRAZA	98.72
	Gradex	92.65

On constate que la formule de **MALLET-GAUTHIER** sur estime le débit par rapport aux débits calculés par les trois autres méthodes. La moyenne calculée entre les trois méthodes (SOKOLOVSKY, TURRAZA et Gradex) est de 91.56 m³/s. On opte pour le débit donné par la méthode de GRADEX car il est proche de la moyenne, avec l'hypothèse de la stabilité de la relation pluie-débit et de la transposition pour notre bassin. Le débit de dimensionnement est de 92.65m³/s (tableau III.13).

III.7 HYDROGRAMME DE CRUE :

L'hydro gramme des crues pluviales exceptionnelles est généralement caractérisé par une forme triangulaire avec un sommet pointu. Un temps de montée comparativement court par rapport au temps de décrue. Parmi les modèles courants, on utilise celui de SOKOLOVSKY qui considère l'hydro gramme comme un triangle parabolique formé par deux branches. La branche de la phase montée est exprimée par l'expression suivante :

$$Q_t = Q_{max} \left(\frac{t}{t_m} \right)^m \quad (\text{III.27})$$

La branche de la phase décrue est exprimée par l'expression :

$$Q_t = Q_{max} \left(\frac{t_d - t}{t_d} \right)^n \quad (\text{III.28})$$

Avec :

Q_t : Débit instantané (m^3/s)

m et n : Coefficient de courbure ($m=2$; $n=3$).

t_m : Temps de montée de la crue, (SOKOLOVSKY)

$t_m = t_c = 1.10$ h

t_d : Temps de la décrue

$$t_d = \delta \cdot t_m = \delta \cdot t_c \quad (\text{III.29})$$

δ : Coefficient qui dépend de la capacité de régularisation.

Ou :

$\delta = 2$ pour petit cours d'eau à capacité de drainage insignifiant

$\delta = 2,5$ à 3 pour les moyen et grands cours d'eau à lit moyen peu prononcé.

$\delta = 4$ pour les grands cours d'eau forestiers et lit important.

Dans notre cas, on prend $2,5$

$t_d = 2.75$

III.7.1 Estimation du temps de base de la crue :

D'après Sokolovski, le temps de base de la crue T est exprimé en fonction du temps de montée t_m , et il est exprimé comme suit :

$$T=(\gamma+1)*t_m \quad \text{(III.30)}$$

Où ;

γ : Paramètre des Sokolovski égale au rapport du temps de décrue sur le temps de montée $t_d/t_m=2.5$

Donc $T=3.85H$

Tableau n°III.23 Débit de crue et les décrue pour différentes périodes de retour

Temps(h)	Débits de crue pour différentes périodes de retour.				
	1000 ans	100 ans	50 ans	20 ans	10 ans
0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
0.10	1.24	0.77	0.46	0.23	0.09
0.20	4.96	3.06	1.84	0.93	0.38
0.30	11.16	6.89	4.14	2.10	0.85
0.40	19.83	12.25	7.35	3.73	1.51
0.50	30.99	19.14	11.49	5.83	2.36
0.60	44.63	27.57	16.54	8.39	3.39
0.70	60.74	37.52	22.52	11.42	4.62
0.80	79.34	49.00	29.41	14.92	6.03
0.90	100.41	62.02	37.22	18.88	7.63
1.00	123.97	76.57	45.95	23.31	9.42
1.10	150.00	92.65	55.60	28.20	11.40
1.20	134.22	82.91	49.75	25.23	10.20
1.30	119.60	73.87	44.33	22.48	9.09
1.40	106.07	65.52	39.32	19.94	8.06
1.50	93.60	57.82	34.70	17.60	7.11
1.60	82.16	50.75	30.45	15.45	6.24
1.70	71.68	44.28	26.57	13.48	5.45
1.80	62.14	38.38	23.03	11.68	4.72
1.90	53.48	33.03	19.82	10.05	4.06
2.00	45.67	28.21	16.93	8.59	3.47
2.10	38.66	23.88	14.33	7.27	2.94
2.20	32.40	20.01	12.01	6.09	2.46
2.30	26.86	16.59	9.96	5.05	2.04
2.40	21.99	13.58	8.15	4.13	1.67
2.50	17.75	10.96	6.58	3.34	1.35
2.60	14.09	8.70	5.22	2.65	1.07
2.70	10.97	6.78	4.07	2.06	0.83

2.80	8.35	5.16	3.09	1.57	0.63
2.90	6.18	3.82	2.29	1.16	0.47
3.00	4.43	2.74	1.64	0.83	0.34
3.10	3.04	1.88	1.13	0.57	0.23
3.20	1.98	1.22	0.73	0.37	0.15
3.30	1.20	0.74	0.44	0.23	0.09
3.40	0.66	0.41	0.24	0.12	0.05
3.50	0.31	0.19	0.11	0.06	0.02
3.60	0.11	0.07	0.04	0.02	0.01
3.70	0.02	0.02	0.01	0.01	0.01
3.80	0.01	0.01	0.01	0.00	0.00
3.85	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00

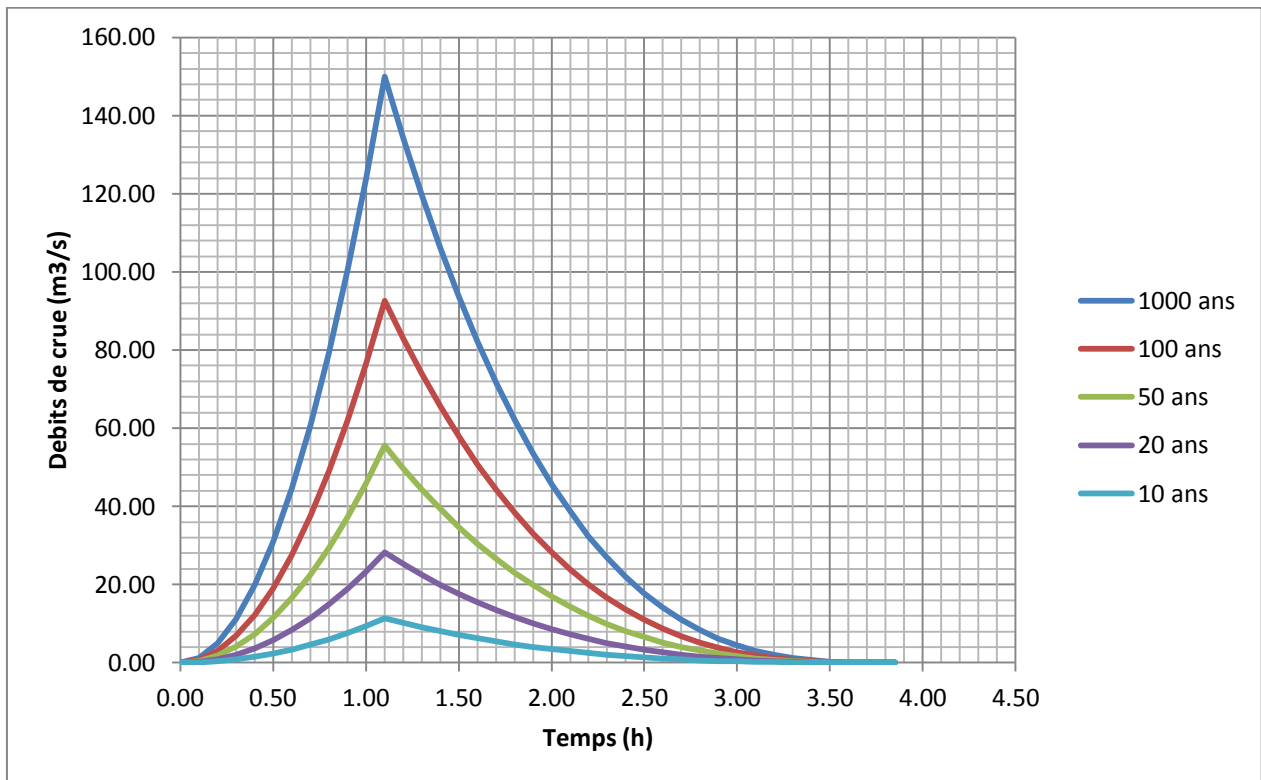


Figure n°III.11 Hydrogrammes de crues du bassin versant d'Oued T'kout.

CONCLUSION

L'estimation des débits de crues et l'hydrogramme de crues a été faite par plusieurs approches. Ces approches et ces méthodes donnent des résultats différents et parfois des résultats proches l'un de l'autre.

Pour notre cas, pour qu'on puisse avoir un résultat représentatif on cherche toujours la méthode qui demande moins d'estimation et se base sur des données réelles du terrain. C'est pour cela on a choisi la méthode de GRADEX.



Chapitre IV :
CALCUL HYDRAULIQUE

IV.1 INTRODUCTION

Le calcul hydraulique s'inspire de la règle des valeurs extrêmes (débit et vitesse d'écoulement), donc les canaux doivent satisfaire les conditions de l'évacuation rapide et continue de toutes les quantités des eaux dans le but d'assurer une protection suffisante contre les inondations. L'hydraulique fluviale, qui fait une partie de l'hydraulique, traite des écoulements dans les canaux artificiel et naturels ayant une surface libre soumise à la pression atmosphérique et dont la forme peut varier, ce qui implique une variation possible de la forme et des dimensions de la section transversale de la masse liquide. Les types d'écoulement qu'on rencontre en hydraulique fluviale sont :

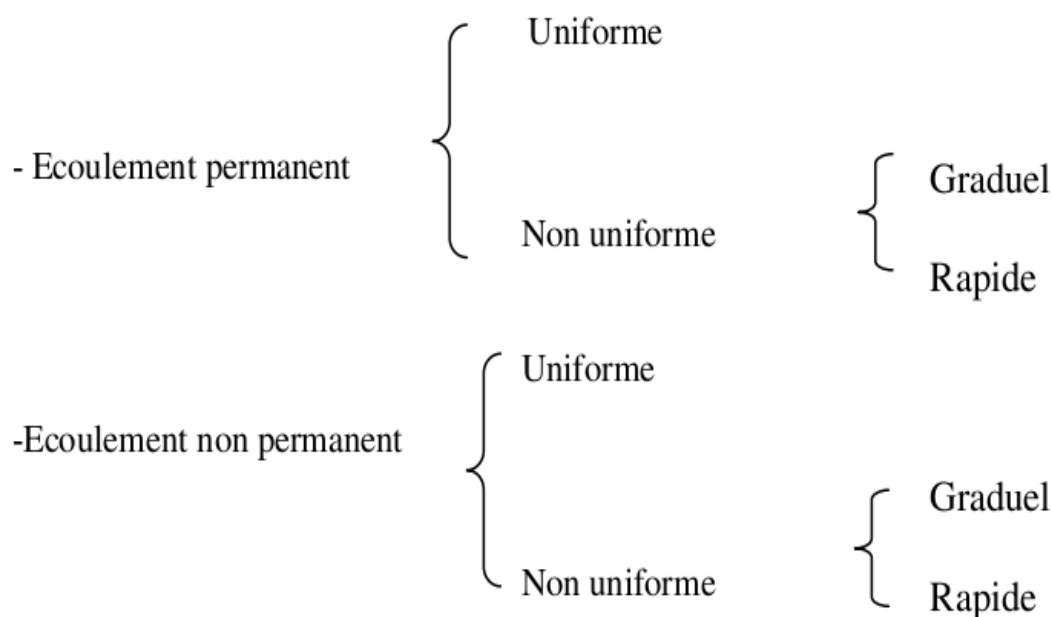


Figure IV.1 Types d'écoulements

Les écoulements à surface libre en régime permanent peuvent présenter deux aspects :

1. Si la pente longitudinale (dans le sens de l'écoulement) et la section transversale sont constatés tout le long de la masse liquide, le régime est uniforme.
2. Dans le cas contraire, le régime est varié.

IV.2 DESCRIPTION DE L'ETAT ACTUEL d' OUED T'KOUT :

- Lors des crues exceptionnelles d'oued Chénnaoura en 2011, la lame d'eau écoulée a travers l'oued a dépassé les limites des berges de l'oued dans quelques endroits et a provoqué l'érosion et le glissement des talus.
- Le pont reliant les deux parties du centre de Tkout a été submergé.

- Destruction d'un mur de soutènement en pierres maçonnées. Ce dernier a été construit pour protéger la berge d'oued, le collecteur principal d'assainissement et les constructions situées au voisinage de l'oued.
- L'envasement du lit d'oued par les dépôts solides en provenance des eaux de crues.

Suite à cet état, et en prenant en considération les zones urbanisées de part et d'autre de l'oued, nous avons déterminé les zones menacées par les inondations, et nous les avons classées en fonction du degré de risque en ordre décroissant comme suite:

. **Zone de risque N°01** : c'est la zone où les constructions sont proches des berges de l'oued, et les talus sont instables, et il y a une forte possibilité de la destruction des constructions.



Figure n°IV.2 Glissement du talus d'Oued T'kout au niveau de la zone 1.

Zone de risque N°02 : c'est la zone caractérisée par l'instabilité des talus, mais cet état ne représente aucun risque, à court terme, sur les habitations limitrophes.



Figure n°IV.3 Glissement du talus d'Oued T'kout au niveau de la zone 2.

Zone de risque N°03 : c'est la zone ou sont implantés des ouvrages de protection existants et qui nécessitent une réhabilitation

IV.3 GENERALITES

IV.3.1 Ecoulement à surface libre

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

IV.3.2 Canaux à ciel ouvert

On appelle canal, un système de transport dans lequel l'eau s'écoule et dont la surface libre est soumise à la pression atmosphérique. Le profil de meilleure conductivité est le profil qui véhicule le débit maximum. Pour un canal de pente "i" et de coefficient de rugosité "n", La section qui véhicule le débit maximum est celle où le rayon hydraulique est maximum, et la section est minimale. (armando Lancastre, 2010)

IV.3.3 Différents types de Canaux

On distingue deux catégories de canaux :

- 1) Canaux naturels,
- 2) Canaux artificiels,

1) Les canaux naturels

Ce sont les cours d'eau qui existent naturellement sur (ou sous) terre; tels que les ruisselets, torrents, rivières, fleuves et estuaires. Les propriétés géométriques et hydrauliques des canaux naturels sont généralement assez irrégulières. L'application de la théorie hydraulique ne donne que des résultats approximatifs obtenus moyennant certaines hypothèses.

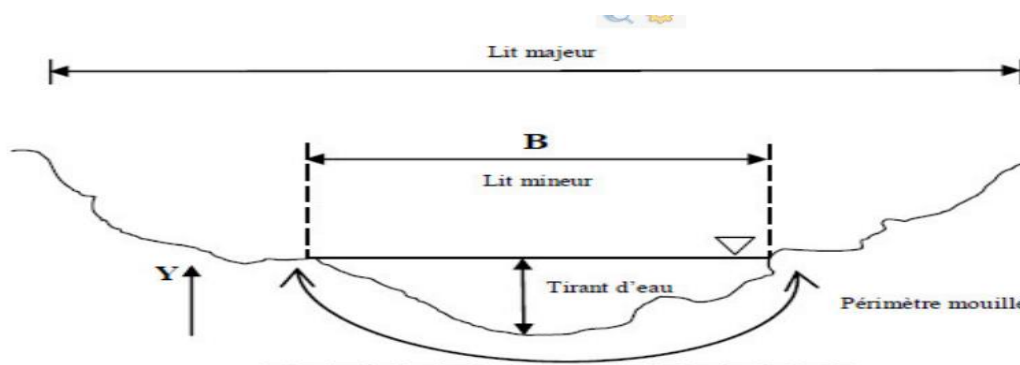


Figure n°IV.4 Canal naturel**– Section d'écoulement (ou section mouillée) S_m**

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

– périmètre mouillé P_m

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

– largeur au miroir B

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

– tirant d'eau

Profondeur maximale d'une section d'écoulement ;

2) Les canaux artificiels

Ce sont des cours d'eau réalisés par l'homme sur (ou sous) terre tels que: les canaux découverts construits au ras du sol (canaux de navigation, d'adduction et d'évacuation, d'irrigation et de drainage) ou les canaux couverts dans lesquels les liquides ne remplissent pas toute la section (tunnels hydrauliques, aqueducs, drains, égouts). Les propriétés hydrauliques des canaux artificiels sont généralement assez régulières. L'application de la théorie hydraulique donne souvent des résultats satisfaisants. (armando Lancastre,2010)

IV.3.4 Types d'écoulements**a) Variabilité dans le temps****a.1 Ecoulement permanent**

On dit un écoulement permanent si les paramètres suivants : vitesse, débit et profondeur restent invariables dans le temps en grandeur et en direction. C'est à dire :

$$\frac{dv}{dt} = \frac{dQ}{dt} = \frac{dh}{dt} = \frac{du}{dt} = 0 \quad (\text{IV.1})$$

a.2 Ecoulement non permanent

On dit un écoulement permanent lorsque les paramètres suivants : vitesse, débit et profondeur se varient dans le temps en grandeur et en direction. C'est à dire :

$$\frac{dv}{dt} \neq \frac{dQ}{dt} \neq \frac{dh}{dt} \neq \frac{du}{dt} \neq 0 \quad (\text{IV.2})$$

b) Variabilité dans l'espace

b.1 Régime uniforme

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

$$\frac{dv}{dx} = \frac{di}{dx} = \frac{dh}{dt} = \frac{ds}{dx} = 0 \quad (\text{IV.3})$$

b.2 Régime non uniforme

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

$$\frac{dv}{dx} \neq \frac{di}{dx} \neq \frac{dh}{dx} \neq \frac{ds}{dx} \neq 0 \quad (\text{IV.4})$$

* Régime non uniforme graduellement varié

Régime d'écoulement où la variation de hauteur dans la direction d'écoulement est très faible, typiquement si x désigne une longueur d'écoulement et h une variation de hauteur,

on a $\Delta h / x \ll 1$.

* Régime non uniforme rapidement varié

Régime d'écoulement où la variation de hauteur dans la direction d'écoulement est très importante, En effet à l'approche d'une singularité ou bien en cas de ressaut bien en cas de ressaut hydraulique, l'écoulement peut entrer dans un régime rapidement varié. (armando Lancastre,2010)

IV.4 DIMENSIONNEMENT DES CANAUX

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

IV.4.1 Conditions de l'écoulement uniforme

1- le débit de l'eau dans chaque section des tronçons proposés est constant.

- 2- le canal est prismatique.
- 3- La profondeur h du courant est constante en sa longueur.
- 4- La pente de chaque section est constante.
- 5- La rugosité des parois est constante.
- 6- Les résistances locales sont absentes.

IV.4.2 Formules de calcul

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

$$V = C \cdot \sqrt{R \cdot I} \quad (\text{IV.5})$$

On utilisant le produit suivant :

$$Q = V \cdot S \quad (\text{IV.6})$$

On obtient

$$Q = C \cdot S \cdot \sqrt{R \cdot I} \quad (\text{IV.7})$$

C : Coefficient de Chézy ($\text{m}^{0.5}/\text{s}$)

Rh : Rayon hydraulique étant la surface mouillée S_m sur le périmètre mouillé P_m .

Rh = S_m / P_m (m)

n : Coefficient de rugosité

I : Pente de fond du canal (radier).

IV.4.3 Détermination de coefficient de Chézy

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

1) Formule d'AGROSKINE

$$C = \frac{1}{n} + 17.72 \log Rh \quad (\text{IV.8})$$

Avec :

C : Coefficient de Chézy ($\text{m}^{0.5}/\text{s}$)

Rh : Rayon hydraulique, avec:

n : Coefficient de rugosité

2) Formule de MANING-STRICKLER

$$C = \frac{1}{n} R_h^{\frac{1}{6}} \quad (\text{IV.9})$$

Avec :

C : Coefficient de Chézy ($m^{0.5}/s$)

R_h : Rayon hydraulique, avec :

n : Coefficient de rugosité avec $1/n = K_s$ (coefficient de Strickler).

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

$$v = K_s \cdot R_h^{2/3} \cdot I^{1/2} \quad (\text{IV.10})$$

Où :

K_s : coefficient de rugosité de STRICKLER ($m^{1/3}/s$).

R_h : le rayon hydraulique (m).

I : la pente du radie (km/km).

3) Formule de PAVLOVSKY

$$C = \frac{1}{n} R_h^{1/y} \quad (\text{IV.11})$$

Avec :

C : Coefficient de Chézy ($m^{0.5}/s$)

n : Rugosité.

R_h : Rayon hydraulique, avec :

y : est l'exposant déterminé soit d'après la relation complète :

$$Y = 2.5\sqrt{n} - 0.13 - 0.75\sqrt{R_h}(\sqrt{n} - 0.10) \quad (\text{IV.12})$$

Ou bien par les égalités simplifiées :

$$Y=1.5\sqrt{n} aR_h < 1m \quad (\text{IV.13})$$

$$Y=1.5\sqrt{n} aR_h > 1m \quad (\text{IV.14})$$

4) Formule de BAZIN

$$C = \frac{87}{1 + \frac{m_b}{\sqrt{R_h}}} \quad (\text{IV.15})$$

m_b : Coefficient de BAZIN.

m_b il est entre 0,06 et 1.75 m^{0.5}.

Remarque :

Dans notre calcul on travaille avec la formule de MANING-STRICKLER

IV.5 PARAMETRES GEOMETRIQUES

IV.5.1 Choix de la section de meilleure conductivité

Le profil de meilleure conductivité est le profil qui véhicule le débit maximum. Pour un canal de pente J u et de coefficient de rugosité n , la section qui véhicule le débit maximum Q_{max} est celle où le rayon hydraulique R_h est maximum, et la section S est minimale. Parmi toutes les formes de section, la semi-circulaire est celle qui satisfait au rayon hydraulique maximum. On a:

$$S_m = \pi \cdot r^2 / 2 \quad (\text{IV.16})$$

$$P_m = \pi \cdot r \quad (\text{IV.17})$$

$$R_H = r/2 = h/2 \quad (\text{IV.18})$$

Avec:

S_m : section mouille (m²)

P_m : périmètre mouille en (m).

R_h : rayon hydraulique en (m).

Mais cette forme plus coûteuse que la forme trapézoïdale et rectangulaire qui présente des simplicités de réalisation. A cet effet notre choix portera sur la section rectangulaire dont ses caractéristiques sont :

1) Canal à section rectangulaire

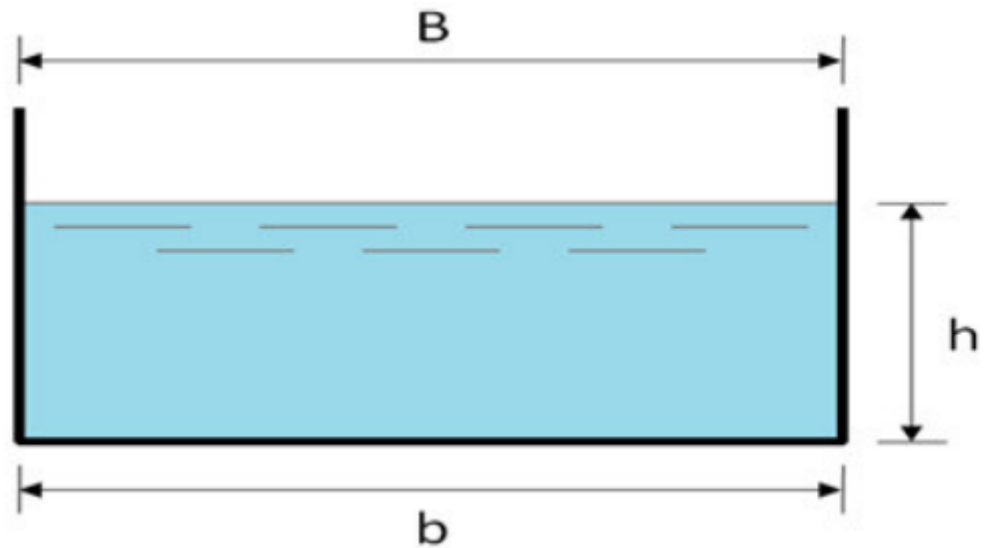


Figure n°IV.3 Canal à forme rectangulaire

h : tirant d'eau maximum (pour Q_{max}), en m.

B : La largeur supérieure du canal, en (m).

b : La largeur inférieure du canal, en (m).

$B = b$ parce que $m = 0$.

On définit la surface mouillée S_m et le périmètre mouillé P_m par :

$$S_m = h \times b \quad (IV.19)$$

$$P_m = b + 2 \times h \quad (IV.20)$$

$$R_h = \frac{S_m}{P_m} \quad (IV.21)$$

Alors:

Le rayon hydraulique sera max pour une valeur de P_{min} .

Le périmètre soit min pour $dP = 0$.

$$dS = h db + (b + m \cdot h) dh = 0 \quad (IV.22)$$

$$dP = db + 2(1 + m^2)^{0.5} dh = 0 \quad (IV.23)$$

Les équations dernières équations donnent :

$$b = 2h(1 + m^2)^{0.5} - m \quad (IV.24)$$

$$\beta = 2 \times (\sqrt{1 + m^2} - m) \quad (IV.25)$$

Pour la section rectangulaire ($m = 0$) :

$$\beta = \frac{b}{h} = 2 \quad (\text{IV.26})$$

Avec : β = Largeur relative

Donc :

$$R_h = \frac{h}{2} \quad (\text{IV.27})$$

Tableau n°IV.01 Paramètres géométriques d'un canal à section rectangulaire de largeur b et de profondeur h

Désignation	Expression
b (m)	$2h$
S (m²)	$h \cdot b$
P (m)	$b + 2h = 4h$
Rh	$\frac{s}{p} = \frac{h}{2}$

2) Canal à section trapézoïdale :

La géométrie d'un canal à section trapézoïdale permet de véhiculer un débit maximum par rapport les autres sections en plus la variation de la hauteur d'eau est faible pour changement de débit.

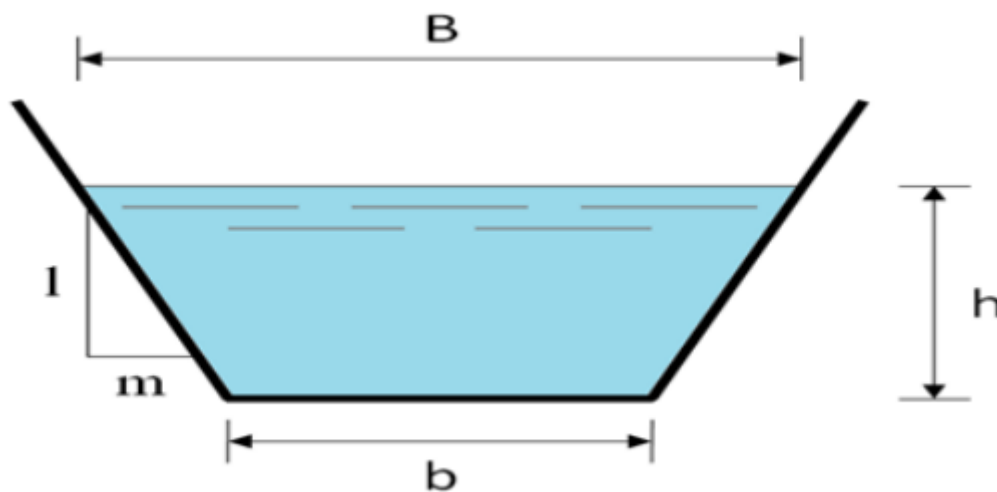


Figure n°IV.4 Canal à forme trapézoïdale

Où :

m : Le fruit des talus, $m = \cotg \varphi$.

h : Le tirant d'eau maximum (pour Q_{max}), en mètres.

B : La largeur supérieure du canal, en mètre.

b : La largeur inférieure du canal, en mètre.

On définit la surface mouillée S_m et le périmètre mouillé P_m par :

$$S_m = h \cdot (b + m \cdot h) \quad (IV.28)$$

$$P_m = b + 2 \cdot h \cdot \sqrt{1 + m^2} \quad (IV.29)$$

a) Calcul du rayon hydraulique maximal :

$$\text{On a } R_h = \frac{S_m}{P_m} \quad (IV.30)$$

Alors :

Le rayon hydraulique sera max pour une valeur de P_{min} .

Le périmètre soit min pour $dP = 0$.

On a :

$$dS = h db + (b + m \cdot h) dh = 0 \quad (IV.31)$$

$$dP = db + 2(1 + m^2)^{0.5} dh = 0 \quad (IV.32)$$

Les équations 1 et 2 donnent :

$$b = 2h(1 + m^2)^{0.5} - m \quad (IV.33)$$

Avec cette valeur de b on trouve que :

$$R_H = \frac{H}{2} \quad (IV.34)$$

Alors les paramètres géométriques d'un canal à section trapézoïdale sont les suivantes :

Tableau n°IV.1. Paramètres géométriques d'un canal à section trapézoïdale de largeur b (m) et de profondeur h (m) avec un fruit de talus « m »

Désignation	Expression
b (m)	$2h (\sqrt{1+m^2} - m)$
B (m)	$b + 2mh$
S (m ²)	$h (b + mh)$
P (m)	$b + 2h \sqrt{1+m^2}$
R_h	$\frac{h.(b + mh)}{b + 2h.\sqrt{1+m^2}}$

▪ **Forme des profils en travers :**

Les canaux en terre ou revêtus sont presque toujours trapézoïdaux (parfois rectangulaires) et épousent des pentes de talus variables selon la nature de terrain.

Tableau n°IV. 2. Quelques ordres de grandeur de fruit de talus

Nature de terrain	Fruit de talus (m)
Rocheux	0.25
Rocheux plus ou moins désagrégé	0.5
Argile dur	0.75
Gravier talus de déblais ordinaire	1
Terrain ordinaire	1.5
Argilo-sablonneux	2
Très sablonneux	3

Source (futura-sciences)

IV.5.2 Calcul de la profondeur normal h_n

A un débit donné, h_n est appelé profondeur normale, une fois fixée la nature de la paroi et la pente, on dispose en régime permanent et uniforme d'une relation reliant la profondeur h au débit Q . Dans les sections évasées, le débit croît toujours lorsque la profondeur de l'eau augmente (fig IV.3). La détermination de la

profondeur normale (h_n) se fait par plusieurs méthodes ; et parmi ces méthodes on a la méthode graphique et la méthode itérative.

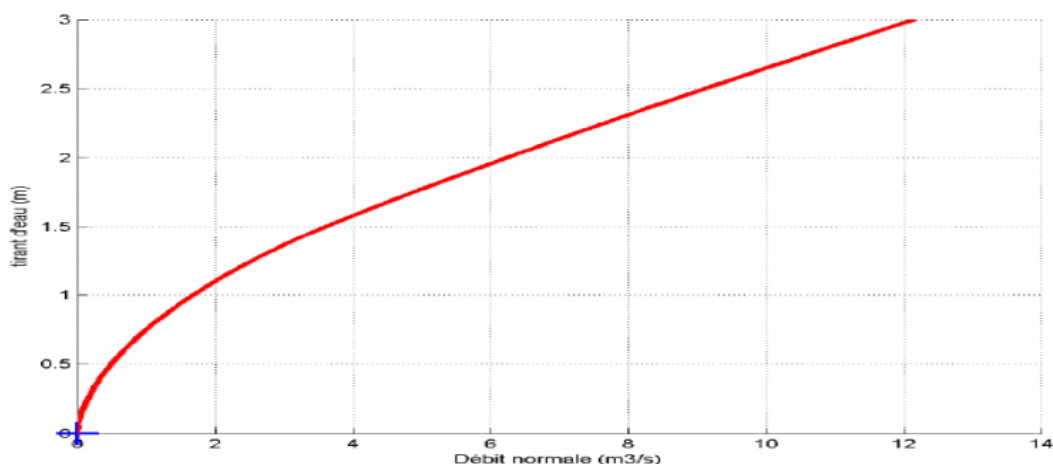


Figure n°IV.5 Relation entre le tirant d'eau et le débit normal (unistra.fr)

IV.5.2.1 Méthode graphique

On tire la valeur de h_n à partir du graphe $I = f(h)$, on trace le graphe par le calcul des valeurs de I en augmentant h avec un pas jusqu'à atteindre la valeur de la pente désiré. Donnant que :

$$I = \frac{Q^2_{normal}}{C^2 \cdot S^2 \cdot R} \quad (IV.35)$$

Cette formule est tirée à partir de l'équation générale de l'écoulement permanent uniforme

$$Q = S_m \cdot C \sqrt{R} \cdot \sqrt{I} \quad (IV.36)$$

IV.5.2.2 Méthode itérative

On tire la valeur de (B) à partir de l'équation générale de l'écoulement uniforme.

$$Q = S \cdot C \cdot \sqrt{R \cdot I} \quad (IV.37)$$

Donc, on fixe la valeur de (H) et on donne des valeurs a (b) et on détermine Q jusqu' a une valeur de débit très proche on égale au Q_n

Par suite on trace la courbe $Q=f(b)$, et on détermine la valeur de b correspondante à Q_n

IV.5.3 Calcul de la profondeur critique h_{cr}

Le calcul de h_{cr} se fait aussi par plusieurs méthodes, on cite trois méthodes qui sont :

- la méthode graphique.

- la méthode d'AGROSKINE.
- la méthode itérative.

IV.5.3.1 Méthode graphique

La méthode graphique est basée sur le graphe de l'énergie en fonction de h . La valeur de h_{cr} est la valeur qui correspond à l'énergie spécifique minimale.

L' énergie spécifique

L' énergie spécifique H_s ou «charge spécifique» dans une section transversale mouillée est la valeur moyenne de l' énergie des molécules du liquide de cette section par unité de poids du liquide, cette énergie étant rapportée à l' axe horizontal passant par le point le plus bas de la section. La charge moyenne de la section par rapport à un plan de référence donnée (choisie), est la différence entre la ligne de charge et le fond du canal dans une section donnée.

Donc on construit le graphe : $H_s = f(h)$ sachant que :

$$H_s = H_p + H_c \quad (IV.38)$$

H_p : Energie potentielle est égale à h ; ($H_p = h$)

H_c : Energie cinétique est égale à $\frac{V^2}{2g}$; ($H_c = \frac{V^2}{2g}$)

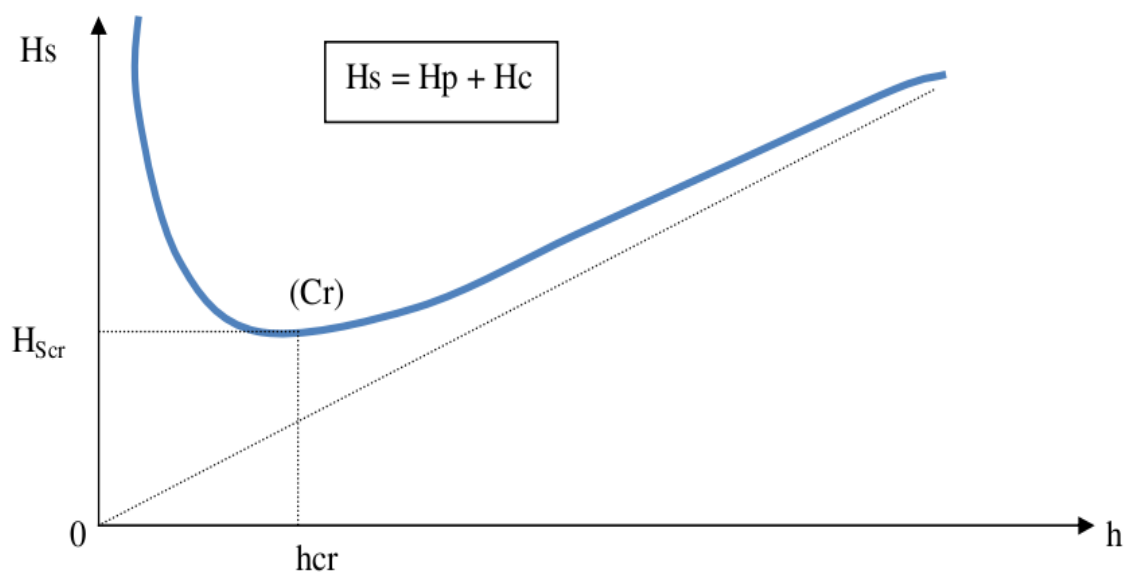


Figure n°IV.6 Energie spécifique en fonction de profondeur (huilier.fr)

IV.5.3.2 Méthode analytique d'AGROSKINE

La méthode d'AGROSKINE utilise la formule suivante :

La condition de criticité est :

$$\frac{\alpha \times Q^2 \times B_{cr}}{g \times S_{cr}^3} \quad (\text{IV.39})$$

avec

α : coefficient d'énergie cinétique dans la pratique on prend $\alpha = 1$

B : Largeur du plan d'eau en surface.

g : Accélération gravitaire prise égale à 9.81 m/s².

IV.5.3.3 Méthode itérative

Cette méthode consiste à tirer la valeur de hcr qui correspond à Q²/g Donc on tire la valeur de (S³/B) = Q²/g et on tire par un tableur la valeur de hcr qui lui correspond.

IV.5.4. Calcul de la pente critique

La valeur de la pente de fond dépend essentiellement de la topographie et de la constitution du terrain. Cette pente, généralement faible. La pente critique correspondant à la profondeur critique.

Elle est donnée par la formule suivante :

$$Q = C \cdot S_{cr} \cdot \sqrt{R_h \cdot I_{cr}} \quad (\text{IV.40})$$

Donc

$$I_{cr} = \frac{Q^2}{C^2 \cdot S_{cr}^2 \cdot R_h} \quad (\text{IV.41})$$

IV.5.5 Nombre de Froude

C'est le rapport entre les forces de gravité et celles d'inertie ou:

$$F_r = \frac{v}{\sqrt{g \cdot h}} \quad (\text{IV.42})$$

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

écoulement fluvial $Fr < 1 \quad \Rightarrow hcr < hn$

écoulement torrentiel $Fr > 1 \quad \Rightarrow hcr > hn$

écoulement critique $Fr = F_{cr} = 1 \quad \Rightarrow hcr = hn$

IV.6 CALCUL DE LIGNE D'EAU :

IV.6.1. Equation de la ligne d'eau :

L'équation de la surface libre de la ligne d'eau, est une équation liée à l'abscisse et à l'ordonnée de chaque point de la ligne d'eau pour un débit et une pente du canal donnée. En basant sur l'équation d'énergie :

$$\mathbf{H = Z + V^2 / 2g + h} \quad \text{(VI-43)}$$

Et sur l'équation de la continuité :

$$\mathbf{Q = V / S} \quad \text{(VI-44)}$$

En dérivant l'équation (V-19) par rapport à x, on trouve :

$$\frac{dH}{dx} = \frac{dz}{dx} + \frac{d}{dx} \cdot \left(\frac{(Q/S)^2}{2g} \right) + \frac{dh}{dx} \quad \text{(VI-45)}$$

$$\frac{dz}{dx} = -J_f \quad \text{(VI-46)}$$

Comme :

$$\frac{dH}{dx} = -J_e = -\frac{(Q/S)^2}{C^2 R_h} \quad \text{(VI.47)}$$

On trouve :

$$\frac{dh}{dx} = J_f \frac{1 - \frac{(Q/S)^2}{C^2 R_h J_f}}{1 - \frac{(Q/S)^2}{g \cdot S/B}} \quad \text{(IV. 48)}$$

IV.6.2. Les différentes formes de courbe de remous :

Les courbes représentant la ligne d'eau d'un tel mouvement sont généralement appelées courbes de remous:

$$\frac{Q}{\sqrt{I}} = S \cdot C \cdot \sqrt{R_h} \quad \text{(VI-49)}$$

$$S_n \cdot C_n \cdot \sqrt{R_h} = K_n \quad \text{(IV.50)}$$

Donc l'équation (VI-42) devient :

$$\frac{dh}{dx} = J_f \frac{1 - \left(\frac{Kn}{K}\right)^2}{1 - Fr^2} \tag{IV.51}$$

Avec :

$$Fr^2 = \frac{(Q/S)^2}{g.S/B} \tag{IV.52}$$

Jf = i = pente de fond

D'autre part :

$$\frac{dh}{ds} = J_f \frac{1 - \left(\frac{Hn}{h}\right)^2}{1 - Fr^2} \tag{IV.53}$$

Tableau n°IV.02 Différentes formes de courbes de remous (calameo.com)

Conditions	(Kn/K) = (hn/h)	Signe de numérateur	Fr = (hc/hn)	Signe de dénominateur	Signe de dh/dx	Nom de la courbe
i > 0	< 1	+	< 1	+	+	M1
i < ic	< 1	+	> 1	-	-	
hn > hc	> 1	-	< 1	+	-	M2
	> 1	-	> 1	-	+	M3
i > 0	< 1	+	< 1	+	+	S1
i > ic	< 1	+	> 1	-	-	S2
h < hc	> 1	-	> 1	-	+	S3
i > 0	< 1	+	< 1	+	+	C1
i = ic	> 1	-	> 1	-	+	C3
hn = hc						
i = 0		-	< 1	+	-	H2
hn → ∞		-	> 1	-	+	H3
i < 0		-	< 1	+	-	A2
	hn → ∞		> 1	-	+	A3

Pour les différentes valeurs de pente du fond et pour un débit constant on a :

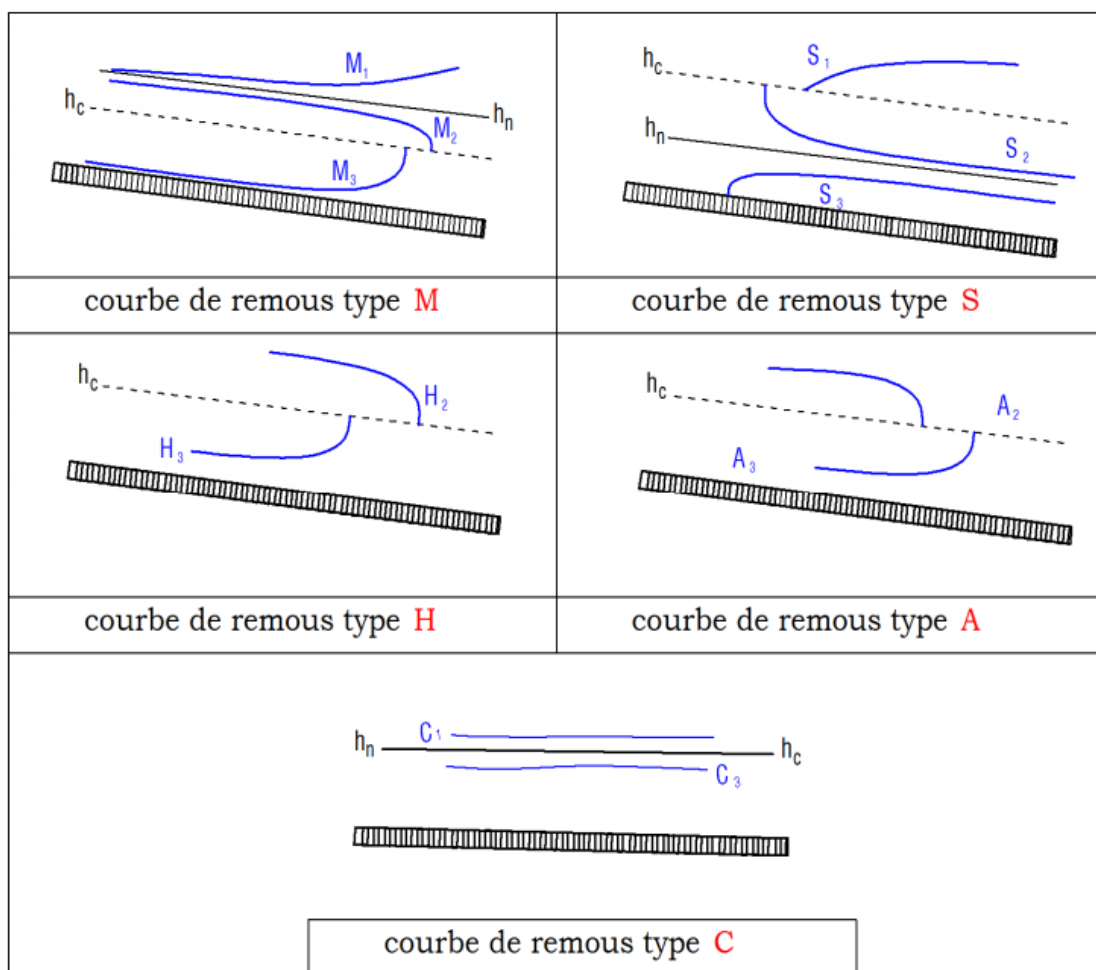


Figure n° IV.7 Différentes formes de courbes de remous (Wikipédia)

IV.6.3 Calcul de la surface d' eau

Pour le tracé de la surface d' eau, on doit passer par l' intégration de l' équation . On peut distinguer pour cela 3 méthodes de calcul :

- La méthode par approximation successive.
- La méthode par intégration directe.
- La méthode par intégration graphique.

Dans notre cas, on utilise le logiciel HEC-RAS VERSION 5.0.3 développé US ARMY CORPS OF ENGINEERS, nécessite une banque de données bien fournie concernant les tronçons des deux oueds considérés.

- Les données géométriques relatives à chaque section :
 - Le profil en travers, défini par une série de couples distance-altitude.
 - Les coefficients de rugosité du lit mineur et majeur.

- Les trois distances principales à la section suivante : rive gauche, droite et axe de lit mineur.

- Les données hydrométriques à savoir le débit de projet et les conditions aux limites.

Ce logiciel permet ainsi le diagnostic des systèmes d'eaux pluviales et le dimensionnement de réseaux, tout en prenant en compte les phénomènes d'influence aval. Les données d'entrées se caractérisent par leurs particularités du réseau (noeud, conduites, ...), les découpages en bassins versant (débit d'apport, ...) et par des données pluviométriques (hydrogrammes en régime transitoire, débit de projet en régime permanent). Les résultats peuvent être exploités sous forme de tableaux (hauteur, vitesse, débits, volume, pour chaque ouvrage), par des résultats graphiques (vue en plan, profil en long) ou par une vision dynamique. (armando Lancaster,2010)

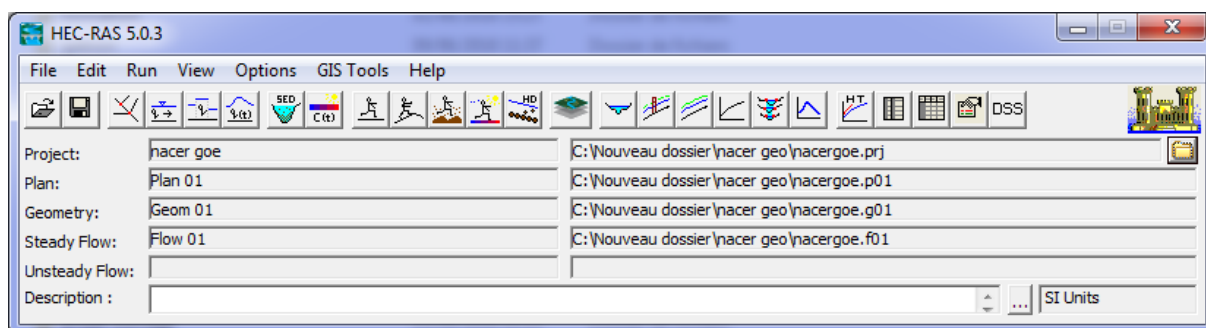


Figure n° IV.8 Fenêtre d'accueil du logiciel HEC-RAS

IV.6.3.1 Démarche de la simulation :

Cette démarche se fait en quatre étapes :

- Modélisation de la rivière.
- Modélisation de l'écoulement.
- Mise en marche de la simulation.
- Visualisation des résultats et constatation.

1. Modélisation de la rivière :

Dans ce projet, nous avons utilisé le levé topographique fourni par le bureau d'étude. La réalisation de la géométrie d'oued T'kout, consiste à implémenter des profils en travers représentatifs, sur lesquels on calcule la hauteur d'eau et d'autres caractéristiques de l'écoulement.

Pour charger les profils nous avons utilisé le logiciel AutoCad Civil 3D, qui présente l'avantage de générer automatiquement des fichiers de géométrie à partir du levé topographique, reconnus par HEC-RAS nous donnant les profils transversaux de l'amont à l'aval espacés de 20 mètres. Mais avant de passer à HEC

-RAS on passe d'abord à HEC-RAS Flipper pour inverser le sens d'écoulement pour que le logiciel HEC-RAS puisse lire l'écoulement de l'amont à l'aval et pas le contraire Cela nous a permis de gagner en temps et en précision.

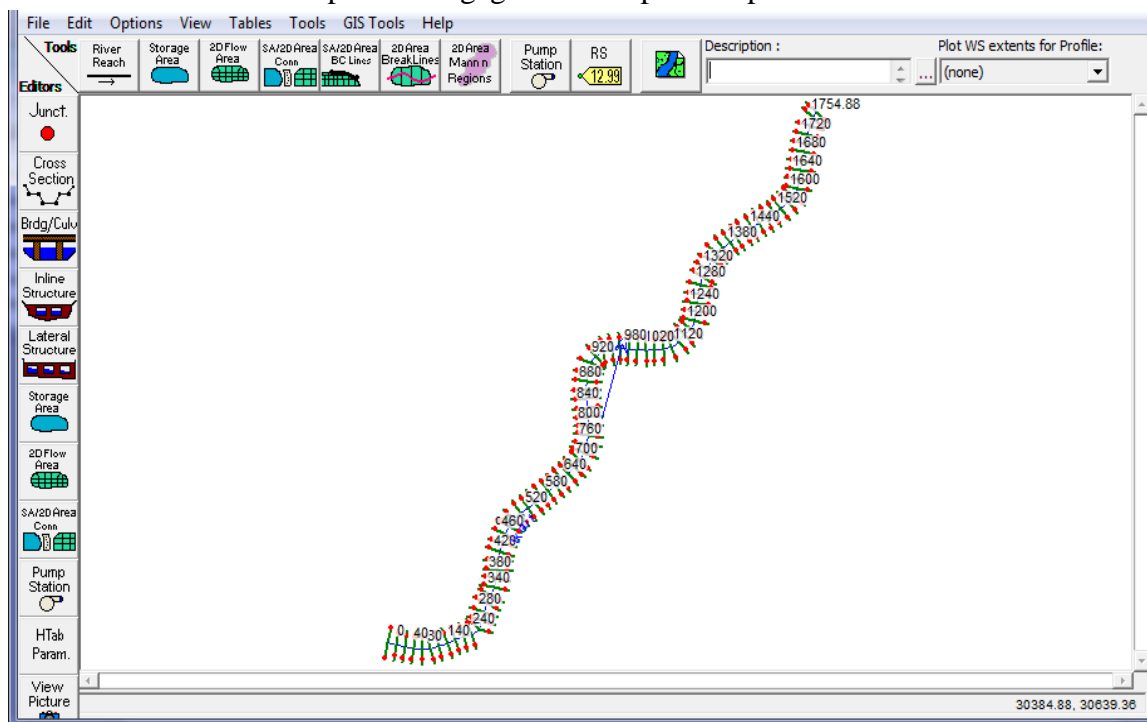


Figure n°IV.9 Définition du tracé de l'oued et des sections

2. Modélisation de l'écoulement

Sous l'hypothèse d'écoulement mixte, les conditions aux limites imposées pour la résolution du calcul hydraulique sont :

- Un débit en entrée.
- Coefficient de Manning
- Une hauteur critique sera calculée en aval et en amont.

Il nous reste l'introduction des conditions aux limites de chaque tronçon, autrement dit, la hauteur d'eau en amont et en aval. HEC-RAS nous donne les choix suivant :

- **Hauteur d'eau connue** : pour chaque profil d'écoulement, la hauteur est connue.
- **La hauteur critique** : le programme calcule lui-même la hauteur critique et l'utilise comme condition aux limites.
- **La hauteur normale** : le logiciel nous demande la pente d'énergie qui sera utilisée pour le calcul de la hauteur normale par l'équation de Manning. Si la pente d'énergie n'est pas connue, l'utilisateur peut l'estimer en introduisant la pente de la surface de l'eau, ou la pente du fond.
- **Courbe de tarage** : le logiciel nous demande d'introduire la courbe débit-hauteur. Dans notre cas, nous allons choisir la hauteur critique, puisque on ne dispose pas d'information

comme la courbe de débit-hauteur, ou bien de mesures complètes qui pourraient nous permettre d'utiliser les autres alternatives.

3. Mise en marche de a simulation

Après avoir introduit les données géométrique et hydrométrique d'oued T'kout, les calculs peuvent être effectués pour plusieurs débits simultanément, soit en régime torrentiel, soit en régime fluvial, ou pour les deux régimes d'écoulement. Pour notre cas, on fait le choix de régime d'écoulement, supposé mixte, et en lance la simulation

4. Visualisation des résultats et constatation

Après avoir lancé le calcul sous HEC-RAS, nous pouvons obtenir de nombreux résultats. En outre, nous pouvons obtenir les profils des zones inondables selon le débit considéré. Et les vitesses d'écoulement ainsi que les lignes d'eau et d'énergie .Nous pouvons ainsi observer la variation de la vitesse d'écoulement sur le lit mineur et les deux rives suivant chaque profil en travers. Nous remarquerons que la vitesse est très fluctuante.

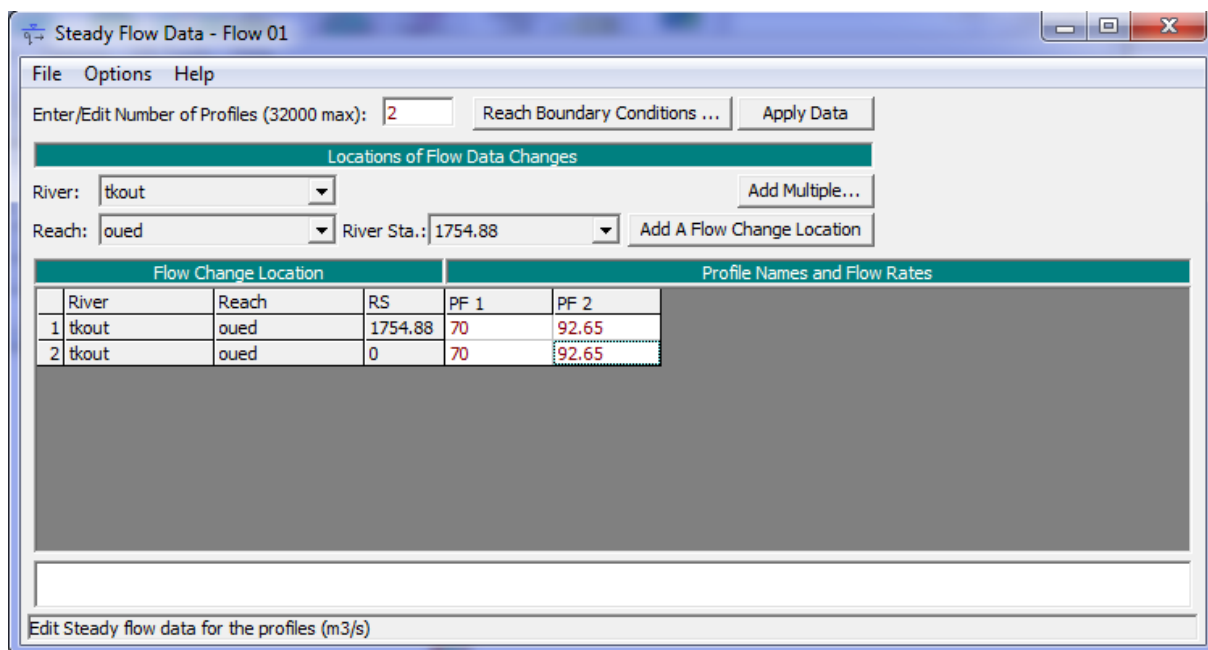


Figure n° IV.10 Définition de la crue et des conditions aux limites

IV.6.3.2 Calcul du ressaut :

Le ressaut hydraulique c'est un phénomène de dissipation d'énergie, il est inversible, se produit si un écoulement passe brusquement du régime sur critique $Fr > 1$ (amont), au régime sous critique $Fr < 1$ (aval). Il se manifeste par une brusque surélévation (discontinue) du niveau d'eau ($h_2 - h_1$), sur une très courte distance. Il est accompagné par des mouvements très turbulents avec des instabilités à la surface. Le ressaut provoque une dissipation importante de l'énergie mécanique ($HRH = HS_2 - HS_1$), donc il se représente sous la forme d'une barre d'écume déferlant en rouleaux. Les principales caractéristiques d'un ressaut sont les suivantes :

- Hauteurs conjuguée (h'' et h').
- Hauteur de ressaut ($h'' - h'$).
- La longueur approximative du ressaut (L_{RH}).

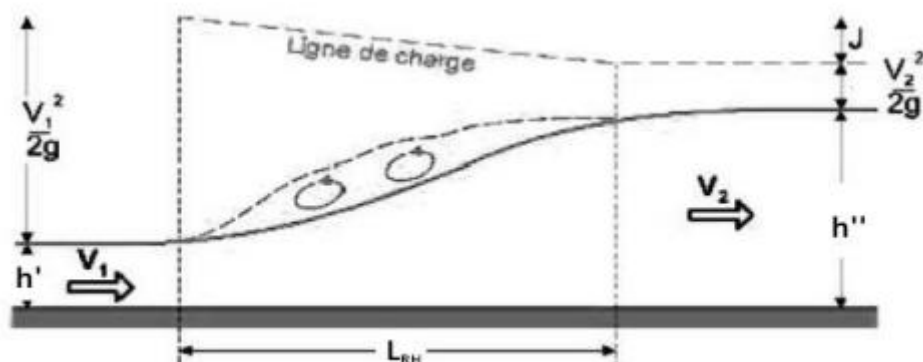


Figure n°IV.11 Schéma d'un ressaut hydraulique

Selon le nombre de FROUDE "Fr", un ressaut peut correspondre à différents types d'écoulement. On peut avoir donc :

Tableau n°IV.5. Les différents types de ressaut (Ihb.org)

Type de ressaut	Valeurs de Fr	Observation
· Prés ressaut (ressaut ondulé)	$1 \div 1,7$	La surface présente des ondulations, les hauteurs conjuguées sont trop proches de la hauteur critique h_{cr}
· Un ressaut faible	$1,7 \div 2,5$	Des petits rouleaux apparaissent
· Un ressaut oscillant	$2,5 \div 4,5$	Le jet oscille tantôt vers le fond, tantôt vers la surface du canal
· Un ressaut stationnaire	$4,5 \div 9$	Forte dissipation d'énergie
· Un ressaut fort	> 9	Jet rapide est perturbé par la retombée des rouleaux et induit des ondes importantes vers l'aval,

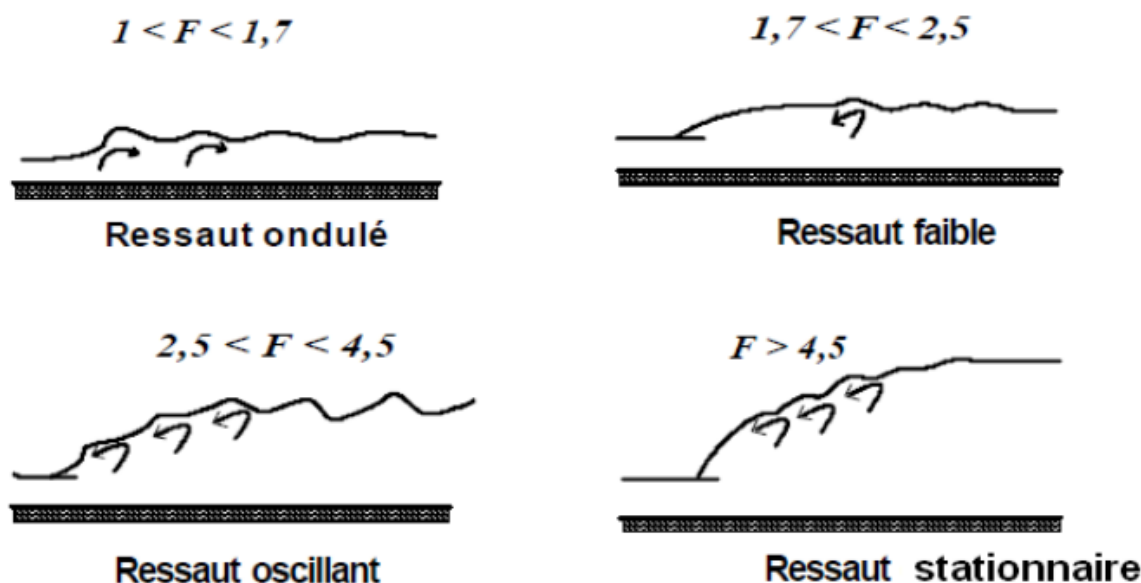


Figure n°IV.12 Typologie des ressauts (Wikipédia)

Si le nombre de FROUDE "Fr" est supérieur à 4,5; et suivant la vitesse d'écoulement; un bassin d'amortissement est projeté à fin de minimiser la longueur du ressaut, d'assurer une efficacité de contrôle et sans provoquer des effets indésirables dans le lit du canal. C'est seulement en réalisant ces objectifs que le potentiel d'énergie mécanique peut être contrôlé entièrement et économiquement, sans imposer de restriction sur l'écoulement à l'amont et à l'aval du dissipateur.

IV.6.3.3 Calcul avant l'aménagement de l'oued :

Pour un cours d'eau naturel, la géométrie du lit est souvent très complexe. Un cours d'eau doit laisser transiter un débit qui varie en fonction du temps. En général, celui-ci peut varier d'une année sur l'autre d'une façon extrêmement variable en fonction des précipitations enregistrées. En basant sur les données locales de l'agglomération on fait le calcul de certaines sections de l'oued la ou il y a des inondations lors des fortes chutes de pluie. Pour déterminer la zone inondable pour le débit de projet, on a utilisé les résultats de simulation par le logiciel HEC-Ras. Les résultats de la simulation par le logiciel HEC-Ras pour (89) sections qui ont été prises en considération dans notre étude sont représentées dans le tableau

IV.6.3.4 Données hydrométriques et conditions aux limites :

Après avoir saisi les données géométriques de chaque section, l'étape suivante de la modélisation hydraulique par HEC-RAS est de spécifier les débits d'entrée et toutes les conditions aux limites nécessaires pour pouvoir exécuter le calcul des profils de la surface de l'eau en chaque section du l'Oued.

Pour les données de débit, on utilise directement les résultats obtenus à partir de la méthode de GRADEX pour la période de retour de 100 ans.

Dans notre cas, nous allons choisir la hauteur critique comme une condition aux limites, puisque on ne dispose pas d'information comme la courbe de débit-hauteur, ou bien des mesures complètes qui pourraient nous permettre d'utiliser les autres alternatives (la hauteur normale et la hauteur d'eau connue).

IV.7. RESULTATS DES SIMULATIONS :

Les résultats numériques des paramètres hydrauliques pour la fréquence centennale sont donnés dans le tableau en annexe. Un plan du cours d'eau en trois dimensions du modèle géométrique ainsi que le profil en long du tronçon simulé sont montrés respectivement sur les figures (IV.7 et IV.8) pour l'évènement hydrométéorologique considéré

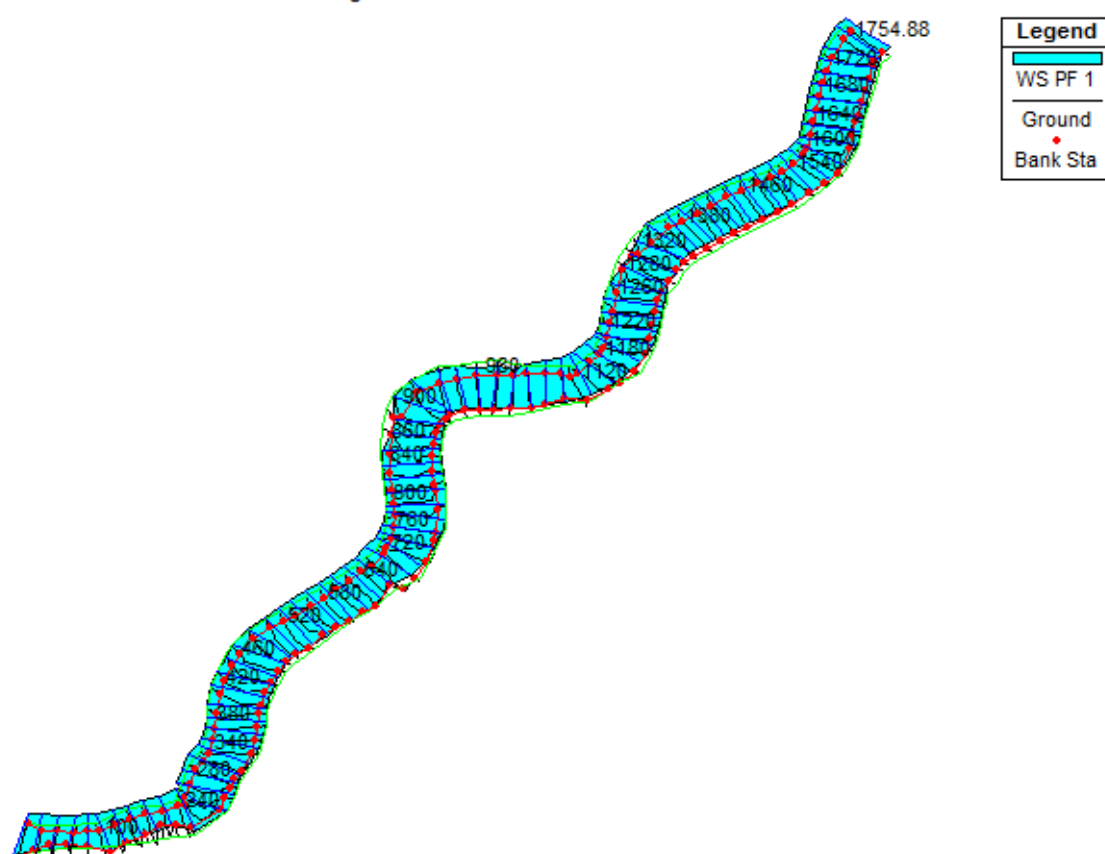


Figure n°IV.13 Vue en Plan en 3D du tronçon d'Oued T'KOUT après la simulation.

Les figures des ouvrages et les sections inondées après la simulation par HEC-RAS sont présentées dans les figures ci-dessous :

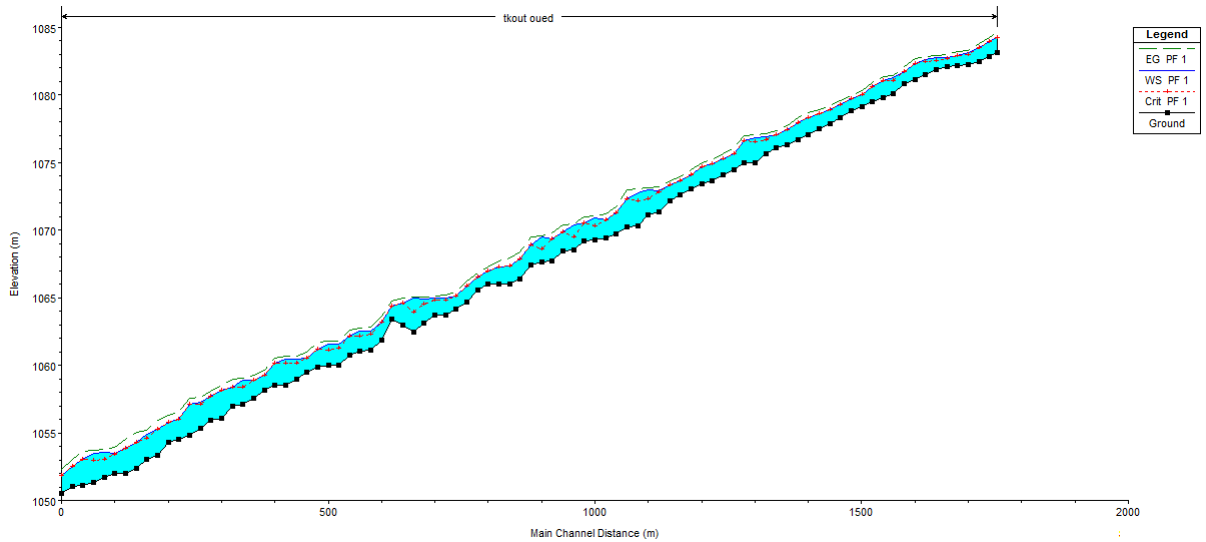


Figure n°IV.14 Profil en long du tronçon simulé d'Oued T'KOUT avec la ligne de surface de l'eau

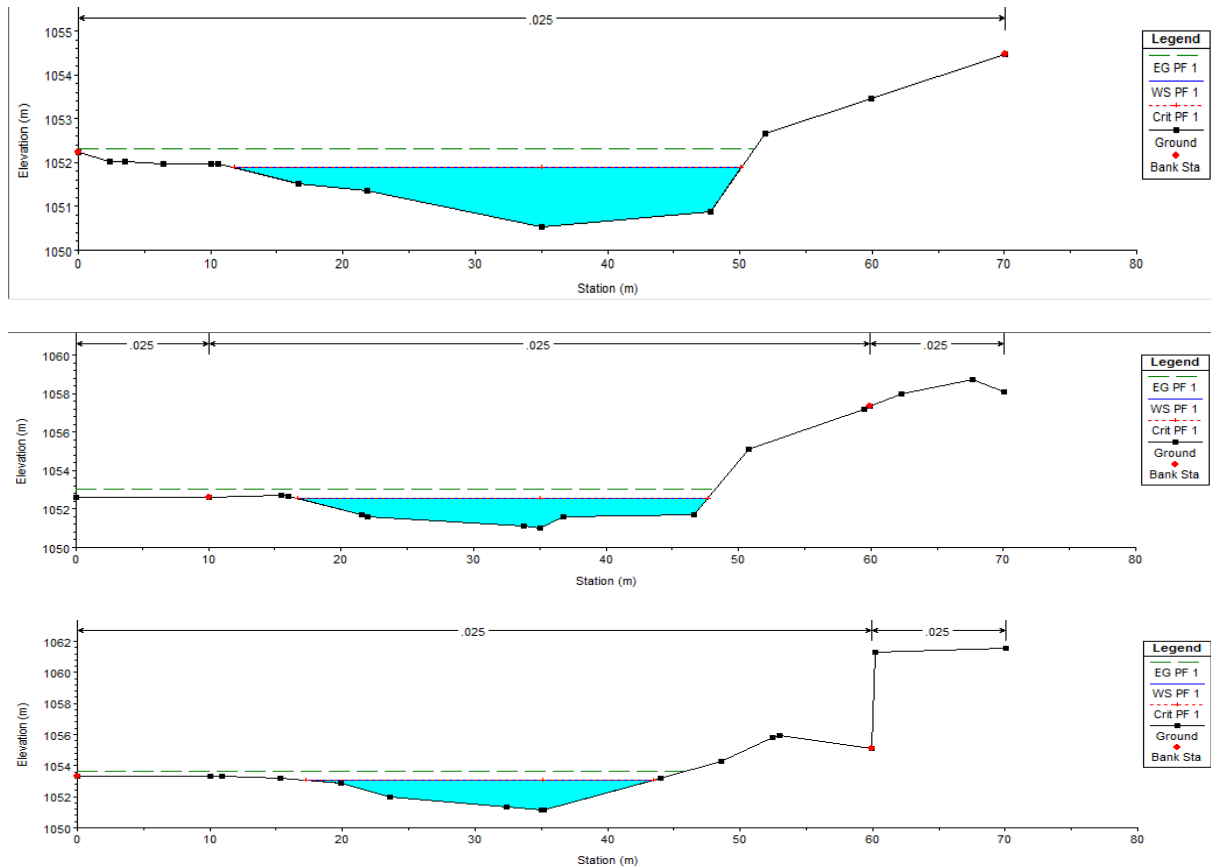


Figure n°IV.15 Sections en travers du canal et résultats de simulation (Suite et fin).

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

Crit PF : Altitude qui correspond à la hauteur critique

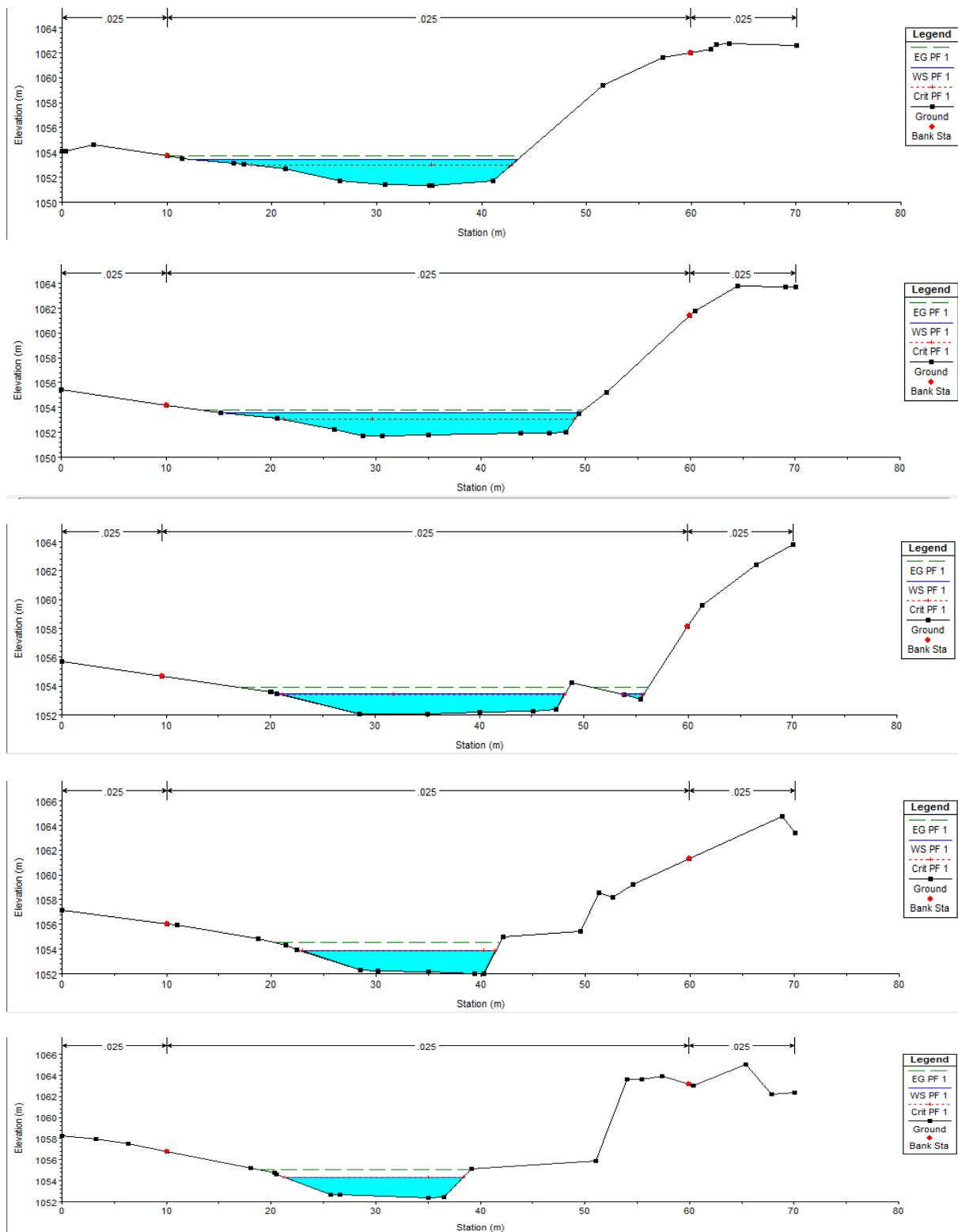


Figure n°IV.16 Sections en travers du canal et résultats de simulation (Suite et fin).

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

Crit PF : Altitude qui correspond à la hauteur critique

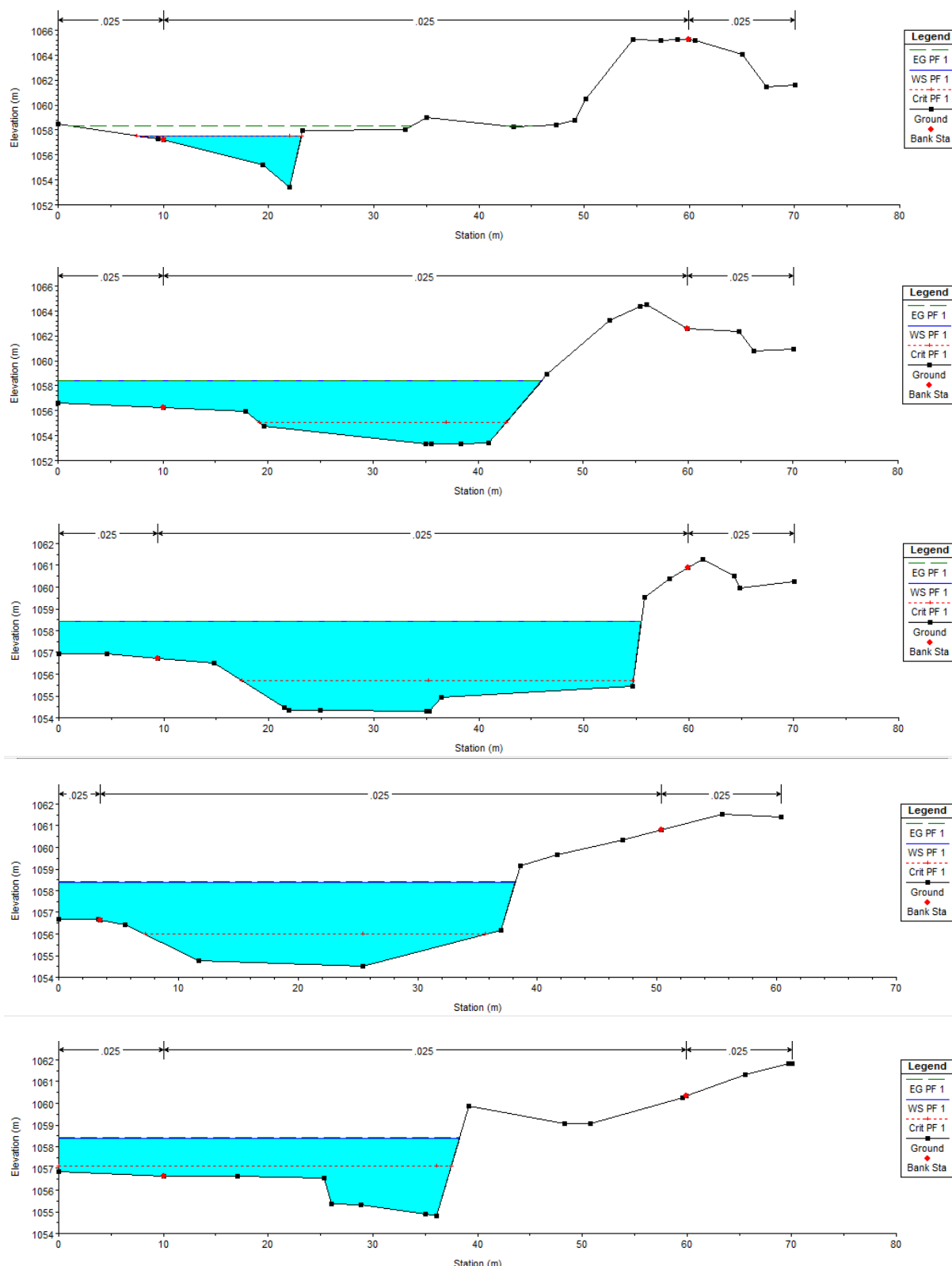


Figure n° IV.17 Sections en travers du canal et résultats de simulation (Suite et fin).

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

Crit PF : Altitude qui correspond à la hauteur critique

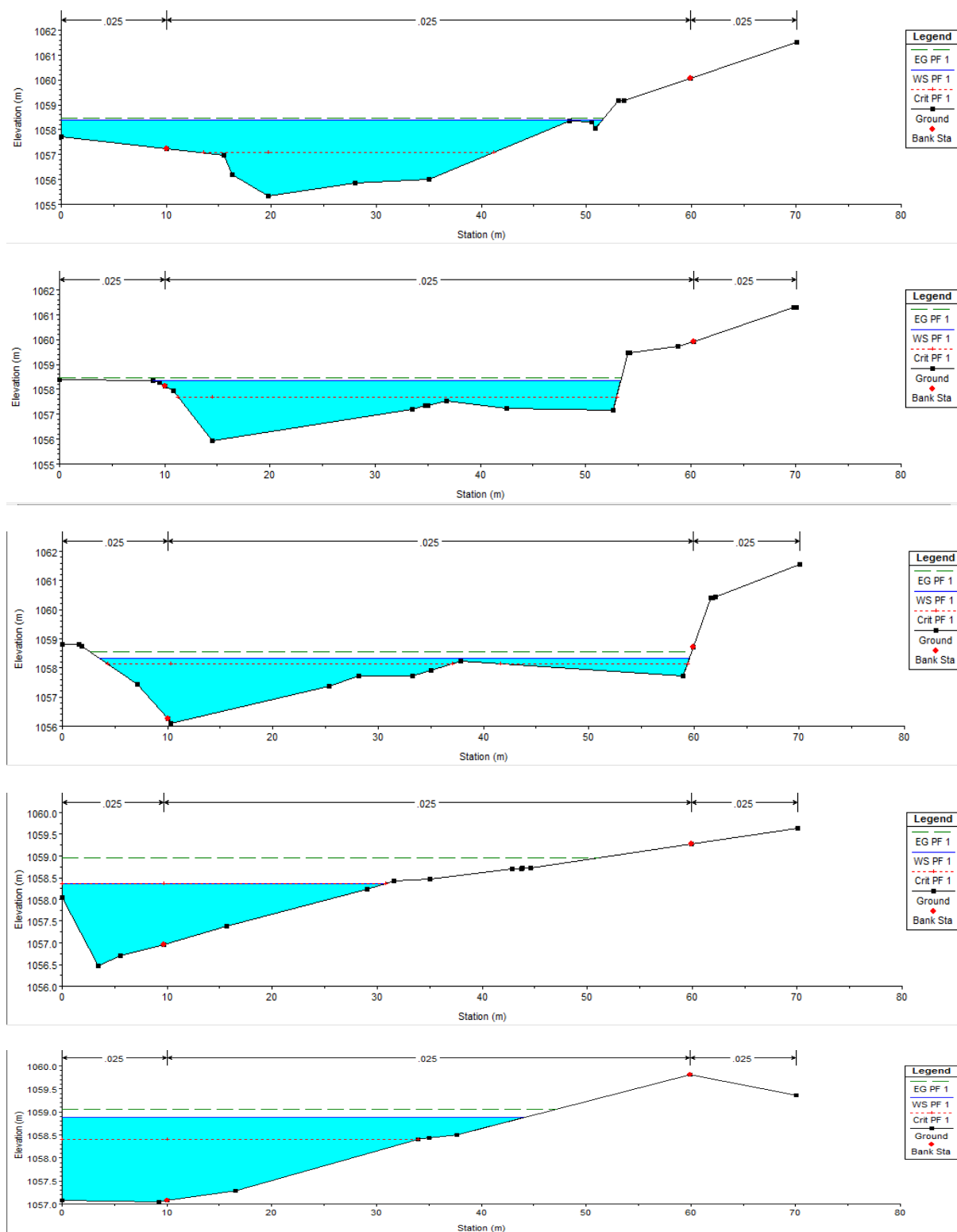


Figure n°IV.18 Sections en travers du canal et résultats de simulation (Suite et fin).

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

Crit PF : Altitude qui correspond à la hauteur critique

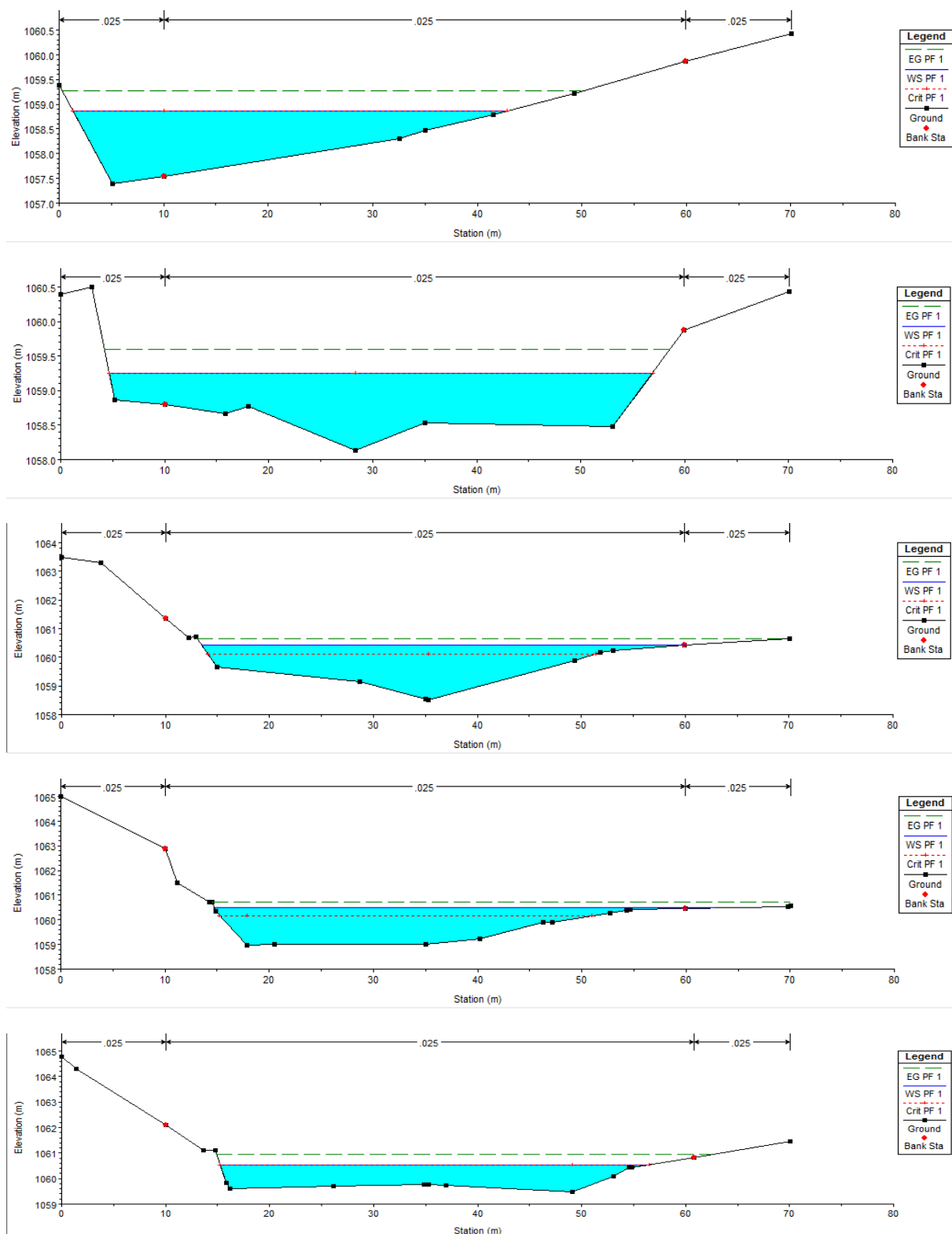


Figure n°IV.19 Sections en travers du canal et résultats de simulation (Suite et fin).

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

Crit PF : Altitude qui correspond à la hauteur critique

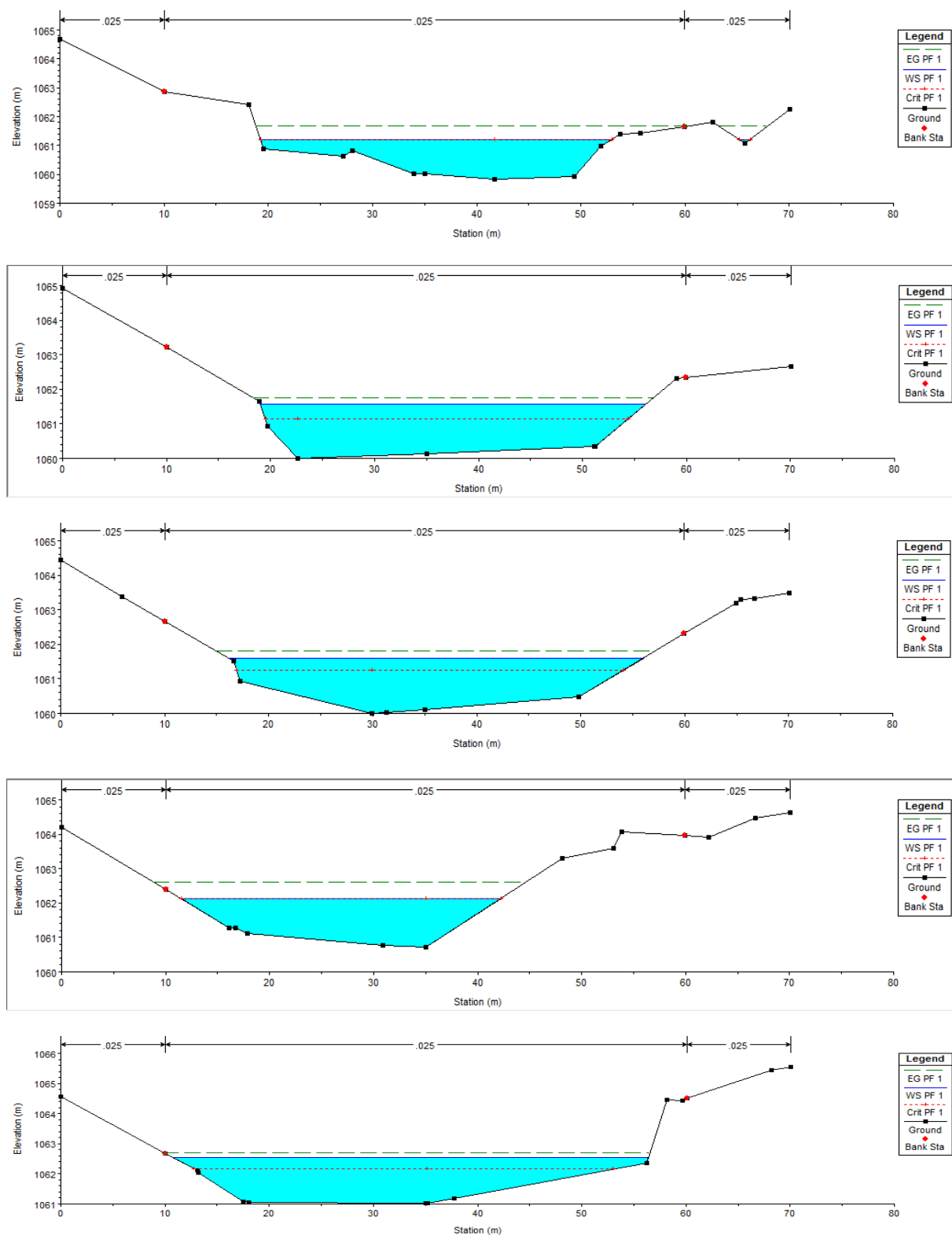


Figure n°IV.20 Sections en travers du canal et résultats de simulation (Suite et fin).

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

Crit PF : Altitude qui correspond à la hauteur critique

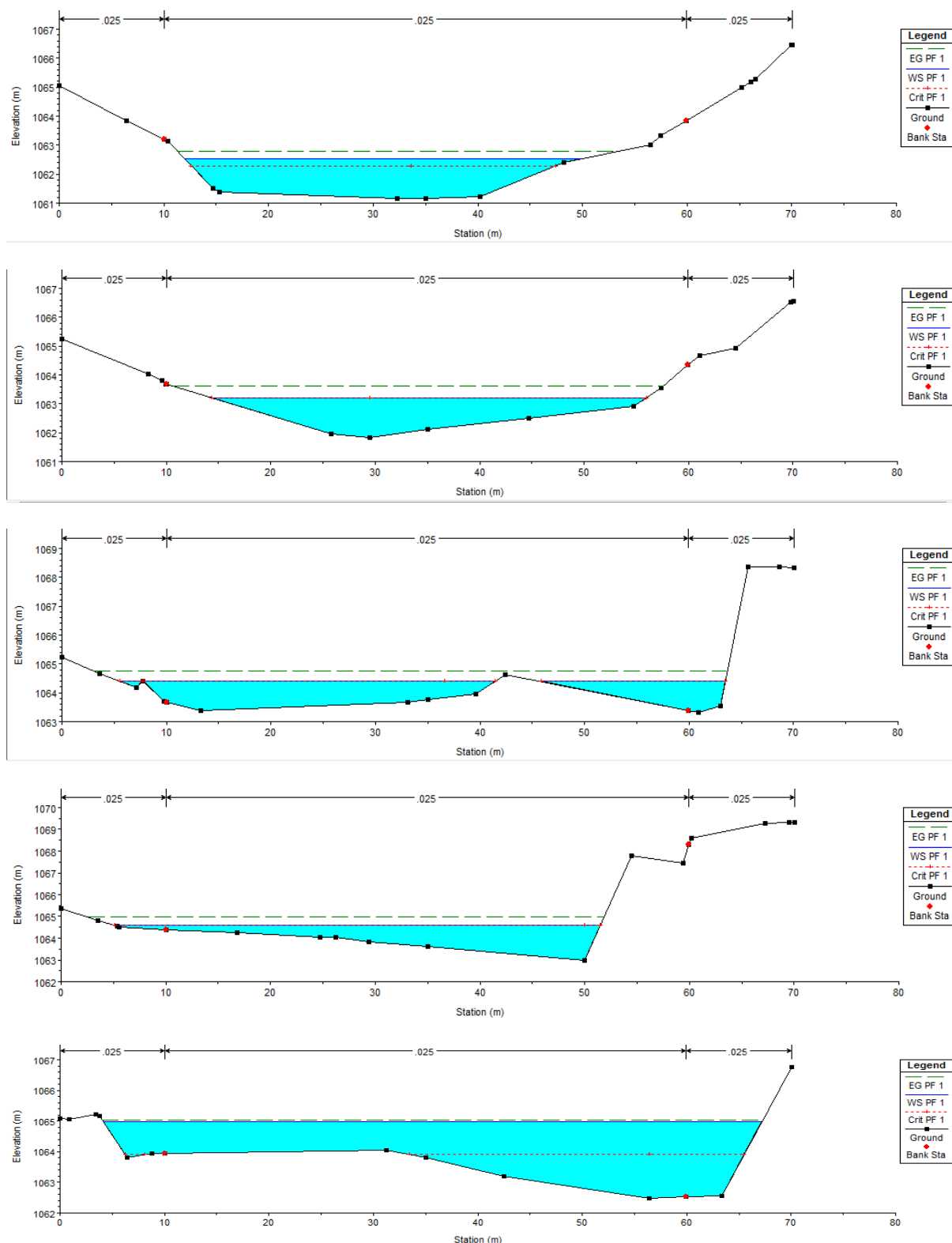


Figure n° IV.21 Sections en travers du canal et résultats de simulation (Suite et fin).

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

Crit PF : Altitude qui correspond à la hauteur critique

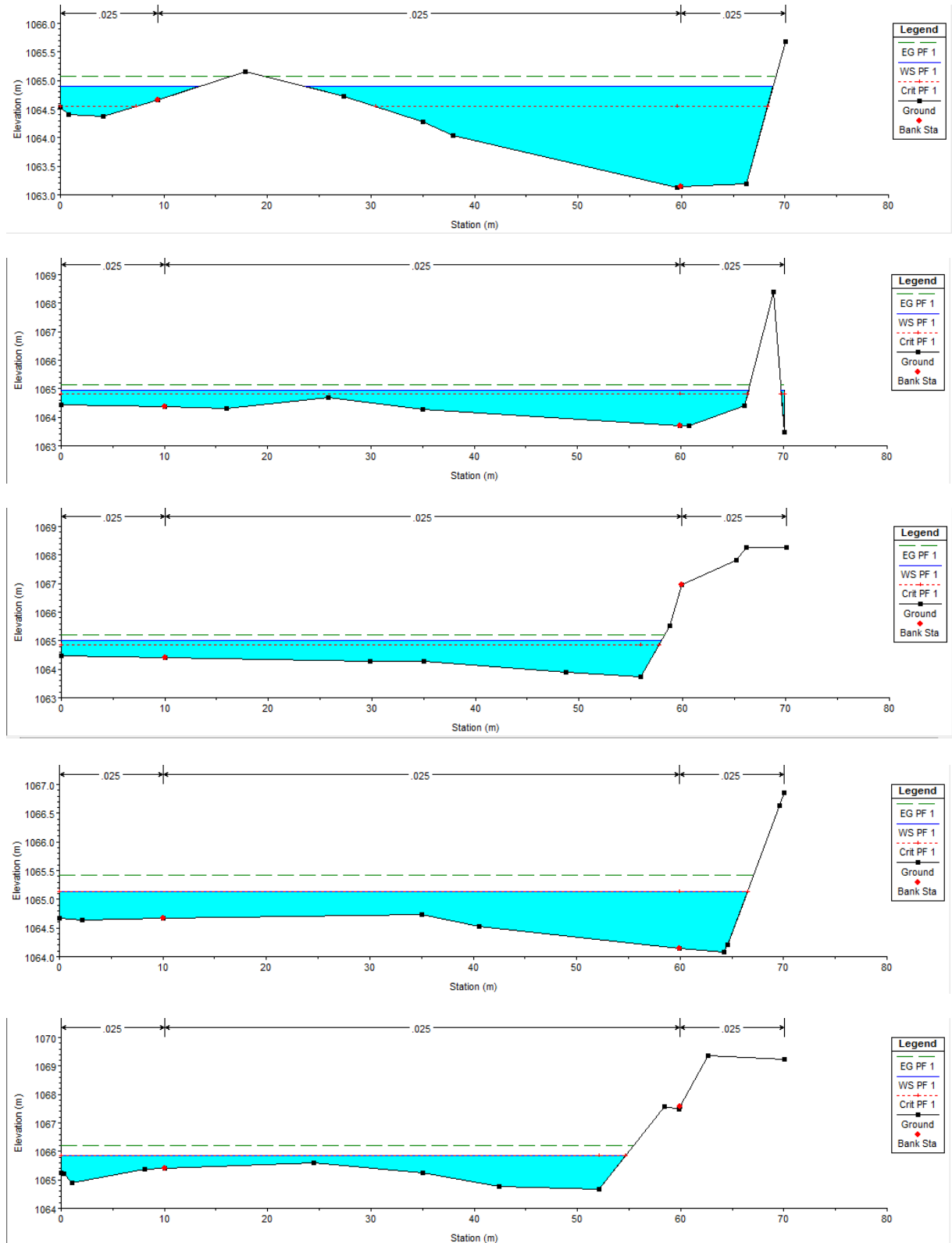


Figure IV.22 Sections en travers du canal et résultats de simulation (Suite et fin).

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

Crit PF : Altitude qui correspond à la hauteur critique

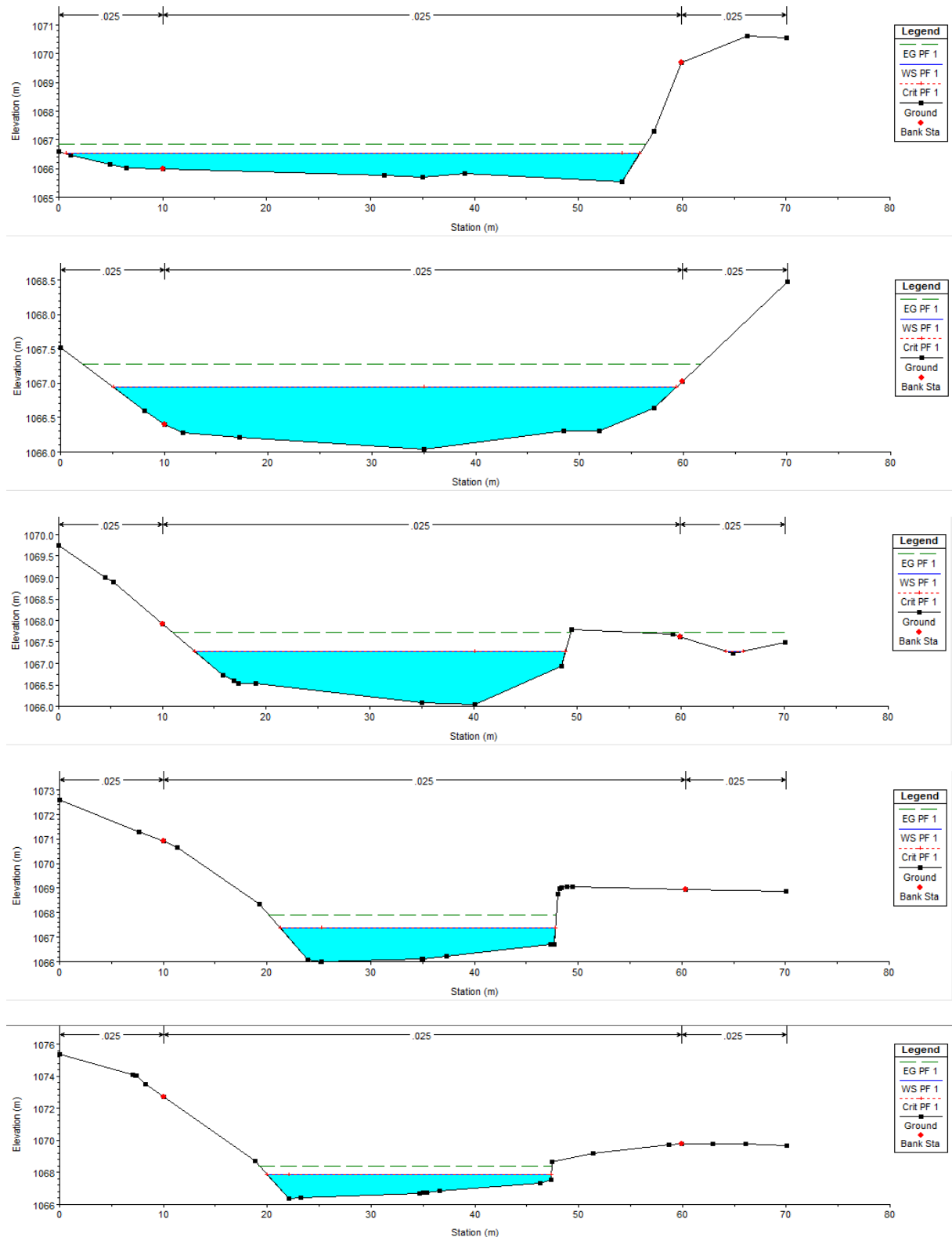


Figure n°IV.23 Sections en travers du canal et résultats de simulation (Suite et fin).

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

Crit PF : Altitude qui correspond à la hauteur critique

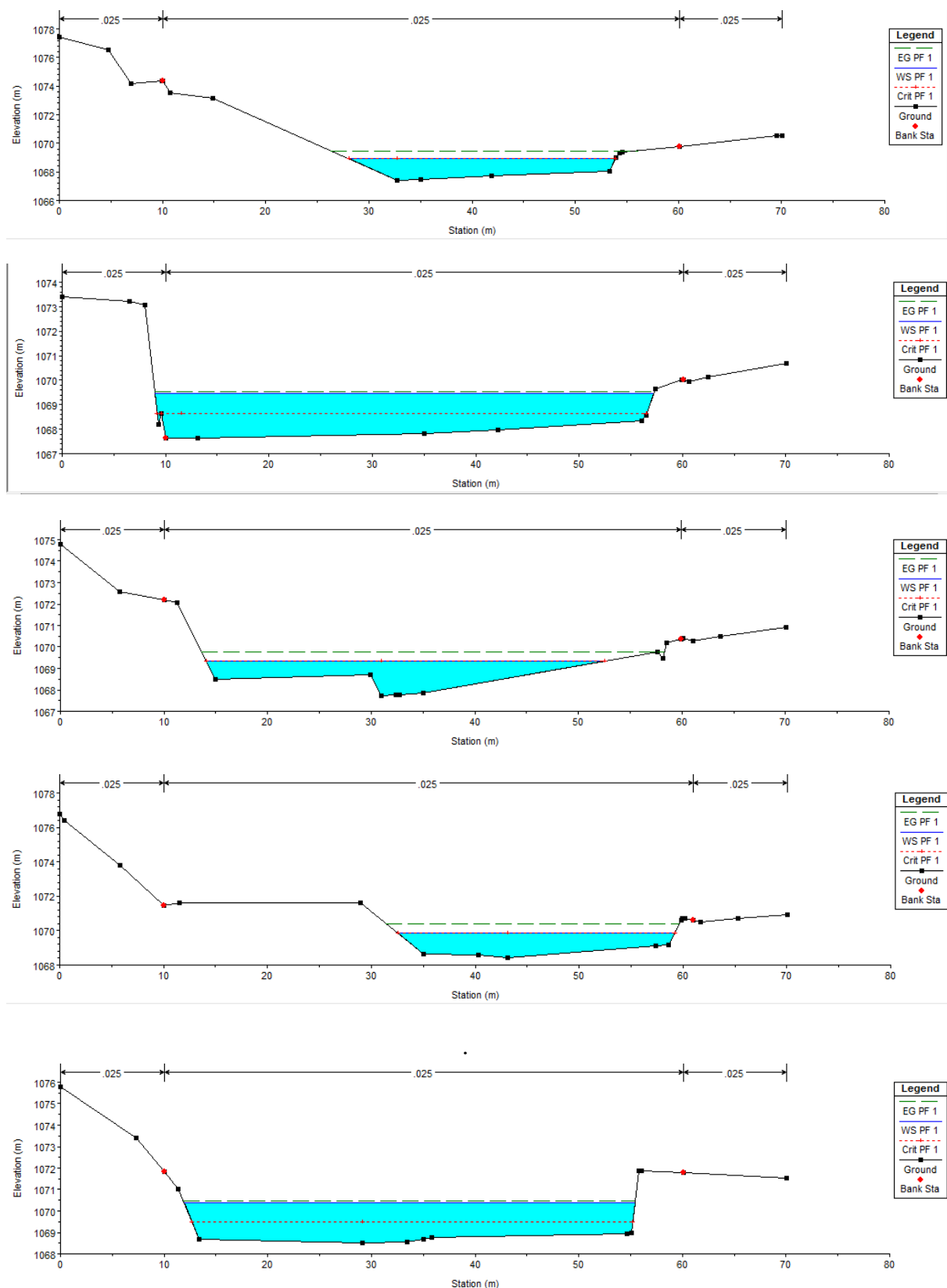


Figure n°IV.24 Sections en travers du canal et résultats de simulation (Suite et fin).

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

Crit PF : Altitude qui correspond à la hauteur critique

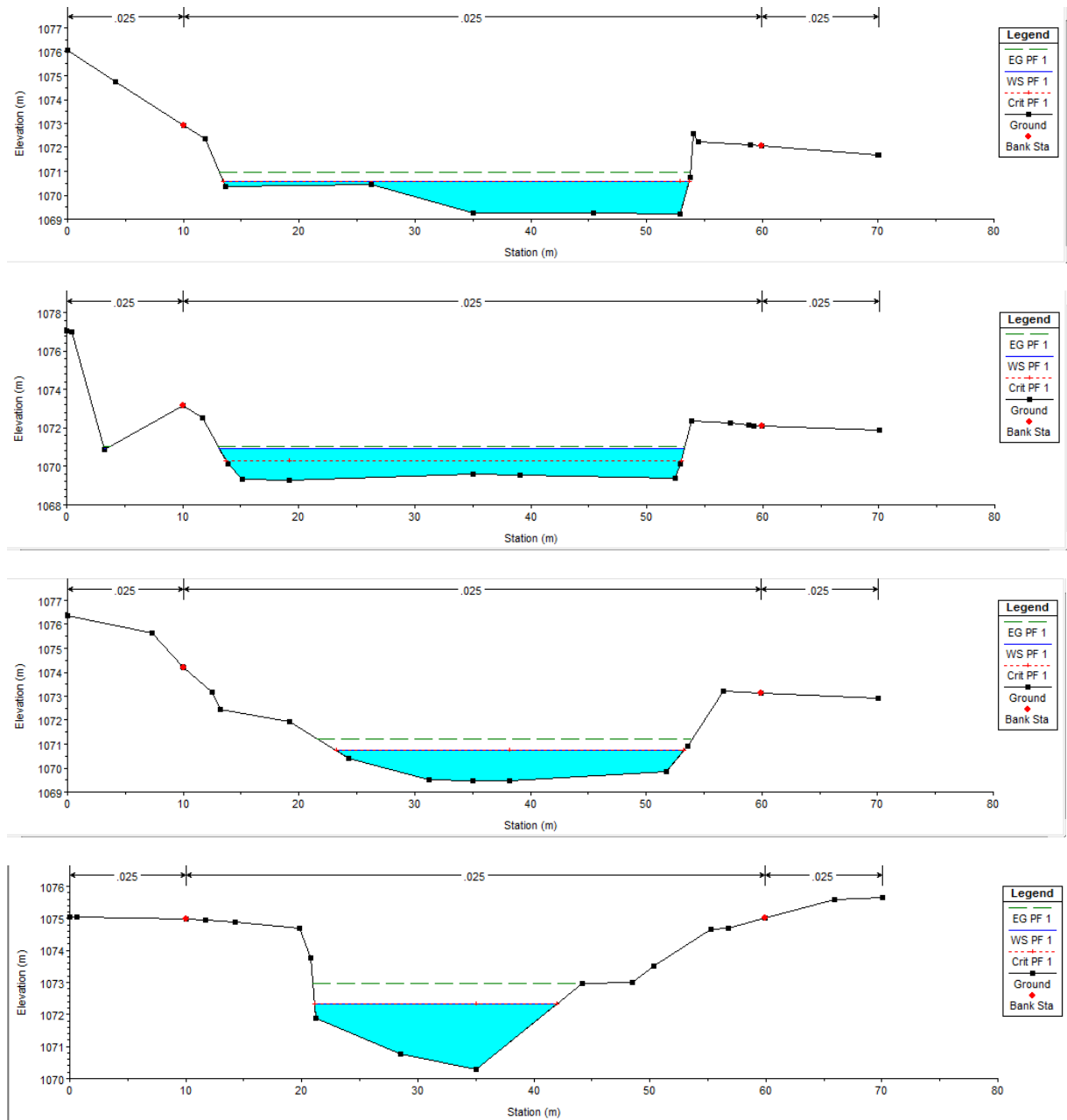


Figure n°IV.25 Sections en travers du canal et résultats de simulation (Suite et fin).

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

Crit PF : Altitude qui correspond à la hauteur critique

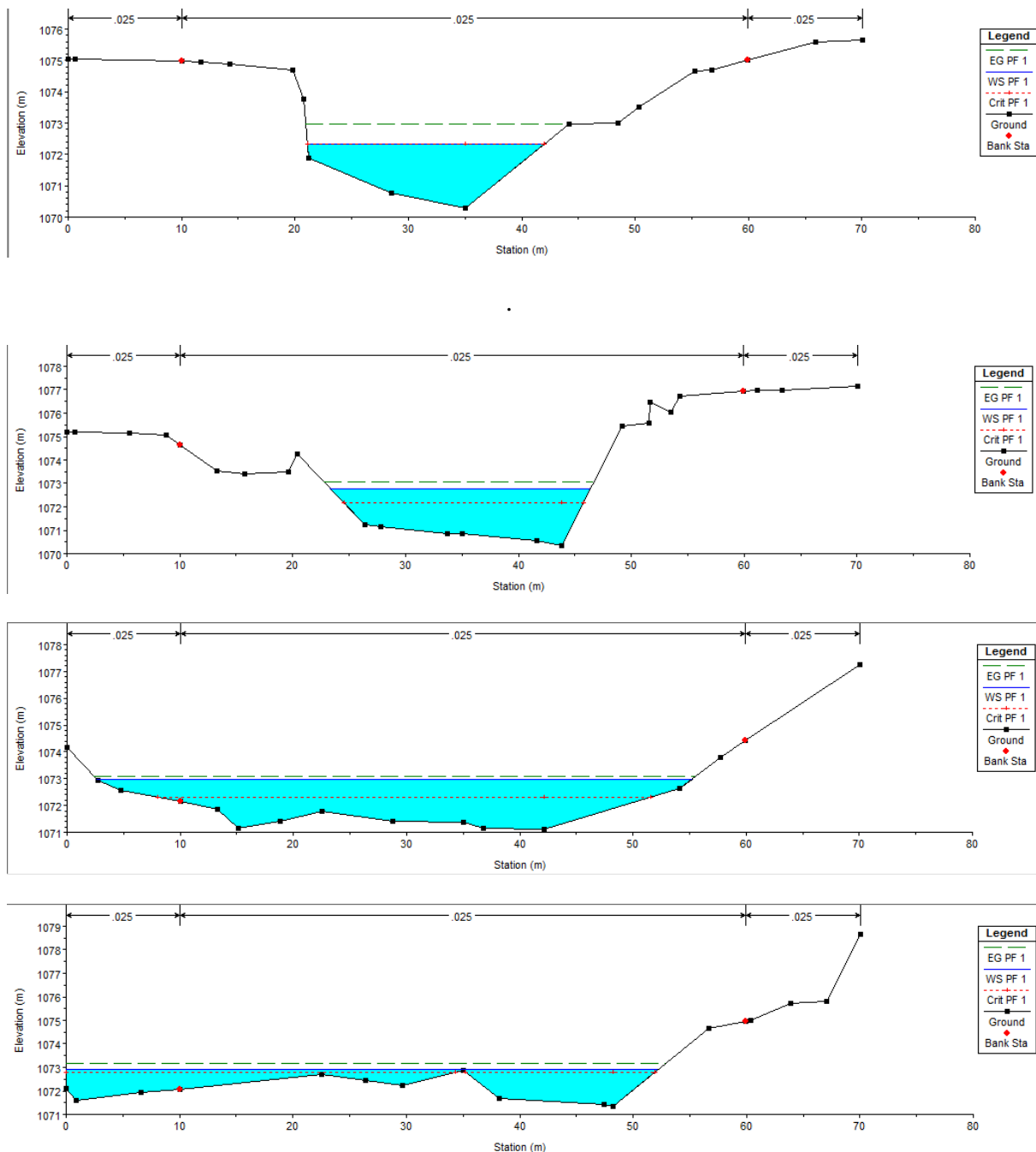


Figure n°IV.26 Sections en t ravers du canal et résultats de simulation (Suite et fin).

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

Crit PF : Altitude qui correspond à la hauteur critique

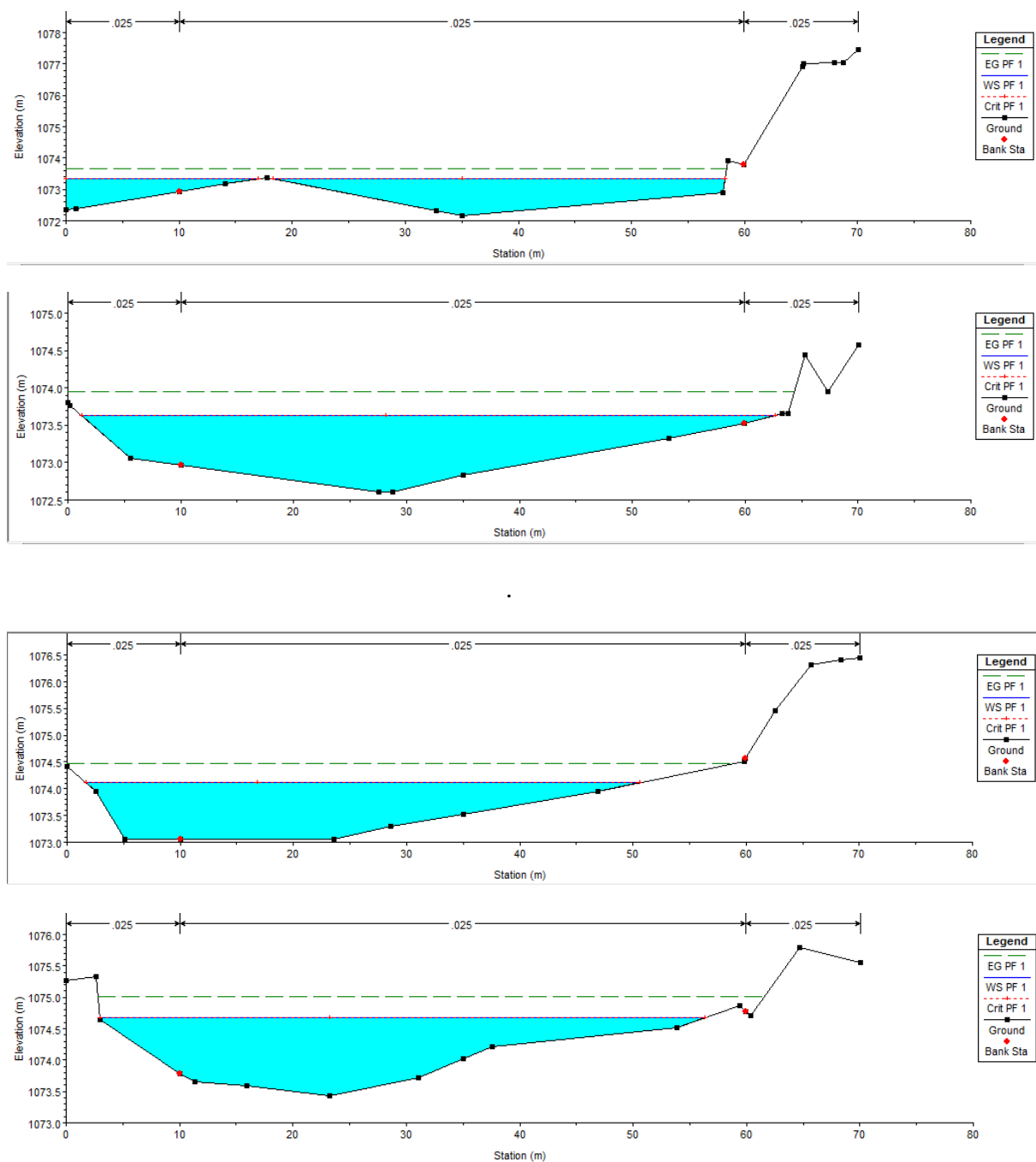


Figure n°IV.27 Sections en travers du canal et résultats de simulation (Suite et fin).

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

Crit PF : Altitude qui correspond à la hauteur critique

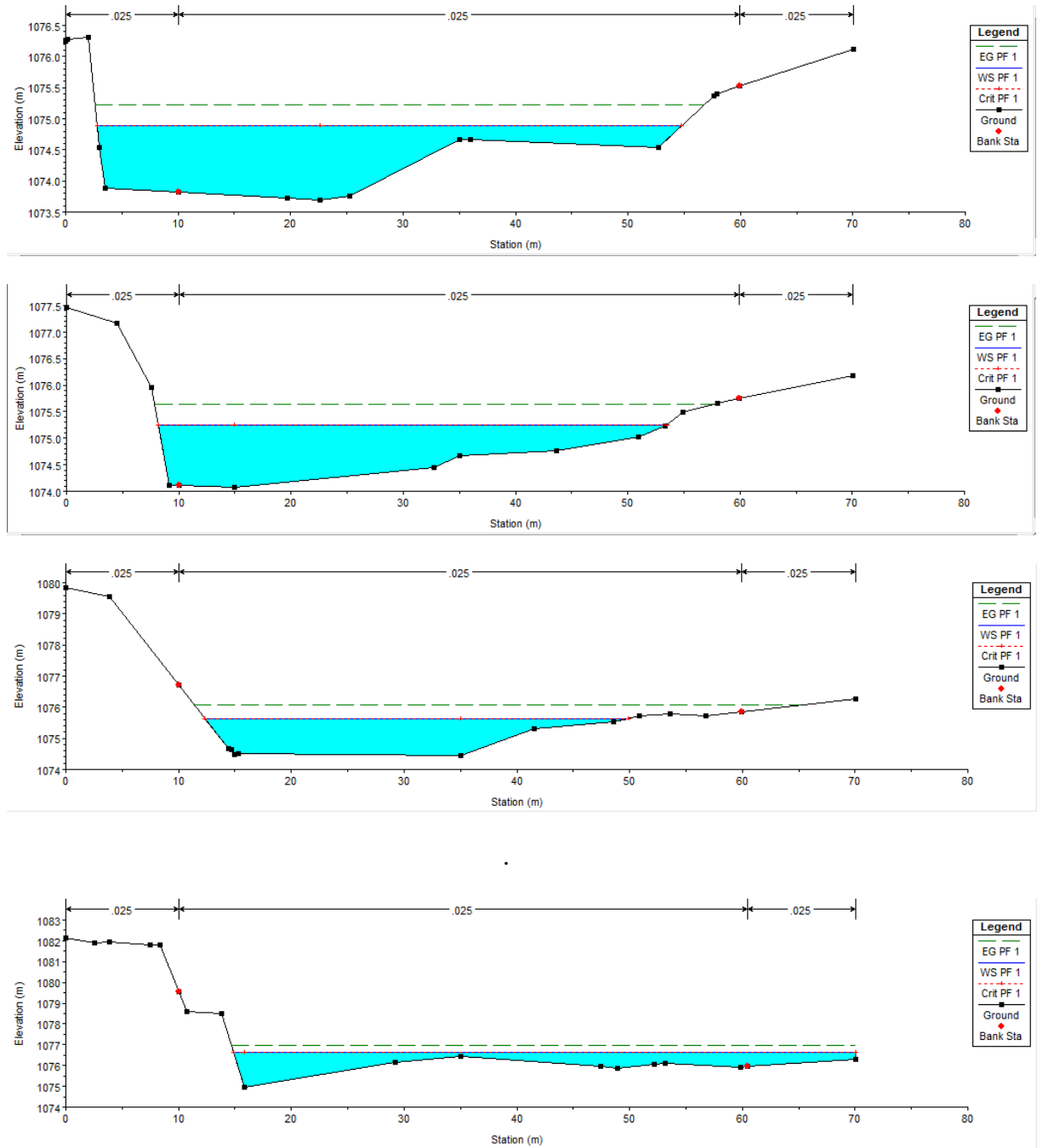


Figure n°IV.28 Sections en travers du canal et résultats de simulation (Suite et fin).

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

Crit PF : Altitude qui correspond à la hauteur critique

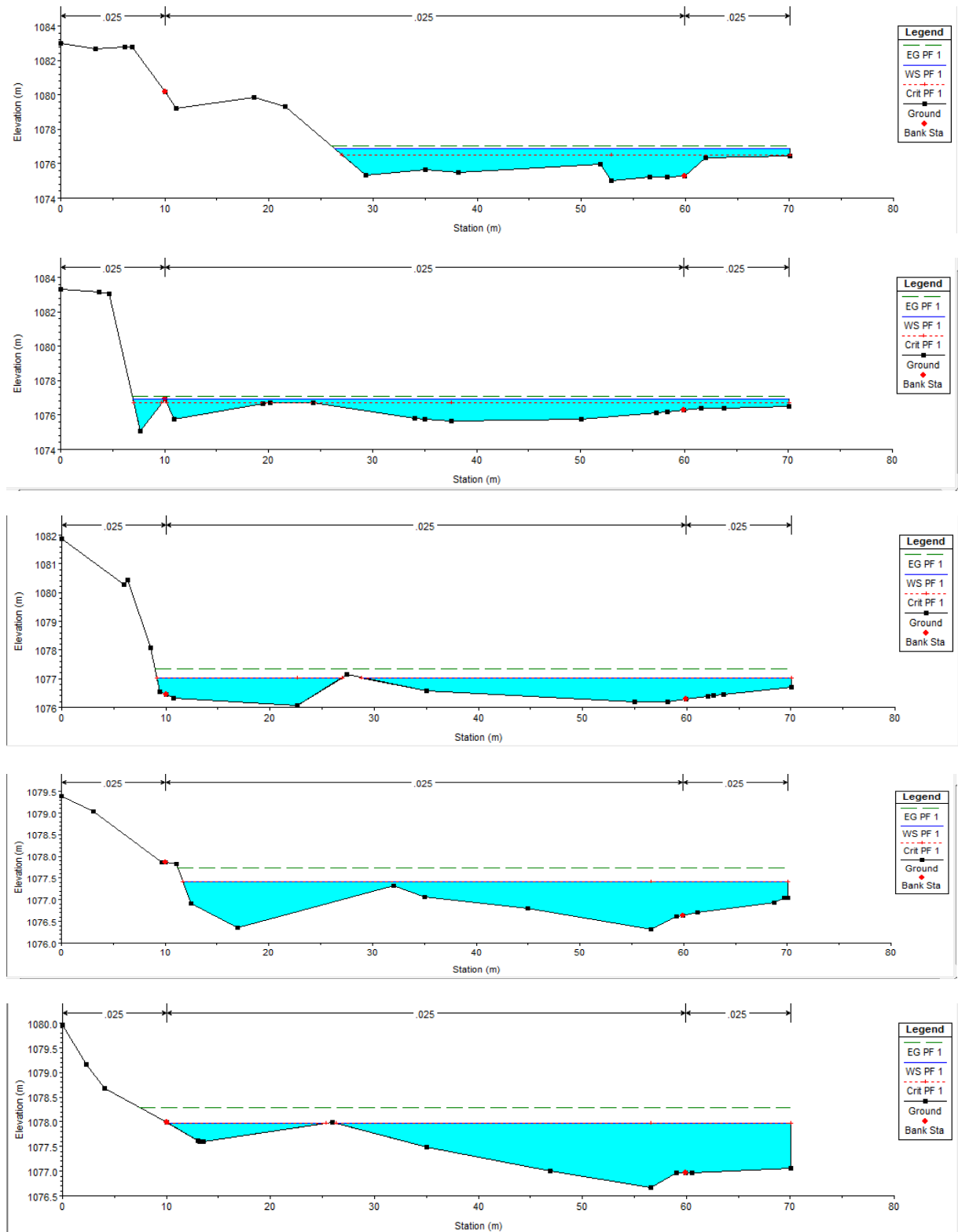


Figure n°IV.29 Sections en travers du canal et résultats de simulation (Suite et fin).

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

Crit PF : Altitude qui correspond à la hauteur critique

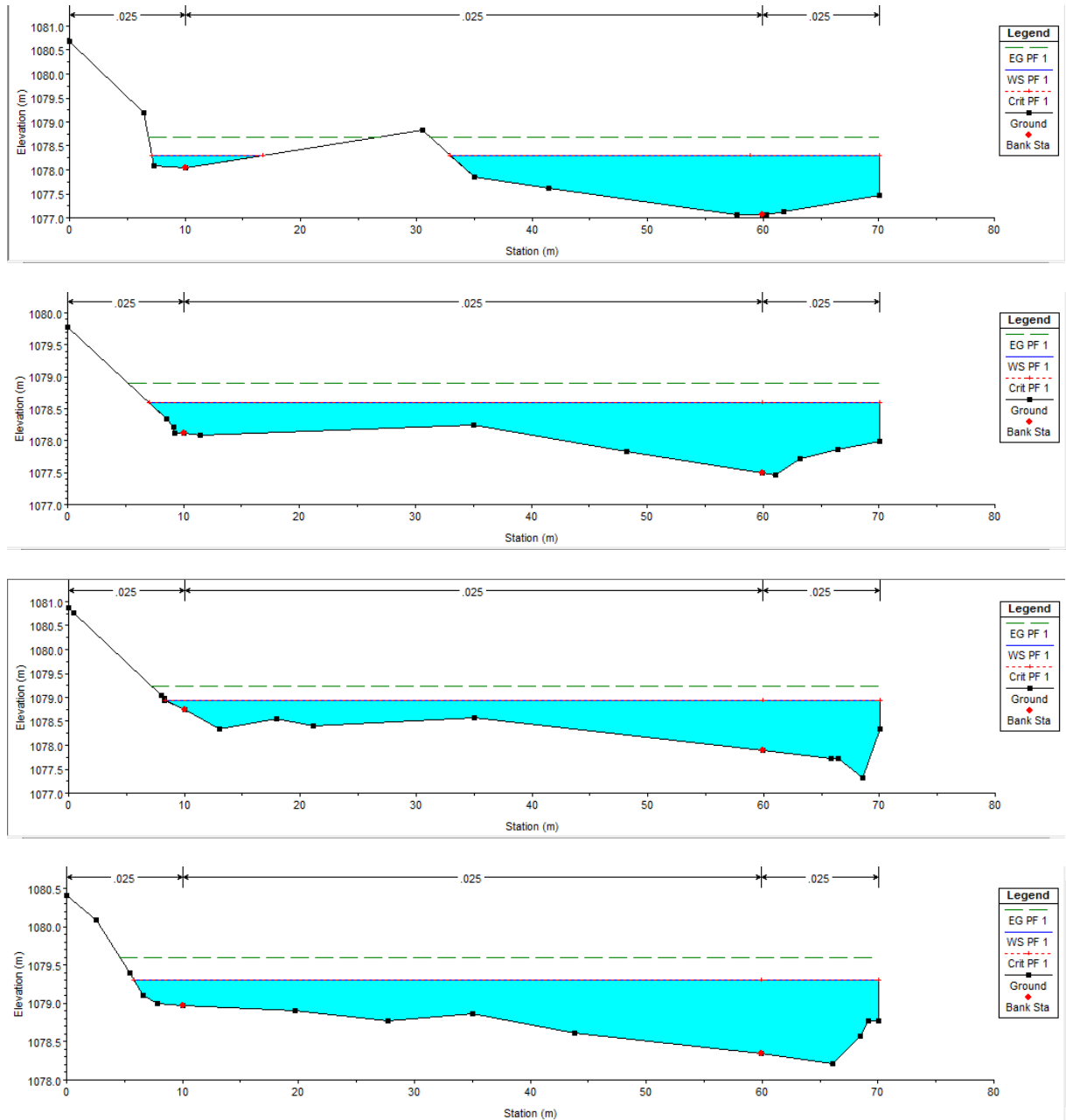


Figure n°IV.30 Sections en travers du canal et résultats de simulation (Suite et fin).

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

Crit PF : Altitude qui correspond à la hauteur critique

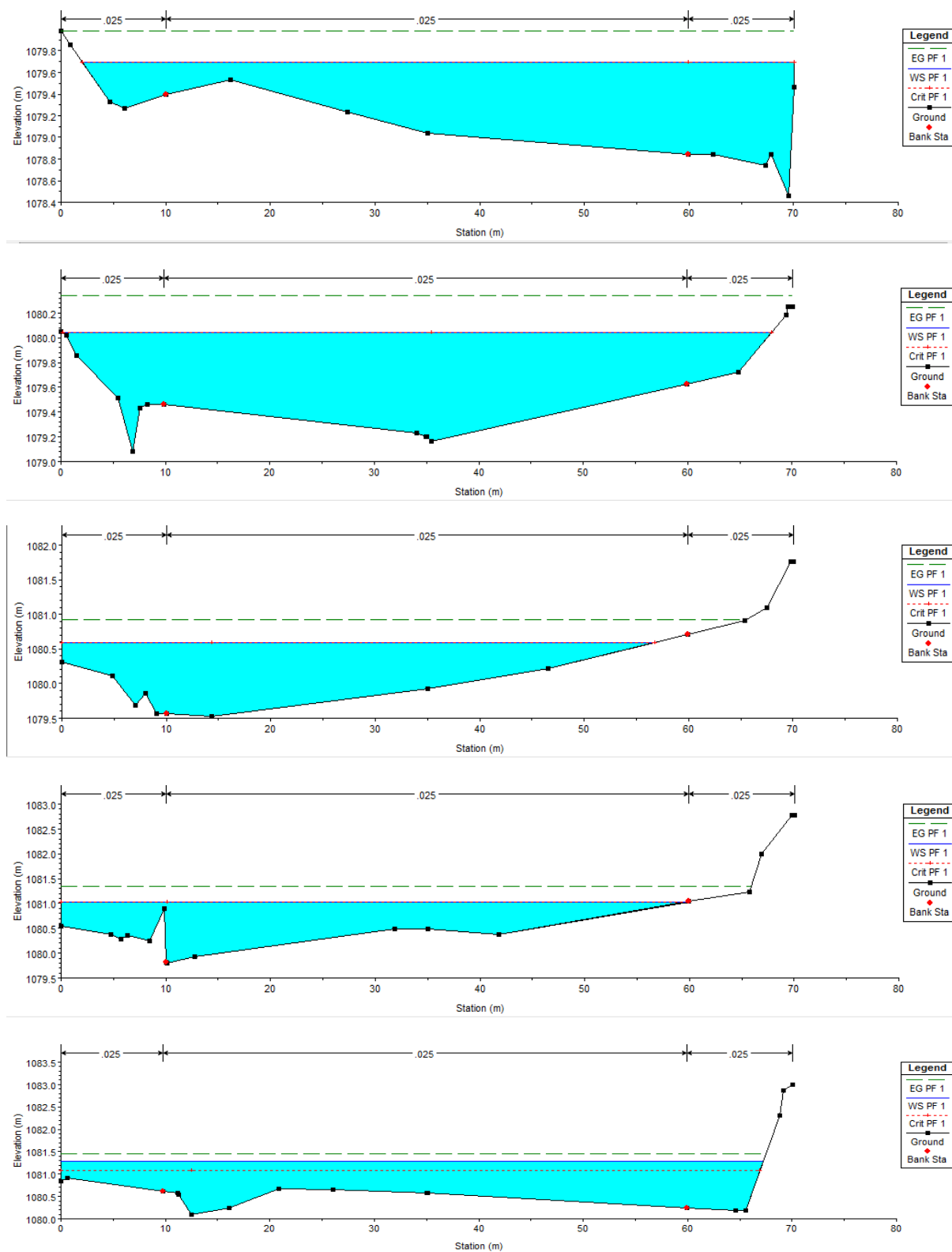


Figure n°IV.31 Sections en travers du canal et résultats de simulation (Suite et fin).

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

Crit PF : Altitude qui correspond à la hauteur critique

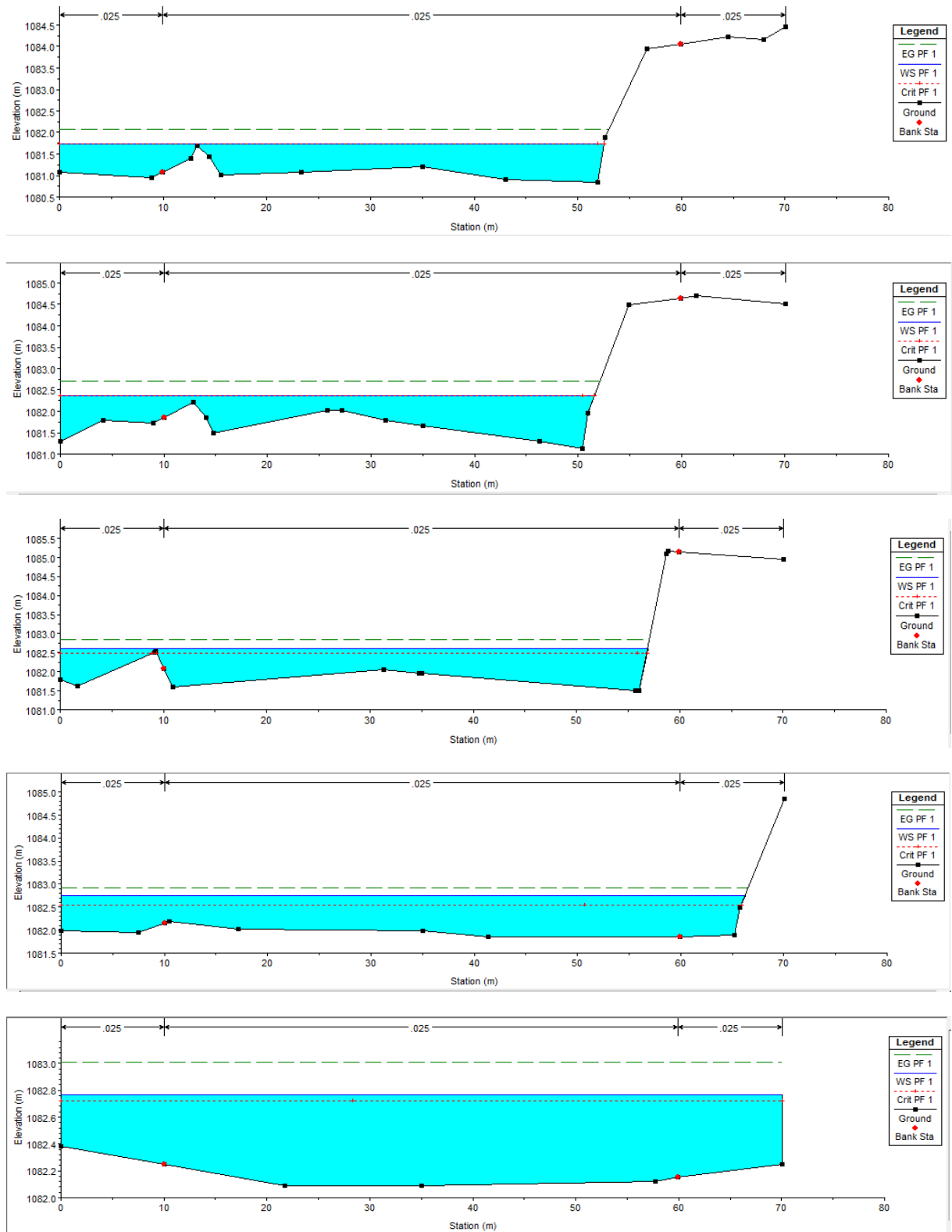


Figure n°IV.32 Sections en travers du canal et résultats de simulation (Suite et fin).

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

Crit PF : Altitude qui correspond à la hauteur critique

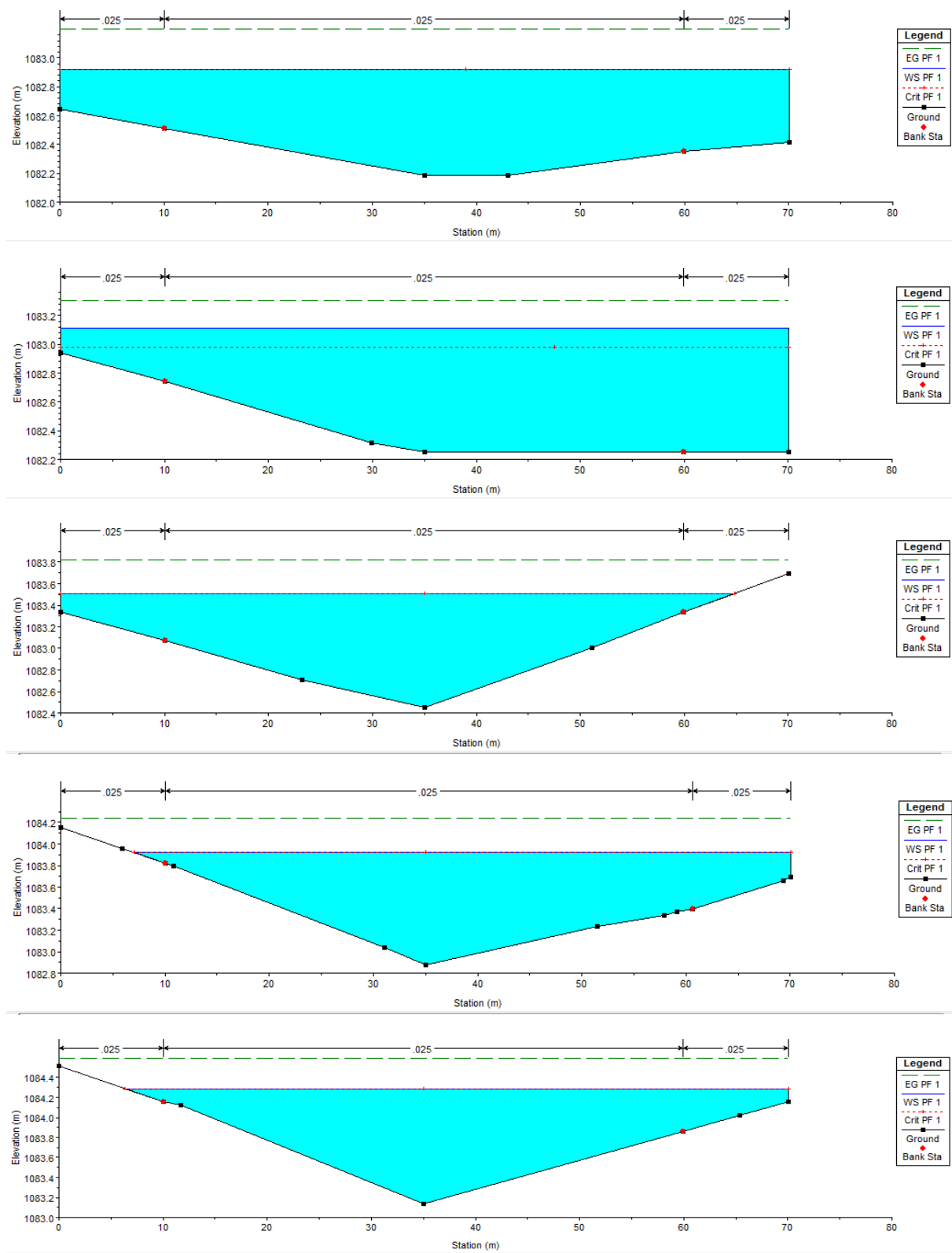


Figure n°IV.33 Sections en travers du canal et résultats de simulation (Suite et fin).

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

Crit PF : Altitude qui correspond à la hauteur critique

Tableau n°IV .6 Résultats de la simulation à l'état naturel sur HEC-RAS :

section	Q	Min Ch El	W.S. Elev	Crit W.S.	E.G. Elev	E.G. Slope	Vel Chnl	Flow Area	Top Width	Froude
	(m ³ /s)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m/m)	(m/s)	(m ²)	(m)	
1754.5	93	1083.14	1084.29	1084.29	1084.60	0.006203	2.51	38.61	63.80	0.95
1740		1082.87	1083.93	1083.93	1084.24	0.006776	2.54	37.98	63.10	0.98
1720		1082.45	1083.51	1083.51	1083.83	0.006373	2.52	38.59	65.01	0.96
1700		1082.25	1083.12	1082.98	1083.31	0.003399	1.93	49.16	70.01	0.71
1680		1082.19	1082.92	1082.92	1083.20	0.006894	2.43	40.12	70.01	0.98
1660		1082.09	1082.78	1082.72	1083.02	0.005472	2.24	52.73	66.27	0.88
1640		1081.86	1082.76	1082.54	1082.92	0.002690	1.79	52.73	56.91	0.64
1620		1081.50	1082.60	1082.48	1082.84	0.004148	2.21	43.51	51.61	0.79
1600		1081.14	1082.36	1082.36	1082.72	0.007542	2.66	35.30	51.61	1.03
1580		1080.84	1081.74	1081.74	1082.09	0.007290	2.58	35.78	52.53	1.01
1560		1080.09	1081.30	1081.08	1081.45	0.002466	1.75	53.96	67.26	0.61
1540		1079.79	1081.04	1081.04	1081.36	0.007444	2.52	37.46	60.07	1.02
1520		1079.53	1080.60	1080.60	1080.93	0.007243	2.56	36.72	56.91	1.01
1500		1079.53	1080.02	1080.02	1080.32	0.006897	2.50	39.09	67.24	0.99
1480		1079.17	1079.70	1079.70	1079.99	0.006555	2.22	40.02	67.98	0.94
1460		1078.84	1079.30	1079.30	1079.60	0.006317	2.22	39.49	64.22	0.93
1440		1078.35	1078.94	1078.94	1079.24	0.005092	1.97	40.89	61.69	0.83
1420		1077.89	1078.60	1078.60	1078.90	0.006792	2.32	38.66	62.97	0.96
1400		1077.49	1078.31	1078.31	1078.70	0.006477	2.52	34.68	46.84	0.97
1380		1077.07	1077.98	1077.98	1078.29	0.006515	2.24	38.33	59.46	0.94
1360		1076.67	1077.42	1077.42	1077.74	0.007325	2.54	37.02	58.32	1.01
1340		1076.31	1077.04	1077.04	1077.36	0.007199	2.55	37.34	59.17	1.01
1320		1076.07	1076.94	1076.94	1077.11	0.002687	1.88	51.80	63.07	0.64
1300		1075.62	1076.87	1076.87	1077.06	0.001796	1.98	49.44	43.68	0.56
1280		1075.02	1076.64	1076.64	1076.98	0.007275	2.62	36.34	55.11	1.01
1260		1074.97	1075.64	1075.67	1076.09	0.007023	2.96	31.44	37.61	1.03
1240		1074.46	1075.26	1075.26	1075.64	0.006947	2.75	34.02	45.30	1.01
1220		1074.08	1074.89	1074.89	1075.23	0.006461	2.42	36.52	52.01	0.96
1200		1073.69	1074.67	1074.67	1075.01	0.006693	2.61	36.40	53.41	0.99
1180		1073.43	1074.12	1074.12	1074.48	0.006892	2.60	35.07	49.06	1.00
1160		1073.06	1073.63	1073.63	1073.95	0.007027	2.56	37.42	61.56	1.00
1140		1072.61	1073.33	1073.33	1073.66	0.007328	2.51	36.94	57.21	1.01
1120		1072.15	1072.92	1072.80	1073.18	0.004311	2.11	41.60	52.24	0.79
1100	1071.36	1073.01	1072.31	1073.11	0.000811	1.42	67.40	52.71	0.38	
1080	1071.13	1073.01	1072.19	1073.06	0.001828	2.36	39.47	23.04	0.57	
1060	1070.34	1072.78	1072.19	1072.97	1073.06	3.54	26.25	20.88	1.01	
1040	1070.28	1072.33	1071.29	1071.67	0.006765	3.02	30.83	34.10	1.01	
1020	1069.72	1072.29	1070.74	1071.24	0.006342	3.13	29.86	30.06	0.43	
1000	1069.46	1070.74	1070.30	1071.04	0.001060	1.62	57.57	40.36	1.01	
980	1069.29	1070.93	1070.58	1070.99	0.006853	2.84	32.73	40.22	0.32	
960	1069.23	1070.58	1069.50	1070.48	0.000563	1.29	72.03	43.51	1.00	
940	1068.50	1070.40	1069.89	1070.41	0.006243	3.26	28.56	26.68	1.02	
920	1068.44	1069.87	1069.34	1069.77	0.006947	2.90	32.01	38.56	0.32	
900	1067.72	1069.34	1069.48	1069.56	0.000532	1.24	75.62	48.29	1.01	

880	93	1067.65	1069.48	1067.88	1069.49	0.006282	3.30	28.20	25.84	1.01
860		1067.42	1068.93	1067.37	1068.42	0.006353	3.23	28.80	27.40	1.01
840		1066.37	1067.88	1067.28	1067.91	0.006314	3.26	28.49	26.50	1.00
820		1066.01	1067.37	1066.95	1067.72	0.006421	2.94	31.70	37.70	0.99
800		1066.04	1067.28	1066.52	1067.29	0.006753	2.61	36.30	54.34	0.99
780		1066.04	1066.95	1065.87	1066.86	0.006735	2.63	36.56	55.23	1.03
760		1065.55	1066.52	1065.15	1066.21	0.007513	2.59	35.92	54.69	0.97
740		1064.67	1065.87	1064.86	1065.13	0.006867	2.31	39.48	66.53	0.74
720		1064.14	1065.13	1064.81	1065.15	0.003589	2.11	45.55	57.98	0.74
700		1063.75	1065.01	1064.55	1065.08	0.003711	1.97	47.87	66.89	0.57
680		1063.71	1064.95	1063.91	1065.03	0.002066	1.66	52.74	58.91	0.27
660		1062.47	1064.98	1063.91	1065.03	0.000378	1.01	92.52	63.01	0.27
640		1062.96	1064.58	1064.58	1064.98	0.006669	2.78	33.82	46.41	0.99
620		1063.39	1064.40	1064.40	1064.75	0.007190	2.63	35.48	53.51	1.02
600		1061.84	1063.21	1063.21	1063.62	0.006852	2.82	32.93	41.67	1.01
580		1061.16	1062.53	1062.28	1062.8	0.003172	2.32	40.05	37.99	0.72
560		1062.02	1062.54	1062.17	1062.73	0.002050	1.89	49.12	45.69	0.58
540		1060.73	1062.14	1062.14	1062.63	0.006273	3.10	30.02	30.81	1.00
520		1060.01	1061.60	1061.25	1061.81	0.002216	2.04	45.55	39.98	0.61
500		1060.01	1061.57	1061.14	1061.71	0.001890	2.00	46.46	37.08	0.57
480		1059.84	1061.22	1061.22	1061.68	0.006452	3.00	31.03	34.93	1.00
460		1059.48	1060.55	1060.55	1060.95	0.006798	2.82	33.03	41.38	1.01
440		1058.96	1060.49	1060.16	1060.71	0.002838	2.09	44.40	49.07	0.67
420		1058.50	1060.44	1060.12	1060.66	0.002744	2.05	45.36	46.93	0.66
400		1058.56	1060.20	1060.20	1060.56	0.006138	2.70	35.69	51.65	0.96
380		1058.14	1059.26	1059.26	1059.60	0.006698	2.63	36.07	52.25	0.99
360		1057.55	1058.87	1058.87	1059.27	0.006018	2.53	33.94	41.65	0.94
340		1057.09	1058.89	1058.89	1059.08	0.001760	1.61	50.59	44.34	0.53
320		1056.96	1058.37	1058.37	1058.98	0.006492	2.55	28.88	30.83	0.97
300		1056.10	1058.15	1058.15	1058.51	0.007159	2.59	35.31	50.93	1.01
280		1055.94	1057.70	1057.70	1058.11	0.007144	2.84	32.75	41.73	1.02
260		1055.35	1057.26	1057.26	1057.65	0.004413	2.73	34.09	32.37	0.85
240		1054.82	1057.10	1057.10	1057.53	0.005554	2.98	32.97	37.47	0.92
220		1054.50	1055.99	1055.99	1056.51	0.006216	3.18	29.23	28.57	1.00
200		1054.30	1055.82	1055.82	1056.32	0.006368	3.14	29.63	29.95	1.01
180		1053.31	1055.28	1055.28	1055.90	0.006065	3.51	26.50	21.47	1.01
160		1053.05	1054.86	1054.86	1055.18	0.003067	2.50	37.25	29.32	0.71
140		1052.40	1054.32	1054.32	1055.05	0.005980	3.78	24.58	17.10	1.01
120	93	1052.00	1053.84	1053.84	1054.53	0.006082	3.68	25.28	18.50	1.00
100		1052.03	1053.45	1053.45	1053.91	0.005438	2.99	31.15	29.78	0.93
80		1051.71	1053.55	1053.55	1053.77	0.001970	2.08	44.63	34.26	0.58
60		1051.35	1053.46	1053.46	1053.72	0.002338	2.28	40.86	31.30	0.64
40		1051.15	1053.07	1053.07	1053.62	0.006238	3.28	28.33	26.39	1.01
20		1051.02	1052.53	1052.53	1053.04	0.006892	3.17	29.33	30.95	1.04
0			1050.53	1051.88	1051.88	1052.32	0.006853	2.92	31.90	38.37

Min Ch. El : Altitude du radier du canal

Velchnl : Vitesse d'écoulement

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

Flowarea : Section mouillée

Top Width : Largeur au miroir d'énergie

E.G Elev : Altitudes de la ligne

Froude # chl : Nombre de Froude d'énergie

E.G slope : Pente de la ligne

Interprétation :

- ◆ La vitesse d'écoulement moyenne dans l'Oued est de 2.55 m/s et atteint dans certaines sections des valeurs de 1.01 et 3.78 m/s.
- ◆ La hauteur d'eau moyenne est de 1.45 m et varie entre 0.87 m et 3.51 m.
- ◆ La variation du régime d'écoulement le long de l'Oued. Cette constatation est confirmée par les valeurs du nombre de Froude qui varient entre 0.27 et 1.04.

IV.8 LES ZONES INONDABLES :

La simulation de l'état naturel du cours d'eau dans le cas de la crue centennale qui a été faite par le logiciel HEC-RAS s'impose dans le but de déterminer les points de débordement ou en générale la délimitation des zones inondables, afin d'envisager des solutions adéquates pour l'aménagement. Dans cette partie nous avons basé sur les résultats de la simulation précédente avec utilisation de l'application RAS-Mapper intégré dans HEC-RAS version 5.3.0.



Figure n° IV.13 : Les zones inondables

CONCLUSION :

La détermination des zones inondables par la modélisation hydraulique d'Oued Yellel donne une vision claire et simple pour les différentes variantes optimales et scénarios d'aménagement à être réalisés afin de protéger la vie, les biens matériels et les terres agricoles avoisine

Chapitre V :
VARIANTES DE L'AMENAGEMENT

Chapitre V : VARIANTES DE L'AMENAGEMENT

V.1 INTRODUCTION :

Dans ce chapitre, différentes variantes d'aménagements seront proposées sur la base des résultats obtenus à partir des chapitres précédents et en fonction de l'analyse de notre zone d'étude afin de rétablir les dysfonctionnements observés au niveau du cours d'eau.

V.2 PRINCIPE D'AMENAGEMENT :

V.2.1 Les différents types d'aménagements envisageables :

V.2.1.1 Curage :

Qui permet une nette amélioration des conditions d'écoulement suite d'élimination de tous les obstacles et les dépôts entravant l'écoulement des eaux dans le cours d'eau pour diminuer la rugosité et accroître la débitante. (*BEN SIDI AHMED L'HACHIMI,2015*)

V.2.1.2 Recalibrage :

Qui permet d'élargir et d'approfondir les sections des cours d'eau pour augmenter leur capacité d'évacuation des eaux et assurer une section mouillée répondant aux critères de protections désirées. (*BEN SIDI AHMED L'HACHIMI,2015*)

V.2.1.3 Réalisation des canaux :

Permet de régénérer le couloir initial de l'oued. Cette solution est indispensable dans le cas où le lit de l'oued et son domaine hydraulique ont été complètement occupé des bâtiments ou par la voirie. (*BEN SIDI AHMED L'HACHIMI,2015*)

V.2.1.4 Protection des berges :

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

V.2.1.5 Création des canaux périphériques :

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

V.2.2 Les formules de dimensionnement des canaux :

La formule utilisée pour le dimensionnement est celle de Manning Strickler, elle donnée par la relation suivante :

$$Q = \frac{1}{n} R_h^{\frac{2}{3}} S_m I^{\frac{1}{2}} [\text{m}^3/\text{s}] \quad (\text{V.1})$$

Où les différents paramètres sont :

Q : débit de dimensionnement (m^3/s).

n : rugosité du canal.

S_m : section mouillée du canal en (m^2).

I : pente du tronçon de cours d'eau (pente du fond) en (m/m).

R_h : rayon hydraulique en (m) tel que :

$$R_h = \frac{S_m}{P_m} \quad (\text{V.2})$$

Tableau n° V.1 : Eléments géométriques pour des sections ouvertes diverses (Wikipédia).

Section	Rectangle	Trapèze	Triangle	Cercle	Parabole
Largeur B	b	B+2*mh	2*mh	$2\sqrt{h \cdot (D - h)}$	$\frac{3S}{2h}$
Surface S	b*h	(b+mh).h	m.h ²	$\frac{1}{8}(\theta - \sin \theta)D^2$	$\frac{2}{3}bh$
Périmètre P	b+2h	$B+2h\sqrt{1+m^2}$	$2h\sqrt{1+m^2}$	$\frac{1}{2}\theta \cdot D$	$b + \frac{8h^2}{3b}$
Rayon hydraulique R	$\frac{bh}{b+2h}$	$\frac{(b+mh) \cdot h}{b+2h\sqrt{1+m^2}}$	$\frac{mh}{2\sqrt{1+m^2}}$	$\frac{1}{4}\left[1 - \frac{\sin \theta}{\theta}\right]D$	$\frac{2b^2h}{3b^2+8h^2}$
Profondeur hydraulique D _H	h	$\frac{(b+mh)h}{b+2mh}$	$\frac{1}{2}h$	$\left[\frac{\theta - \sin \theta}{\theta}\right]$	$\frac{2}{3}h$

V.2.3 Choix des paramètres de dimensionnement :

V.2.3.1 La pente du projet :

Le choix de la pente du projet relève d'une grande importance avant de procéder au calcul hydraulique. Pour notre cas, nous avons choisis sept pentes

V2.3.2 Le coefficient de rugosité :

La rugosité du canal dépendant de la nature du revêtement, les valeurs de la rugosité de certain revêtement à titre d'exemple est donnée dans le tableau suivant :

Tableau n° V.2 : Les valeurs du coefficient de rugosité (uclouvain.be).

Caractéristiques du lit ou du revêtement	Valeur de la rugosité n
• Canal avec revêtement en béton.	0.014
• Canal en terre	0.022
• Canal en pierre	0.025
• Canal en Gabion.	0.030

V.2.3.3 Vitesse d'érosion

Afin éviter les ruptures du fond et des berges des canaux sur l'action dynamique d'un courant d'eau, la vitesse de celui-ci ne doit pas être supérieure à la vitesse limite maximale. Les valeurs de vitesse moyenne limite d'érosion pour les lits consolidés sont données dans le tableau que trouve dans l'annexe (Deggoute gerard,2012)

Tableau n°V.03: Valeurs de vitesse moyenne limite d'érosion pour les lits consolident

Lit	Vitesse Ver (m/s)
Pavage de pierre à une couche	2.5-4.0
Gabions	4.0-6.0
Revêtement en béton	6.0-10.0
Béton amélioré	>10

V.2.4 Revanche des canaux :

Dans les canaux à surface libre, il faut toujours prévoir une revanche de sécurité au-dessus de la ligne d'eau calculée afin de tenir compte de l'accumulation de dépôt solide, de croissance de la végétation, des vagues provoquées par le vent, etc. Pour le dimensionnement du canal,

$$R=0.6m+0.05v\sqrt[3]{h} \quad (V.3)$$

on opte une pour une revanche de 0.55 m à 0.7 m.

V.3 ETUDES DES VARIANTES :

Dans cette étude, les variantes proposées pour l'aménagement du cours d'eau sont :

- ♦ Recalibrage du lit naturel (cas d'une forme trapézoïdale non revêtu)

- ◆ Un canal en béton armé de forme trapézoïdale.
- ◆ Un canal en gabion.
- ◆ Un canal mixte (recalibrage du lit naturel et un canal en gabion et béton armé).

Un calcul hydraulique de chaque variante sera fait en vérifiant l'état d'écoulement par une simulation avec HEC-RAS pour chaque tronçon du cours d'eau, et une description des variantes d'aménagement proposés pour pouvoir choisir la variante la plus adaptés d'un point de vue technico-économique.

V.3.1 Première variante : Recalibrage du lit naturel (cas d'une forme trapézoïdale)

La première variante proposée est un recalibrage du terrain naturel par une section trapézoïdale (berges et lit). La section trapézoïdale présente le profil le plus rentable hydrauliquement, pour sa grande capacité de transit des eaux, le champ de l'écoulement est maximal.

V.3.1.1 Dimensionnement :

Pour le calcul des dimensions de ce canal, en remplaçant les formules du canal trapézoïdale du figure (V.1) dans la formule (V.1) on trouve :

$$Q = \frac{1}{n} \frac{I^{2/3} [(b+mh)h]^3}{[b+2h\sqrt{1+m^2}]^3} \quad [\text{m}^2/\text{s}] \quad (\text{V.4})$$

Les termes Q, n, I étant connus on procède à un calcul itératif en fixant b suivant la largeur moyenne du lit naturel, en choisissant un fruit de talus m = 2 pour que l'angle du talus θ avec l'horizontale est inférieur à l'angle du repos du matériau ϕ

Les résultats de calcul pour les différents tronçons sont donnés dans le tableau suivant :

Tableau n° V.3 : Dimensions de l'aménagement d'Oued t'kout (recalibrage du lit naturel).

Tronçons	Section départ	Section arrivée	Longueur (m)	Pente projet (%)	Fruit de talus	Largeur du fond b (m)	Hauteur du canal H (m)
1	0	300	300	1.35	2	6	2.50
2	300	800	500	1.46	2	6	2.50
3	800	1050	250	1.41	2	6	2.50
4	1050	1300	250	1.68	2	6	2.50
5	1300	1600	300	1.26	2	6	2.60
6	1600	1700	100	1.67	2	6	2.50
7	1700	1760	60	0.91	2	6	2.90

V.3.1.2 Les paramètres d'écoulement :

Les résultats de la simulation seront représentés dans le tableau ci-dessous :

Tableau n° V.4 : Paramètres d'écoulement de la variante recalibrage du lit naturel.

Profil	Débit Q (m ³ /s)	Vitesse (m/s)	Froude	Tirant d'eau (m)	Hauteur critique	Section Mouillée (m ²)	Périmètre mouillé (m)	Rayon hydraulique (m)	Remarque
1	92.65	5.86	1.68	1.69	1.69	15.86	13.56	1.17	Régime torrentiel
2	92.65	6.03	1.74	1.65	1.69	15.42	13.40	1.15	Régime torrentiel
3	92.65	5.95	1.71	1.67	1.69	15.61	13.47	1.16	Régime torrentiel
4	92.65	6.50	1.92	1.56	1.69	14.31	13.01	1.10	Régime torrentiel
5	92.65	6.40	1.63	1.72	1.69	16.26	13.70	1.19	Régime torrentiel
6	92.65	6.32	1.85	1.60	1.69	14.70	13.14	1.12	Régime torrentiel
7	92.65	5.08	1.40	1.88	1.69	18.22	14.39	1.27	Régime torrentiel

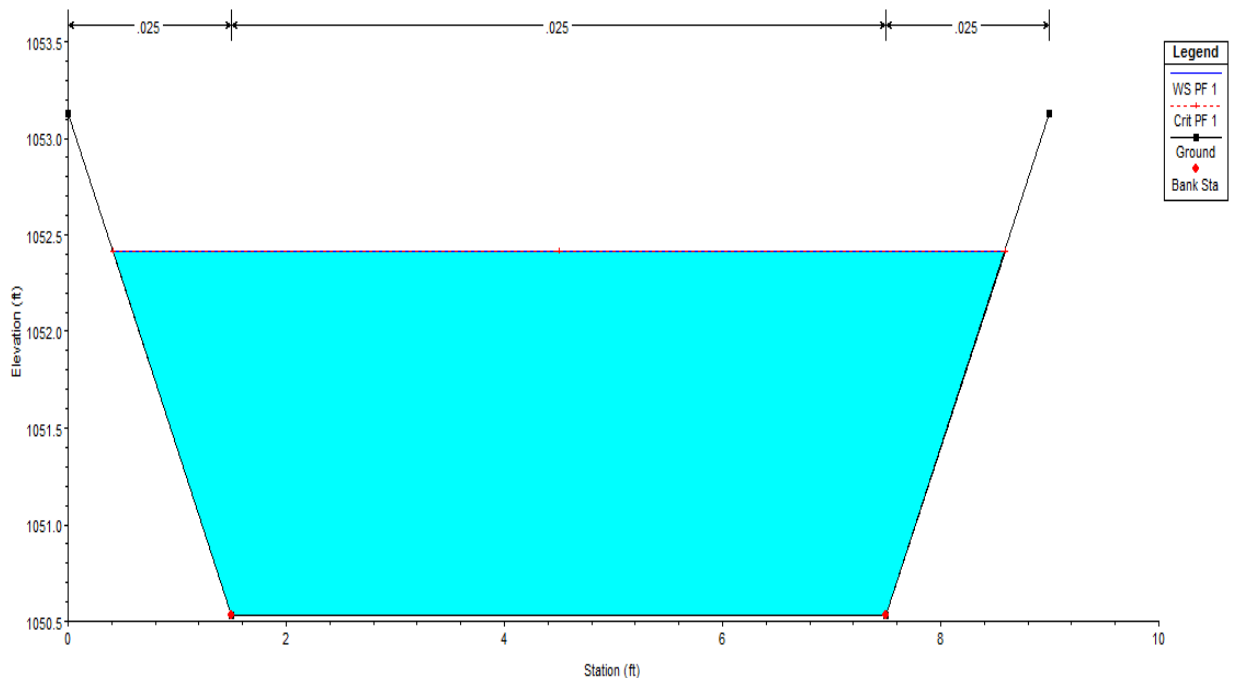


Figure n° V.1 : Profil en travers d'Oued T'kout aménagé avec un recalibrage du lit naturel.

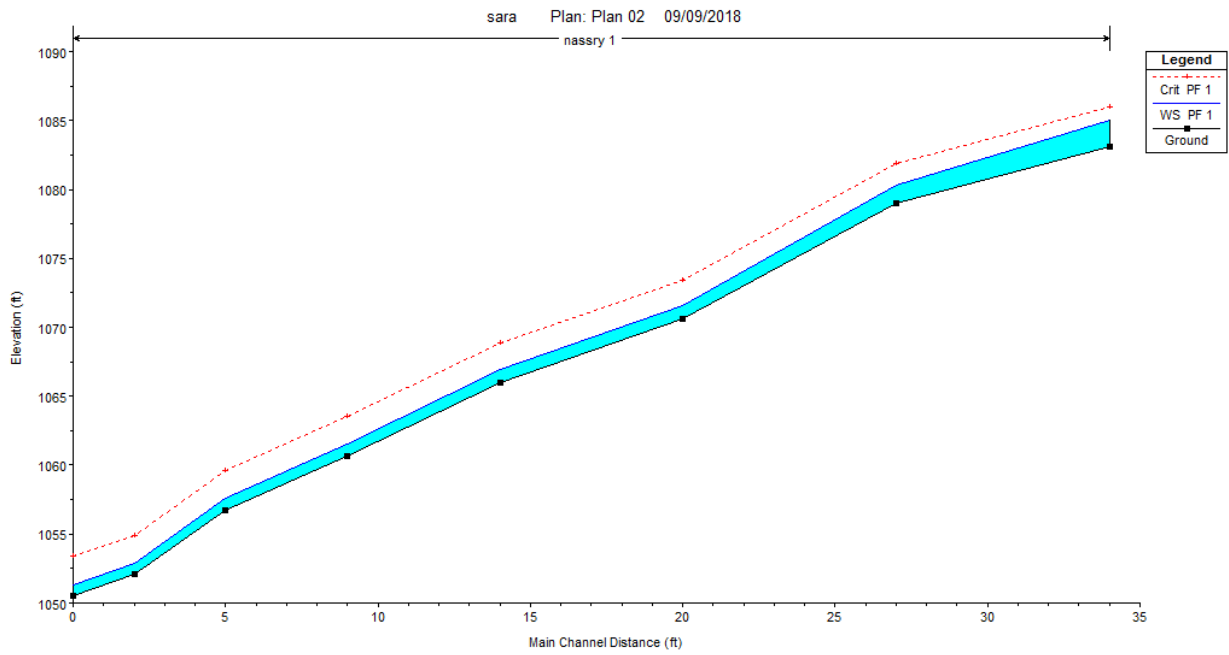


Figure n°V.2 : profil en long d'Oued T'kout aménagé selon la première variante

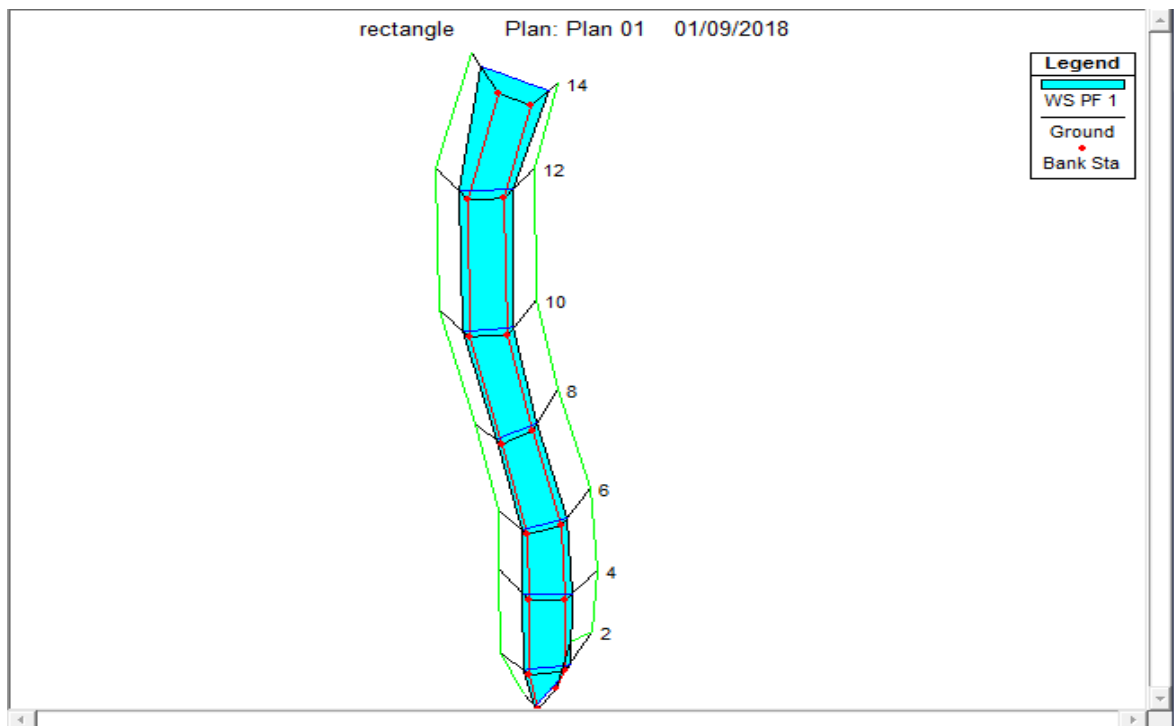


Figure n°V.3 Vue en Plan en 3D du tronçon d'Oued T'KOUT aménagé selon la première variante.

V.3.2.3 Etude de la stabilité du canal :

Pour le dimensionnement d'un canal non revêtu, où les berges et le fond sont constitués par des matériaux non cohérents, il est nécessaire d'en garantir la stabilité, afin d'éviter les érosions provoquées par les forces hydrodynamiques engendrées par l'écoulement. Les conditions dans lesquelles les particules du matériau non cohérent qui constituent le fond et les berges d'un canal commencent à se déplacer, appelées conditions critiques, peuvent s'exprimer en fonction des vitesses de l'écoulement (vitesses critiques), ou des tensions tangentielle exercées sur les particules (forces tractrices critiques). (Chaudhry.M.Hanif,2007)

Dans notre démarche, on va s'intéresser au tronçon où la vitesse est importante, dans notre cas le tronçon 4 et on va se baser sur le critère de la tension critique pour l'étude de la stabilité du fond.

Les étapes de l'étude de stabilité du fond du canal suivant cette méthode sont comme suit :

- Détermination de la contrainte tangentielle admissible à partir du diamètre moyen des grains et avec l'utilisation de l'abaque présenté dans la figure
- Calculer la contrainte tangentielle au fond.
- Calculer la contrainte tangentielle des berges
-

1) Force tractrice critique du fond :

- ◆ Vérification que la contrainte tangentielle au fond τ_0 est inférieure à la contrainte admissible

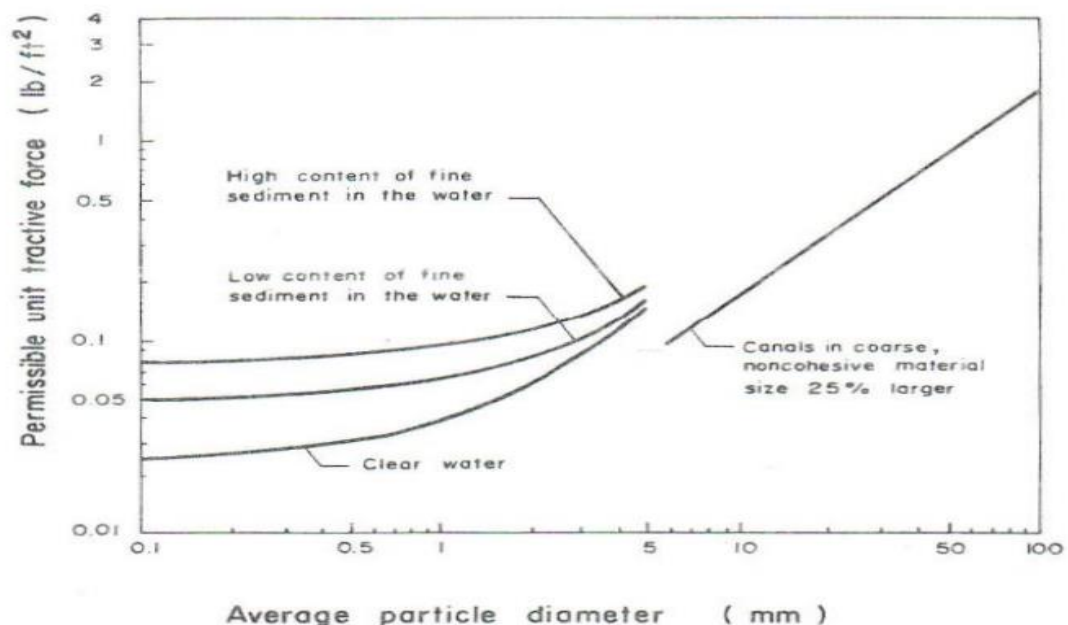


Figure n° V.4 : Efforts tangentielle critique pour des matériaux non cohésifs (Chaudhry, 2014).

3) Calculer la contrainte tangentielle au fond :

$$\tau_0 = \gamma_w R_h i \quad [N/m^2] \quad (V.5)$$

avec

τ_0 : la tension tangentielle critique exercée sur le fond (N/m^2)

R : le rayon hydraulique (m).

γ_w : poids volumique de l'eau (N/m^3).

i : la pente du fond.

Pour notre cas, on a un sol sableux argileux avec un diamètre $d_{50\%}$ de 2 mm. Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau n° V.5 : résultats des contraintes tractrices.

tronçon	Contrainte tractrice (N/m^2)	
	τ_0	τ_{0adm}
1	0.15	0.29
2	0.18	0.29
3	0.16	0.29
4	0.20	0.29
5	0.15	0.29
6	0.19	0.29
7	0.12	0.29

Interprétation :

Vu que la contrainte tangentielle au fond est inférieure à la contrainte admissible, la stabilité du fond est bien vérifiée et la réalisation d'un tel aménagement est possible.

4) Calculer la contrainte tangentielle des berges

Nous avons montré déjà la stabilité du fond donc il reste de vérifier la stabilité des berges.

Pour cela on suit les étapes suivantes :

- ◆ Calculer le paramètre de réduction K tel que :

$$K = \sqrt{1 - \frac{\sin^2 \theta}{\sin^2 \varphi}} \quad (V.6)$$

θ : l'angle du talus avec l'horizontale avec $m = \text{ctg} \theta$ (pour notre cas $\theta = 26.6^\circ$).

φ : l'angle du repos du matériau ($\varphi = 32^\circ$).

- ◆ Calculer la contrainte tangentielle admissible des talus en multipliant K par la contrainte tangentielle admissible du fond τ_{adm}

- ◆ Calculer la contrainte tangentielle au niveau des berges par la formule suivante :

$$\tau_{0\text{berge}} = 0.76\gamma_w Ri \quad [N/m^2] \quad (\text{V.7})$$

Avec :

$\tau_{0\text{berge}}$: La tension tangentielle critique exercée sur les berges (N/m^2).

R : le rayon hydraulique (m).

γ_w : Poids volumique de l'eau (N/m^3).

i : la pente du fond.

♦ Vérification que la contrainte tangentielle au fond $\tau_{0\text{berge}}$ est inférieure à la contrainte admissible $\tau_{\text{adm berge}}$

.Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau n° V.6 : Résultats des contraintes tractrices.

tronçon	Contrainte tractrice (N/m^2)	
	$\tau_{0\text{berge}}$	$\tau_{\text{adm berge}}$
1	0.12	0.16
2	0.13	0.16
3	0.12	0.16
4	0.14	0.16
5	0.11	0.16
6	0.14	0.16
7	0.09	0.16

Interprétation : on remarque que la contrainte tangentielle au niveau des berges $\tau_{0\text{berge}}$ est inférieure à la contrainte admissible $\tau_{\text{adm berge}}$, la stabilité des berges est bien vérifiée et la réalisation d'un tel aménagement est possible

V.3.2.4 Estimation du coût de la variante :

A partir des quantités des terrassements et des volumes de remblai et le déblai calculés par HEC-RAS, l'estimation du cout de la variante est comme suit :

Tableau n°V.7 : Devis de la variante (recalibrage du lit naturel).

Désignation des travaux	Unité	Quantité	Prix unitaire (DA)	Montant (DA)
Déblai	m^3	11351	250	2 837 750
Remblai	m^3	26557	200	5 311 400
Total				8 149 150

V.3.3 Deuxième variante : Canal en béton armé :

La deuxième variante proposée consiste à projeter un canal trapézoïdal en béton armé. Pour le fruit de talus, nous choisissons $m = 1$ pour la facilité technique de réalisation d'un angle de 45° sur le terrain. Un canal en béton présente :

- Une durée de vie plus importante.
- Une forme étroite bien adoptée à la ville.
- les meilleures caractéristiques hydrauliques.
- une durée de réalisation très courte, et assure une meilleure protection.

V.3.3.1 Dimensionnement :

Les résultats de calcul sont donnés dans le tableau suivant :

Tableau n° V.8 : Dimensions de l'aménagement d'Oued t'kout (canal en béton armé).

Tronçons	Section départ	Section arrivée	Longueur (m)	Pente projet (%)	Fruit de talus	Largeur du fond b (m)	Hauteur du canal H (m)
1	0	300	300	1.35	1	5	2.2
2	300	800	500	1.46	1	5	2.1
3	800	1050	250	1.41	1	5	2.2
4	1050	1300	250	1.68	1	5	2.1
5	1300	1600	300	1.26	1	5	2.2
6	1600	1700	100	1.67	1	5	2.1
7	1700	1760	60	0.91	1	5	2.3

V.3.3.2 Les paramètres d'écoulement :

Les résultats de la simulation seront représentés dans le tableau suivant :

Tableau n° V.9 : Paramètres d'écoulement de la variante canal en béton armé.

Profil	Débit Q (m ³ /s)	Vitesse (m/s)	Froude	Tirant d'eau (m)	Hauteur critique (m)	Section Mouillée (m ²)	Périmètre mouillé (m)	Rayon hydraulique (m)	Remarque
1	92.65	8.87	2.5	1.59	2.55	10.49	9.50	1.10	Régime torrentiel
2	92.65	9.11	2.59	1.55	2.43	10.20	9.40	1.08	Régime torrentiel
3	92.65	9.00	2.55	1.57	2.25	10.33	9.45	1.09	Régime torrentiel
4	92.65	9.81	2.86	1.48	2.23	9.47	9.14	1.04	Régime torrentiel
5	92.65	8.65	2.41	1.62	2.21	10.74	9.59	1.12	Régime torrentiel

6	92.65	9.55	2.76	1.49	1.98	9.73	9.24	1.05	Régime torrentiel
7	92.65	7.70	2.07	1.78	1.88	12.06	10.03	1.20	Régime torrentiel

• **Interprétation des résultats**

Les résultats de simulations ont montré un régime torrentiel le long d'oued T'KOUT, et une vitesse varie de 7.7 m/s à 9.81 m/s, cette valeur de vitesse reste admissible pour un béton armé.

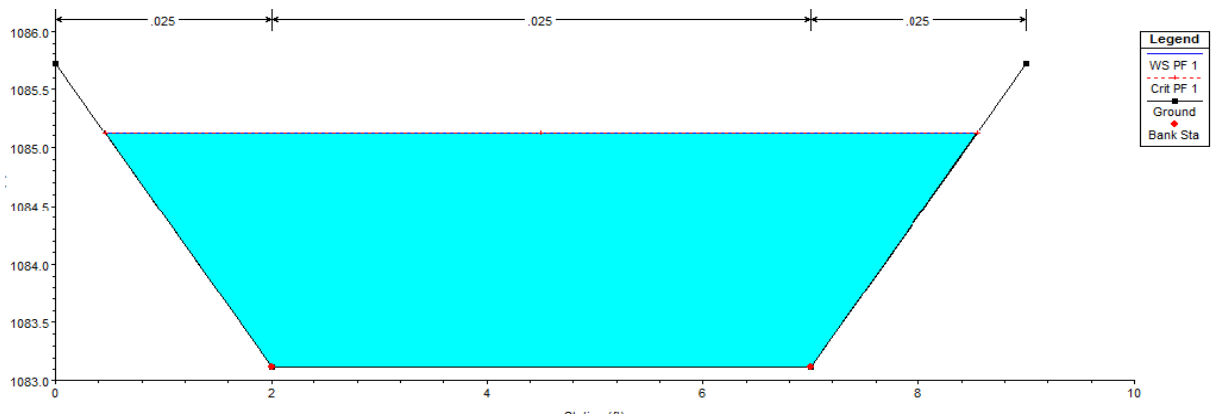


Figure n° V.5 : Profil en travers d'Oued T'kout aménagé avec un canal en béton armé (deuxième variante)

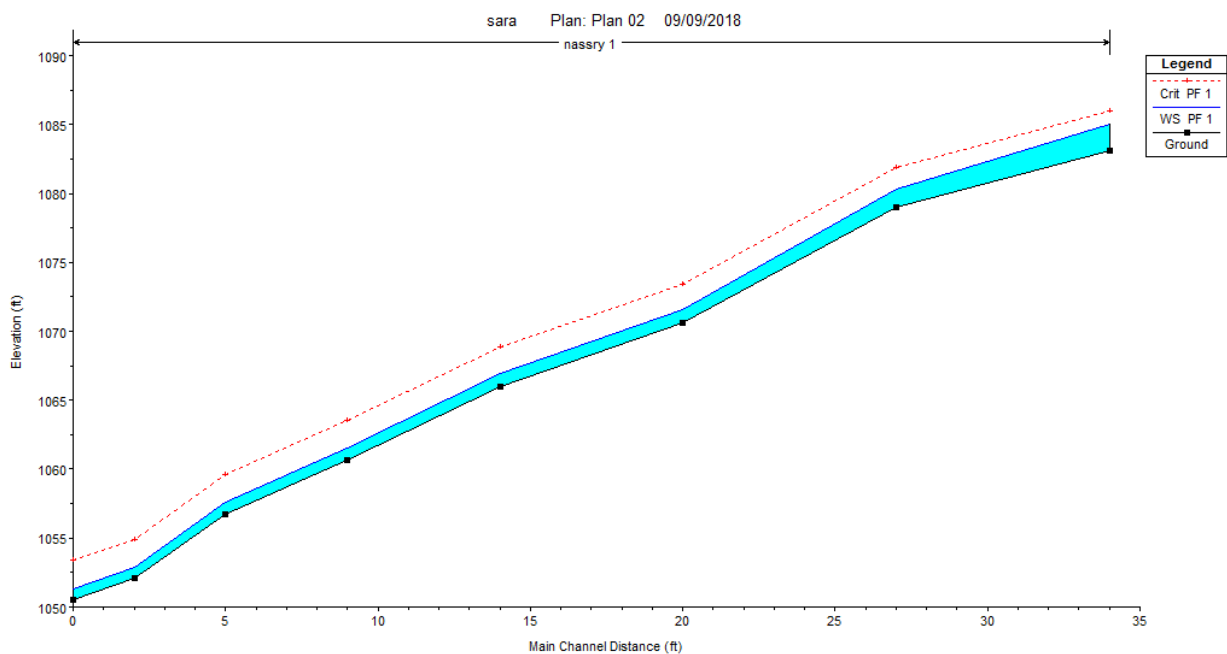


Figure n° V.6 : Profil en long d'Oued T'kout aménagé par la deuxième variante (deuxième variante)

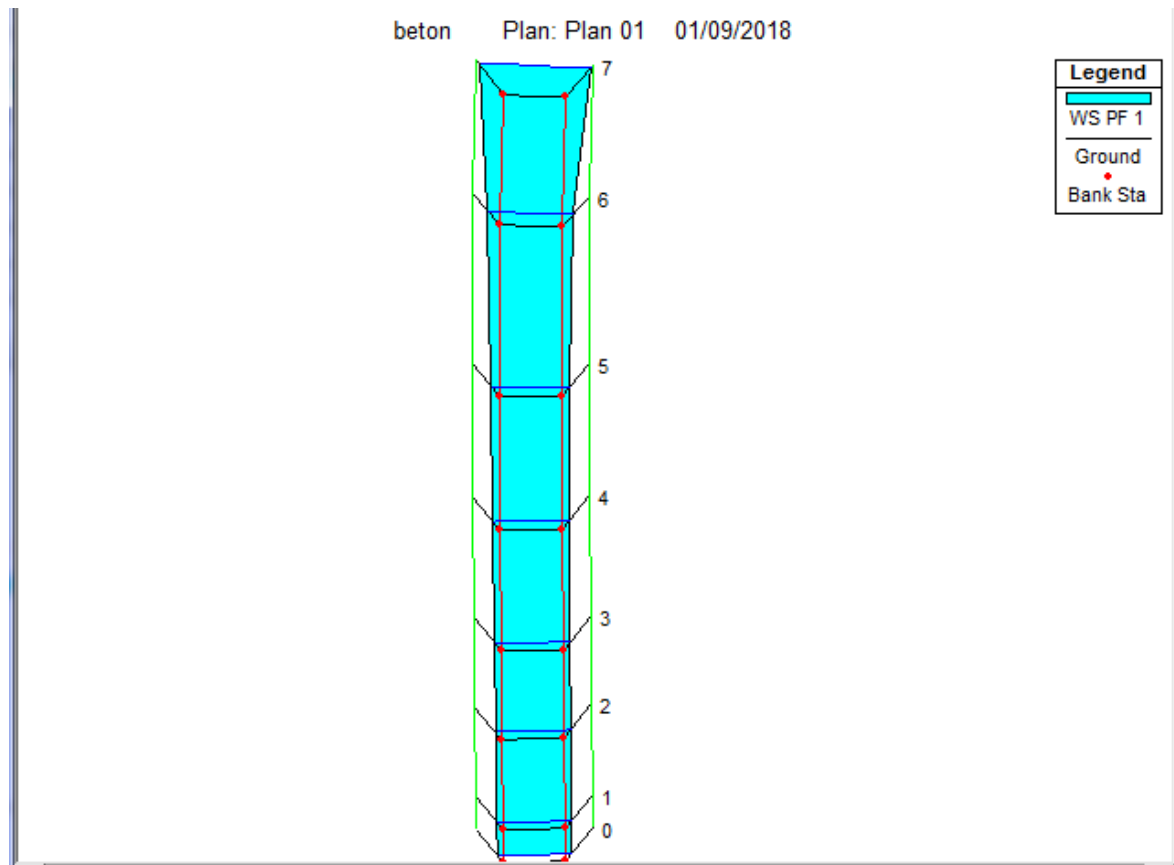


Figure n°V.7 Vue en Plan en 3D du tronçon d'Oued T'KOUT aménagé selon la deuxième variante

V.3.3.3 Estimation du coût de la variante :

On prend une épaisseur de 15 cm pour le béton et pour le béton de propreté on prend une épaisseur de 5 cm. l'estimation du cout de la variante est donnée dans le tableau suivant :

Tableau n°V.10 : Devis de la variante (canal en béton armé).

Désignation des travaux	Unité	Quantité	Prix unitaire (DA)	Montant (DA)
Déblai	m ³	5812.8	250	1 162 592
Remblai	m ³	42243.8	200	10 560 805
Béton de propreté	m ³	1334	6000	8 004 000
Béton armé	m ³	3090	32000	98 880 000
Total				118 607 397

V.3.4 Troisième variante : Canal en gabion

Les matelas en gabions sont utilisés principalement pour réaliser les revêtements et les protections anti-affouillements. Ils se présentent sous forme de dimensions variées, dont les plus courantes sont $2.0 \times 1.0 \times 0.5$ et $2.0 \times 1.0 \times 1.0$. Les canaux en gabion, sont mis en œuvre d'une façon spéciale ; les sacs sont agencés de manière à créer un escalier qui permet la stabilité des berges.

V.3.4.1 Avantages des structures en gabion :

- ✓ Flexibilité des ouvrages, la souplesse des gabions permet à l'ouvrage de suivre les déformations du terrain, qui peuvent survenir au pied des organes de dissipation d'énergie, des bajoyers et des protections contre les affouillements
- ✓ Facilité de mise en œuvre, certains types de barrages ou de seuils en gabions peuvent être construits sur deux ans, sans risque majeur de destruction en cours de saison des pluies intermédiaire. La surélévation éventuelle de l'ouvrage est envisageable assez facilement. D'autre part, les formes géométriques sont, par nature, relativement simples.
- ✓ Possibilité de réaliser des ouvrages totalement déversants bien moins coûteux que leurs équivalents en béton.

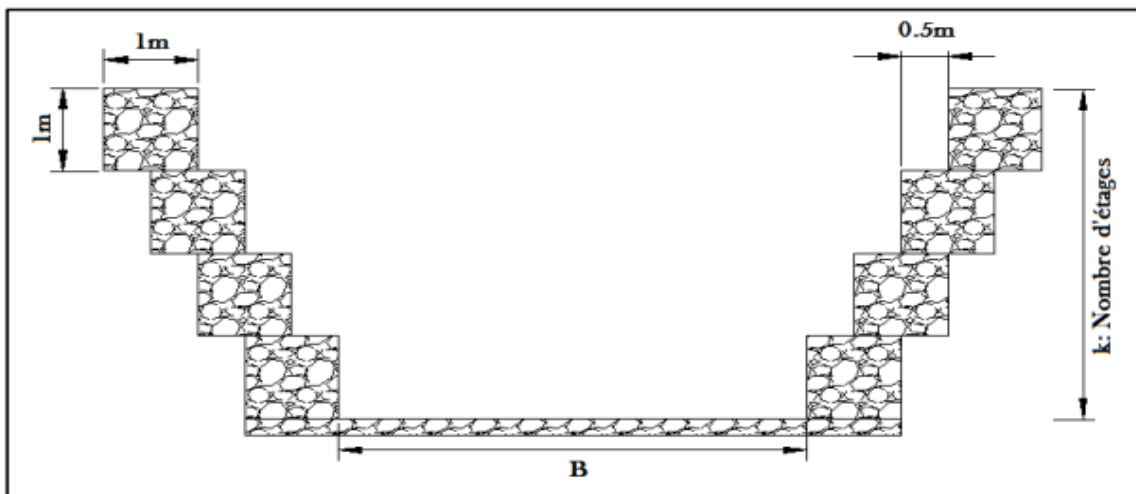


Figure n°V.8 : Coupe en travers d'un canal en gabion

Tableau n°V.11 : Caractéristique géométrique de la section gabionnée

caractéristique	Section $S_m(m^2)$	Périmètre $P_m(m)$	Rayon hydraulique $R_h(m)$
relations	$\frac{1}{2}k(k-1) + bk$	$b+3k-1$	$\frac{0.5k(k-1) + bk}{b + 3k - 1}$

K : nombre d'étages ;

b : base canal

On fixe la largeur de la base puis on calcule le nombre d'étage qui puisse évacuer le débit de crue.

V.3.4.1 Dimensionnement :

Les dimensions de l'aménagement sont résumées dans le tableau ci-après :

Tableau n° V.12 : Dimensions de l'aménagement d'Oued t'kout (canal en gabion).

Tronçons	Section départ	Section arrivée	Longueur (m)	Pente projet (%)	Largeur du fond b (m)	Hauteur du canal H (m)
1	0	300	300	1.35	8	3
2	300	800	500	1.46	8	3
3	800	1050	250	1.41	8	3
4	1050	1300	250	1.68	8	3
5	1300	1600	300	1.26	8	3
6	1600	1700	100	1.67	8	3
7	1700	1760	60	0.91	8	3

Tableau n° V.13 : Paramètres d'écoulement de la variante canal en gabion.

Profil	Débit Q (m ³ /s)	Vitesse (m/s)	Froude	Tirant d'eau (m)	Hauteur critique	Section Mouillée (m ²)	Périmètre mouillé (m)	Rayon hydraulique (m)	Remarque
1	92.65	4.89	1.23	1.91	2.41	19.03	13.43	1.41	Régime torrentiel
2	92.65	5.02	1.28	1.87	2.20	18.52	13.30	1.39	Régime torrentiel
3	92.65	4.96	1.25	1.89	2.15	18.75	13.36	1.40	Régime torrentiel
4	92.65	5.40	1.40	1.76	1.98	17.22	12.99	1.32	Régime torrentiel
5	92.65	4.77	1.19	1.95	1.97	19.49	13.54	1.44	Régime torrentiel
6	92.65	5.26	1.36	1.8	1.85	17.67	13.10	1.35	Régime torrentiel
7	92.65	4.26	1.02	2.15	2.19	21.83	14.08	1.55	Régime torrentiel

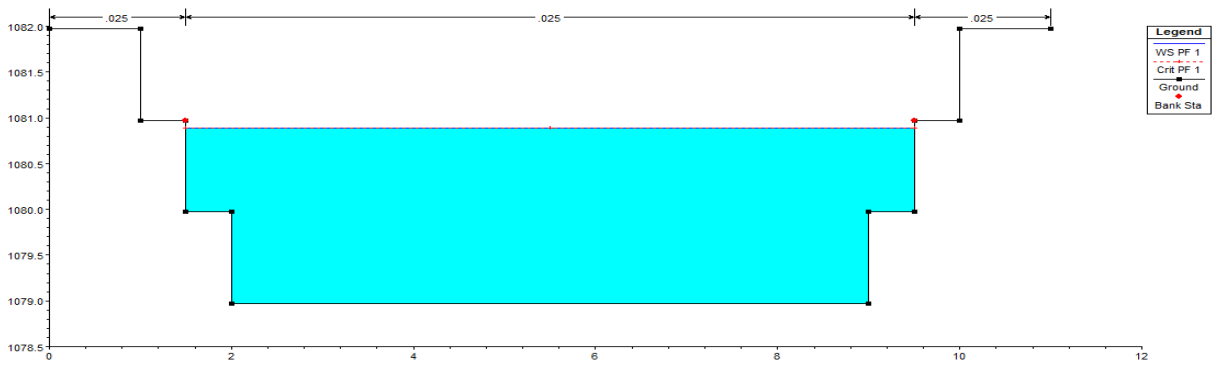


Figure n° V.9 : Profil en travers d'Oued t'kout aménagé avec un canal en gabion.

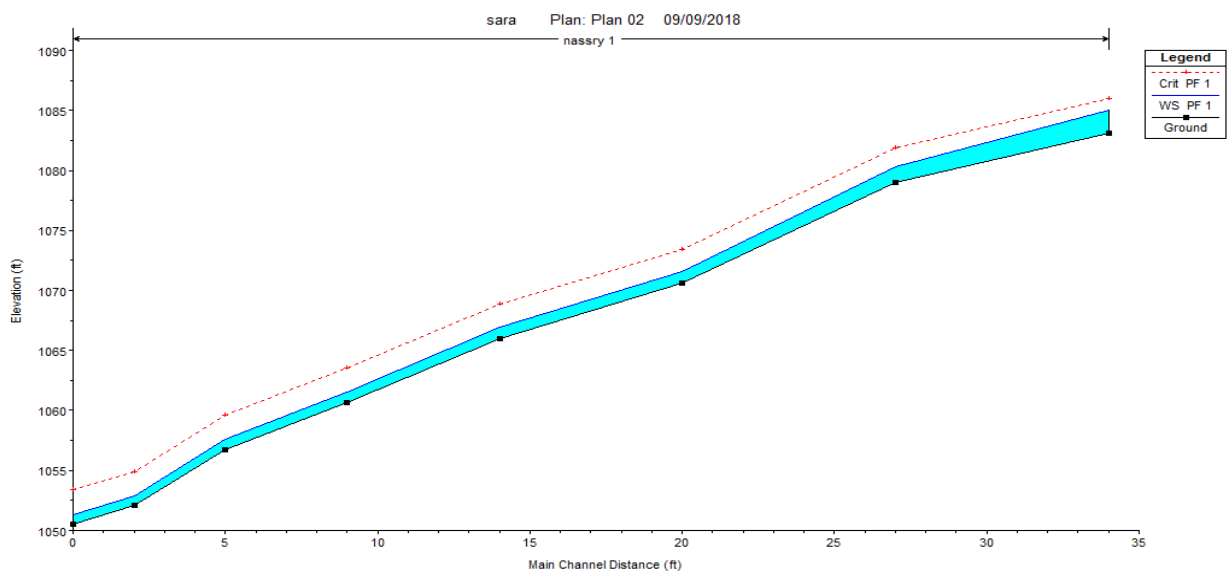


Figure n°V.10 profil en long d'Oued T'kout aménagé selon la troisième variante

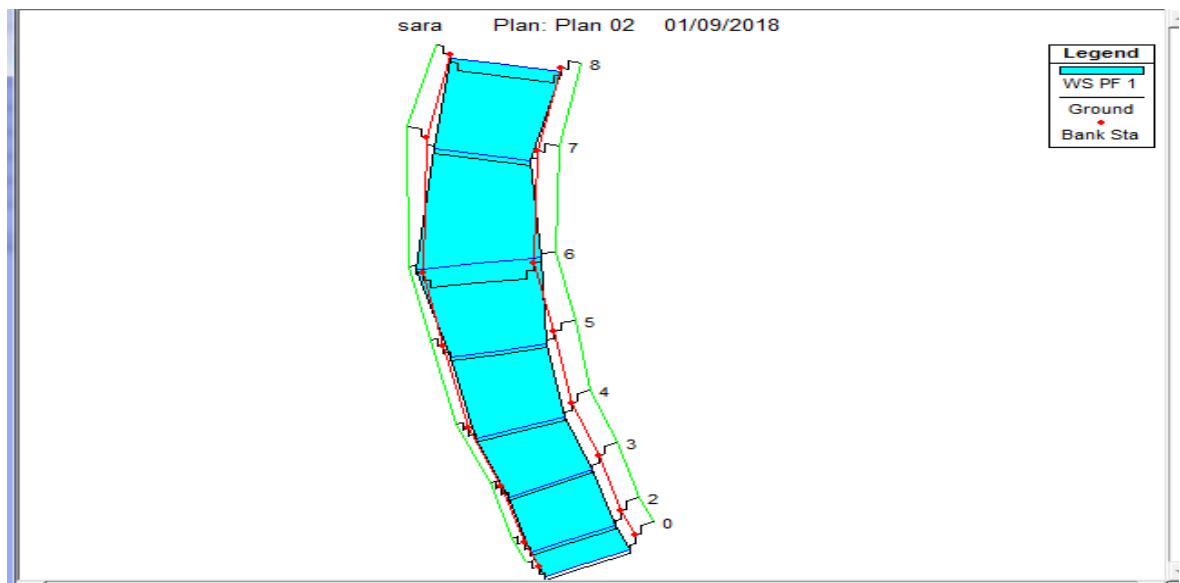


Figure n°V.11 Vue en Plan en 3D du tronçon d'Oued T'KOUT aménagé selon la troisième variante.

Interprétation des résultats

Les résultats de simulations ont montré un régime torrentiel le long d'oued T'KOUT, et une vitesse varie de 4.26 m/s à 5.40 m/s, cette valeur de vitesse reste admissible pour un gabion .

V.3.4.3 Estimation du coût de la variante :

Tableau n°V.14 : Devis de la variante (canal en gabion).

Désignation des travaux	Unité	Quantité	Prix unitaire (DA)	Montant (DA)
Déblai	m ³	13714	250	3 428 630
Remblai	m ³	51603	200	7 120 604
gabion	m ³	15786	4500	71 037 000
Total				81 907 234

V.3.5 Quatrième variante : Canal mixte :

Cette variante est décomposée en trois parties : un canal en gabion pour les tronçons qui traverse la ville (tronçon 1,4,7) et un recalibrage du terrain naturel par une section trapézoïdale non revêtue (berges et lit) pour le tronçons 5 . et un canal en béton armé par une section trapézoïdale pour les traçons 2,3,6.

V.3.5.1 Dimensionnement :

Les résultats de calcul sont donnés dans le tableau suivant :

Tableau n° V.15 : Dimensions de l'aménagement d'Oued t'kout (canal mixte).

Tronçons	Section départ	Section arrivée	Longueur (m)	Pente projet (%)	Fruit de talus	Largeur du fond b (m)	Hauteur du canal H (m)
1	0	300	300	1.35	-	8	3
2	300	800	500	1.46	1	5	2.1
3	800	1050	250	1.41	1	5	2.2
4	1050	1300	250	1.68	-	8	3
5	1300	1600	300	1.26	1	6	2.6
6	1600	1700	100	1.67	2	5	2.1
7	1700	1760	60	0.91	-	8	3

V.3.5.2 Les paramètres d'écoulement :

Les résultats de la simulation seront représentés dans le tableau ci-dessous :

Tableau n° V.16 : Paramètres d'écoulement de la variante canal mixte

Profil	Débit Q (m ³ /s)	Vitesse (m/s)	Froude	Tirant d'eau (m)	Hauteur critique	Section Mouillée (m ²)	Périmètre mouillé (m)	Rayon hydraulique (m)	Remarque
1	92.65	4.89	1.23	1.91	2.55	19.03	13.43	1.41	Régime torrentiel
2	92.65	9.11	2.59	1.55	1.96	10.20	9.40	1.08	Régime torrentiel
3	92.65	9.00	2.55	1.57	1.94	10.33	9.45	1.09	Régime torrentiel
4	92.65	5.40	1.40	1.76	1.89	17.22	12.99	1.32	Régime torrentiel
5	92.65	6.40	1.63	1.72	1.87	16.26	13.70	1.19	Régime torrentiel
6	92.65	9.55	2.76	1.49	1.63	9.73	9.24	1.05	Régime torrentiel
7	92.65	4.26	1.02	2.15	2.26	21.83	14.08	1.55	Régime torrentiel

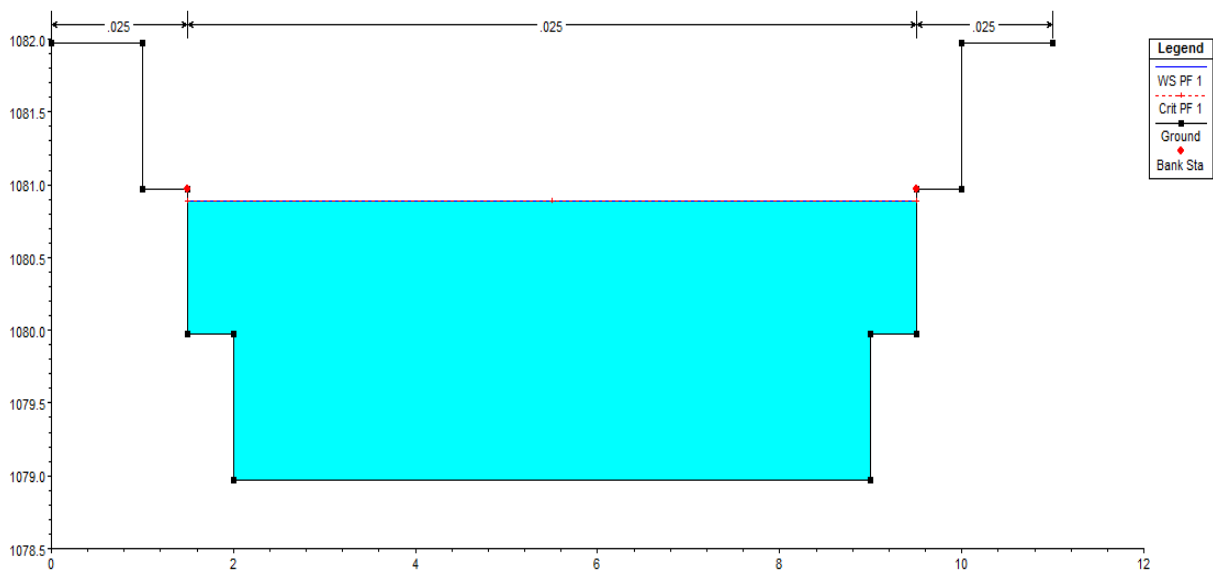


Figure n° V.12 : Profil en travers d'Oued t'kout aménagé avec un canal en gabion pour les traçons 1 ,4,7

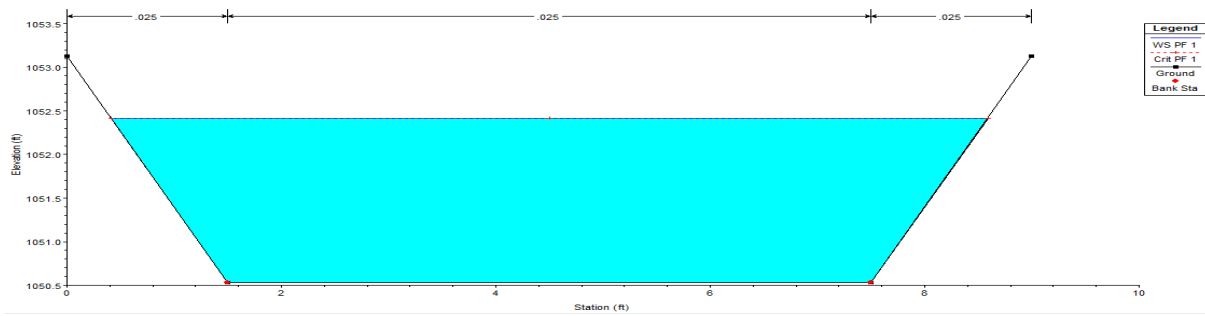


Figure n° V.13 : Profil en travers d'Oued T'kout aménagé avec un recalibrage du lit naturel pour le tronçon 5

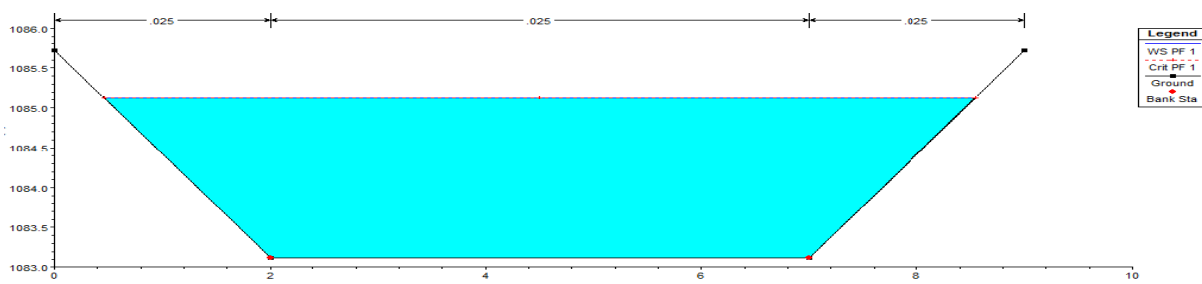


Figure n°V.14 : Profil en travers d'Oued T'kout aménagé avec un canal en béton armé pour les traçons 2,3,6

V.3.5.4 Estimation du coût de la variante :

Tableau n°V.17 : Devis de la variante (canal mixte).

Désignation des travaux	Unité	Quantité	Prix unitaire (DA)	Montant (DA)
déblai	m ³	5197	250	1.299.308
remblai	m ³	40114	200	8.022.844
gabion	m ³	5490	4500	24.705.000
Béton propreté	m ³	465	6000	2.790.000
Béton armé	m ³	1395	32000	44.640.000
TOTAL				81.457.152

V.4 Choix de la variante d'aménagement :

V.4.1 Critères d'évaluation :

Le choix de la variante se fera en fonction de plusieurs critères :

♦ **Efficacité hydraulique :** correspond au potentiel d'amélioration de la capacité hydraulique que peuvent apporter les mesures.

- ◆ **Difficultés de réalisation** : correspond au degré de difficulté de la réalisation technique.
- ◆ **Enjeux environnementaux** : ce critère tient compte de l'utilisation du sol au voisinage (zone urbaine, agricole,) et des déficits ou richesses environnementaux actuels.
- ◆ **Durabilité** : correspond à la durée de vie de l'aménagement.
- ◆ **Entretien** : correspond à l'ampleur et à la fréquence des entretiens nécessaires.
- ◆ **Coût** : correspond à l'appréciation du coût de construction.

V.4.2 La variante choisit :

Les quatre variantes semblent pouvoir évacuer le débit de crue sans débordement mais d'un point de vue financier, les deux variantes : canal en béton armé et canal en gabion seraient rejetées car le coût est plus élevé donc la projection d'un canal mixte ou bien un recalibrage du lit naturel paraît plus économique.

Tableau n°V.18 le cout de chaque variante

Variante	Montant
Recalibrage du lit naturel	8 149 150
Canal en beton armé (trapezoidal)	118 607 397
Canal en gabion	81 907 234
Canal mixte	81 457 152

On opte pour la variante d'un canal mixte car :

- ◆ Le gabion est une solution solide et durable.
- ◆ La simplicité de la réalisation.
- ◆ Une bonne perméabilité qui permet un drainage naturel suffisant.
- ◆ Le gabion diminue la vitesse d'eau et dispersé l'énergie.
- ◆ Formant une belle harmonie avec la nature.

CONCLUSION :

Au cours de ce chapitre, quatre variantes d'aménagement ont été proposées pour la protection des zones urbaines et agricoles d'Oued T'KOUT contre les inondations. Par la suite, une étude technico- économique a été élaborée pour choisir la plus favorable. Le choix final consiste principalement à la projection d'un canal mixte. En projetant un canal en gabion et en béton armé dans la zone urbaine et un recalibrage du lit naturel avec une section trapézoïdale en dehors de cette zone. Le cout du projet du système de protection contre les inondations de la ville de T'KOUT est **81 457 152DA**

Chapitre VI :
ORGANISATION DE CHANTIER

INTRODUCTION :

L'organisation de chantier est une démarche visant à rechercher constamment, la meilleure façon d'utiliser économiquement la main d'œuvre et les autres moyens mis en œuvre pour gérer le chantier. Elle permet d'organiser les travaux et de choisir les engins nécessaires influençant sur les coûts et le délai d'exécution du projet.

VI.1 GENERALITES :

VI.1.1 Rôles et responsabilités des intervenants sur chantier :

L'équipe de réalisation d'un projet est composée principalement par :

VI.1.1.1 Maître de l'ouvrage :

C'est une personne physique ou morale pour laquelle s'exécutent les travaux, il définit le but à atteindre et assure le financement. Le maître de l'ouvrage doit assumer certaines responsabilités, par exemple :

- ◆ Gérer la réalisation du projet.
- ◆ Transmettre l'information pertinente relative au projet.
- ◆ Remplir les obligations établies par les documents contractuels.
- ◆ Assurer la coordination et la cohésion de l'équipe de projet, la bonne conduite des contrats et la réalisation des travaux.
- ◆ Prendre possession du projet.

VI.1.1.2 Maître d'œuvre :

C'est une personne physique ou morale désignée par le maître d'ouvrage pour concevoir l'ouvrage tout en assurant le contrôle de l'exécution. Le maître d'œuvre d'un chantier est celui qui détient la responsabilité réelle de l'exécution des travaux et qui exerce une autorité réelle sur le chantier.

VI.1.1.3 L'entreprise :

Personne physique ou morale, titulaire d'un marché de travaux conclu avec le maître d'ouvrage, chargé de :

- ◆ Réaliser un ouvrage de qualité par le contrôle de la qualité de son travail.
- ◆ Gérer les coûts et les travaux.
- ◆ Elaborer le planning d'exécution des travaux.
- ◆ Répondre aux obligations établies par les documents contractuels
- ◆ Réaliser les travaux définis dans son contrat.

VI.1.2 Définitions des engins utilisés :

Le matériel utilisé est le matériel classique des chantiers de travaux publics. L'utilisation de gros engins mécaniques va réduire considérablement le prix et le temps des terrassements.

Tableau n°VI. 1 : Engins utilisés.

Taches	Engins	Actions
Travaux de préparation	Dozers	Enlever les obstacles et les herbes
	Chargeurs	
	Camions	
	Pelles	
Terrassement	Niveleuse	Donner la forme exacte du canal
	Dumpers	
	Chargeurs	
	Camions	
	Dozers	
Compactage	Tous types de compacteurs à rouleaux lisses	Consolider les berges de l’oued pour éviter l’affaissement
	Compacteurs à pieds de mouton	

VI.2 DECIS QUANTATIF ET ESTIMATIF DU PROJET

Les estimations des prix des ouvrages et aménagements donnés :

- ◆ Prix unitaire des terrassements.
- ◆ Prix unitaire de fourniture et pose de (gabionnage, tout venant).

Le tableau suivant donne les montants de réalisation de la variante retenue :

Tableau n°VI.2 : Le devis des différents travaux d’Oued T’kout

Désignation des travaux		Unité	Quantité	Prix unitaire (DA)	Montant (DA)
Terrassement	Deblai	m ³	5197	250	1 299 308
	Rembali	m ³	40114	200	8 022 844
Evacuation		m ³	20506	200	4 101 200
Beton de propreté		m ³	465	6000	2 790 000
Beton armé		m ³	1395	32000	44 640 000
Gabion		m ³	5490	4500	24 705 000
Montant HT					85 558 352
TVA 19%					16 256 087
Total TTC					101 814 438

VI.3 LA PLANIFICATION :

VI.3.1 Définition :

C'est l'activité qui consiste à déterminer et à ordonnancer les tâches du projet et à déterminer les profils nécessaires à leur réalisation. Autrement dit, c'est une méthode dont dispose le cadre opérationnel pour rendre son travail efficace. Les objectifs du planning sont les suivants :

- ◆ L'installation des postes de travail.
- ◆ L'observation instantanée.
- ◆ L'analyse des tâches.
- ◆ Le chronométrage.
- ◆ La simplification des méthodes.

VI.3.2 Techniques de la planification :

Il existe deux principales méthodes de planification à savoir :

- ◆ Méthodes basées sur le réseau.
- ◆ Méthodes basées sur le graphique.

VI.3.2.1 Méthodes basées sur le réseau :

a. Définition :

Le réseau est une représentation graphique d'un projet qui permet d'indiquer la relation entre les différentes opérations qui peuvent être successives, simultanées, convergentes et la durée de réalisation. On distingue deux types de réseaux :

- ◆ Réseau à flèches : L'opération est représentée par une flèche et la succession des opérations par des nœuds.



Figure n°VI.1 L'opération A précède l'opération B.

- ◆ Réseau à nœuds :

L'opération est représentée par un nœud et la succession des opérations par des flèches.



Figure n°VI.2 L'opération **B** ne peut commencer que si l'opération **A** est complètement achevée.

b. Construction du réseau :

Pour construire un réseau, il convient d'effectuer les six opérations suivantes :

- ◆ Etablissement d'une liste des tâches : Il s'agit dans cette première phase de procéder à un inventaire très précis et détaillé de toutes les opérations indispensables à la réalisation d'un projet.
- ◆ Détermination des tâches antérieures : Après avoir dressé la liste des tâches à effectuer, il n'est pas toujours facile de construire un réseau car il n'est pas aisé de dire si les tâches antérieures doivent être successives ou convergentes.
- ◆ Construction des graphes partiels.
- ◆ Regroupement des graphes partiels.
- ◆ Détermination des tâches de début de l'ouvrage et de fin de l'ouvrage.
- ◆ Construction du réseau.

c. Différentes méthodes basées sur le réseau :

- ◆ Méthode C.P.M (Méthode française) :

L'objectif de cette méthode est de réduire les temps de réalisation d'un ouvrage en tenant compte de trois phases.

1 ère phase : l'effectif nécessaire pour effectuer le travail considéré.

2 ème phase : analyser systématiquement le réseau, heure par heure, jour par jour, selon l'unité de temps retenu.

3 ème phase : adapter le réseau aux conditions ou contraintes fixées par l'entreprise.

- ◆ Méthode P.E.R.T (Program Evaluation and Review Technical):

C'est-à-dire technique d'ordonnement des tâches et contrôle des programmes, c'est une méthode consistant à mettre en ordre sous forme de réseau plusieurs tâches qui grâce à leur chronologie et leur dépendance concourent toutes à l'obtention d'un produit fini.

VI.3.2.2 Méthodes basées sur le graphique :

a. Méthode linéaire (ligne of balance technic) :

Cette méthode est destinée à la planification des projets de construction dont les travaux sont répétitifs.

b. Méthode à barres :

Cette technique consiste à déterminer deux réseaux et un diagramme à barres (plan de travail).

VI.3.3 Les étapes de la planification :

La planification est le processus de la ligne de conduite des travaux à réaliser, elle comprend des étapes suivantes :

VI.3.3.1 Collection des informations :

L'établissement d'une synthèse d'analyse des informations acquises par des études comparatives permet l'usage correct du plan de réalisation du projet.

VI.3.3.2 Décomposition du projet :

C'est une partie importante car chaque projet peut être analysé de diverses manières. Nous attribuons à chaque tâche un responsable et ses besoins en matériels.

VI.3.3.3 Relations entre les tâches :

Il existe deux relations essentielles entre les tâches lors de la réalisation. L'une porte sur un enchaînement logique et l'autre sur un enchaînement préférentiel.

VI.3.4 Choix de la méthode de calcul :

Le choix de la méthode de calcul repose essentiellement sur le type d'ouvrage construit. Il est préférable dans le cas où les opérations se suivent comme dans notre cas d'opter pour la méthode C.P.M.

VI.3.4.1 Les paramètres de calcul dans la méthode C.P.M

Les paramètres indispensables dans l'exécution de cette méthode sont les suivants :

DCP	T_f
DFP	DCCP
DFPP	MT

Avec :

tr : temps de réalisation.

DCP : date de commencement au plus tôt.

DCPP : date de commencement au plus tard.

DFP : date de finition au plus tôt.

DFPP : date de finition au plus tard.

MT : marge totale, intervalle de temps nécessaire pour le déroulement de l'opération tel que :

$$\mathbf{DFP = DCP + tr}$$

$$\mathbf{DCPP = DFPP - tr}$$

VI.3.4.2 Chemin critique (C.C) :

C'est le chemin qui donne la durée totale du projet (DTR) reliant les opérations possédant la marge totale nulle (0). Donc pour retrouver un chemin critique il suffit de vérifier la double condition suivante :

$$\mathbf{MT = 0 \text{ et } \sum t_{rcc} = DTP}$$

VI.3.5 Diagramme de Gantt :

Le diagramme de Gantt, couramment utilisé en gestion de projet, est l'un des outils les plus efficaces pour représenter visuellement l'état d'avancement des différentes activités (tâches) qui constituent un projet. La colonne de gauche du diagramme énumère toutes les tâches à effectuer, tandis que la ligne d'en-tête représente les unités de temps les plus adaptées au projet (jours, semaines, mois etc.). Chaque tâche est matérialisée par une barre horizontale, dont la position et la longueur représentent la date de début, la durée et la date de fin. Ce diagramme permet donc de visualiser d'un seul coup d'œil :

- ◆ Les différentes tâches à envisager.
- ◆ La date de début et la date de fin de chaque tâche.
- ◆ La durée escomptée de chaque tâche.
- ◆ Le chevauchement éventuel des tâches, et la durée de ce chevauchement.
- ◆ La date de début et la date de fin du projet dans son ensemble.

En résumé, un diagramme de Gantt répertorie toutes les tâches à accomplir pour mener le projet à bien, et indique la date à laquelle ces tâches doivent être effectuées (le planning).

VI.3.6 Elaboration du réseau selon la méthode CPM

La méthode du CPM est une méthode de planification, elle a pour objectif de réduire le temps et le coût de réalisation de projet et augmenter le rendement du travail. Pour la construction du réseau il faut d'abord établir les différentes tâches des travaux. Ces derniers sont reportés dans le tableau suivant :

Tableau n°VI.3 : Liste des opérations avec leurs durées.

Désignation d'opération	Code	Durée (Jours)
Installation du chantier	A	15
Travaux de terrassement sur tronçon 1	B	20
Compactage sur tronçon 1	C	25
Pose de gabion	D	30
Travaux de terrassement sur tronçon 2	E	15
Compactage sur tronçon 2	F	18
Pose le béton	G	15
Travaux de terrassement sur tronçon 3	H	10
Compactage sur tronçon 3	I	7
Déménagement du chantier	J	15

Dans le tableau suivant on présente chaque tache avec celles qu'elle précède dans le phasage des travaux :

Tableau n°VI.4 : Succession des taches.

Les travaux	Opération	Durée
Décapage de la terre végétale et ouverture de piste	A	15jours
Excavation de la tranchée	B	60 jours
Remblai en TVO	C	20 jours
Compactage	D	10 jours
Lit de béton propriété	E	25 jours
Mise en mise en œuvre de gabion	G	60 jours
Le bétonnage	H	30 jours
Compactage des tranches des collecteurs	I	10 jours

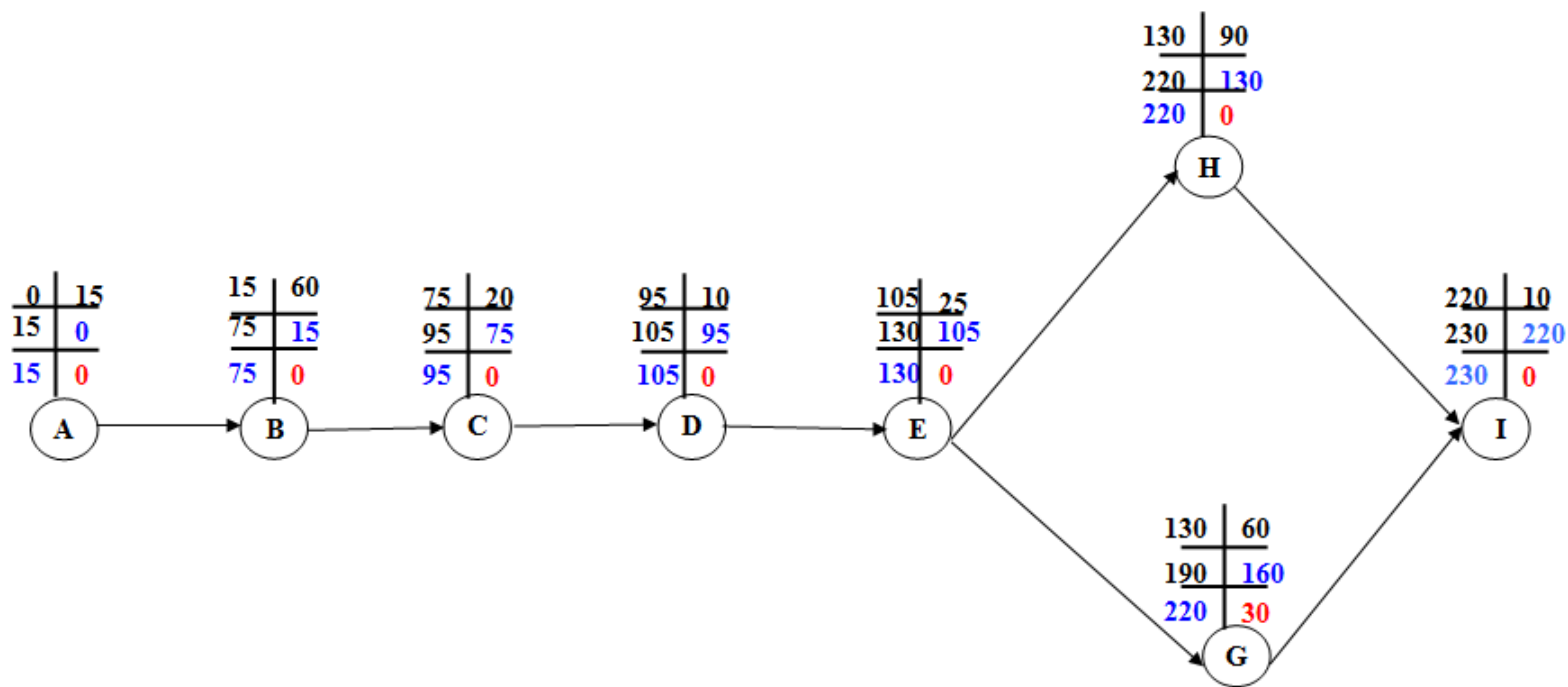


Fig. n°VI.03 : Réseau à nœuds

VI.3.7. Détermination des chemins critiques

C'est le chemin qui donne la durée totale du projet (DTR) reliant les opérations possédant la marge totale nulle (0). Ainsi on obtient les résultats consignés dans le tableau suivant :

Tableau n° VI.03 : Détermination des chemins critiques

Opération	TR	D.P		D.F.P		M.T
		D.C.P	D.F.P	D.C.P.P	D.F.P.P	
A	15	0	15	0	15	0
B	60	15	75	15	75	0
C	20	75	95	75	95	0
D	10	95	105	95	105	0
E	25	105	130	105	130	0
G	60	130	190	160	220	30
H	90	130	220	130	220	0
I	10	220	230	220	230	0

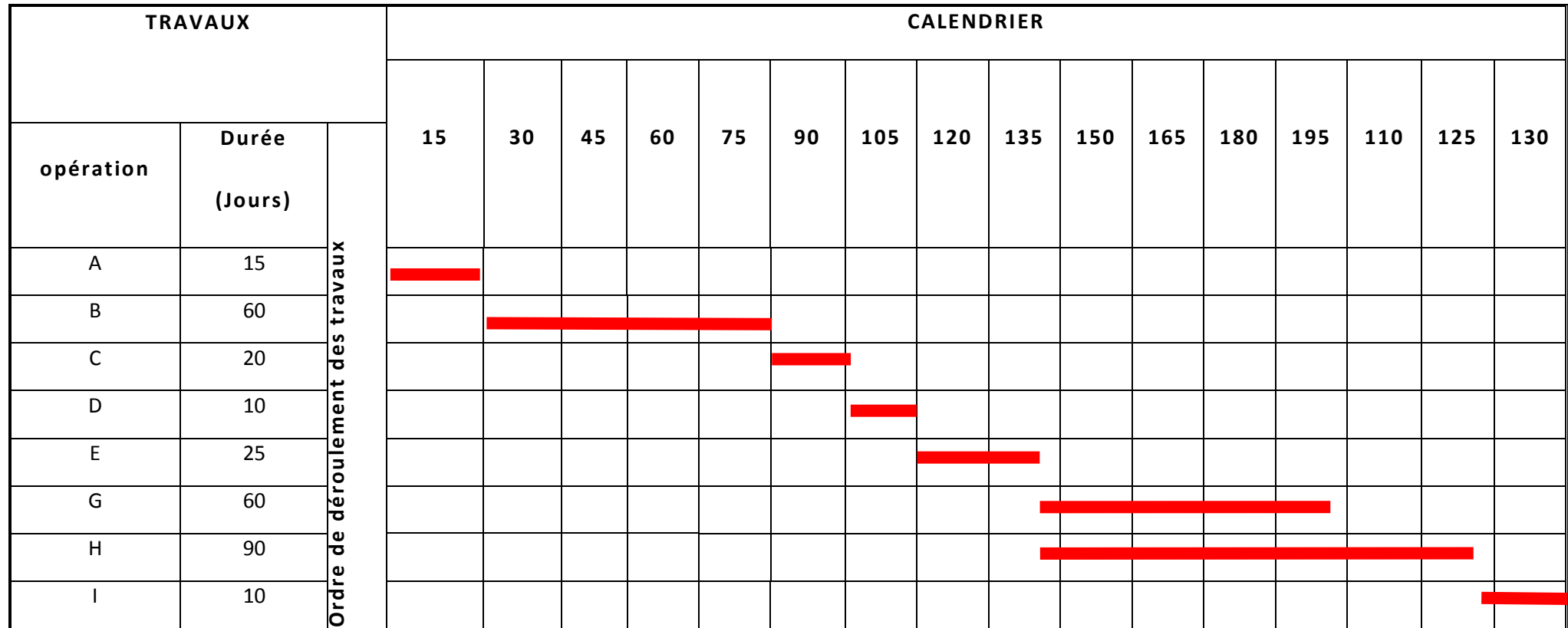


Figure n° VI.04 : Diagramme de GANTT

CONCLUSION

L'exécution d'un ensemble de travaux par gestion rationnelle de temps ; demande conjointement des moyens humains, techniques et matériels, afin d'aboutir à un but ultime qui est la livraison du projet dans les délais prévus, sans sortir des couts d'investissement initiaux. A l'issue de ce volet nous avons pu estimer le cout global du projet d'aménagement d'oued Chenouara est de **101 814 438.00** DA pour un délai de réalisation de 33 semaines.

CONCLUSION GENERALE

Conclusion Générale

L'importance de l'eau en tant que support de vie et de facteur régulateur du développement d'un pays est universellement reconnue. La protection des sites urbains contre les crues et les inondations est une nécessité indispensable afin de réduire les risques humains, matériels et économiques. En effet, qui dit protection contre l'inondation, dit sauvegarde du patrimoine, de l'architecture et de la vie humaine. C'est pour ces multiples raisons qu'on a traité ce sujet qui, pour la moindre négligence et pour un minimum d'inattention, risque de porter atteinte à l'homme et à l'environnement dans lequel il évolue.

A travers cette étude, on a pris conscience de la nécessité d'entretenir Oued Chennouara qui traverse la ville d'T'kout, pour mettre fin du problème d'inondation. On a scindé notre travail en trois étapes essentielles.

Nous avons d'abord estimé le débit de crue maximal à évacuer par les cours d'eau à travers l'estimation de l'hydrogramme de crues.

En second lieu nous avons déterminé les zones susceptibles à être inondées, par la simulation de l'écoulement dans les cours d'eau non aménagés par le logiciel HEC-RAS en se basant sur le modèle de Saint-Venant monodimensionnel et à l'aide d'Autocad, Autocade Civil 3d .

Finalement nous avons choisi un aménagement adéquat après une analyse technico-économique pour choisir la variante finale qui répond à notre objectif d'étude. En effet, la variante choisie comprend un aménagement, par un canal mixte sur une longueur de 1754 ml pour Oued Chenouara.

Le coût de ce projet est estimé à **101 814 438 DA**, et comme tout projet celui-ci se doit être suivi afin de garantir un meilleur service et une longévité acceptable.

BIBLIOGRAPHIE

Bibliographies

- Armando LENCASTRE, Hydraulique Générale, 2eme édition, éditions EYROLLES, 1996.
HEC-RAS Users Manuel. US Army corps of engineers Hydrologic Engineering Center, version 4.1 january 2010.
- BACHI, MOHAMED. Problematique du risque inondation en milieu urbain; cas de l'agglomeration de Sidi Bel Abbas. 2011
- BENNIS, Saad. Hydraulique et hydrologie. PUQ, 2007., 2ème Edition, 2009.
- BEN SIDI AHMED L'HACHIMI, Etude d'aménagement de oued reghaia et ses affluents pour la protection contre les inondations des communes de REGHAIA et OULED HEDADJ (W.ALGER). Mémoire d'ingénieur d'Etat en Hydraulique. Ecole Nationale Supérieure de l'Hydraulique. Blida. Algérie, 2015.
- CHAUDHRY, M. Hanif. Open-channel flow. Springer Science & Business Media, 2007
- DEGOUTTE, Gérard. Diagnostic, aménagement et gestion des rivières: hydraulique et morphologie fluviales appliquées. Éd. Tec & doc, 2012.
- DUBREUIL, P. Introduction à l'analyse hydrologique, Ed., Masson et Cie, 1974.
- LENCASTRE, Armando. Hydraulique générale, édition Eyrolles. 1999.
- MEYLAN, Paul, FAVRE, Anne-Catherine, et MUSY, André. Hydrologie fréquentielle: une science prédictive. PPUR presses polytechniques, 2008.
- M. Hanif Chaudhry, Open-Channel Flow, Second Edition, 2014. Règles parasismiques algériennes RPA 99/ Version 2003.
- TOUAÏBIA, B. Manuel pratique d'hydrologie. Edition Madani, Blida, Algérie, 2004.
- YAHIAOUI, A. Inondations torrentielles. Cartographie des zones vulnérables en Algérie du Nord (cas de l'oued Mekerra, Wilaya de Sidi Bel Abbès). 2012. Thèse de doctorat. Thèse de doctorat: École Nationale Polytechnique El Harrach, Alger (Algérie).