



Faculté de Technologie
Département d'Hydraulique

Laboratoire de Recherche en Hydraulique Appliquée et Environnement (LRHAE)

MÉMOIRE DE FIN D'ÉTUDES

Présenté par :

M^r MAHTOUT Rahim

M^{lle} AMRANI Thinhinane

En vue de l'obtention du diplôme de **MASTER en Hydraulique**

Option : **Ouvrages et Aménagements Hydrauliques**

INTITULE :

CONTRIBUTION À L'ÉTUDE D'AMÉNAGEMENT DE OUED TIFRIT, COMMUNE D'AKBOU, WILAYA DE BEJAIA

Soutenu le **29 / 09 / 2022** devant le jury composé de :

- Président : **M^r. IKNI T.**
- Promoteur : **M^r. LAHOUARI F.**
- Examineur : **M^r. SAKHRAOUI F.**

REMERCIEMENTS

Au terme de ce travail. Il nous est agréable d'exprimer nos sincères remerciements et notre profonde gratitude à **M. LAHOUARI Farid** de nous avoir encadrés. Nous lui exprimons nos reconnaissances pour ses précieux conseils qui nous ont guidés dans l'élaboration de ce mémoire de fin d'étude.

On tient aussi à remercier le gérant du Bureau d'études techniques en hydraulique et en environnement **M. MERABET Abdelkader** de nous avoir fourni les données nécessaires pour l'élaboration de ce mémoire de fin d'étude.

Nous adressons aussi nos sincères remerciements aux membres du jury pour avoir évalué et jugé notre travail et qui ont contribué à notre formation.

Nous remercions tous les enseignants du département d'hydraulique à leur tête **M. BEDJOU A/Hamid** qui tout au long des années d'études nous ont transmis leurs savoirs sans réserve.

Merci à tous ceux qui nous ont aidés pour achever ce travail.

MERCI A VOUS !





DEDICACES

Je dédie ce modeste travail à:

Mes chers parents, ma mère et mon père qui, malgré le temps qui s'est écoulé depuis leur départ, continuent toujours à m'inspirer et à me guider.

Ma défunte sœur qui n'a pas connu la vie longue et qui n'a laissé comme héritage qu'un sourire radieux qui illumine sa mémoire.

Ma chère épouse, celle qui m'a soutenu et épaulé dans les moments difficiles, celle qui a cru en moi-même quand ma propre force m'a abandonné, celle qui illumine ma vie.

Mes chers enfants, Cherif et Lina, ma joie et ma raison de vivre. Je vous souhaite tout le bonheur et toute la réussite du monde.

Mes amis, ma famille, mon encadreur, ma partenaire dans ce travail, mes collègues du travail, les enseignants du département d'hydraulique.

Tous ceux qui, à un moment donné, on fait parti de ma vie...

M.Rahim





DEDICACES

Je dédie ce modeste travail à:

Maman, tu es ma première étoile Merci pour l'éducation que tu m'as donnée. C'est grâce à toi en premier que je suis arrivée là. Je souhaite que tu sois fière de ta fille. Aucune dédicace ne pourrait exprimer ton amour, Votre absence reste toujours gravée dans mon cœur. Reposes en paix ...

Papa, je te remercie pour ton soutien le long de ta vie, pour l'amour que tu m'as témoigné, pour l'éducation que tu m'avais apportée, d'avoir toujours cru en moi je te dois tout ce qui fait là où j'en suis aujourd'hui. Je suis extrêmement reconnaissante.

Mes chers frères et sœurs pour leur dévouement, leur compréhension et leur grande tendresse, en plus de m'avoir encouragé tout le long de mes études, m'ont consacré beaucoup de temps et disponibilité, qui par leur soutien, leurs conseils et leur amour, m'ont permis d'arriver jusqu'à ici, car ils ont toujours cru en moi, Merci d'avoir toujours soutenu et merci pour tous les bons moments passés ensemble, ce n'est pas fini.

A ma famille et toutes les personnes que j'aime.
Et bien sûr mon partenaire dans ce travail et notre encadreur...



A.Thinhinane

Table des matières

Table des Matières

Liste des symboles.....	X
Liste des acronymes	XII
Liste des tableaux	XIII
Liste des figures.....	XIV
Introduction générale.....	1
 Chapitre I : Analyse des caractéristiques de la zone d'étude 	
I.1. Introduction	3
I.2. Situation géographique	3
I.3. Présentation du Bassin Versant	4
I.3.1. Définition du bassin versant	4
I.3.2. Bassin versant de la Soummam	5
I.3.3. Bassin versant de la zone d'étude (Oued TIFRIT)	7
I.4. Situation climatique	8
I.4.1. Facteurs climatologiques.....	9
I.4.1.1. La température	9
a) Relation Ombro-Thermique.....	10
I.4.1.2. L'humidité relative	10
I.4.1.3. La pression atmosphérique	11
I.4.1.4. L'évaporation	11
I.4.1.5. Le vent.....	11
I.4.1.6. L'insolation	11
I.4.1.7. La gelée	12
I.4.1.8. La grêle	12
I.4.1.9. La neige.....	12
I.4.1.10. Le sirocco	12
I.4.1.11. La pluviométrie	12
I.5. Caractéristiques du bassin versant oued TIFRIT	13
I.5.1. Caractéristiques géométriques	13
I.5.2. Paramètres de formes	13
a- Indice de compacité de GRAVELIUS K_c (1914).....	13
b- Rectangle équivalent	13
c- Coefficient d'allongement	14
d- Indice de forme de Horton	14
I.5.3. Caractéristiques de relief.....	14
I.5.3.1. Courbe hypsométrique	15
I.5.3.2. Hauteurs caractéristiques	16
I.5.3.2.1. Altitude maximale et minimale.....	16
I.5.3.2.2. Altitude moyenne du bassin versant	16
I.5.3.2.3. Altitude médiane	17
I.5.3.2.4. Altitude $H_{95\%}$ et $H_{5\%}$	17
I.5.3.2.5. Pente moyenne	18
a) Indice de pente moyenne « I_{moy} »	18

b) Indice de pente globale « I_g »	18
c) Dénivelée spécifique « D_s »	18
d) Pente moyenne du bassin versant	19
I.5.4. Caractéristiques hydrographiques du bassin versant	20
I.5.4.1. Chevelu hydrographique	20
I.5.4.2. Densité du drainage.....	22
I.5.4.3. Fréquence de talwegs d'ordre 1	23
I.5.4.4. Coefficient de torrentialité	23
I.5.4.5. Temps de concentration du bassin versant " T_c "	23
❖ Longueur du cours d'eau (talweg) principal " L_p "	23
❖ Pente moyenne de cours d'eau (talweg) principale	23
a) Formule de GIANDOTTI	24
b) Formule de KIRPICH	24
c) Formule SOGREAH	24
d) Formule de BEFFANI A.N.	25
e) Formule de TURAZZA-PASSINI	25
I.5.4.6. Vitesse de ruissellement	25
I.6. Conclusion	26

Chapitre II : Traitement statistique des données et étude des apports

II.1. Introduction.....	28
II.2. Série pluviométrique d'Akbou	28
II.2.1. Traitement des données de la pluviométrie	29
II.2.2. Présentation des caractéristiques de la série	30
II.2.3. Choix de la loi d'ajustement	30
II.2.3.1. Ajustement de la série pluviométrique à la loi de Gumbel	30
II.2.3.1.1. Valeurs d'ajustement à la loi de Gumbel	32
II.2.3.1.2. Pluies de Gumbel pour différentes périodes de retour	33
II.2.3.1.3. Test d'Anderson.....	34
II.2.3.2. Ajustement de la série pluviométrique à la loi log normal (Galton)	34
II.2.3.2.1. Valeurs d'ajustement à la loi de Galton.....	35
II.2.3.2.2. Pluies de log normal pour différentes périodes de retour	37
II.2.3.2.3. Test d'Anderson.....	38
II.2.3.2.4. Comparatif des résultats d'ajustement.....	38
II.3. Pluies de courte durée	38
II.4. Apport annuel	41
II.4.1. Carte des pluies moyennes annuelles	41
II.4.2. Estimation de l'apport moyen annuel	41
II.4.2.1. Relations de COUTAGNE (1948)	41
II.4.2.2. Relation de SAMIE (1956).....	42
II.4.2.3. Relation de CHAUMONT (1963)	42

II.4.2.4. Relation de DERI (1977)	43
II.4.2.5. Formule de L'ANRH	43
II.4.3. Analyse des résultats	43
II.5. Caractéristiques de l'écoulement	44
II.5.2. Module de l'écoulement spécifique	44
II.5.3. Lame d'eau écoulée	44
II.5.4. Coefficient de l'écoulement	44
II.5.5. Coefficient de variation	44
a) Formule de l'Antonov	44
b) Formule d'OURKGUIP-ROVODKHOZ	44
c) Formule de SOKOLOVSKY	45
d) Formule de KRISTEKLYMENKEL	45
II.6. Transport solide	45
II.6.1. Formule de la SOGREAHA	46
II.6.2. Formule de TIXERONT	46
II.7. Différentes méthodes d'évaluation des crues	46
a) Formule de MYER	47
b) Formule de GIANDOTTI	47
c) Formule RATIONNELLE	47
d) Formule de MALLET-GAUTHIER	48
e) Formule de FULLER 2	48
f) Formule de SOKOLOVSKY	49
g) Formule d'ANARH-SOGREAHA	49
II.8. Hydrogrammes de crue	51
II.9. Conclusion	52

Chapitre III : Esquisse du diagnostic et simulation hydraulique

III.1. Introduction	54
III.2. Principales conditions naturelles de la zone d'étude	54
III.2.1. Caractéristiques morphologiques d'Oued TIFRIT	54
III.2.2. Croquis du diagnostic	55
III.2.3. Types d'aménagements hydrauliques existants dans le site	58
III.2.4. Situation actuelle des ouvrages de protection existants	59
III.2.5. Réduire le risque d'inondations	59
III.3. Délimitation des zones inondables	59
III.4. Ouvrages traversés par l'oued TIFRIT	65
III.4.1. Pont de la Route nationale n°26 (RN 26)	65
III.4.2. Pont de la zone d'activité Taharacht	65
III.4.3. Pont de la voie ferrée	66
III.4.4. Ponceau	66
III.5. Généralités sur les écoulements à surface libre	66
III.5.1. Canaux	67
a) Canaux naturels	67
b) Canaux artificiels	67
III.5.2. Géométrie des canaux	67

III.5.3. Type d'écoulement	67
III.5.3.1. Variabilité dans le temps	68
III.5.3.2. Variabilité dans l'espace	68
III.5.4. Régime d'écoulement	68
III.5.4.1. Nombre de Froude	68
III.5.4.2. Nombre de Reynolds	69
III.5.4.3. Formulations de Chézy et de Manning-Strickler	69
a) Équation de Chézy	69
b) Formule de Manning	69
c) Formule de Manning-Strickler	69
III.6. Présentation du logiciel HEC-RAS	70
III.6.1. Équations utilisées par le logiciel HEC-RAS	70
III.6.2. Subdivision d'une section en travers pour le calcul du débit	71
III.6.3. Mode de fonctionnement HEC-RAS	72
III.6.4. Démarche de la modélisation	72
a) Modélisation de la géométrie	72
b) Choix de coefficient de frottement	75
c) Modélisation de l'écoulement	77
d) Modélisation des ouvrages	77
e) Lancement de la simulation	78
f) Visualisation des résultats	78
➤ Résultat de simulation des profils en travers à l'état naturel (avant l'aménagement)	79
➤ Résultat de simulation des profils en long à l'état naturel (avant l'aménagement)	79
➤ Visualisation de la simulation 3d de logiciel HEC-RAS	80
g) Vérification des sections hydrauliques des ouvrage traversés	81
h) Résultats de simulation	81
III.7. Conclusion	82

Chapitre IV : Dimensionnement hydraulique et variantes d'aménagement

IV.1. Introduction	84
IV.2. Répartition d'Oued TIFRIT	84
IV.2.1. Variantes d'aménagements proposées	84
a) Première variante	84
b) Deuxième variante	84
c) Troisième variante	84
IV.2.2. Avantages et inconvénients des matériaux utilisés dans les ouvrages	85
a) Gabion et matelas Reno	85
b) Béton armé	85
IV.3. Mise en œuvre des ouvrages proposés	85
IV.3.1. Conception d'un mur de soutènement en gabionnage	85
➤ Forces agissantes	86
a) Forces stabilisatrices	86
b) Forces renversantes	86
IV.3.2. Conception en matelas RENO	87
IV.3.3. Conception d'un canal en béton armé	88

IV.4. Calcul hydraulique de la section d'écoulement	89
VI.4.1. Détermination de la section d'écoulement	89
IV.4.1.1. Principe de calcul	89
IV.4.1.2. Dimensionnement hydraulique du canal	89
IV.4.1.3. Vitesses admissibles d'écoulement	90
IV.4.1.4. Éléments géométriques	90
IV.4.2. Calcul hydraulique des paramètres d'écoulement.....	90
IV.4.2.1. Section optimale de point de vue hydraulique	90
- Section trapézoïdale optimale	91
- Section rectangulaire optimale	91
a. Section trapézoïdale optimale en matelas Reno avec la pente naturelle	92
b. Section trapézoïdale optimale en matelas Reno avec la pente corrigée de 1.2 à 1.22 %	92
c. Section trapézoïdale optimale en béton avec la pente naturelle	92
d. Section trapézoïdale optimale en béton avec la pente corrigée de 13.5 à 15 %	93
e. Section rectangulaire optimale en gabion avec la pente naturelle	93
f. Section rectangulaire optimale en gabion avec la pente corrigée de 1.25 à 1.3 %	93
IV.4.2.2. Section trapézoïdale la plus avantageuse	94
a. Section trapézoïdale en matelas Reno avec la pente naturelle : $b = 8$ m	95
b. Section trapézoïdale en matelas Reno avec la pente naturelle : $b = 10$ m	95
c. Section trapézoïdale en matelas Reno avec la pente naturelle : $b = 12$ m	95
d. Section trapézoïdale en matelas Reno avec la pente naturelle : $b = 15$ m	96
e. Sections trapézoïdales en matelas Reno avec la pente corrigée de 1.7 à 2 %	96
f. Section trapézoïdale en béton avec la pente naturelle : $b = 8$ m	96
g. Section trapézoïdale en béton avec la pente naturelle : $b = 10$ m	97
h. Section trapézoïdale en béton avec la pente naturelle : $b = 12$ m	97
i. Section trapézoïdale en béton avec la pente naturelle : $b = 15$ m	97
j. Sections trapézoïdales en béton avec la pente corrigée de 1.7 à 2 %	98
IV.5. Choix de la variante d'aménagement	99
IV.5.1. Choix de la revanche du canal	99
IV.5.2. Interprétation des résultats de calcul	99
IV.5.3. Critère de sélection de la variante d'aménagement	99
IV.5.4. Estimation financière des variantes proposées	100
IV.5.4.1. Cas d'un aménagement de la totalité d'Oued ($L=4260$ m)	100
a. Section trapézoïdale optimale en matelas Reno ($b=4.5$ m).....	100
b. Section trapézoïdale optimale en béton ($b=3.2$ m)	100
c. Section trapézoïdale optimale en matelas Reno ($b=8$ m)	101
IV.5.4.2. Cas d'un aménagement d'une partie d'Oued (Pont RN n°26 - Exutoire) ($L=2145$ m)	101
a. Section trapézoïdale optimale en matelas Reno ($b=4.5$ m)	101
b. Section trapézoïdale optimale en béton ($b=3.2$ m)	102
c. Section trapézoïdale en matelas Reno ($b=8$ m)	102
IV.6. Conclusion	103
Conclusion générale	105
Bibliographie	
Annexes	

Liste des symboles

Symboles	Définitions	Unités
S	Surface	m ²
P	Périmètre	m
L _P	Longueur du Talweg principal	m
K _C	Indice de compacité	/
L _r	Longueur de rectangle équivalent	Km
E	Coefficient d'allongement	/
H _{max}	Altitude maximale	m
H _{moy}	Altitude moyenne	m
H _{min}	Altitude minimale	m
H _{50%}	Médiane 50%	m
H _{95%}	Altitude 95%	m
H _{5%}	Altitude 5%	m
I _g	Indice de pente globale	m/Km
D _s	Dénivelée spécifique	m
P _{moy}	Pente moyenne de BV	m/km
D _d	Densité du drainage	Km/Km ²
F ₁	Fréquence de talwegs d'ordre 1	Km ⁻²
C _t	Coefficient de torrentialité	Km ⁻³
I	Pente moyenne du cours d'eau (talweg) principale	m/m
T _c	Temps de concentration	h
V _r	Vitesse du ruissellement	Km/h
M	Rang de précipitation	/
n	Taille de la série (nombre d'observations)	/
P _{j,max}	Pluies journalières maximales	mm
β	Exposant climatique	/
I _t	Intensité maximale	mm/h
P _{tc}	Pluie de courte durée	mm
L _e	Lame d'eau	m
P _a	Pluies annuelles	m
P ₀	Pluies minimale	m
λ	Coefficient des zones géographiques et des pluies annuelles	/
K	Paramètre de Chaumont	/
V	Volume d'écoulement	Hm ³
q _s	Débit spécifique	l/s/km ²
P _{moy}	Pluie moyenne annuelle	m
M _e	Module de l'écoulement	l/s
A ₀	Apport moyen annuel	l
M _s	Module de l'écoulement spécifique	l/s/km ²
C _e	Coefficient d'écoulement	/
α	Paramètre de SOKOLOVSKY	/
M ₀	Module de l'écoulement relatif	l/s/km ²
E _s	Apport solide moyen annuel.	t/km ² .an
Q _{max}	Débit maximum de la crue	m ³ /s

C	Coefficient topographique	/
K	Paramètre régional	/
Q_T	Débit de pointe	m^3/s
T	Période de retour	ans
A	Coefficient du ruissellement de la crue	/
P_0	Pertes maximales	mm
H_0	Pertes initiales	mm
F	Coefficient de forme de l'hydrogramme de crue	/
T_B	Temps de base	h
T_{BO}	Constante régionale	/
Q_m	Débit instantané au moment de la montée	m^3/s
Q_d	Débit instantané au moment de la décrue	m^3/s
$Q_{max-p\%}$	Débit maximum de crue (de pointe)	m^3/s
m, n	Exposant de la parabole	/
t_m	Temps de montée	h
t_d	Temps de décrue	h
C_R	Paramètre du ruissellement	km^2/h
P_0	Seuil du ruissellement journalier statistique	mm
C_v	Coefficient de variation.	/
Z_a	variable réduite de Gauss	/
k_i	variable réduite de Gumbel	/
B	Largeur du canal à la surface libre ou largeur au miroir	m
H	Tirant d'eau	m
R_h	Rayon hydraulique	m
D_h	La profondeur hydraulique	m
I	Pente du fond du canal	m/m
J_f	Pente de la surface libre	m/m
F_r	Nombre de Froude	/
Re	Nombre de Reynolds	/
C	Coefficient de résistance selon Chezy	$m^{0.5}/s$
n	Coefficient de frottement de Manning.	/
K_s	Coefficient de Manning Strickler	$m^{1/3}/s$
H_1, H_2	Profondeur de l'eau au niveau des sections	m
Z_1, Z_2	Côte du canal principal	m
α_1, α_2	Coefficient de pondération de la vitesse	/
ΔH	Perte de charge	m
S_f	La pente de la ligne d'énergie	m/m
m	Fruit du talus du canal	/
b	Largeur au radier	m
S_m	Section mouillée	m^2
P_m	Périmètre mouillée	m
K	Flux pour la subdivision	/
ν	Viscosité cinématique	$m^2 s^{-1}$
μ	Viscosité dynamique	$kg m^{-1} s^{-1}$
ρ	Masse volumique	$kg m^{-3}$

Liste des acronymes

INCT : Institut national de cartographie et de télédétection.
ONM : Office national de la météorologie.
DRESH : Direction des ressources en eau et de la sécurité hydrique.
ANRH : Agence nationale des ressources hydriques.
ANBT : Agence nationale des barrages et des transferts.
PDAU : Plan Directeur d'Aménagement et D'urbanisme.
O.R.S.T.O.M : Office de la recherche scientifique et technique outre-mer.
SIG : Système d'information géographique.
IDF : Intensité - Durée - Fréquence.

Liste des tableaux

Tableau (I.1) : Superficies des sous bassins versants de la Soummam.....	6
Tableau (I.2) : Le débit moyen annuel des affluents de l'oued Soummam	6
Tableau (I.3) : Température observée	10
Tableau (I.4) : Relation Ombrothermique.....	10
Tableau (I.5) : Humidité relative maximale, moyenne et minimale enregistrée à la station Bejaia-Soummam.....	11
Tableau (I.6) : Pression atmosphérique obtenue à la station Bejaia-Soummam	11
Tableau (I.7) : Valeurs moyennes mensuelles d'évaporation	11
Tableau (I.8) : L'insolation journalière enregistrée à la station Bejaia-Soummam	12
Tableau (I.9) : Les caractéristiques géométriques du bassin versant Oued TIFRIT	13
Tableau (I.10) : Récapitulatif des paramètres de formes du sous bassin versant TIFRIT	14
Tableau (I.11) : Répartition hypsométrique du bassin versant.....	15
Tableau (I.12) : Résultats de calcul de l'altitude moyenne	17
Tableau (I.13) : Classification du relief d'après O.R.S.T.O.M (selon I_g)	18
Tableau (I.14) : Classification du relief d'après O.R.S.T.O.M (selon D_s)	19
Tableau (I.15) : Résultats de calcul de la pente moyenne selon Carlier et Leclerc.....	19
Tableau (I.16) : Chevelue hydrographique du bassin versant Oued TIFRIT	21
Tableau (I.17) : les longueurs des cours d'eau (des talwegs) du bassin versant d'Oued TIFRIT.	23
Tableau (I.18) : Comparaison des résultats des formules	25
Tableau (I.19) : Récapitulatif des caractéristiques morphométrique et hydrographiques du bassin versant oued TIFRIT	26
Tableau (II.1) : Série pluviométrique de la station Akbou.....	28
Tableau (II.2) : Caractéristiques de la série pluviométrique de la station d'Akbou.....	30
Tableau (II.3) : Résultats d'ajustement par la loi de Gumbel	32
Tableau (II.4) : Résultat d'ajustement par la loi de Gumbel pour les périodes de retour choisie	34
Tableau (II.5) : Résultats d'ajustement par la loi log normal (Akbou)	35
Tableau (II.6) : Résultat d'ajustement par la loi de Gumbel	37
Tableau (II.7) : Pluies et intensités maximales de durée t (h) et de périodes retour T (ans)	39
Tableau (II.8) : L'estimation des apports annuels par différentes relations	43
Tableau (II.9) : Résultats des paramètres d'écoulement	45
Tableau (II.10) : Récapitulatif des résultats de calculs des transports solides	46
Tableau (II.11) : Valeurs du paramètre P_0	48
Tableau (II.12) : paramètre régional variant tabulé.....	49
Tableau (II.13) : paramètre régional variant tabulé.....	49
Tableau (II.14) : Valeurs du paramètre γ en fonction de bassin versant.....	49
Tableau (II.15) : Résultat de calcul les débits de crues des différentes périodes de retour.....	50
Tableau (II.16) : Temps de bassins versants (monté et décrue)	51
Tableau (II.17) : Les débits de crues des différentes périodes de retour.....	51
Tableau (III.1) : Valeur du coefficient de Manning " n "	75
Tableau (IV.1) : Éléments géométriques de quelques sections de canaux	90
Tableau (IV.2) : Franc-bord suggéré (revanche)	99

Liste des figures

Figure (I.1) : Situation géographique de la commune d'Akbou dans la wilaya de Bejaia.....	4
Figure (I.2) : Schéma d'un Bassin versant avec une ligne de partage des eaux, un cours d'eau principale et un exutoire	4
Figure (I.3) : Les bassins versants du nord d'Algérie	5
Figure (I.4) : Les sous bassins de la Soummam.....	6
Figure (I.5) : Localisation du bassin versant Oued TIFRIT selon l'ANRH.....	7
Figure (I.6) : Situation de bassin versant Oued TIFRIT sur l'image extraite de Google-Earth.....	8
Figure (I.7) : Situation de bassin versant Oued TIFRIT sur la carte INCT.....	8
Figure (I.8) : Graphique Ombro-thermique.....	10
Figure (I.9) : État de maturité du relief des BV	15
Figure (I.10) : Courbe hypsométrique et histogramme de fréquences altimétriques du bassin versant Oued TIFRIT	16
Figure (I.11) : Classification du réseau hydrographique du bassin versant Oued Tifrit	22
Figure (II.1) : Graphe d'ajustement de Gumbel.....	33
Figure (II.2) : Graphe d'ajustement de la loi log normal.	37
Figure (II.3) : Courbes de pluies fréquentielles.....	40
Figure (II.4) : Courbes intensité pour différentes durées et fréquences	40
Figure (II.5) : Extrait de la carte des pluies moyennes annuelles.....	41
Figure (II.6) : Carte de localisation des bassins hydrographiques de l'Algérie	48
Figure (II.7) : L'hydrogramme de crue	52
Figure (III.1) : Aperçu photographique N°01 sur l'état d'Oued TIFRIT	56
Figure (III.2) : Aperçu photographique N°02 sur l'état d'Oued TIFRIT	57
Figure (III.3) : Plan topographique avec photos montrants les gabions existants d'Oued TIFRIT (Tronçon RN n°26 – Pont de la zone d'activité Taharacht).	58
Figure (III.4) : Plan topographique avec photo montrants les gabions existants d'Oued TIFRIT (à l'exutoire).	58
Figure (III.5) : Plan topographique avec photos montrants les gabions existants d'Oued TIFRIT (Proche de la voie ferrée).	59
Figure (III.6) : Création et exportation du fichier '.tif' contenant la surface recouvrant la zone d'étude, du logiciel CIVIL 3D	60
Figure (III.7) : Visualisation du terrain et le cours d'eau principal sur RAS-Mapper	61
Figure (III.8) : Carte bing satellite de l'outil RAS-Mapper illustrant les zones d'inondation de la partie amont d'Oued TIFRIT (T=100 ans).....	62
Figure (III.9) : Carte bing satellite de l'outil RAS Mapper illustrant les zones d'inondation de la partie intermédiaire de l'oued TIFRIT (T=100 ans)	63
Figure (III.10) : Carte bing satellite de l'outil RAS-Mapper illustrant les zones d'inondation de la partie aval d'oued TIFRIT (T=100 ans).....	64
Figure (III.11) : Pont franchi par la RN n°26 traversant oued TIFRIT	65
Figure (III.12) : Pont de la zone d'activité traversant oued TIFRIT	65
Figure (III.13) : Pont de la voie ferrée traversant oued TIFRIT	66
Figure (III.14) : Ponceau traversant oued TIFRIT	66
Figure (III.15) : Caractéristiques géométriques d'un canal.....	67
Figure (III.16) : Conservation de la charge entre deux points.	71
Figure (III.17) : Méthode de subdivision du débit par le modèle HEC-RAS	72
Figure (III.18) : Tracé d'Oued TIFRIT sur AutoCAD CIVIL 3D	73
Figure (III.19) : Illustration d'un profil en travers sur HEC-RAS (après simulation) ainsi que la répartition du coefficient de Manning	76

Figure (III.20) : Données du débit pour les sept (07) périodes de retours.	77
Figure (III.21) : Présentation de la fenêtre des conditions aux limites	77
Figure (III.22) : Méthode d'insertion des ouvrages (Pont, ponceau, ... etc.).....	78
Figure (III.23) : Fenêtres de simulation pour le régime mixte (fluvial et torrentiel)	78
Figure (III.24) : Fenêtre principale du HEC-RAS et visualisation des coupes transversales	79
Figure (III.25) : Exemple de profil en long d'Oued à l'état naturel donné par le modèle HEC-RAS	80
Figure (III.26) : Visualisation en 3D des zones inondables pour la crue centennale	81
Figure (IV.1) : Mur de soutènement en gabionnage	86
Figure (IV.2) : Schéma d'un aménagement en mur de soutènement en gabionnage (section rectangulaire).....	86
Figure (IV.3) : Canal en matelas Reno	87
Figure (IV.4) : Schéma d'un aménagement en matelas Reno section trapézoïdale	88
Figure (IV.5) : Canal en béton armé	88
Figure (IV.6) : Schéma d'un aménagement en béton armé section trapézoïdale	89

Introduction générale

INTRODUCTION GENERALE

Les crues constituent, depuis ces dernières décennies, un risque naturel majeur, elles menacent non seulement les biens des populations mais aussi, parfois, les vies humaines et animales.

On parle d'inondations lorsque l'eau déborde des limites normales d'un cours d'eau ou d'un autre plan d'eau, ou s'accumule dans une zone habituellement sèche. Elles sont exhortées lorsque les voies d'évacuation sont obstruées, fragiles ou leur dimension ne suffit pas à évacuer l'énorme quantité d'eau.

L'Algérie a déjà connu des inondations dramatiques au cours de ces dernières années. Bab El Oued-Alger le 10 novembre 2001, 721 morts, 115 disparus, 311 blessés et plus de 1454 familles sans abris. Le coût économique évalué à 544 millions de dinars de dégâts.

Oued TIFRIT est situé dans la commune d'Akbou comportait un risque de débordement, notamment au niveau des ponts : la nationale 26 et la voie ferrée et du pont qui relie les deux rives de la zone d'activité Taharacht, ce qui menace réellement le développement subséquemment la destruction des infrastructures.

Pour remédier à cela et afin d'éviter à la zone d'activité d'être le théâtre d'un phénomène extrême similaire aux inondations, nous avons proposé, dans le travail qui va suivre, l'aménagement d'Oued TIFRIT qui prend sa source à l'amont du bassin versant qui est un sous bassin versant d'Oued Soummam.

Comment procéder, comment s'assurer de la présence d'un risque d'inondation et quelle solution doit être apportée afin de limiter ou d'éradiquer ce danger ?

Dans ce modeste travail on va tenter de répondre à ces questions et bien d'autres. Ce dernier s'appuie sur une étude hydrologique, une simulation d'écoulement à l'état naturel, des calculs hydrauliques et une conception assistée par ordinateur, pour enfin proposer des variantes d'aménagement tout en respectant l'environnement de la zone d'étude.

En premier chapitre et quant à la conception assistée par ordinateur, nous avons dans un premier temps utilisé les logiciels SIG (Système d'Information Géographique) tels que MapInfo, Global Mapper et l'application du Google-Earth ; Ces systèmes sont conçus pour collecter, stocker, traiter, analyser et présenter tous types de données spatiales, géographiques et topographiques de la zone d'étude. Autant l'utilisation de l'Excel a acquis le traitement de données telles que les tableaux, graphes afin de les exploiter dans les étapes ultérieures.

Secondement en deuxième chapitre, nous avons utilisé le complément Excel Hydrolab pour le traitement statistique des données pluviométriques en exploitant deux lois : Gumbel et Galton, ces lois d'ajustement sont utilisées pour un événement qui a une faible probabilité de se reproduire, puis procédé au calcul des apports liquide et solide ainsi que les crues à l'aide de différentes formules.

Le troisième chapitre est réservé au diagnostic sur l'état des lieux d'Oued TIFRIT, en outre à l'exploitation des résultats obtenus précédemment pour façonner une simulation hydraulique du comportement d'Oued à l'état naturel (sans aménagement) à l'aide du logiciel HEC-RAS et d'Outil RAS Mapper, ainsi identifier les zones à risques de débordements qui nécessitent des aménagements.

Le dernier chapitre a mis au point le dimensionnement hydraulique de la section d'écoulement adéquate avec la proposition de plusieurs variantes d'aménagement, ainsi que l'établissement d'une estimation financière de l'aménagement préconisé.

Enfin, nous terminâmes par une conclusion générale, se présentant comme une synthèse de nos résultats et, qui résume succinctement les différentes parties évoquées ci-dessus.

C

Chapitre I

Analyse des caractéristiques de
la zone d'étude

I.1. Introduction :

L'étude hydrologique a pour objectif de mieux comprendre le fonctionnement hydrologique du bassin versant : occupation des sols, topologie, temps de réaction et de concentration, analyse de la pluviométrie et de la réaction des cours d'eau (débits, volumes induits).

Le but de L'étude hydrologique du bassin versant qui draine l'Oued TIFRIT est de définir pour les diverses périodes de retours, des hydrogrammes de crue et de mieux comprendre le fonctionnement hydrologique du bassin versant.

À cet égard, nous proposons le présent chapitre en vue de définir en premier lieu la zone d'étude et de déterminer les différents paramètres morphométriques et hydrographiques du bassin (Superficie, Altitude, formes des unités hydrologiques, pente, relief, temps de concentration, ...etc.), qui interviennent, et souvent de façon combinée, dans les modèles de l'écoulement.

I.2. Situation géographique :

La commune d'Akbou est située dans la vallée de la Soummam (Latitude / Longitude : 36° 27' 27" N / 4° 32' 6" E), en Kabylie, sur les flancs de la chaîne montagneuse du Djurdjura. Elle est délimitée à l'est par l'oued Soummam, qui la sépare de la commune d'Amalou et au sud par l'oued Sahel, appelé localement "Assif Aabbas", qui la sépare de la commune d'Aït-R'zine. Elle est limitée par :

- La commune d'Ouzellaguen au nord ;
- La commune de Chellata au nord-ouest ;
- La commune d'Ighrem à l'ouest ;
- La commune de Tazmalt au sud-ouest ;
- La commune d'Ait R'zine au sud ;
- Les communes de Bouhamza et d'Ait R'zine au sud-est ;
- La commune d'Amalou à l'est ;
- La commune de Seddouk au nord-est.

La commune d'Akbou s'étend sur 15 km d'Est en Ouest et entre 1.5 km et 6.5 km de Nord au Sud sur une superficie de 52.2 km². Elle comprend deux zones distinctes : le périmètre urbain formé du plateau d'Akbou, de TIFRIT, du plateau d'Arafou, de Riquet (colonel Amirouche), Azib et la plaine d'Azaghar, le reste de la commune forme la zone semi urbaine.

La commune d'Akbou est traversée par :

- La pénétrante qui relie l'autoroute Est-Ouest ;
- Les routes nationales n°26 et n°26A ;
- La voie ferrée qui relie la capitale Alger et le chef-lieu de la wilaya de Bejaia ;
- L'Oued Soummam et Oued Sahel.

Le chef-lieu de la commune d'Akbou est situé à 67 km du chef-lieu de wilaya de Bejaia et à 190 km de la capitale Alger (figure (I.1)).

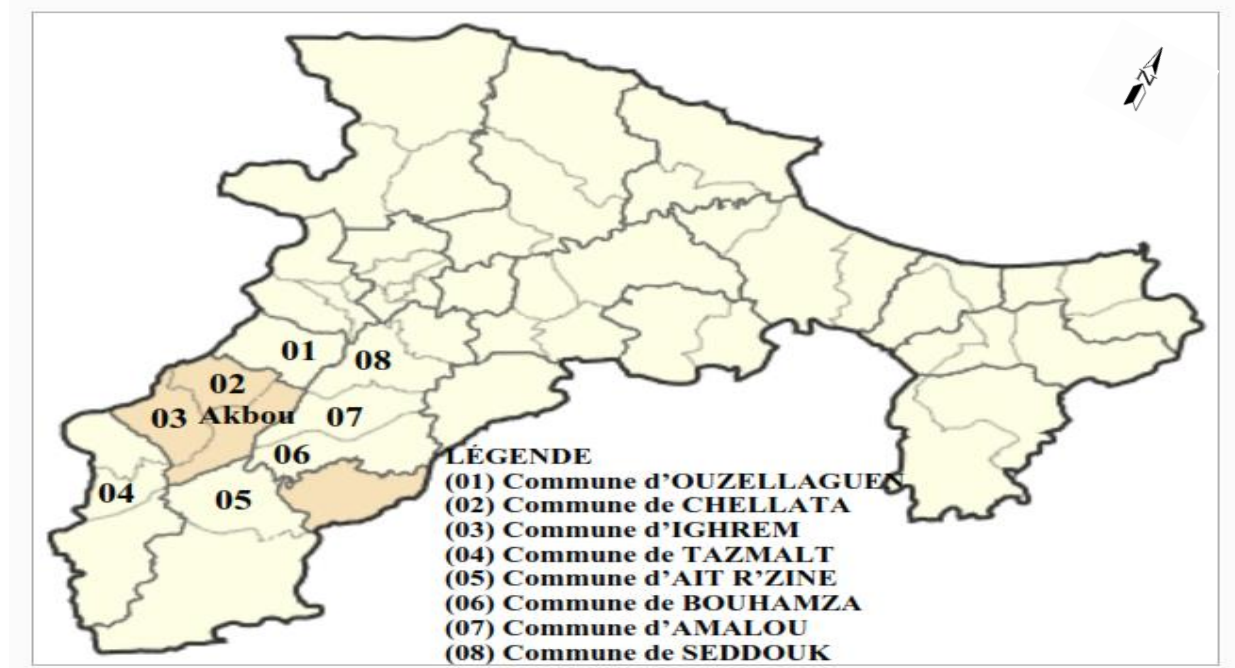


Figure (I.1) : Situation géographique de la commune d'Akbou dans la wilaya de Bejaia (Source : Wikipédia).

I.3. Présentation du bassin versant :

I.3.1. Définition du bassin versant :

Un bassin versant est d'abord une notion géographique dont les limites sont naturelles. Un bassin versant constitue l'ensemble du territoire drainé par un cours d'eau principal et ses tributaires, lesquels s'écoulent et convergent vers un même point de sortie appelé exutoire. Il a des frontières naturelles qu'on appelle lignes de partage des eaux et qui suivent la crête des montagnes. Nous habitons tous un bassin versant : celui d'un lac ou d'un ruisseau, qui s'imbrique dans celui d'une rivière, qui s'imbrique dans celui d'un fleuve ou encore de l'océan.

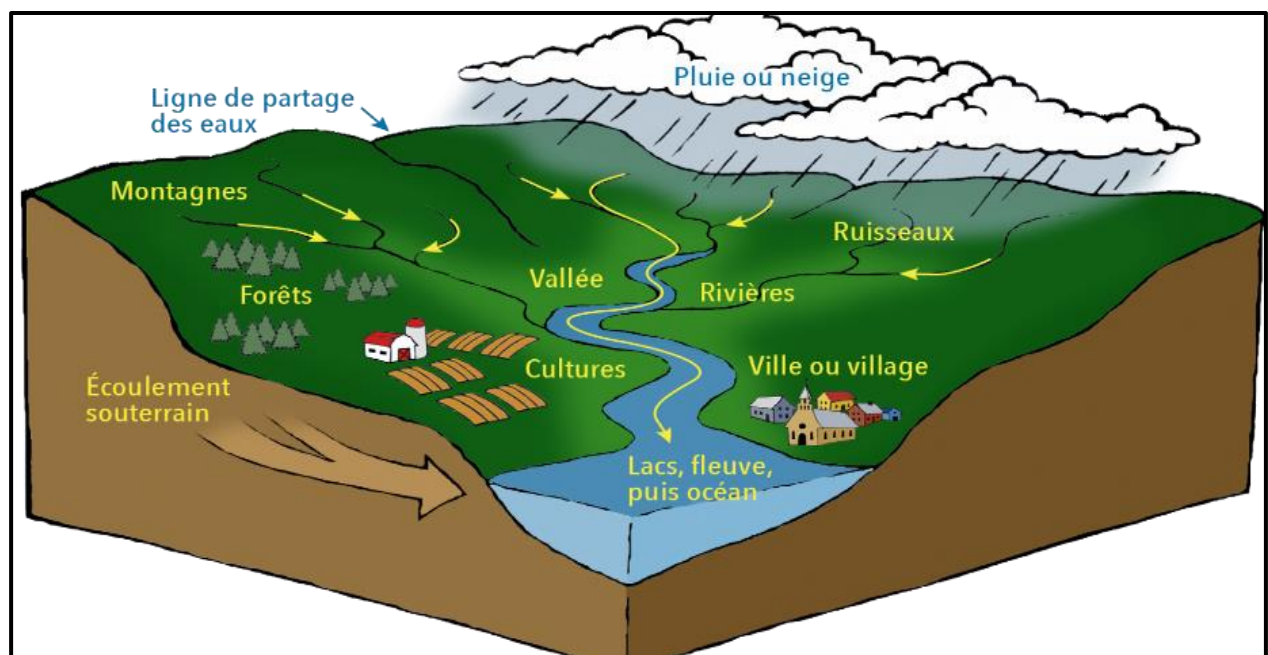


Figure (I.2) : Schéma d'un Bassin versant avec une ligne de partage des eaux, un cours d'eau principal et un exutoire. (Source : organisme des bassins versants du nord-est du bas-Saint-Laurent).

I.3.2. Bassin versant de la Soummam :

Étymologiquement : Le mot Soummam est une altération du mot kabyle « Assemem », qui signifie « acide ». Pline l'Ancien, l'auteur romain de la célèbre encyclopédie de L'histoire naturelle, avait cité la Soummam comme étant nommée "le NASAVA" par Ptolémée.

Le bassin versant Soummam est l'un des plus importants bassins en Algérie, situé au nord, à environ 130 km à l'est d'Alger, il porte la codification N°15 selon l'A.N.R.H (Agence Nationale des Ressources Hydriques), il s'étend sur une superficie de 9125 km², sa forme est grossièrement allongée. Il fait partie de deux secteurs biogéographiques (sectorisation de Quézel et Santa 1962) ; sa partie amont, incluse dans le secteur Constantinois, comprend le sous bassin d'Oued Sahel (plateau de Bouira) et le sous bassin d'Oued Boussellam (plateau de Sétif), quant à la partie aval, notamment à la vallée d'Oued Soummam, elle appartient au secteur biogéographique de Bejaïa maritime.

Surplombé du côté nord par le gros massif du Djurdjura, pourvoyeur principal du bassin, avec un sommet de 2308 m (Lalla Khalîdja) au-dessus de la mer et, limité du flanc sud par le mont Hodna, haut de 1862 m. D'ouest en est, le bassin est ouvert, depuis Bouira Jusqu'à son embouchure sur la mer méditerranéenne. Il est au centre de six grands bassins versants, classés selon l'A.N.R.H comme suit : Au nord le N°2 (Côtier Algérois), à l'ouest le N° 9 (Isser), au sud le N°5 (Chott Hodna), au sud-est le N°7 (Hauts-plateaux constantinois), à l'est le N° 10 (Kebir Rhumel), au Nord-est le N°3 (Côtier constantinois).

Concernant le sous bassin versant Oued Soummam (maritime) qui porte la codification N°15-10, du fait de l'allongement de la vallée du Sud-ouest au Nord-est, il devient plus convenable de fournir les coordonnées géographiques des deux extrémités du territoire, notamment l'amont et l'aval d'Oued Soummam, de la confluence d'Oued Boussellam et Oued Sahel (amont) à l'embouchure (aval) :

- À l'amont (Akbou) : Longitude : 4° 32' 45'' Est ; Latitude : 36° 47' 17'' Nord ;
- À l'aval (embouchure) : Longitude : 05° 04' 41'' Est ; Latitude : 36° 43' 36'' Nord ;
- Au centre : Longitude : 5° 00' 00'' Est ; Latitude : 36° 42' 16'' Nord.

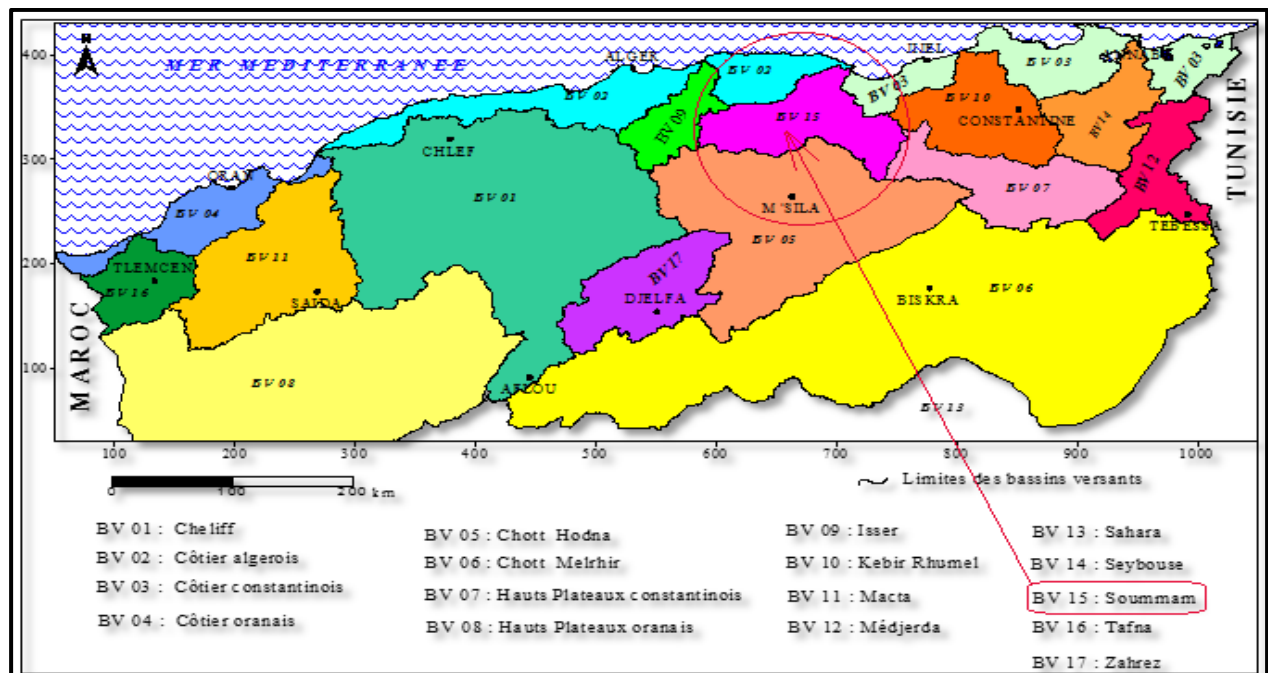


Figure (I.3) : Les bassins versants du nord d'Algérie. [1]

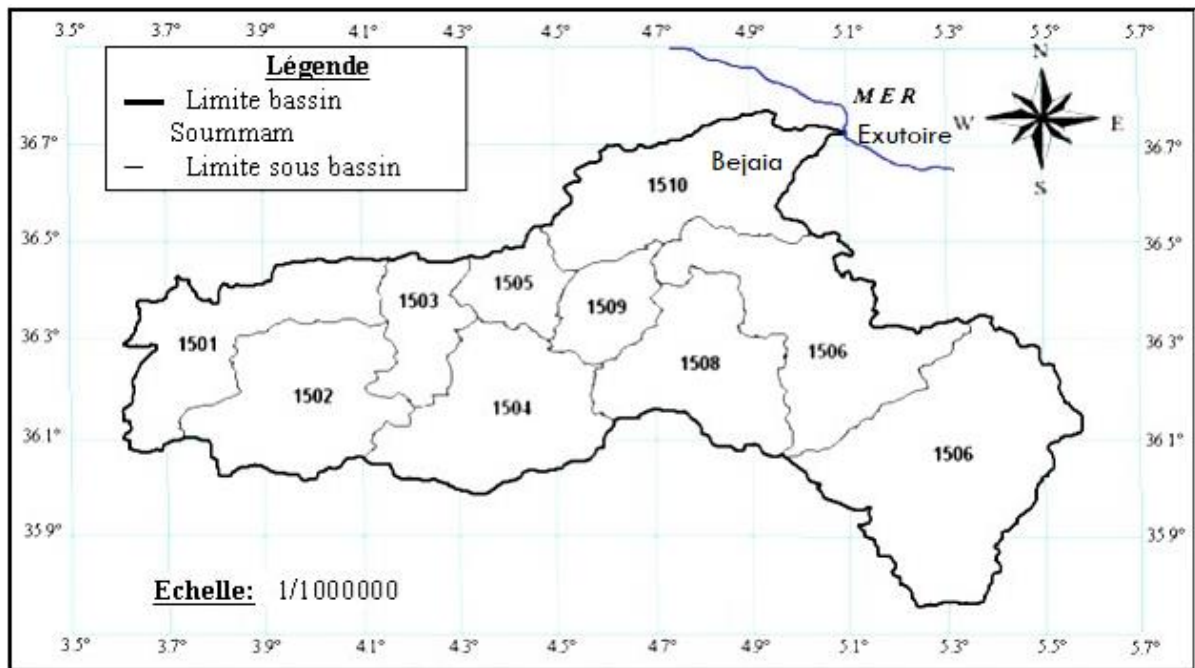


Figure (I.4) : Les sous bassins de la Soummam. (Extraite de la carte du réseau Hydro climatologique et de la surveillance de la qualité des eaux, dressée par l'A.N.R.H, 2005).

Tableau (I.1) : Superficies des sous bassins versants de la Soummam [2].

Sous bassin versant	Code	Superficies (km ²)
OUED EDDOUS	1501	903
OUED ZAIANE	1502	1012
OUED SAHEL AMONT	1503	430
OUED AZEROU	1504	1084
OUED SAHEL AVAL	1505	326
OUED BOUSSELAM AMONT	1506	1785
OUED BOUSSELAM MOYEN	1507	1234
OUED EI MAIN	1508	930
OUED BOUSSELAM AVAL	1509	360
OUED SOUMMAM	1510	1061

Tableau (I.2) : Le débit moyen annuel des affluents de l'oued Soummam. [3]

		Période de retour des pluies (ans)			
		10	25	100	500
SAHEL amont (EDDOUS+ZAIANE)	Q _p	644	965	1770	2750
	V	60	90	146	237
SAHEL aval	Q _p	619	935	1640	2500
	V	57	86	139	219
SAHEL	Q _p	1174	1768	3200	5180
	V	117	176	285	456
BOUSSELLAM amont	Q _p	215	308	482	754
	V	22	31	48	75
BOUSSELLAM aval	Q _p	686	933	1834	2840
	V	70	101	161	249

BOUSSELLAM	Q _p	864	1247	2150	3343
	V	92	132	209	324
SOUMMAM amont	Q _p	316	360	485	584
	V	25	29	42	51
SOUMMAM à SIDI AICH	Q _p	2200	3200	5600	8840
	V	234	337	536	831

Q_p = débits de pointe en (m³/s) ;

V = volume de la crue en 10⁶ (m³).

I.3.3. Bassin versant de la zone d'étude (Oued TIFRIT) :

En se référant aux fonds des deux cartes (nouveau découpage) « Akbou*NJ-31-V- 61_Ouest et Sidi Aich NJ-31-V- 43_Ouest » à l'échelle du 1/25 000-ème de l'institut national de cartographie et de télédétection (INCT), la délimitation de la zone concernée par notre étude est basée sur les lignes de crêtes, qui a permet de déterminer les limites du bassin versant Oued TIFRIT sachant que ce dernier est situé au nord du chef-lieu de la commune d'Akbou (figure (I.7)).

Le bassin hydrographique de l'Oued TIFRIT s'étend sur :

- En latitude : 36°28'26''N à 36°31'22''N,
- En longitude : 4°30'05''E à 4° 34'41'' E.

Selon la codification ANRH, l'Oued TIFRIT est localisé dans le sous bassin versant d'Oued Soummam (maritime) codifié 15-10, illustré dans figure (I.5) ; c'est un affluent de l'Oued Soummam.

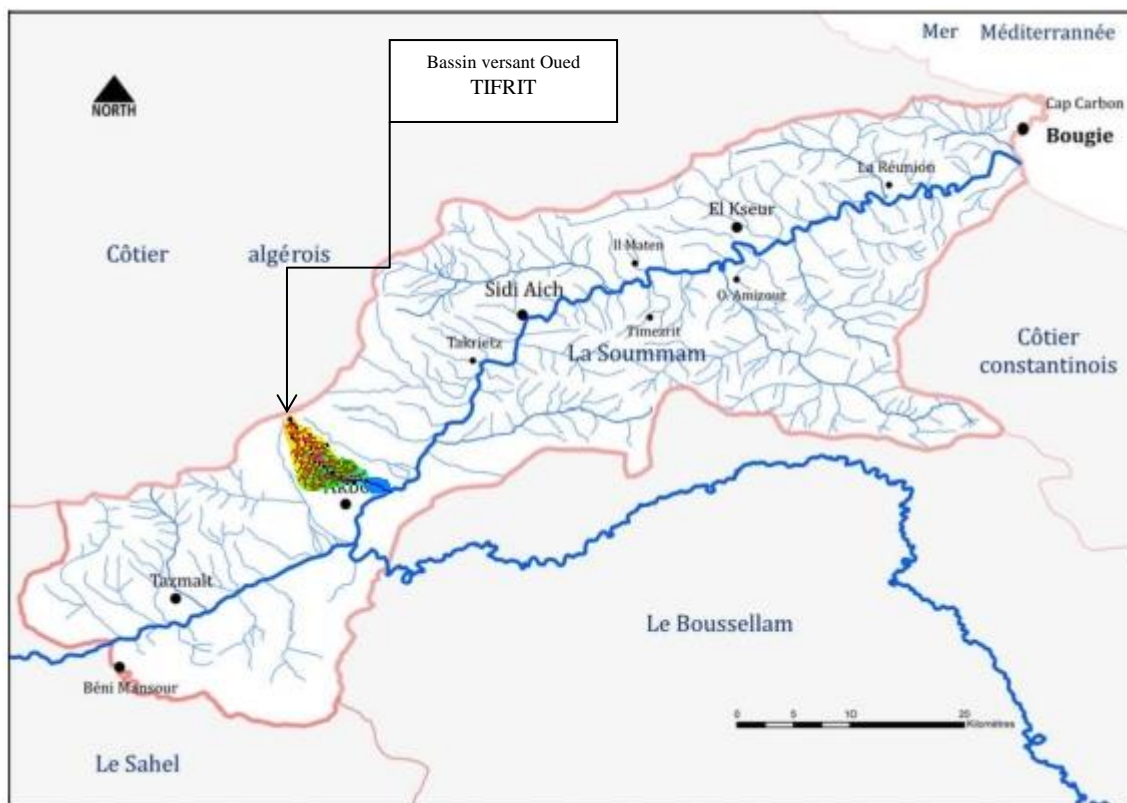


Figure (I.5) : Localisation du bassin versant Oued TIFRIT selon l'ANRH.

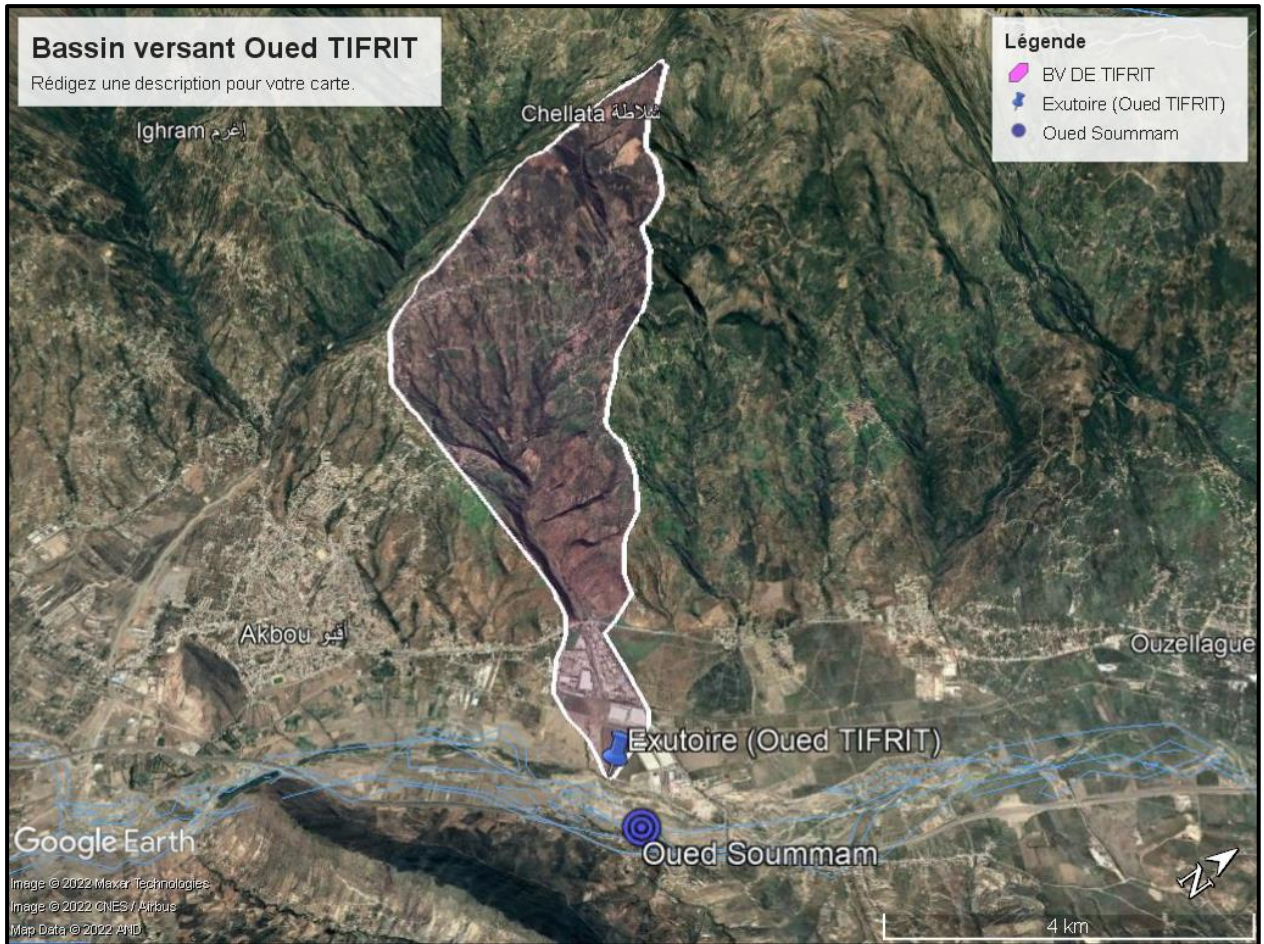


Figure (I.6) : Situation de bassin versant Oued TIFRIT sur l'image extraite de Google-EARTH.

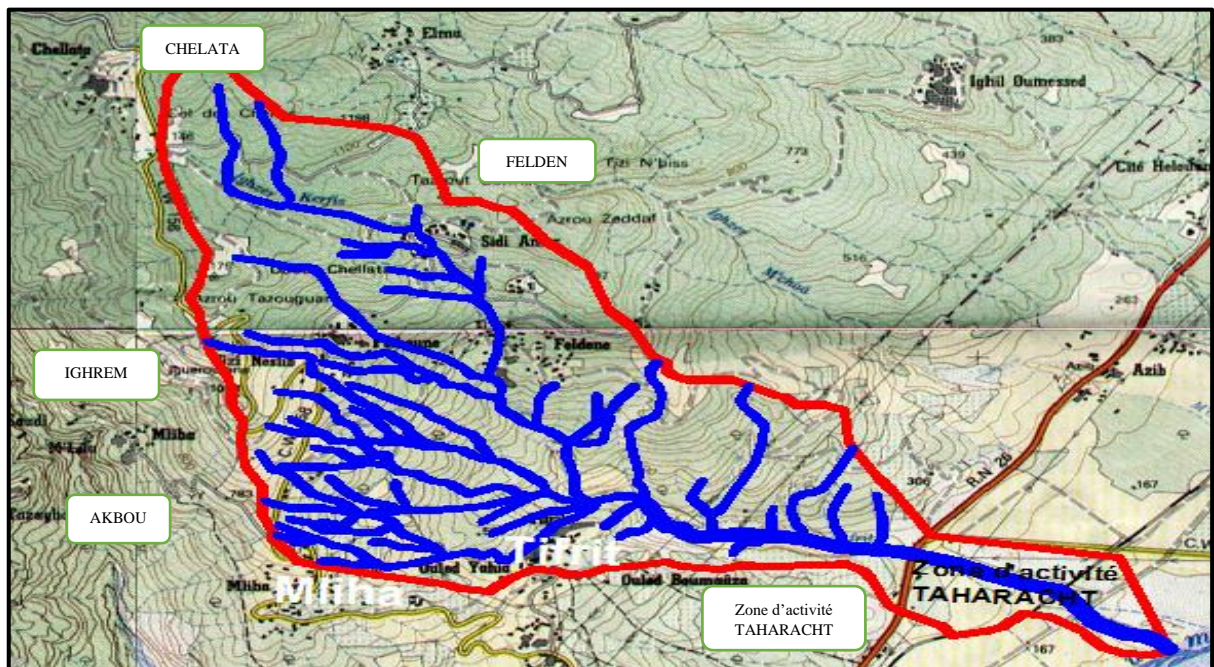


Figure (I.7) : Situation de bassin versant Oued TIFRIT sur la carte INCT « Akbou*NJ-31-V-61_Ouest et Sidi Aich NJ-31-V-43_Ouest ».

I.4. Situation climatique :

Le climat correspond à la distribution statistique des conditions atmosphériques dans une région donnée pendant une période donnée. Il est effectué à l'aide de valeurs moyennes établies à partir

de mesures statistiques, mensuelles et annuelles, ainsi que sur la base des données atmosphériques locales : température, précipitations, ensoleillement, humidité, vitesse du vent.

Les régions continentales du globe connaissent un climat qui dépend de leur latitude et de la distance qui les sépare des principaux plans d'eau de la terre.

Pour les besoins de l'étude, les facteurs climatiques interviennent directement sur :

- Le mode et les conditions de réalisation des ouvrages projetés (plannings des travaux, horaires, saison, ...etc.) ;
- Le choix de la qualité des matériaux de constructions ;
- Le dimensionnement des ouvrages projetés.

L'analyse du climat de la zone objet d'étude a été élaborée sur la base d'une collecte de documents et d'informations au niveau de différents organismes, à savoir :

- L'office national de la météorologie ONM ;
- La direction des ressources en eau et de la sécurité hydrique DRESH ;
- L'agence nationale des ressources hydriques ANRH ;
- L'agence nationale des barrages et des transferts ANBT ;
- Le recueil des données climatologiques anciennes SELTZER (1946).

Dans l'ensemble, la répartition géographique de l'intensité des précipitations n'est pas uniforme. C'est pour cette raison qu'un réseau assez dense de pluviomètres a été installé pour mesurer au plus juste les précipitations.

Ces organismes, ne disposent pas dans la région d'étude, de données sur les autres caractéristiques climatologiques que les précipitations. De ce fait les caractéristiques climatologiques seront prises par la station la plus proche, soit celle de Bejaia (ONM et ANRH). Pour les précipitations on retient la station pluviométrique d'Akbou, située dans la vallée de la Soummam.

I.4.1. Facteurs climatologiques :

Les facteurs climatologiques pris en considération sont :

- | | | |
|-------------------------------|------------------|--------------------|
| - La température ; | - Le vent ; | - La neige ; |
| - L'humidité relative ; | - L'insolation ; | - Le sirocco ; |
| - La pression atmosphérique ; | - La gelée ; | - La pluviométrie. |
| - L'évaporation ; | - La grêle ; | |

I.4.1.1. La température :

La température est un élément majeur dans les phénomènes de concentration et d'évaporation de l'eau, et constitue un terme essentiel dans la définition du déficit d'écoulement.

Le climat de la région est caractérisé par deux saisons :

- Une saison chaude allant du mois de mai au mois d'octobre ;
- Une saison froide allant du mois d'octobre au mois d'avril.

Selon le plan directeur d'aménagement urbain (PDAU) et la subdivision de l'agriculture d'Akbou, la température moyenne des maximales est 38°C en été et 12°C en hiver, par contre la température moyenne des minimales est 22°C en été et 4°C en hiver, ce qui donne une température moyenne de 30°C en été et 8°C en hiver, voir le tableau (I.3).

Tableau (I.3) : Température observée (Source subdivision agricole d'Akbou).

Période / Température	ÉTÉ	HIVER
T° moyenne des maximales	38° C	12° C
T° moyenne des minimales	22° C	04° C
T° moyennes	30° C	08° C

a) Relation Ombro-Thermique :

Un graphique ombrothermique est un type particulier de diagramme climatique représentant les variations mensuelles sur une année des températures et des précipitations selon des gradations standardisées pour mettre en évidence les périodes de sécheresse : une gradation de l'échelle des précipitations correspond à deux gradations de l'échelle des températures ($P=2T$) ;

Le graphique ombrothermique donne la répartition temporelle inverse entre les précipitations et les températures selon le tableau (I.4) ; Les résultats sont illustrés dans la figure (I.8).

Tableau (I.4) : Relation Ombrothermique.

Mois	Jan	Fév	Mar	Avr	Mai	Jui	Jul	Aou	Sep	Oct	Nov	Déc
T° moyenne (°C)	7.98	8.58	9.58	11.18	14.08	17.78	20.88	21.08	19.48	15.68	11.48	9.18
2T (°C)	15.96	17.16	19.16	22.36	28.16	35.56	41.76	42.16	38.96	31.36	22.96	18.36
Pluie moyenne (mm)	72.4	61.19	72.4	61.19	29.09	13.87	12.19	8.34	33.72	66.8	65.27	99.14

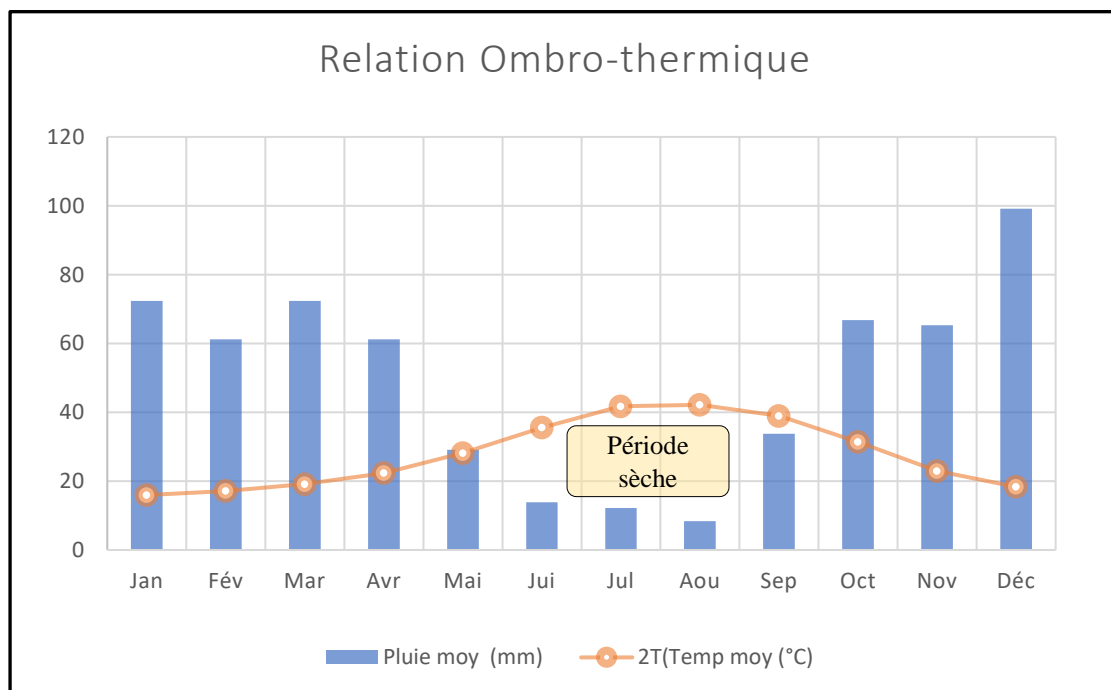


Figure (I.8) : Graphique Ombro-thermique.

I.4.1.2. L'humidité relative :

L'humidité relative ou l'hygrométrie est la quantité de vapeur d'eau présente dans l'air. Le tableau (I.5) donne les valeurs observées (en pourcentage) de l'humidité relative à la station climatologique de Bejaia.

Tableau (I.5) : Humidité relative maximale, moyenne et minimale enregistrée à la station Bejaia-Soummam.

Mois	Jan	Fév	Mar	Avr	Mai	Jui	Jul	Aou	Sep	Oct	Nov	Déc	Annuelle
Min	50	51	51	53.3	55.2	54.6	49.2	52.8	52.5	48.3	50.8	52	51.7
Moy	74.9	77	76.8	78.2	78.5	77	72.7	75.5	75.4	74.2	76.3	75.5	76
Max	91.8	93.4	93.2	93.9	93.2	91.4	89.2	90.3	91.3	91.4	92.8	92	92

Le tableau (I.5) montre que l'humidité relative variée entre 48.3 % (enregistrée au mois d'octobre) et 93,9 % (enregistrée au mois d'avril), la moyenne annuelle est de 76 %.

I.4.1.3. La pression atmosphérique :

Les valeurs de la pression atmosphérique au niveau de la station Bejaia-Soummam sont indiquées dans le tableau (I.6).

Tableau (I.6) : Pression atmosphérique obtenue à la station Bejaia-Soummam.

Mois	Jan	Fév	Mar	Avr	Mai	Jui	Jul	Aou	Sep	Oct	Nov	Déc	Annuelle
P _{atm} (mm)	65.1	63.4	61.9	60.9	61.6	62.3	62.1	61.9	62.5	62.6	62.6	64.2	62.6

Le tableau (I.6) montre que la pression atmosphérique est maximale au mois de janvier puis elle diminue pour atteindre son minimum en mois d'avril.

I.4.1.4. L'évaporation :

L'évaporation moyenne mensuelle de l'année 1984 à 2005 du bassin versant Oued TIFRIT est indiquée dans le tableau (I.7) ; L'évaporation annuelle est de 1347 mm.

Tableau (I.7) : Valeurs moyennes mensuelles d'évaporation

Mois	Jan	Fév	Mar	Avr	Mai	Jui	Juil	Aou	Sep	Oct	Nov	Déc	Annuelle
Evap (mm)	124	86	56	42	46	62	94	126	153	176	196	186	1347

I.4.1.5. Le vent :

- Les directions des vents dominants sont : Ouest et Sud-ouest, Est et Nord-est avec une vitesse comprise entre 5 et 10 m/s ;
- Ils sont importants en hivers avec une vitesse supérieure à 16 m/s ;
- Tous les vents dominants en hivers proviennent du côté Est, Nord-Est, à la limite de la commune d'Ouzellaguen et celle de Chellata ;
- Ces vents sont violents et causent des dégâts importants.

I.4.1.6. L'insolation :

L'insolation ou l'ensoleillement signifie la quantité d'énergie solaire reçue par jour, qui veut dire le nombre d'heures d'exposition au soleil par jour. Les données sur l'insolation sont dans le tableau suivant :

Tableau (I.8) : L'insolation journalière enregistrée à la station Bejaia-Soummam.

Mois	Jan	Fév	Mar	Avr	Mai	Jui	Jul	Aou	Sep	Oct	Nov	Déc	Annuelle
Insolation Tot moy (h)	5.1	5.2	6.2	6.6	7.8	9.7	10.3	9.4	8.0	6.8	5.5	4.6	7.1

Le tableau (I.8) indique qu'on est plus exposé au soleil au mois de juillet pendant 10.3 heures, l'ensoleillement atteint sa valeur minimale au mois de décembre avec 4.6 heures. La valeur moyenne annuelle d'insolation enregistrée est de 7.1 heures.

I.4.1.7. La gelée :

- La gelée fait son apparition, généralement, du mois de décembre au mois de mars ;
- La moyenne annuelle de journées de gelée (période 1990/2000) est de 25 jours ;
- Elle cause souvent des dégâts considérables.

I.4.1.8. La grêle :

- Elle est très fréquente en période d'automne (septembre – octobre) ;
- Elle survient aussi au printemps (avril- mai) ;
- La moyenne annuelle de journées de grêle (période 1990/2000) est de six (06) jours ;
- Elle cause des dégâts énormes.

I.4.1.9. La neige :

La neige est une forme de précipitations atmosphériques constituée de particules de glace ramifiées contenant de l'air. La neige se forme par condensation solide de la vapeur d'eau lorsqu'il y a suffisamment de froid et d'humidité dans l'atmosphère, elle apparait du mois de décembre au mois de mars sur les hauteurs de la commune de Chellata.

I.4.1.10. Le sirocco :

- Pendant la période d'été, tous les vents dominants chauds proviennent du côté ouest et sud-ouest ;
- Le sirocco survient parfois entre la mi-juillet et Août ;
- La moyenne annuelle de journées de sirocco (période 1990/2000) est de 04 jours ;
- Il cause des pertes économiques.

I.4.1.11. La pluviométrie :

La pluviométrie est un facteur climatologique essentiel dans l'analyse hydrologique, elle permet l'évaluation :

- Des moyennes pluviométriques interannuelles ;
- Du régime mensuel des précipitations ; Et des caractéristiques des pluies maximales journalières.
- Le calcul de la pluviométrie dépend des observations in-situ (au site objet d'étude) ; ainsi dans l'étude d'un projet d'aménagement, l'analyse des données pluviométriques disponibles est la première étape à considérer. Pour cela on a besoin d'une série pluviométrique :
- Qui comporte le maximum de valeurs de précipitations journalières pour la plus longue période possible ;
- Qui sera très proche de la zone d'étude.

Notre étude sera basée sur les données enregistrées au niveau de la station pluviométrique d'Akbou qui est située à l'intérieur du bassin versant d'Oued TIFRIT.

I.5. Caractéristiques du bassin versant Oued TIFRIT :

I.5.1. Caractéristiques géométriques :

En l'absence des outils de mesures manuels (planimètre et curvimètre), tout notre travail a été fait avec des logiciels tels que MapInfo, Global-mapper et AutoCAD, ainsi que l'application Google-Earth, les résultats obtenus sont récapitulés dans le tableau (I.9).

Tableau (I.9) : Les caractéristiques géométriques du bassin versant Oued TIFRIT.

Surface « S » (Km ²)	Périmètre « P » (Km)	Côte maximale « H _{max} » (m)	Côte minimale « H _{min} » (m)	Dénivelée « ΔH » (m)
14,18	20,83	1340,00	140,00	1200,00

I.5.2. Paramètres de formes :

La forme d'un bassin versant influence directement sur l'allure de l'hydrogramme à l'exutoire du bassin versant. Par exemple, une forme allongée favorise, pour une même pluie, les faibles débits de pointe de crue, ceci en raison des temps d'acheminement de l'eau à l'exutoire plus importants. Ce phénomène est lié à la notion du temps de concentration.

En revanche, les bassins en forme ramassée, présentant un temps de concentration plus court, auront les plus forts débits de pointe.

a- Indice de compacité de GRAVELIUS K_c (1914) :

Le coefficient (l'indice) de compacité de GRAVELIUS et appelé aussi l'indice de forme. On l'établit en comparant le périmètre du bassin à celui d'un cercle qui aurait la même surface. Le coefficient " K_c " de GRAVELIUS est égal au rapport de ces deux grandeurs. C'est un paramètre qui renseigne sur la forme du bassin versant et à ce titre, a une influence majeure sur les débits de crue.

Si on désigne par "S" la surface du bassin versant en kilomètres carrés (km²) et par "P" son périmètre en kilomètres (km) on aura :

$$K_c = 0.28 \frac{P}{\sqrt{S}} \quad (I.1)$$

- Si : $1.5 < K_c < 1.80$: le bassin est de forme allongée ;
- Si : $1.0 < K_c < 1.15$: le bassin a une forme ramassée.

Pour notre bassin versant : $K_c = 1.55$, il est compris entre 1.5 et 1.8, donc le bassin est allongé.

Un bassin très allongé ne réagira pas de la même manière qu'un bassin de forme très ramassée ; Plus la forme du bassin versant est allongée et plus le temps de concentration augmente et vice-versa.

b- Rectangle équivalent :

Cette notion permet la comparaison des bassins versants entre eux de point de vue de l'influence sur la forme d'écoulement. Il s'agit donc d'une transformation géométrique dans laquelle le contour du bassin devient un rectangle de même périmètre, les courbes de niveaux des droites parallèles aux petits côtés du rectangle et l'exutoire un des petits côtés du rectangle que nous avons appelé rectangle équivalent, soit :

- L_r et l_f : La longueur et la largeur du rectangle équivalent en [Km] ;
- P : Le périmètre du bassin versant en [Km] ;
- S : L'aire du bassin versant en [Km²].

Il se calcule comme suit :

$$L_r = K_c \frac{\sqrt{S}}{1.128} \left(1 + \sqrt{1 - \left(\frac{1.128}{K_c} \right)^2} \right) \quad (I.2)$$

$$l_r = K_c \frac{\sqrt{S}}{1.128} \left(1 - \sqrt{1 - \left(\frac{1.128}{K_c} \right)^2} \right) \quad (I.3)$$

- K_c : Le coefficient de compacité de Gravelius.

c- Coefficient d'allongement :

Le coefficient d'allongement détermine la réponse du bassin versant aux précipitations. Cette notion est explicitement utilisée dans la méthode de Caquot sous la forme d'un coefficient de correction de débit, donné par la formule (I.4).

$$E = \frac{L_r}{\sqrt{S}} \quad (I.4)$$

d- Indice de forme de Horton :

Il est utilisé pour prédire l'intensité de l'écoulement à l'exutoire d'un bassin versant, un facteur de forme élevé (> 0.5) indique un bassin versant de forme plutôt circulaire, et un débit de pointe élevé d'une durée relativement courte, il exprime le rapport de la surface du bassin versant à la longueur du cours d'eau (talweg) principal (Horton, 1932).

$$K_H = \frac{S}{L_p^2} \quad (I.5)$$

- K_H : Indice de forme de Horton adimensionnel ;
- S : Surface du bassin versant en $[\text{km}^2]$;
- L_p : Longueur de cours d'eau (talweg) principal en $[\text{km}]$.
 - Si $K_H < 1$: Bassin de forme allongée ;
 - Si $K_H > 1$: Bassin de forme ramassée.

Pour notre cas $K_H = 0.15$ donc c'est un bassin versant de forme allongée.

Tableau (I.10) : Récapitulatif des paramètres de formes du sous bassin versant Oued TIFRIT.

Paramètres de forme	Superficie S (Km ²)	Périmètre P (Km)	Indice de Gravelius K_C	L_r (km)	l_r (km)	E	K_H	Forme du BV
Sous bassin versant d'Oued TIFRIT	14.18	20.83	1.55	8.71	1.64	2.31	0.15	Allongée

I.5.3. Caractéristiques du relief :

Le relief est défini par les courbes de niveau et caractérisé par la courbe hypsométrique ; il possède une influence directe sur les facteurs climatiques, et une influence indirecte sur la formation des écoulements en surface, il détermine l'aptitude au ruissèlement, à l'infiltration, à l'évaporation et au régime d'écoulement. Donc il caractérise le comportement hydraulique du bassin versant ; Une pente plus forte provoque un écoulement rapide donc un temps de concentration court.

I.5.3.1. Courbe hypsométrique :

Le relief d'un bassin est souvent caractérisé par la courbe de sa répartition hypsométrique ; qui fournit une vue synthétique de la pente et représente la répartition de la surface en fonction de son altitude et, qui permet de juger l'âge et le degré d'érosion d'un bassin versant.

Cette courbe, qui porte en abscisse le pourcentage des surfaces (surfaces cumulées) du bassin qui se trouve au-dessus de l'altitude représentée en ordonnée.

L'interprétation de l'aspect de la courbe hypsométrique est donnée en fonction du degré d'érosion associé à l'âge du bassin (figure (I.9)) :

- (1) Les vieux bassins présentent de larges topographies pratiquement planes où l'altitude variée très peu et, présentent un potentiel érosif assez faible.
- (2) Les bassins, correspondant à la courbe du milieu, sont des bassins proches de l'état dit d'équilibre ou « mature ». Qui offrant un potentiel érosif moyen à faible.
- (3) Les bassins plus jeunes montrent une superficie faible par rapport au changement d'altitude initiale, ce qui est caractéristique des bassins abrupts où le potentiel érosif est assez important.

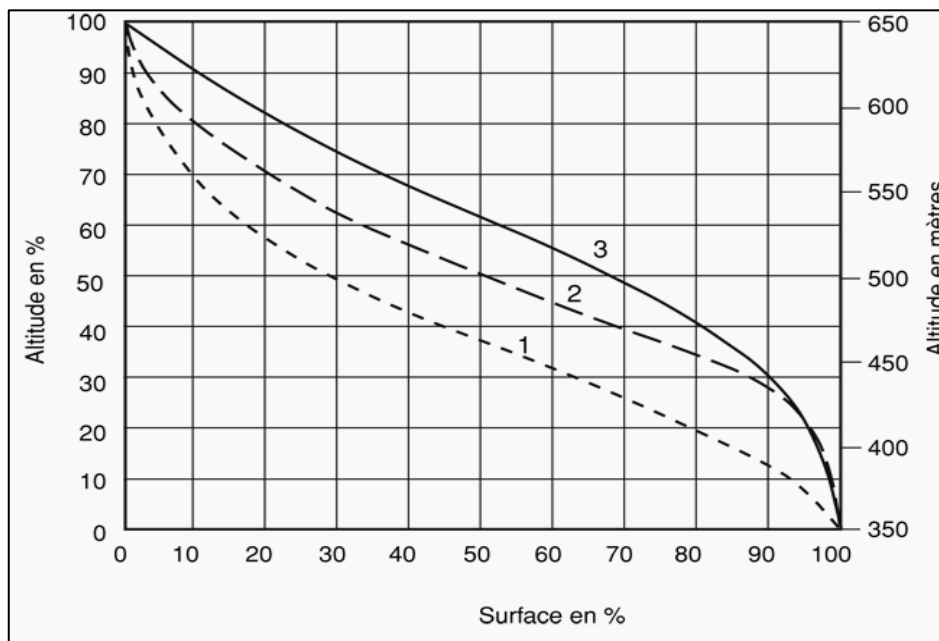


Figure (I.9) : État de maturité du relief des BV. [4]

La forme de la courbe hypsométrique (tableau (I.11) et figure (I.10)) ressemble à celle d'un bassin mature (en équilibre). Donc, ce bassin versant présente un potentiel érosif moyen à faible.

Tableau (I.11) : Répartition hypsométrique du bassin versant.

N°	Classe d'altitude (m)	Altitude moyenne (m) ($Alt_i + Alt_{i-1}$)/2	Surface élémentaire S_i (Km ²)	Surface cumulée $\sum S_i$ (Km ²)	Surface élémentaire S_i en (%)	Surface cumulée en (%)
1	140-200	170	1.475	1.475	10.40	100
2	200-300	250	0.929	2.404	6.55	89.60
3	300-400	350	1.321	3.725	9.32	83.05
4	400-500	450	1.596	5.321	11.26	73.73
5	500-600	550	1.334	6.655	9.41	62.47

6	600-700	650	1.464	8.119	10.33	53.06
7	700-800	750	1.298	9.417	9.15	42.73
8	800-900	850	1.326	10.743	9.35	33.58
9	900-1000	950	1.089	11.832	7.68	24.23
10	1000-1100	1050	1.194	13.026	8.42	16.55
11	1100-1200	1150	0.966	13.992	6.81	8.13
12	1200-1300	1250	0.161	14.153	1.14	1.32
13	1300-1340	1320	0.026	14.179	0.18	0.18

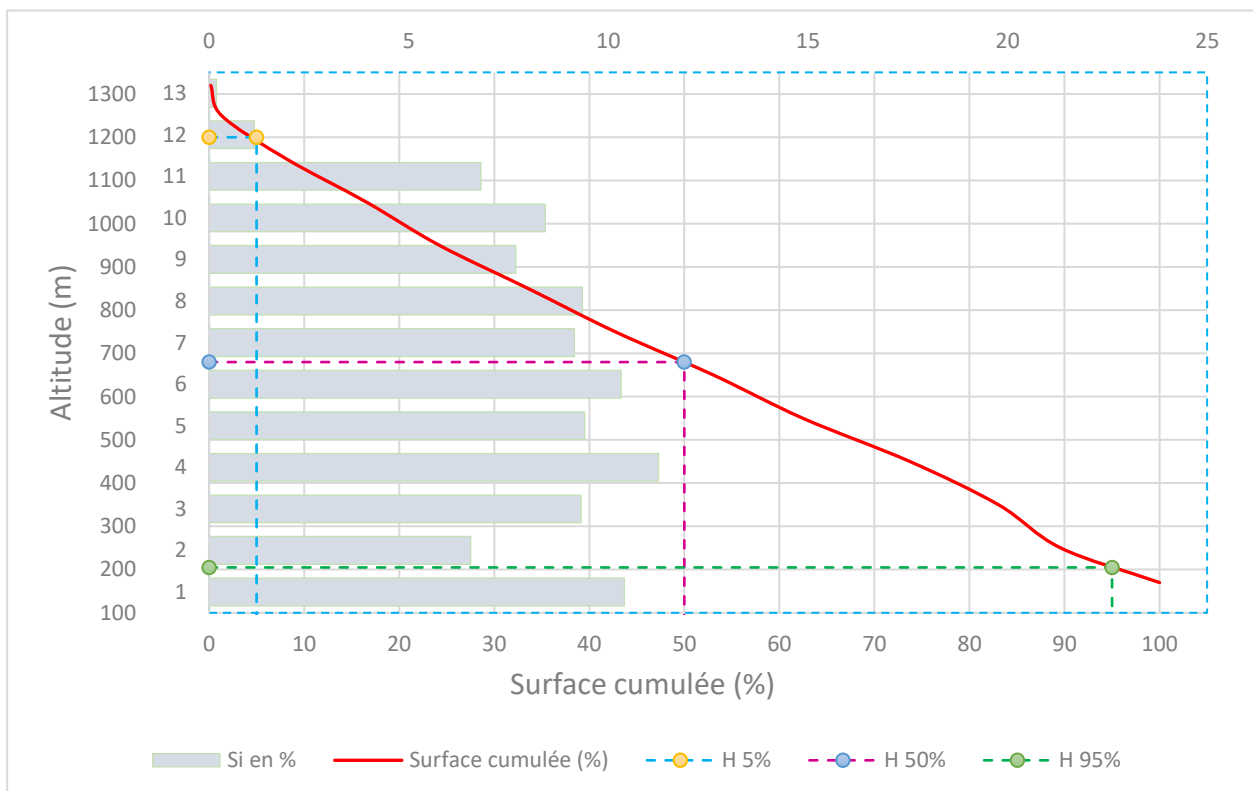


Figure (I.10) : Courbe hypsométrique et histogramme de fréquences altimétriques du bassin versant Oued TIFRIT.

I.5.3.2. Hauteurs caractéristiques :

I.5.3.2.1. Altitudes maximale et minimale :

Elles se lisent directement sur la carte topographique, l'élévation maximale correspondant au point le plus haut du bassin versant amont, tandis que l'élévation la plus basse est en aval du bassin versant, correspondant au point le plus bas à l'exutoire.

- Altitude maximale : $H_{\max} = 1340$ m ;
- Altitude minimale : $H_{\min} = 140$ m ;
- Dénivelée totale : $\Delta H = 1200$ m.

I.5.3.2.2. Altitude moyenne du bassin versant :

Elle reflète l'influence de la zonalité climatique verticale ; elle est parfois utilisée pour évaluer certains paramètres hydro-climatiques où la mise en place de modèles hydrologiques et se calcule par la relation (I.6).

$$Alt_{moy} = \frac{\sum (S_i (Alt_i + Alt_{i-1}))}{2S} \quad (I.6)$$

- Alt_{moy} : Altitude moyenne du bassin versant [m] ;
- Alt_i : Altitude de la courbe de niveau i [m] ;
- Alt_{i-1} : Altitude de la courbe de niveau i-1 [m] ;
- S : Surface totale du bassin versant en [Km²] ;
- S_i : Surface partielle comprise entre deux (02) courbes de niveau consécutives n et n-1 en [Km²].

Tableau (I.12) Résultats du calcul de l'altitude moyenne.

N°	Altitude Alt_i (m)	$(Alt_i + Alt_{i-1})$ (m)	Surface S_i (km ²)	$S_i(Alt_i + Alt_{i-1})$ (m.km ²)
0	1340	-	-	-
1	1300	2640	0.026	68.64
2	1200	2500	0.161	402.5
3	1100	2300	0.966	2221.8
4	1000	2100	1.194	2507.4
5	900	1900	1.089	2069.1
6	800	1700	1.326	2254.2
7	700	1500	1.298	1947
8	600	1300	1.464	1903.2
9	500	1100	1.334	1467.4
10	400	900	1.596	1436.4
11	300	700	1.321	924.7
12	200	500	0.929	464.5
13	140	340	1.475	501.5
Somme			14.179	18 168.34
2S (km ²)		28.358	Alt_{moy} (m)	640.68

I.5.3.2.3. Altitude médiane :

L'altitude médiane correspond à l'altitude lue au point d'abscisse 50 % de la surface totale du bassin, sur la courbe hypsométrique, cette grandeur se rapproche de l'altitude moyenne si la pente de la courbe est régulière.

- $H_{50\%} = 680$ m.

I.5.3.2.4. Altitudes $H_{95\%}$ et $H_{5\%}$:

Les altitudes $H_{95\%}$ et $H_{5\%}$ sont obtenues depuis la courbe hypsométrique.

- $H_{95\%} = 205$ m.
- $H_{5\%} = 1200$ m.

La dénivelée "d" est la différence d'altitudes entre deux points de la surface terrestre, donc c'est la différence entre $H_{5\%}$ et $H_{95\%}$.

$$d = H_{5\%} - H_{95\%} \quad (I.7)$$

$$d = 1200 - 205 = 995 \text{ m.}$$

I.5.3.2.5. Pente moyenne :

Est un indice important, elle donne l'aperçu sur la topographie du bassin versant. Elle influence directement sur le temps de concentration et le débit de pointe lors d'une averse.

a) Indice de pente moyenne « I_{moy} » :

$$I_{moy} = \frac{\Delta H}{L_r} \quad (I.8)$$

- I_{moy} : Indice de pente moyenne en [m/km] ;
- ΔH : Dénivelée totale ($H_{max} - H_{min}$) en [m] ;
- L_r : Longueur du rectangle équivalent en [km] ;
- $I_{moy} = 137.77 \text{ m/km}$.

b) Indice de pente globale « I_g » :

$$I_g = \frac{d}{L_r} \quad (I.9)$$

- I_g : Indice de pente globale en [m/km] ;
- d : Dénivelée entre les altitudes en [m], elle est déterminée à partir de la courbe hypsométrique ;
- Tel que : $d = H_{5\%} - H_{95\%}$;
- L_r : Longueur du rectangle équivalent en [km] ;
- $I_g = 114.24 \text{ m/km}$.

Tableau (I.13) : Classification du relief d'après O.R.S.T.O.M. (selon I_g). [5]

Classe de relief	Type de relief	I_g (m/Km)
R1	Très faible	<2
R2	Faible	2-5
R3	Assez faible	5-10
R4	Modéré	10-20
R5	Assez fort	20-50
R6	Fort	50-100
R7	Très fort	>100

D'après le tableau (I.13) des classifications de l'office de la recherche scientifique et technique outre-mer (O.R.S.T.O.M), le relief du bassin versant Oued TIFRIT est très fort (à la limite du type fort).

c) Dénivelée spécifique « D_s » :

$$D_s = I_g \times \sqrt{S} \quad (I.10)$$

- I_g : Indice de pente globale [m/km] ;
- S : Surface du bassin versant [km²] ;

- $D_s = 430$ m

Tableau (I.14) : Classification du relief d'après O.R.S.T.O.M (selon D_s) [5].

Classe de relief	Type de relief	D_s (m)
R1	Très faible	<10
R2	Faible	10-25
R3	Assez faible	25-50
R4	Modéré	50-100
R5	Assez fort	100-250
R6	Fort	250-500
R7	Très fort	>500

D'après le tableau (I.14) des classifications d'O.R.S.T.O.M, le relief du bassin versant d'Oued TIFRIT est fort.

d) Pente moyenne du bassin versant :

Plusieurs méthodes ont été développées pour estimer la pente moyenne d'un bassin. Toutes se basent sur une lecture d'une carte topographique réelle ou approximative. La méthode proposée par Carlier et Leclerc (1964) consiste à calculer la moyenne pondérée des pentes de toutes les surfaces élémentaires comprises entre deux altitudes données. Une valeur approchée de la pente moyenne est alors donnée par la relation suivante :

$$P_{\text{moy}} = \frac{L_{\text{cn}} \times \Delta_h}{S} \quad (\text{I.11})$$

- P_{moy} : Pente moyenne [m/km] ;
- L_{cn} : Longueur totale des courbes de niveau [km] ;
- Δ_h : Équidistance entre deux courbes de niveau [m] ;
- S : Surface du bassin versant [km²].

La pente est une caractéristique importante qui renseigne sur la topographie du bassin. Elle est considérée comme une variable indépendante. Elle donne une bonne indication sur le temps de parcours du ruissellement direct donc sur le temps de concentration " T_c " et influence directement le débit de pointe lors d'une averse.

Le calcul de la pente moyenne est assez facilement automatisé en se basant sur des données numériques représentant la topographie des bassins versants (Modèle Numérique d'Altitude). Le recours à ces données et méthodes est vivement encouragé ; Elle est calculée dans le tableau (I.15).

Tableau (I.15) : Résultats du calcul de la pente moyenne de B.V selon Carlier et Leclerc.

N°	Courbes de niveaux	L_{cn} (km)
-	1340	-
1	1300	0.26
2	1200	0.95
3	1100	3.29

4	1000	3.31
5	900	3.71
6	800	3.74
7	700	3.69
8	600	4.04
9	500	4.51
10	400	4.65
11	300	3.50
12	200	0.52
-	140	-
L _{cn} (km)		36.17
S (Bassin versant) (km ²)		14.179
Δ_h (Équidistance) (m)		100
P _{moy} (Carlier et Leclerc) (m/km)		255.10

I.5.4. Caractéristiques hydrographiques du bassin versant :

Le réseau hydrographique est l'ensemble des cours d'eau naturels ou artificiels, permanents ou temporaires qui drainent les eaux d'un bassin versant vers l'exutoire. La description d'un réseau hydrographique nécessite la détermination de plusieurs paramètres. La ramification d'un cours d'eau est établie en affectant un système de numérotation à chaque tronçon du cours d'eau en fonction de son importance. À partir de la carte topographique, on a déterminé le réseau hydrographique du bassin versant Oued Tifrit en utilisant le logiciel Global Mapper (figures (I.7) et (I.11)).

I.5.4.1. Chevelu hydrographique :

La classification du réseau hydrographique est facilitée par un système de numérotation des tronçons de cours d'eau (talweg principal et affluents). Il existe plusieurs types de classifications des tronçons des cours d'eau, dont celle de Strahler (1957) qui est la plus utilisée.

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

- Tout cours d'eau dépourvu de tributaires est d'ordre un ;
- Le cours d'eau formé par la confluence de deux cours d'eau d'ordre différent prend l'ordre du plus élevé des deux ;
- Le cours d'eau formé par la confluence de deux cours d'eau du même ordre le sien est augmenté de un. [6]

Selon cette classification, le cours d'eau principal à l'exutoire de notre bassin versant est d'ordre quatre (04) par conséquent c'est l'ordre de ce dernier (figure (I.11)).

Les détails du chevelu hydrographique du bassin versant Oued TIFRIT sont illustrés dans le tableau suivant.

Tableau (I.16) : Chevelu hydrographique du bassin versant Oued TIFRIT.

Ordre 1								Ordre 2				Ordre 3		Ordre 4	
N°	L(m)	N°	L(m)	N°	L(m)	N°	L(m)	N°	L(m)	N°	L(m)	N°	L(m)	N°	L(m)
1	881.48	18	108.11	35	108.11	52	162.17	1	388.82	17	401.45	1	87.952	1	193.15
2	324.34	19	191.03	36	516.44	53	865.17	2	250.08	18	674.78	2	267.69	2	180.17
3	668.11	20	141.96	37	202.52	54	354.25	3	160.82	19	951.75	3	453.91	3	76.41
4	162.17	21	87.907	38	87.907	55	688.85	4	114.72	20	142.01	4	54.056	4	319.84
5	108.11	22	126.11	39	757.2	56	54.055	5	317.14	21	1094	5	270.28	5	108.11
6	193.1	23	618.78	40	1.508	57	224	6	539.53	22	108.11	6	141.96	6	319.81
7	216.22	24	229.23	41	349.38	58	558.94	7	509.5	23	267.69	7	108.11	7	330.53
8	240.73	25	87.951	42	126.19	59	175.9	8	447.72	24	152.96	8	175.82	8	422.93
9	391.81	26	855.38	43	162.17	60	114.62	9	54.055	25	766.36	9	54.05	9	38.241
10	232.79	27	684.43	44	54.056	61	247.2	10	162.17	26	218	10	472.61	10	199.06
11	87.951	28	270.28	45	1508	62	252.39	11	624.98	27	87.951	11	422.41	11	354.56
12	247.15	29	519.91	46	709.06	63	354.09	12	162.32	28	227.04	12	267.44	12	275.16
13	531.97	30	170.68	47	363.02	64	54.056	13	260.9	29	126.19	13	383.12	13	229.44
14	214.02	31	522.17	48	108.11	65	540.56	14	485.32	30	677.09	14	368.21	14	114.72
15	214.02	32	54.055	49	180.25	66	305.9	15	711.59	31	436.48	15	126.11	15	2236
16	87.908	33	139.04	50	240.92			16	76.482	32	114.62	16	424.11		
17	218.37	34	324.7	51	300.53							17	191.2		
												18	164.43		

L : longueurs des cours d'eau [m].

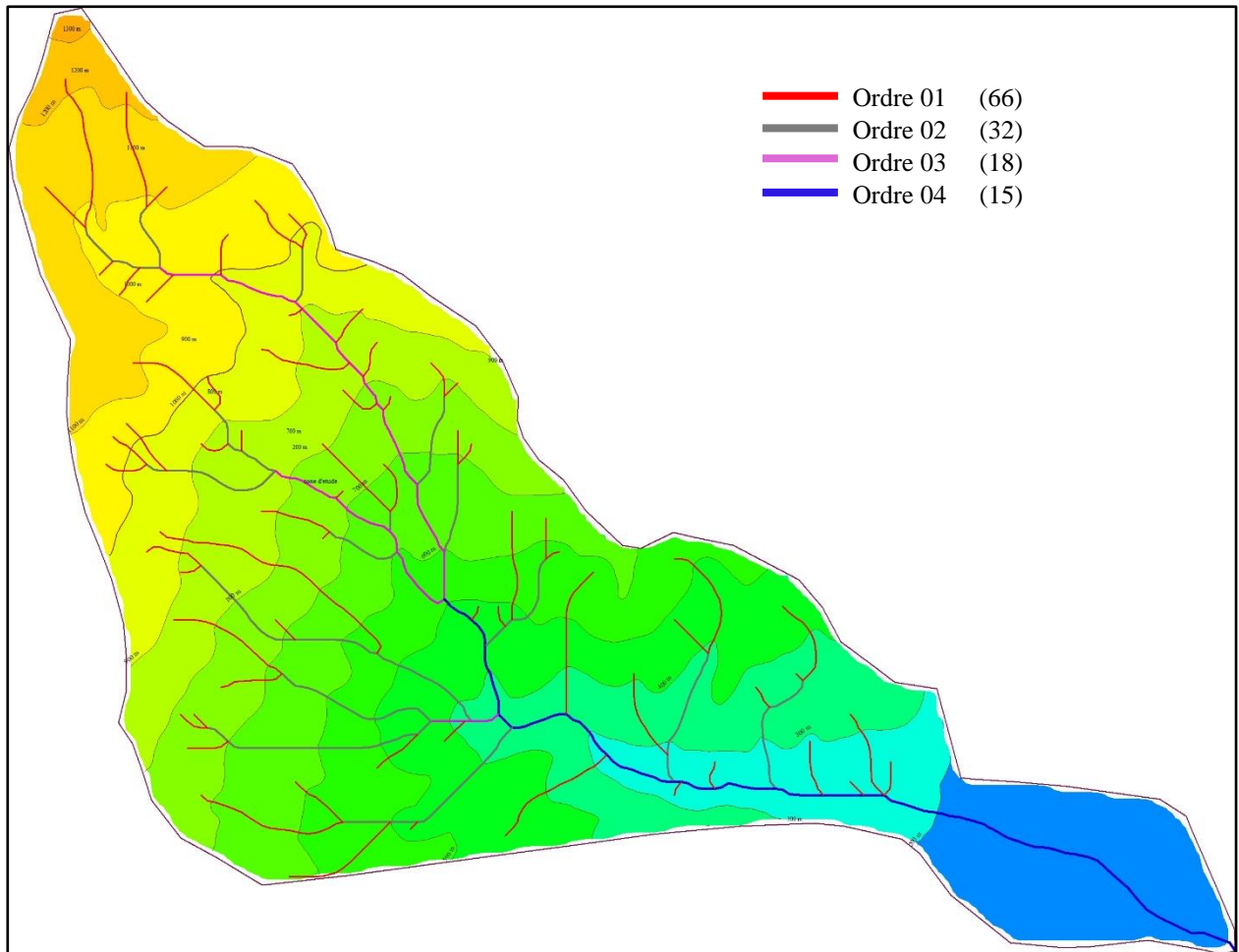


Figure (I.11) : Classification du réseau hydrographique du bassin versant Oued Tifrit.

1.5.4.2. Densité du drainage :

La densité du drainage " D_d " est un rapport de la longueur totale de tous les cours d'eau (les talwegs) permanents et temporaires " $\sum L_i$ " à la surface du bassin versant " S ". C'est un paramètre qui reflète la dynamique du bassin, la stabilité du chevelu hydrographique et le type de ruissellement superficiel. La densité du drainage dépend de la géologie, des caractéristiques topographiques du bassin et, des conditions climatologiques et anthropiques.

La densité du drainage varie entre 3 et 4 pour des régions à développement très limité et elle dépasse 1000 pour des zones où l'écoulement est très ramifié avec peu d'infiltration. Elle est donnée par l'expression suivante :

$$D_d = \frac{\sum_{i=1}^n L_i}{S} \quad (I.12)$$

- D_d : Densité du drainage en $[\text{km}/\text{km}^2]$;
- L_i : Longueur de talweg i en $[\text{km}]$;
- S : Surface du bassin versant en $[\text{km}^2]$;
- $D_d = 3 \text{ km}/\text{km}^2$.

Plus la densité du drainage est élevée plus elle traduit l'existence d'un terrain imperméable favorisant le ruissellement.

Les valeurs de nombres et de longueurs, pour différents talwegs classifiés par leurs ordres, sont figurées dans le tableau suivant :

Tableau (I.17) : Les longueurs des cours d'eau (des talwegs) du bassin versant Oued TIFRIT.

Ordre	Nombre	Longueur (m)	Longueur (Km)
1	66	20 879.49	20.88
2	32	11 712.63	11.71
3	18	4 433.47	4.43
4	15	5 398.13	5.40
Total	131	42 423.72	42.42

1.5.4.3. Fréquence de talwegs d'ordre 1 :

La fréquence de talwegs d'ordre 1 est le rapport de nombre de talwegs d'ordre 1 a la surface. Elle est exprimée par la relation (I.13).

$$F_1 = \frac{N_1}{S} \quad (I.13)$$

- F_1 : Fréquence des talwegs d'ordre 1 ;
- N_1 : Nombre de talwegs d'ordre 1 ;
- S : Surface du bassin versant en $[km^2]$;
- $F_1 = 4.65 km^{-2}$.

1.5.4.4. Coefficient de torrentialité :

Il désigne le produit de la densité du drainage par la fréquence de cours d'eau (talwegs) d'ordre élémentaire (d'ordre 1). Il se calcule comme suit :

$$C_t = D_d \times F_1 \quad (I.14)$$

- C_t : Coefficient de torrentialité $[km^{-3}]$;
- D_d : Densité du drainage en $[km/km^2]$;
- F_1 : Fréquence des talwegs d'ordre 1 ;
- $C_t = 13.95 km^{-3}$.

1.5.4.5. Temps de concentration du bassin versant " T_c " :

Le temps de concentration est utilisé pour mesurer la réponse d'un bassin versant à un événement pluvieux (réponse hydrologique). Il est défini comme le temps nécessaire à une goutte d'eau de pluie pour parcourir la distance depuis le point le plus éloigné de l'exutoire d'un bassin jusqu'à celui-ci.

❖ Longueur du cours d'eau (talweg) principal " L_p " :

Est représentée par la distance curviligne depuis l'exutoire jusqu'à la ligne du partage des eaux, en suivant toujours le segment d'ordre le plus élevé lorsqu'il y a un embranchement et par extension du dernier jusqu'à la limite topographique du bassin versant. Si les deux segments à l'embranchement sont de même ordre, on suit celui qui draine la plus grande surface.

La longueur totale de cours d'eau principal (talweg) " L_p " est obtenue à l'aide du logiciel Global Mapper $L_p = 9.58 km$.

❖ Pente moyenne de cours d'eau (talweg) principal :

La pente moyenne du cours d'eau (talweg) détermine la vitesse avec laquelle l'eau se rend à l'exutoire du bassin donc le temps de concentration. Cette variable influence donc le débit maximal

observé. Une pente abrupte favorise et accélère l'écoulement superficiel, tandis qu'une pente douce ou nulle donne à l'eau le temps de s'infiltrer, entièrement ou en partie, dans le sol.

Le calcul des pentes moyennes et partielles de cours d'eau s'effectue à partir du profil longitudinal de cours d'eau principal et de ses affluents. La méthode la plus fréquemment utilisée pour calculer la pente longitudinale du cours d'eau consiste à diviser la différence d'altitude entre les points extrêmes du profil par la longueur totale du cours d'eau.

$$I = \frac{H_{\max} - H_{\min}}{L_p} \quad (\text{I.15})$$

- I : Pente moyenne de cours d'eau (talweg) principal [m/m] ;
- H_{\max} : Altitude maximale [m] ;
- H_{\min} : Altitude minimale [m] ;
- L_p : Longueur du talweg principal [m] ;
- $I = 0.125$ m/m.

➤ Plusieurs formules sont utilisées pour calculer le temps de concentration, parmi lesquelles on trouve :

a) Formule de GIANDOTTI :

Cette relation a été développée en 1937, elle est exprimée par la formule :

$$T_c = \frac{a \times \sqrt{S} + b \times L_p}{c \times \sqrt{H_{\text{moy}} - H_{\min}}} \quad (\text{I.16})$$

- T_c : Temps de concentration [h] ;
- S : Surface du bassin versant [km²] ;
- L_p : Longueur de cours d'eau (talweg) principal [km] ;
- H_{moy} : Altitude moyenne du bassin versant [m] ;
- H_{\min} : Altitude minimale du bassin versant [m] ;
- $a = 4$; $b = 1.5$; $c = 0.8$ (pour les grands et moyens bassins d'Afrique du Nord) ;
- $T_c = 1.64$ h.

b) Formule de KIRPICH :

$$T_c = \frac{0.0195}{60} \times L_p^{0.77} \times I^{-0.385} \quad (\text{I.17})$$

- T_c : Temps de concentration [h] ;
- L_p : Longueur de cours d'eau (talweg) principal [m] ;
- I : Pente moyenne de cours d'eau (talweg) principal [m/m] ;
- $T_c = 0.84$ h.

c) Formule de SOGREAH :

Est a été développée par SOGREAH à la demande de l'ANRH en 1986/1989. Elle est recommandée pour les petits bassins versants algériens. Elle est exprimée par la formule :

$$T_c = 3 \times \left(\frac{S \times L_p}{10 \times I^{3/2}} \right)^{1/4} \quad (\text{I.18})$$

- T_c : Temps de concentration [h] ;
- S : Surface du bassin versant [km²] ;
- L_p : Longueur de cours d'eau (talweg) principal [km] ;
- I : Pente moyenne de cours d'eau (talweg) principal [%] ;

- $T_c = 1.68$ h.

d) Formule de BEFFANI A.N :

Exprimée par la relation :

$$T_c = \frac{L_p}{0.75 \times S^{1/5} \times I^{1/3}} \quad (I.19)$$

- T_c : Temps de concentration [h] ;
- L_p : Longueur de cours d'eau (talweg) principal [km] ;
- S : Surface du bassin versant [km^2] ;
- I : Pente moyenne de cours d'eau (talweg) principal [m/km] ;
- $T_c = 1.50$ h.

e) Formule de TURAZZA-PASSINI :

$$T_c = \frac{6.48}{60} \times \frac{\sqrt[3]{S \times L_p}}{\sqrt{I}} \quad (I.20)$$

- T_c : Temps de concentration [h] ;
- S : Surface du bassin versant [km^2] ;
- L_p : Longueur de cours d'eau (talweg) principal [km] ;
- I : Pente moyenne de cours d'eau (talweg) principal [m/m] ;
- $T_c = 1.57$ h.

➤ Le comparatif des résultats de différentes formules est inséré dans le tableau suivant :

Tableau (I.18) : Comparaison des résultats des formules.

Formules	Temps de concentration T_c (h)
Formule de GIANDOTTI	1.64
Formule de KIRPICH	0.84
Formule de SOGREAH	1.68
Formule de BEFFANI A.N.	1.50
Formule de TURAZZA-PASSINI	1.57

Le bassin versant Oued TIFRIT est d'une petite superficie, subséquemment on opte pour le temps de concentration " T_c " obtenu par la formule de SOGREAH sachant qu'elle est recommandée pour les petits bassins versants algériens.

I.5.4.6. Vitesse du ruissellement :

Prenant le temps de concentration obtenu par la formule développée par SOGREAH. Pour notre bassin versant objet d'étude, la vitesse du ruissellement " V_r " s'exprime par la formule :

$$V_r = \frac{L_p}{T_c} \quad (I.21)$$

- L_p : Longueur du cours d'eau (talweg) principal [Km] ;
- T_c : Temps de concentration [h] ;
- $V_r = 5.70$ km/h ou (1.58 m/s).

Tableau (I.19) : Récapitulatif des caractéristiques morphométriques et hydrographiques du bassin versant Oued TIFRIT.

Désignation		Symboles	Unités	Valeurs
Superficie		S	km ²	14.18
Périmètre		P	km	20.83
Longueur du Talweg principal		L _p	km	9.58
Indice de compacité		K _C	/	1.55
Rectangle équivalent	Longueur	L _r	km	8.71
	Largeur	l _r		1.64
Coefficient d'allongement		E	/	2.31
Altitudes	Maximale	H _{max}	m	1340
	Moyenne	H _{moy} (Alt _{moy})	m	640.68
	Minimale	H _{min}	m	140
	Médiane 50 %	H _{50%}	m	680
	Altitude 95 %	H _{95%}	m	205
	Altitude 5 %	H _{5%}	m	1200
Indice de pente moyenne		I _{moy}	m/km	137.77
Indice de pente globale		I _g	m/km	114.24
Dénivelée spécifique		D _s	m	430
Pente moyenne de BV		P _{moy}	m/km	255.10
Densité du drainage		D _d	km/km ²	3.0
Fréquence de talwegs d'ordre 1		F ₁	km ⁻²	4.65
Coefficient de torrentialité		C _t	Km ⁻³	13.95
Pente moyenne du cours d'eau (talweg) principal		I	m/m	0.125
Temps de concentration		T _c	h	1.68
Vitesse du ruissellement		V _r	km/h	5.70

I.6. Conclusion :

Le présent chapitre avait pour but de faire ressortir les caractéristiques morphométriques du bassin versant Oued TIFRIT à l'aide des données, entre autres, de télédétection et des SIG. En effet, ces caractéristiques peuvent être utilisées pour une prévision des risques hydrologiques surtout dans le contexte actuel marqué par les changements climatiques ; Il ressort que le bassin versant objet d'étude, se caractérise par une forme allongée, de la valeur d'indice de Gravelius (1.55), du rapport d'allongement (2.31) et du temps de concentration (1.68 h). L'analyse du drainage a révélé que le réseau hydrographique de la zone d'étude peut être hiérarchisé en 04 ordres en nous appuyant sur la classification de Strahler.

Ce réseau de nature dendritique présente une texture intermédiaire et une densité du drainage de 3,00 km/km². Bien que l'étude des paramètres morphométriques réalisées dans ce travail n'ait pas été exhaustive, les résultats issus de la présente étude peuvent néanmoins permettre une modélisation du fonctionnement hydrologique du bassin versant Oued Tifrit.

C

hapitre II

Traitement statistique des
données et étude des apports

II.1. Introduction :

La pluviométrie est un facteur climatologique essentiel dans l'analyse hydrologique, elle permet l'évaluation :

- Des moyennes pluviométriques interannuelles ;
- Du régime mensuel des précipitations ;
- Et des caractéristiques des pluies maximales journalières.

Le calcul de la pluviométrie dépend des observations au site objet d'études :

- Données disponibles représentatives ;
- Données disponibles non représentatives ;
- Données inexistantes.

L'analyse des précipitations vise plusieurs objectifs et notamment l'évaluation des paramètres pluviométriques interannuelles et mensuelles et des pluies maximales journalières dont dépendent l'estimation des caractéristiques des crues.

L'estimation des débits de crues a pour objectif de définir la nature et les dimensions des ouvrages de protection à préconiser pour le traitement des oueds, leur estimation va s'effectuer par différentes méthodes : relations empiriques, outils de calculs développés à l'aide de données locales et analogies.

Il existe plusieurs outils d'évaluation des débits liquides, élaborés par différents auteurs, depuis 1948. Ces relations sont valables pour des conditions géographiques particulières, leurs résultats de calcul sont exprimés dans des unités de mesures différentes : lame écoulée (L_e en m ou en mm), débit spécifique (q en l/s.km²), volume (V en hm³).

L'estimation des apports annuels permet, en dehors du dimensionnement des ouvrages, de mieux appréhender les caractéristiques des crues et transports solides,

II.2. Série pluviométrique d'Akbou :

Dans l'étude d'un projet d'aménagement, l'analyse des données pluviométriques disponibles est la première étape à considérer. Pour cela on a besoin d'une série pluviométrique :

- Qui comporte le maximum de valeurs de précipitation journalières pour la plus longue période possible ;
- Qui sera très proche de la zone objet d'étude.

Notre étude sera basée sur les données enregistrées au niveau de la station pluviométrique de Tizi N'slib 15 10 02 (commune d'Akbou).

Le pluviomètre de la station a fonctionné pendant 50 ans de 1968 à 2017. La série pluviométrique de la station d'Akbou est donnée dans le tableau suivant :

Tableau (II.1) : Série pluviométrique de la station d'Akbou.

Station : AKBOU ; Code ANRH : 15 10 02 ; Coordonnées : X= 334.50 m ; Y=137.00 m ; Z= 240 m ; Période : 1968 - 2017							
OBS	Année	P _{an} (mm)	P _{j,max} (mm)	OBS	Année	P _{an} (mm)	P _{j,max} (mm)
Obs.1	1968	334.3	49	Obs.26	1993	270.6	46.7
Obs.2	1969	657.9	30	Obs.27	1994	500.3	47.1
Obs.3	1970	382.7	37.5	Obs.28	1995	451.4	44.9
Obs.4	1971	688.4	40	Obs.29	1996	239.7	33.4
Obs.5	1972	656.3	34	Obs.30	1997	497.4	36.2
Obs.6	1973	513.2	30	Obs.31	1998	419	48.7

Obs.7	1974	315.5	34	Obs.32	1999	286.5	41.3
Obs.8	1975	527.6	31	Obs.33	2000	358.9	32.3
Obs.9	1976	328.9	36	Obs.34	2001	231.6	28
Obs.10	1977	323.8	37.8	Obs.35	2002	688.3	28.8
Obs.11	1978	360	56.2	Obs.36	2003	544.3	29.3
Obs.12	1979	334.6	46.8	Obs.37	2004	408.8	23.4
Obs.13	1980	425.6	47.2	Obs.38	2005	417.3	71.7
Obs.14	1981	454.8	39	Obs.39	2006	450.9	37.4
Obs.15	1982	389	56.6	Obs.40	2007	525.5	42.7
Obs.16	1983	367.7	37.3	Obs.41	2008	549.3	39.7
Obs.17	1984	475.3	27.5	Obs.42	2009	411.5	29.3
Obs.18	1985	376.4	51.5	Obs.43	2010	488.4	64.2
Obs.19	1986	507	39.5	Obs.44	2011	475.4	20.9
Obs.20	1987	284.7	33.4	Obs.45	2012	507.8	50.1
Obs.21	1988	393.2	24.1	Obs.46	2013	390.8	31.9
Obs.22	1989	314.4	42.3	Obs.47	2014	530.2	85.5
Obs.23	1990	450.8	44.8	Obs.48	2015	402	48.5
Obs.24	1991	430.5	15.9	Obs.49	2016	429	33.2
Obs.25	1992	367.2	35	Obs.50	2017	543.1	25.8

II.2.1. Traitement des données de la pluviométrie :

Les critères de choix sont liés à un ajustement graphique d'abord et ensuite à un test de dispersion. L'allure des points permet d'accepter ou de rejeter la loi (toute sinuosité, mauvaise courbure ou cassure de pente est considérée comme un mauvais ajustement).

Quel que soit la loi théorique d'ajustement d'une série pluviométrique, le procédé de calcul est toujours le même. Il consiste à :

- Classer les valeurs de la série par ordre croissant ou décroissant selon qu'on travaille à la fréquence au non dépassement ou au dépassement ;
- Affecter un numéro d'ordre (un rang) aux valeurs classées ;
- Calculer pour chaque valeur de précipitation la fréquence expérimentale par une formule empirique, généralement on utilise la loi de HAZEN donnée par la formule suivante :

$$f(x) = \frac{m - 0.5}{n} \quad (\text{II.1})$$

m : Rang de précipitation ;

n : Taille de la série (nombre d'observations).

- Calculer la variable réduite de Gauss ;
- Calculer les caractéristiques empiriques de la série à savoir : moyenne, écart type, coefficient de variation, ...etc ;
- Tracer la droite ou la courbe théorique appropriée ;
- Lire ou calculer la valeur extrême (quantile), c'est-à-dire la valeur correspondante à une probabilité donnée ;
- Tester l'adéquation de la loi d'ajustement ;
- Calculer l'intervalle de confiance en général à "IC %" sur les caractéristiques empiriques de la série et, sur l'ou les valeurs sont extrêmes.

II.2.2. Présentation des caractéristiques de la série :

Le tableau (II.2) représente les caractéristiques de la série pluviométrique d'Akbou

Tableau (II.2) : Caractéristiques de la série pluviométrique de la station d'Akbou.

Caractéristiques	La valeur
Nombre d'observation	50
Minimum (mm)	15.9
Moyenne (mm)	39.5
Maximum (mm)	85.5
L'écart type (mm)	12.7
Médiane (mm)	37.45
Coefficient de variation (C _v)	0.322

II.2.3. Choix de la loi d'ajustement :

Les pluies maximales journalières de rares fréquences sont des pluies génératrices des crues d'importants débits, contre lesquels il faut protéger les différentes infrastructures. L'analyse fréquentielle d'une série de pluies maximales permet d'estimer le temps de retour d'une valeur particulière. L'ajustement aux lois de Gumbel (double exponentiel) et Galton (log normal) présentés ci-après, porte sur le poste pluviométrique le plus représentatif de la zone d'étude.

L'ajustement des pluies maximales journalières sera traité par l'application Hydrolab-2018 développé par J.P. LABORDE de l'Université de Nice - Sophia Antipolis.

II.2.3.1. Ajustement de la série pluviométrique à la loi de Gumbel : [5]

Cette loi a une fonction de répartition à double exponentiel qui s'exprime selon la formule :

$$f(x) = e^{-e^{-y}} \quad (\text{II.2})$$

$f(x)$: Fréquence au non dépassement de la valeur de x ;

y : Est la variable réduite de Gumbel, elle est exprimée par la formule suivante :

$$y = a(x - x_0) \quad (\text{II.3})$$

a, x_0 : Coefficients d'ajustement où " x_0 " est un paramètre de position (mode) et " x_0 " est un paramètre d'échelle différent de zéro et positif.

Avant l'ajustement d'une série pluviométrique nous suivons les étapes suivantes :

- Classer les valeurs par ordre croissant en leur affectant un numéro d'ordre (un rang) ;
- Calculer les caractéristiques empiriques de la série ;
- Calculer la variable de Gumbel pour chaque valeur observée comme suit :

$$y = -\ln(-\ln(f(x))) \quad (\text{II.4})$$

- Reporter les valeurs observées ;
- Calculer le coefficient de corrélation entre les valeurs observées et la variable de Gumbel par la formule suivante :

$$r(X, Y) = \frac{\sum_1^n (x_i - x_{\text{moy}})(y_i - y_{\text{moy}})}{\sqrt{\sum_1^n (x_i - x_{\text{moy}})^2 \times \sum_1^n (y_i - y_{\text{moy}})^2}} \quad (\text{II.5})$$

- Sachant que X_{moy} et Y_{moy} sont les moyennes arithmétiques des variables x et y données par les formules suivantes :

$$X_{\text{moy}} = \frac{\sum_1^n (x_i)}{n} \quad (\text{II.6})$$

$$Y_{\text{moy}} = \frac{\sum_{i=1}^n (y_i)}{n} \quad (\text{II.7})$$

- Calculer les paramètres d'ajustement " $\frac{1}{a}$ " qui est la pente de la droite d'ajustement (de Gumbel) et, " X_0 " qui est l'ordonnée à l'origine, ils sont exprimés par les équations suivantes :

$$\frac{1}{a} = \frac{\sqrt{6}}{\pi} \sigma_x \quad (\text{II.8})$$

$$X_0 = X_{\text{moy}} - \frac{1}{a} Y_{\text{moy}} \quad (\text{II.9})$$

- Calculer le coefficient de variation de "y", il est donné par la formule suivante :

$$C_v = \frac{\sigma_y}{Y_{\text{moy}}} \quad (\text{II.10})$$

Tel que : σ_x , σ_y sont des écart-type donnés par les formules suivantes :

$$\sigma_x = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^{i=n} (X_i - X_{\text{moy}})^2}{n-1}} \quad (\text{II.11})$$

$$\sigma_y = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^{i=n} (y_i - y_{\text{moy}})^2}{n-1}} \quad (\text{II.12})$$

- Tracer la droite de Gumbel dont l'équation est donnée par l'expression suivante :

$$X = \frac{1}{a} Y + X_0 \quad (\text{II.13})$$

- Calculer les limites X_1 et X_2 de l'intervalle de confiance à " $\alpha\%$ " de telle sorte que la probabilité : $P(X_1) \leq P(u) \leq P(X_2) = \alpha$. Où $P(X_1)$ et $P(X_2)$ sont exprimés par les équations suivantes :

$$P(X_1) = P(u) - h_1 \sigma \quad (\text{II.14})$$

$$P(X_2) = P(u) + h_2 \sigma \quad (\text{II.15})$$

- $P(u)$: valeur théorique calculée par Gumbel ;

- $P(X_1)$, $P(X_2)$: Borne inférieure et borne supérieure de l'intervalle de confiance ;

- h_1 et h_2 sont des paramètres dépendant de la taille de la série "n", de la fréquence et de la valeur de α , ils sont donnés par la formule (II.16) développée par CTGREF 1978 (Centre Technique de Génie Rural des Eaux et des Forêts) : [6]

$$h_{1,2} = \frac{\frac{Z_a}{\sqrt{n}} \sqrt{1 + 1.396 \times k_i + 1.1 \times k_i^2} \mp \frac{Z_a^2}{n} \cdot 1.1 \times k_i + Y_{\text{moy}}}{1 - \frac{1.1 \times Z_a^2}{n}} \quad (\text{II.16})$$

Tel que :

- Z_a : Est la variable réduite de Gauss correspondant à la fréquence au non-dépassement ;

- k_i : Est la variable réduite de Gumbel correspondant à la fréquence au non-dépassement, ramenée à sa moyenne et à son écart-type ; est donnée par la formule suivante :

$$k_i = \frac{\sqrt{6}}{\pi} (u_i - y_{\text{moy}}) \quad (\text{II.17})$$

II.2.3.1.1. Valeurs d'ajustement à la loi de Gumbel :

Le résultat d'ajustement par la loi de Gumbel est dans le tableau suivant :

Tableau (II.3) : Résultats d'ajustement par la loi de Gumbel.

Ajustement à une loi de Gumbel					% U Anderson = 0.460			
Mode= 33.8225786			Taille n= 50		I.C. (en%)= 95			
Gradex= 9.92274075			Nb au départ (51)		U Gauss = 1.960			
Observations classées	Valeurs classées	Ordre de classement	Fréquence expérimentale	Variable réduite	Valeur Expérimentale	Valeur théorique	Borne inférieure	Borne supérieure
Obs.24	15.9	1	0.010	-1.527	15.9	18.669	11.747	22.947
Obs.44	20.9	2	0.030	-1.255	20.9	21.373	15.377	25.226
Obs.37	23.4	3	0.050	-1.097	23.4	22.935	17.446	26.571
Obs.21	24.1	4	0.070	-0.978	24.1	24.118	18.993	27.606
Obs.50	25.8	5	0.090	-0.879	25.8	25.103	20.268	28.483
Obs.17	27.5	6	0.110	-0.792	27.5	25.966	21.374	29.264
Obs.34	28	7	0.130	-0.713	28	26.747	22.363	29.982
Obs.35	28.8	8	0.150	-0.640	28.8	27.469	23.266	30.655
Obs.36	29.3	9	0.170	-0.572	29.3	28.146	24.104	31.297
Obs.42	29.3	10	0.190	-0.507	29.3	28.789	24.890	31.916
Obs.2	30	11	0.210	-0.445	30	29.406	25.634	32.519
Obs.6	30	12	0.230	-0.385	30	30.002	26.344	33.112
Obs.8	31	13	0.250	-0.327	31	30.581	27.025	33.697
Obs.46	31.9	14	0.270	-0.270	31.9	31.148	27.681	34.279
Obs.33	32.3	15	0.290	-0.213	32.3	31.705	28.317	34.860
Obs.49	33.2	16	0.310	-0.158	33.2	32.255	28.935	35.443
Obs.20	33.4	17	0.330	-0.103	33.4	32.799	29.538	36.029
Obs.29	33.4	18	0.350	-0.049	33.4	33.340	30.128	36.621
Obs.5	34	19	0.370	0.006	34	33.880	30.708	37.220
Obs.7	34	20	0.390	0.060	34	34.420	31.279	37.829
Obs.25	35	21	0.410	0.115	35	34.961	31.843	38.448
Obs.9	36	22	0.430	0.170	36	35.506	32.401	39.080
Obs.30	36.2	23	0.450	0.225	36.2	36.055	32.956	39.725
Obs.16	37.3	24	0.470	0.281	37.3	36.611	33.508	40.387
Obs.39	37.4	25	0.490	0.338	37.4	37.174	34.060	41.066
Obs.3	37.5	26	0.510	0.395	37.5	37.747	34.613	41.764
Obs.10	37.8	27	0.530	0.454	37.8	38.331	35.169	42.484
Obs.14	39	28	0.550	0.514	39	38.927	35.730	43.226
Obs.19	39.5	29	0.570	0.576	39.5	39.538	36.296	43.995
Obs.41	39.7	30	0.590	0.639	39.7	40.167	36.872	44.793
Obs.4	40	31	0.610	0.705	40	40.814	37.457	45.622
Obs.32	41.3	32	0.630	0.772	41.3	41.484	38.056	46.486
Obs.22	42.3	33	0.650	0.842	42.3	42.179	38.671	47.389
Obs.40	42.7	34	0.670	0.915	42.7	42.903	39.305	48.337
Obs.23	44.8	35	0.690	0.991	44.8	43.660	39.961	49.335

Obs.28	44.9	36	0.710	1.072	44.9	44.455	40.644	50.389
Obs.26	46.7	37	0.730	1.156	46.7	45.294	41.359	51.508
Obs.12	46.8	38	0.750	1.246	46.8	46.185	42.112	52.702
Obs.27	47.1	39	0.770	1.342	47.1	47.137	42.909	53.985
Obs.13	47.2	40	0.790	1.445	47.2	48.162	43.761	55.371
Obs.48	48.5	41	0.810	1.557	48.5	49.274	44.680	56.883
Obs.31	48.7	42	0.830	1.680	48.7	50.495	45.682	58.548
Obs.1	49	43	0.850	1.817	49	51.852	46.788	60.406
Obs.45	50.1	44	0.870	1.971	50.1	53.384	48.030	62.513
Obs.18	51.5	45	0.890	2.150	51.5	55.152	49.454	64.951
Obs.11	56.2	46	0.910	2.361	56.2	57.252	51.137	67.855
Obs.15	56.6	47	0.930	2.623	56.6	59.852	53.210	71.463
Obs.43	64.2	48	0.950	2.970	64.2	63.295	55.941	76.255
Obs.38	71.7	49	0.970	3.491	71.7	68.467	60.020	83.475
Obs.47	85.5	50	0.990	4.600	85.5	79.469	68.646	98.886

Le graphe d'ajustement est donné dans la figure suivante :

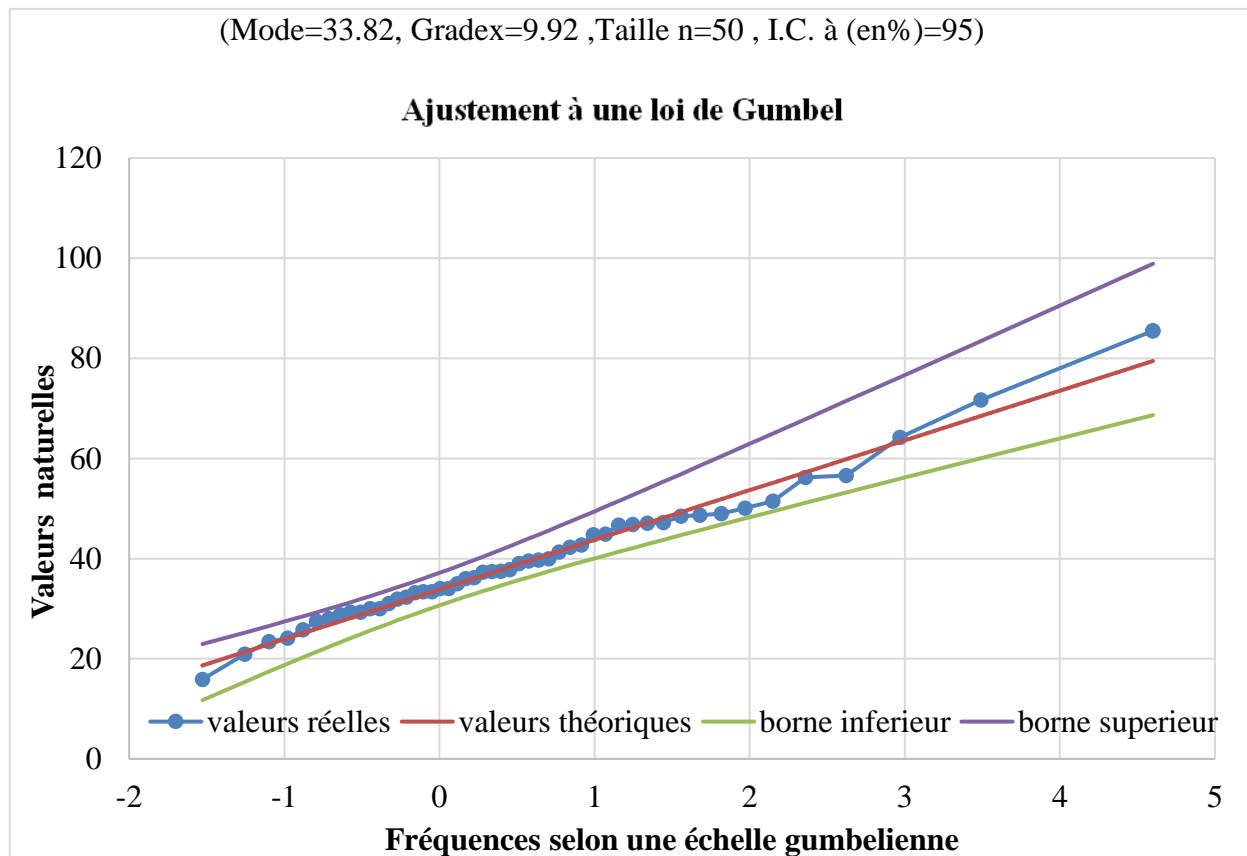


Figure (II.1) : Graphe d'ajustement de Gumbel.

II.2.3.1.2. Pluies de Gumbel pour différentes périodes de retour : [7]

Pour Calculer la pluie maximale journalière pour différentes périodes de retour on utilise la formule (II.18) (l'équation de la droite de Gumbel) on aura :

$$P_{j,max}(T) = \frac{1}{a} Y(T) + X_0 \tag{II.18}$$

En remplaçant " $\frac{1}{a}$ " par sa valeur de la formule (II.8), $Y(T)$ par sa valeur de la formule (II.4), X_0 par sa valeur de la formule (II.9) et $f(T)$ par sa valeur donnée par la formule suivante :

$$f(T) = 1 - \frac{1}{T} \quad (\text{II.19})$$

On aura :

$$P_{j_{\max}}(T) = \frac{\sqrt{6}}{\pi} \sigma_x \left(\left(-\ln \left(-\ln \left(1 - \frac{1}{T} \right) \right) \right) - Y_{\text{moy}} \right) + X_{\text{moy}} \quad (\text{II.20})$$

Le résultat de calcul d'ajustement pour les différentes périodes de retour de la station pluviométrique est donné dans le tableau suivant :

Tableau (II.4) : Résultat d'ajustement par la loi de Gumbel pour les périodes de retour appropriées.

Période de retour (ans)	2	5	10	25	50	100	1000
Fréquence	0.500	0.800	0.900	0.960	0.980	0.990	0.999
Valeur du $P_{j_{\max}}$ (mm)	37.46	48.71	56.15	65.56	72.54	79.47	102.36

II.2.3.1.3. Test d'Anderson : [5]

Pour chaque ajustement on calcule la valeur du W_n^2 d'Anderson-Darling par la formule suivante :

$$W_n^2 = -n - \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n ((2i-1)\text{Ln}[F(x_i)] + (2n-2i+1)\text{Ln}[F(x_i)]) \quad (\text{II.21})$$

Et on évalue la probabilité pour que cette valeur soit dépassée du seul fait du hasard alors que la loi ajustée serait la bonne. Ici la probabilité d'être dépassée est de 0.46 (46%), cette probabilité est suffisamment forte pour ne pas rejeter l'hypothèse d'un ajustement satisfaisant. A priori on retient les seuils suivants :

- Probabilité > 0.1 (10 %) ajustement satisfaisant (surligné de vert) ;
- 0.1 (10 %) > probabilité > 0.05 (5 %) ajustement douteux (surligné d'orange) ;
- Probabilité < 0.05 (5 %) ajustement à rejeter (surligné de rouge).

II.2.3.2. Ajustement de la série pluviométrique à la loi log normal (Galton) : [7]

Cette loi est parfois appelée loi de Galton. Elle est habituellement notée $\text{Log N}(\mu, \sigma^2)$ dans le cas d'une seule variable ou $\text{Log N}(\mu, \Sigma)$ dans un contexte multidimensionnel.

Une variable aléatoire "X" a une distribution log normale lorsque : $Y = \ln X$ est normale. La loi de Galton résulte de la loi normale mais rendue dissymétrique par un changement de variables. Sa fonction de répartition est donnée par la formule suivante :

$$F(X) = \frac{1}{\sqrt{2\pi}} \int_{-\infty}^u e^{-\frac{1}{2}u^2} du \quad (\text{II.22})$$

La variable réduite u est de la forme :

$$U = \frac{\ln x - \overline{\ln x}}{\sigma_{\ln x}} \quad (\text{II.23})$$

- $\overline{\ln x}$: Moyenne arithmétique de la série des valeurs initiales transformées en logarithme ;
- $\sigma_{\ln x}$: Écart type de la série transformée en logarithme.

L'équation de la variable réduite présentée sous la forme $\ln x = \overline{\ln x} + U\sigma_{\ln x}$ est l'équation d'une droite sur papier Gausso-logarithmique avec en abscisse l'échelle gaussienne et en ordonnée l'échelle logarithmique.

Avant l'ajustement d'une série pluviométrique nous suivons les étapes suivantes :

- Classement des valeurs par ordre croissant (fréquence au non dépassement) ;
- Calcul de la fréquence expérimentale ;
- Calcul des caractéristiques empiriques de la série initiales \bar{x} et σ ;
- Calcul des caractéristiques de la série transformée en logarithme $\overline{\ln x}$ et $\sigma_{\ln x}$;
- Report des valeurs sur papier Gausso-logarithmique ;
- Détermination de la droite de Galton $\ln x = \overline{\ln x} + U\sigma_{\ln x}$;
- Détermination de la valeur extrême soit graphiquement sur la droite soit analytiquement par :

$$X_{p\%} = e^{\ln X_{p\%}} = e^{\overline{\ln X} + U_{p\%} \times \sigma_{\ln X}} \tag{II.24}$$

La variable réduite se trouve sous la forme :

$$u = \frac{\ln(x-x_0) - a}{b} \tag{II.25}$$

La variable $\log(x-x_0)$ suit une loi de Gauss à deux (02) paramètres, avec : "a" moyenne des $\overline{\log(x-x_0)}$ et "b" l'écart type des $\log(x-x_0)$.

L'introduction du paramètre de position " x_0 " permet un ajustement de la loi log-normale, lorsque la droite des fréquences expérimentales tracée sur papier Galton présente une concavité prononcée vers le haut ou vers le bas à l'une des deux (02) extrémités. Si la concavité est vers le haut on la corrige avec un " x_0 " négatif, si elle est vers le bas, elle est corrigée par un " x_0 " positif.

On passe de la loi de Gauss à la loi de Galton en faisant le changement de variable de "x" en $\log(x-x_0)$. Cette loi fait intervenir trois paramètres dont " x_0 " est le paramètre de position qui peut être déterminé graphiquement ou analytiquement.

"a" et "b" sont des coefficients d'ajustement qui peuvent être déterminés par la méthode des moments ou la méthode du maximum de vraisemblance.

II.2.3.2.1. Valeurs d'ajustement à la loi de Galton :

Le résultat d'ajustement par la loi de Galton est dans le tableau suivant :

Tableau (II.5) : Résultats d'ajustement par la loi log normal.

Ajustement à une loi de Galton						% U Anderson = 0.449		
Moyenne de $\ln(x-x_0) = 3.63$		Seuil $x_0 = 0$		Taille $n = 50$		I.C. (en%) = 95		
Écart-type de $\ln(x-x_0) = 0.31$				Nb au départ (51)		U Gauss = 1.960		
Observations classées	Valeurs classées	Ordre de classement	Fréquence expérimentale	Variable réduite	Valeur expérimentale	Valeur théorique	Borne inférieure	Borne supérieure
Obs.24	15.9	1	0.010	-2.326	15.9	18.369	15.033	21.191
Obs.44	20.9	2	0.030	-1.881	20.9	21.084	17.759	23.895
Obs.37	23.4	3	0.050	-1.645	23.4	22.681	19.383	25.482
Obs.21	24.1	4	0.070	-1.476	24.1	23.898	20.629	26.695
Obs.50	25.8	5	0.090	-1.341	25.8	24.918	21.674	27.713
Obs.17	27.5	6	0.110	-1.227	27.5	25.814	22.595	28.612
Obs.34	28	7	0.130	-1.126	28	26.627	23.429	29.430
Obs.35	28.8	8	0.150	-1.036	28.8	27.378	24.200	30.190
Obs.36	29.3	9	0.170	-0.954	29.3	28.084	24.924	30.907
Obs.42	29.3	10	0.190	-0.878	29.3	28.755	25.610	31.592
Obs.2	30	11	0.210	-0.806	30	29.398	26.266	32.253

Obs.6	30	12	0.230	-0.739	30	30.019	26.898	32.895
Obs.8	31	13	0.250	-0.674	31	30.622	27.511	33.522
Obs.46	31.9	14	0.270	-0.613	31.9	31.212	28.108	34.139
Obs.33	32.3	15	0.290	-0.553	32.3	31.791	28.691	34.748
Obs.49	33.2	16	0.310	-0.496	33.2	32.362	29.264	35.353
Obs.20	33.4	17	0.330	-0.440	33.4	32.927	29.829	35.955
Obs.29	33.4	18	0.350	-0.385	33.4	33.488	30.387	36.557
Obs.5	34	19	0.370	-0.332	34	34.047	30.939	37.160
Obs.7	34	20	0.390	-0.279	34	34.605	31.489	37.767
Obs.25	35	21	0.410	-0.228	35	35.164	32.036	38.380
Obs.9	36	22	0.430	-0.176	36	35.725	32.583	38.999
Obs.30	36.2	23	0.450	-0.126	36.2	36.290	33.130	39.627
Obs.16	37.3	24	0.470	-0.075	37.3	36.860	33.679	40.266
Obs.39	37.4	25	0.490	-0.025	37.4	37.437	34.232	40.917
Obs.3	37.5	26	0.510	0.025	37.5	38.022	34.788	41.582
Obs.10	37.8	27	0.530	0.075	37.8	38.617	35.351	42.264
Obs.14	39	28	0.550	0.126	39	39.224	35.920	42.965
Obs.19	39.5	29	0.570	0.176	39.5	39.844	36.499	43.686
Obs.41	39.7	30	0.590	0.228	39.7	40.480	37.088	44.432
Obs.4	40	31	0.610	0.279	40	41.134	37.689	45.204
Obs.32	41.3	32	0.630	0.332	41.3	41.808	38.305	46.007
Obs.22	42.3	33	0.650	0.385	42.3	42.505	38.937	46.844
Obs.40	42.7	34	0.670	0.440	42.7	43.229	39.589	47.720
Obs.23	44.8	35	0.690	0.496	44.8	43.984	40.263	48.640
Obs.28	44.9	36	0.710	0.553	44.9	44.774	40.964	49.612
Obs.26	46.7	37	0.730	0.613	46.7	45.605	41.695	50.642
Obs.12	46.8	38	0.750	0.674	46.8	46.483	42.462	51.740
Obs.27	47.1	39	0.770	0.739	47.1	47.418	43.272	52.919
Obs.13	47.2	40	0.790	0.806	47.2	48.420	44.133	54.192
Obs.48	48.5	41	0.810	0.878	48.5	49.502	45.056	55.581
Obs.31	48.7	42	0.830	0.954	48.7	50.684	46.055	57.111
Obs.1	49	43	0.850	1.036	49	51.991	47.149	58.818
Obs.45	50.1	44	0.870	1.126	50.1	53.458	48.367	60.754
Obs.18	51.5	45	0.890	1.227	51.5	55.141	49.749	62.998
Obs.11	56.2	46	0.910	1.341	56.2	57.124	51.362	65.673
Obs.15	56.6	47	0.930	1.476	56.6	59.561	53.322	69.003
Obs.43	64.2	48	0.950	1.645	64.2	62.760	55.860	73.438
Obs.38	71.7	49	0.970	1.881	71.7	67.512	59.570	80.154
Obs.47	85.5	50	0.990	2.326	85.5	77.491	67.170	94.689

Le graphe d'ajustement est donné dans la figure suivante :

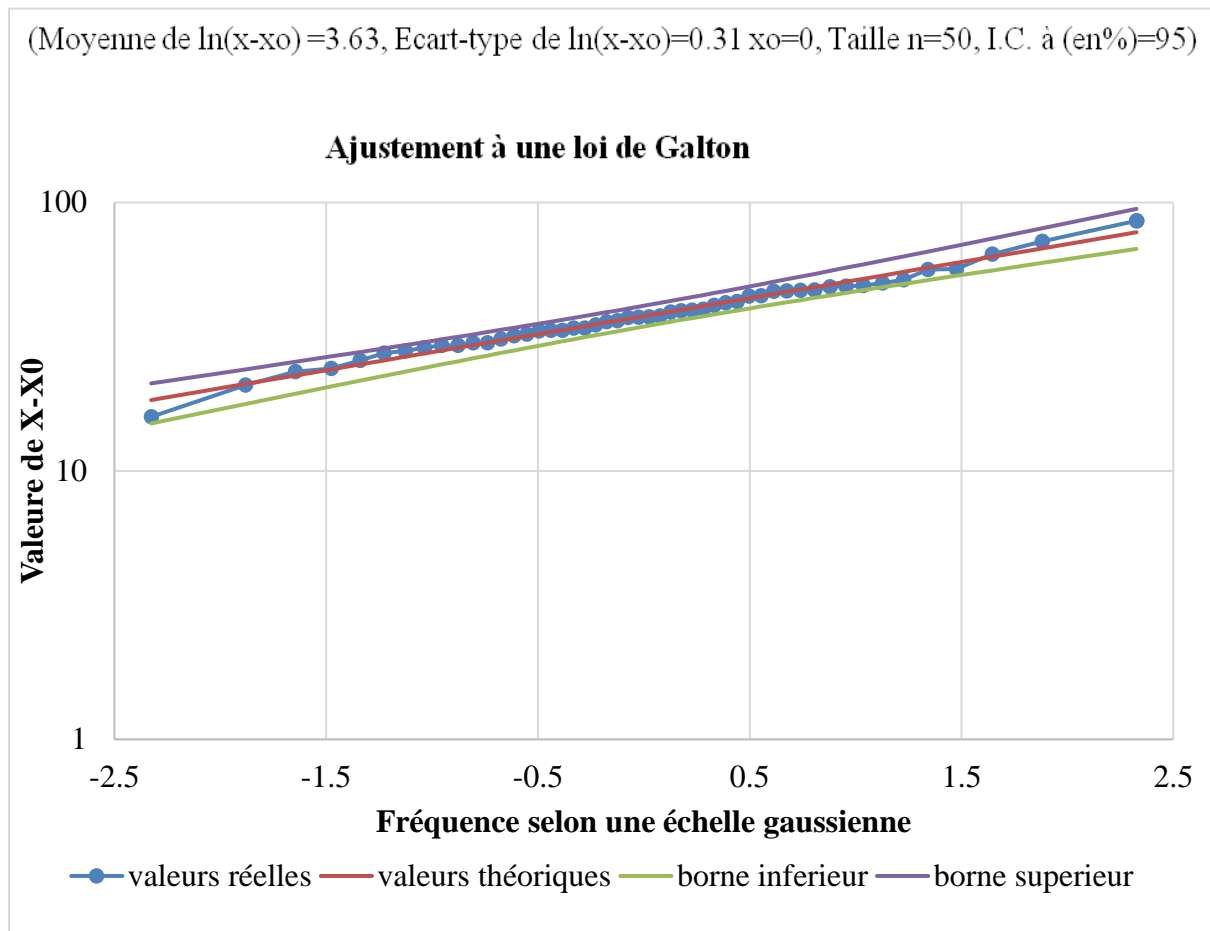


Figure (II.2) : Graphe d'ajustement de la loi log normal.

II.2.3.2.2. Pluies de log normal pour différentes périodes de retour : [7]

Reporter les valeurs " $P_{j,max}$ " sur papier Galton $P_{j,max} = f F(x)$ ou en absence de papier Galton, travailler avec la variable réduite "u" et tracer le graphe $\ln P_{j,max} = f(u)$; u étant la variable réduite qui est égale à :

$$u = \frac{\ln P_{j,max} - \overline{\ln P_{j,max}}}{\sigma_{\ln P_{j,max}}} \tag{II.26}$$

Pour Calculer la pluie maximale journalière pour les différentes périodes de retour on utilise les formules (II.27) ou (II.28) (les équations de la droite de Galton) :

$$\ln P_{j,max}(T) = \overline{\ln P_{j,max}} + \sigma_{\ln P_{j,max}} \times u \tag{II.27}$$

$$P_{j,max}(T) = e^{(\overline{\ln P_{j,max}} + \sigma_{\ln P_{j,max}} \times u)} \tag{II.28}$$

Le résultat de calcul d'ajustement pour les différentes périodes de retour de la station pluviométrique est donné dans le tableau suivant :

Tableau (II.6) : Résultat d'ajustement par la loi de Galton pour les périodes de retour appropriées.

Période de retour (ans)	2	5	10	25	50	100	1000
Fréquence	0.500	0.800	0.900	0.960	0.980	0.990	0.999
Valeur du $P_{j,max}$ (mm)	37.8	48.9	56.1	64.85	71.22	77.49	98.15

II.2.3.2.3. Test d'Anderson : [5]

Pour chaque ajustement on calcule la valeur du W_n^2 d'Anderson-Darling par la formule (II.21).

Et on évalue la probabilité pour que cette valeur soit dépassée du seul fait du hasard alors que la loi ajustée serait la bonne. Ici la probabilité d'être dépassée est de 0.449 (44.9 %), cette probabilité est suffisamment forte pour ne pas rejeter l'hypothèse d'un ajustement satisfaisant. A priori on retient les seuils suivants :

- Proba > 0.1 (10 %) ajustement satisfaisant (surligné de vert) ;
- 0.1 (10 %) > proba > 0.05 (5 %) ajustement douteux (surligné d'orange) ;
- Proba < 0.05 (5 %) ajustement à rejeter (surligné de rouge).

II.2.3.2.4. Comparatif des résultats d'ajustement :

D'après l'ajustement de la série par les deux lois Gumbel et Log-normal. On constate que le modèle de Galton montre une adéquation plus nette et nous montre que la distribution statistique présente un caractère nettement symétrique.

II.3. Pluies de courte durée : [8]

La recherche de la loi Intensité-Durée-Fréquence (IDF) s'effectue sur la base des enregistrements pluviographiques recueillis sur les stations de la région d'étude.

Généralement, pour chaque durée fixée on sélectionne la valeur de l'intensité en fonction de la période de retour choisie et on calcule par la suite la hauteur de pluie, de fréquence et de durée choisie.

Nous avons pris en considération l'étude des Intensités-durées-fréquences la plus récente de l'ANRH, réalisée dans le cadre de « l'étude générale des crues du Nord de l'Algérie – Outils de calcul des crues - Manuel d'utilisation - Janvier 2009 ».

$$Pt_c = P_{j,max} \% \times \left(\frac{t}{24} \right)^\beta \quad (II.29)$$

- Pt_c : Pluies de courte durée de fréquence donnée en [mm] ;
- $P_{j,max}$: Pluies journalières maximales de fréquence donnée en [mm] ;
- t : Temps en heure [h] ;
- β : Exposant climatique calculé par la formule :

$$\beta = 1 + \frac{\ln\left(\frac{P_{j,max}}{24}\right) - \ln(25)}{\ln(24) - \ln(0.5)} \quad (II.30)$$

L'intensité maximale de pluies est donnée par la formule suivante :

$$I_t = \frac{Pt_c}{t} \quad (II.31)$$

- I_t : Intensité maximale [mm/h] ;
- t : Durée par heure [h] ;
- Pt_c : Pluie de courte durée [mm].

Les pluies de courte durée et les intensités maximales pour différentes durées et différentes périodes de retour sont représentées dans le tableau suivant :

Tableau (II.7) : Pluies et intensités maximales de durée t (h) et de périodes de retour T (ans).

PDR	2 ans		5 ans		10 ans		25 ans		50 ans		100 ans		1000 ans	
β	0.29													
$P_{j,max}$	37.8		48.9		56.1		64.85		71.22		77.49		98.15	
t (h)	P_{t_c}	I_t	P_{t_c}	I_t	P_{t_c}	I_t	P_{t_c}	I_t	P_{t_c}	I_t	P_{t_c}	I_t	P_{t_c}	I_t
0.5	12.11	24.22	15.67	31.34	17.98	35.95	20.78	41.56	22.82	45.64	24.83	49.66	31.45	62.90
1	14.85	14.85	19.21	19.21	22.04	22.04	25.48	25.48	27.98	27.98	30.44	30.44	38.56	38.56
1.68	17.30	10.30	22.38	13.32	25.67	15.28	29.67	17.66	32.59	19.40	35.46	21.11	44.91	26.73
2	18.21	9.10	23.55	11.78	27.02	13.51	31.23	15.62	34.30	17.15	37.32	18.66	47.27	23.64
3	20.51	6.84	26.53	8.84	30.44	10.15	35.19	11.73	38.65	12.88	42.05	14.02	53.26	17.75
4	22.32	5.58	28.88	7.22	33.13	8.28	38.29	9.57	42.06	10.51	45.76	11.44	57.96	14.49
5	23.83	4.77	30.83	6.17	35.37	7.07	40.89	8.18	44.91	8.98	48.86	9.77	61.89	12.38
6	25.15	4.19	32.53	5.42	37.32	6.22	43.14	7.19	47.38	7.90	51.55	8.59	65.30	10.88
7	26.31	3.76	34.04	4.86	39.05	5.58	45.14	6.45	49.58	7.08	53.94	7.71	68.32	9.76
8	27.37	3.42	35.40	4.43	40.62	5.08	46.95	5.87	51.56	6.45	56.10	7.01	71.06	8.88
9	28.33	3.15	36.65	4.07	42.05	4.67	48.60	5.40	53.38	5.93	58.08	6.45	73.56	8.17
10	29.22	2.92	37.80	3.78	43.37	4.34	50.13	5.01	55.06	5.51	59.91	5.99	75.88	7.59
11	30.05	2.73	38.88	3.53	44.60	4.05	51.56	4.69	56.62	5.15	61.61	5.60	78.03	7.09
12	30.83	2.57	39.88	3.32	45.76	3.81	52.89	4.41	58.09	4.84	63.20	5.27	80.06	6.67
13	31.57	2.43	40.83	3.14	46.85	3.60	54.15	4.17	59.47	4.57	64.71	4.98	81.96	6.30
14	32.26	2.30	41.73	2.98	47.88	3.42	55.35	3.95	60.78	4.34	66.13	4.72	83.77	5.98
15	32.92	2.19	42.59	2.84	48.86	3.26	56.48	3.77	62.03	4.14	67.49	4.50	85.48	5.70
16	33.55	2.10	43.40	2.71	49.80	3.11	57.56	3.60	63.22	3.95	68.78	4.30	87.12	5.45
17	34.16	2.01	44.19	2.60	50.69	2.98	58.60	3.45	64.35	3.79	70.02	4.12	88.69	5.22
18	34.73	1.93	44.93	2.50	51.55	2.86	59.59	3.31	65.44	3.64	71.21	3.96	90.19	5.01
19	35.29	1.86	45.65	2.40	52.38	2.76	60.55	3.19	66.49	3.50	72.35	3.81	91.64	4.82
20	35.83	1.79	46.35	2.32	53.17	2.66	61.47	3.07	67.50	3.38	73.45	3.67	93.03	4.65
21	36.34	1.73	47.02	2.24	53.94	2.57	62.35	2.97	68.48	3.26	74.51	3.55	94.37	4.49
22	36.85	1.67	47.66	2.17	54.68	2.49	63.21	2.87	69.42	3.16	75.53	3.43	95.67	4.35
23	37.33	1.62	48.29	2.10	55.40	2.41	64.04	2.78	70.33	3.06	76.53	3.33	96.93	4.21
24	37.80	1.58	48.90	2.04	56.10	2.34	64.85	2.70	71.22	2.97	77.49	3.23	98.15	4.09

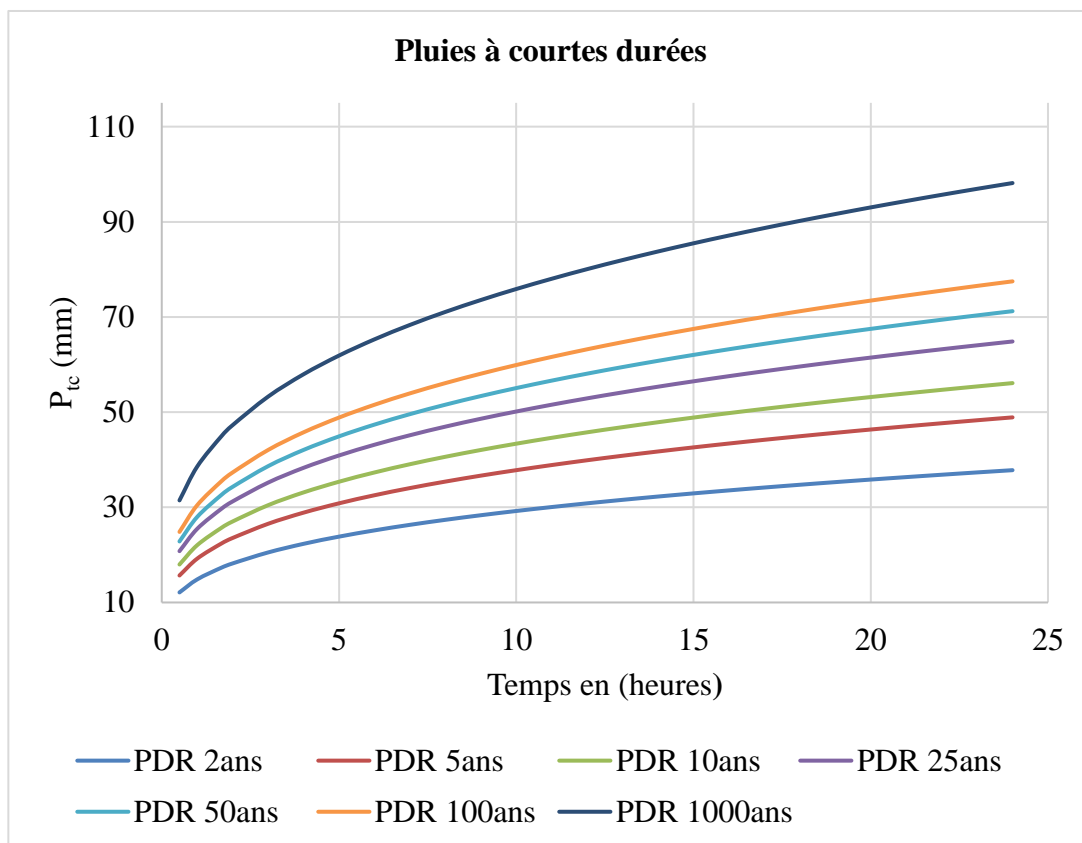


Figure (II.3) : Courbes de pluies fréquentielles.

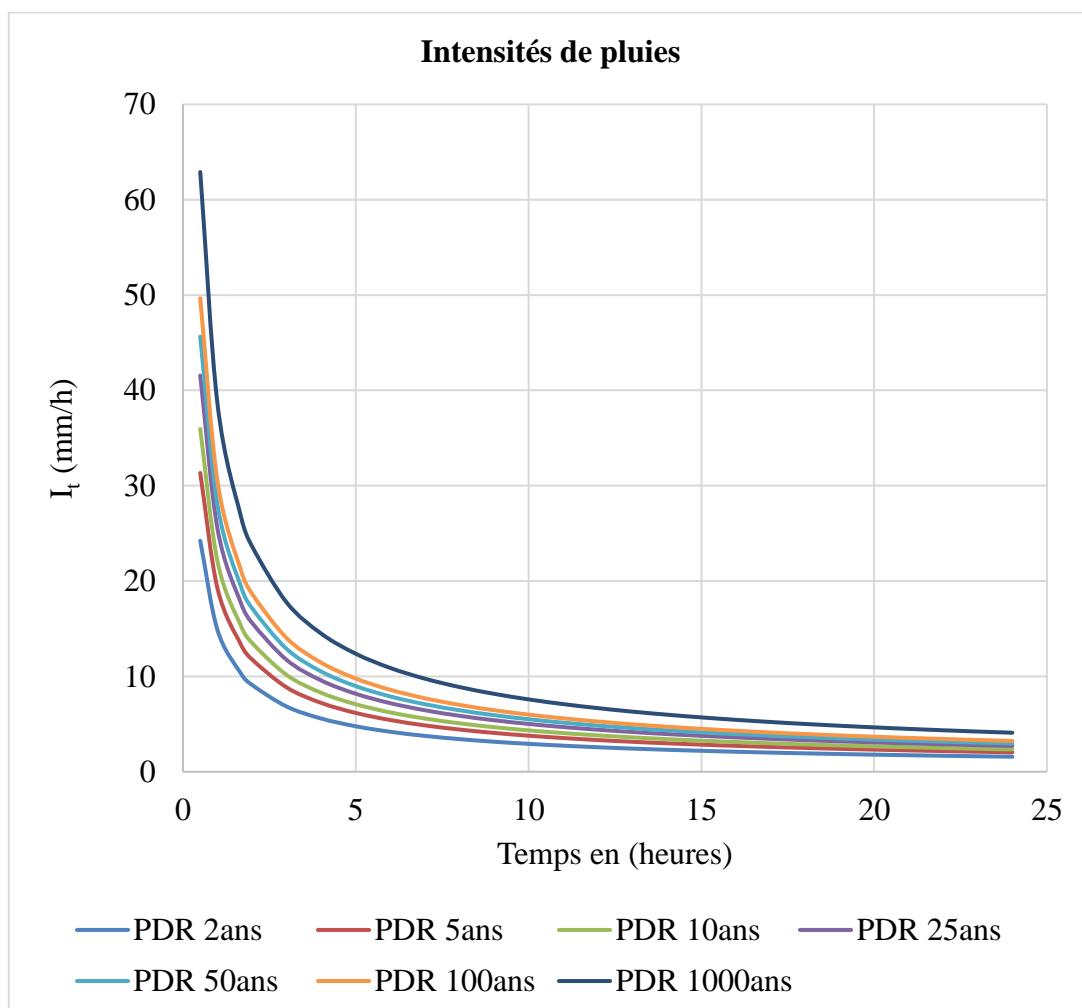


Figure (II.4) : Courbes d'intensité pour différentes durées et fréquences.

II.4. Apport annuel :

Plusieurs outils d'évaluation des débits liquides sont disponibles, élaborés par différents auteurs, depuis 1948. Ces relations sont valables pour des conditions géographiques particulières et sont souvent exprimées dans des unités de mesures différentes.

L'estimation des apports annuels permet, en dehors du dimensionnement des ouvrages, de mieux appréhender les caractéristiques des crues et du transport solide.

II.4.1. Carte des pluies moyennes annuelles :

La pluie annuelle moyenne dans la région d'étude est comprise entre 750 et 800 mm d'après la carte des précipitations du nord d'Algérie de l'ANRH, nous prenons en considération la valeur de $P_{\text{moy}} = 775$ mm pour notre bassin versant comme il est indiqué dans la figure suivante :

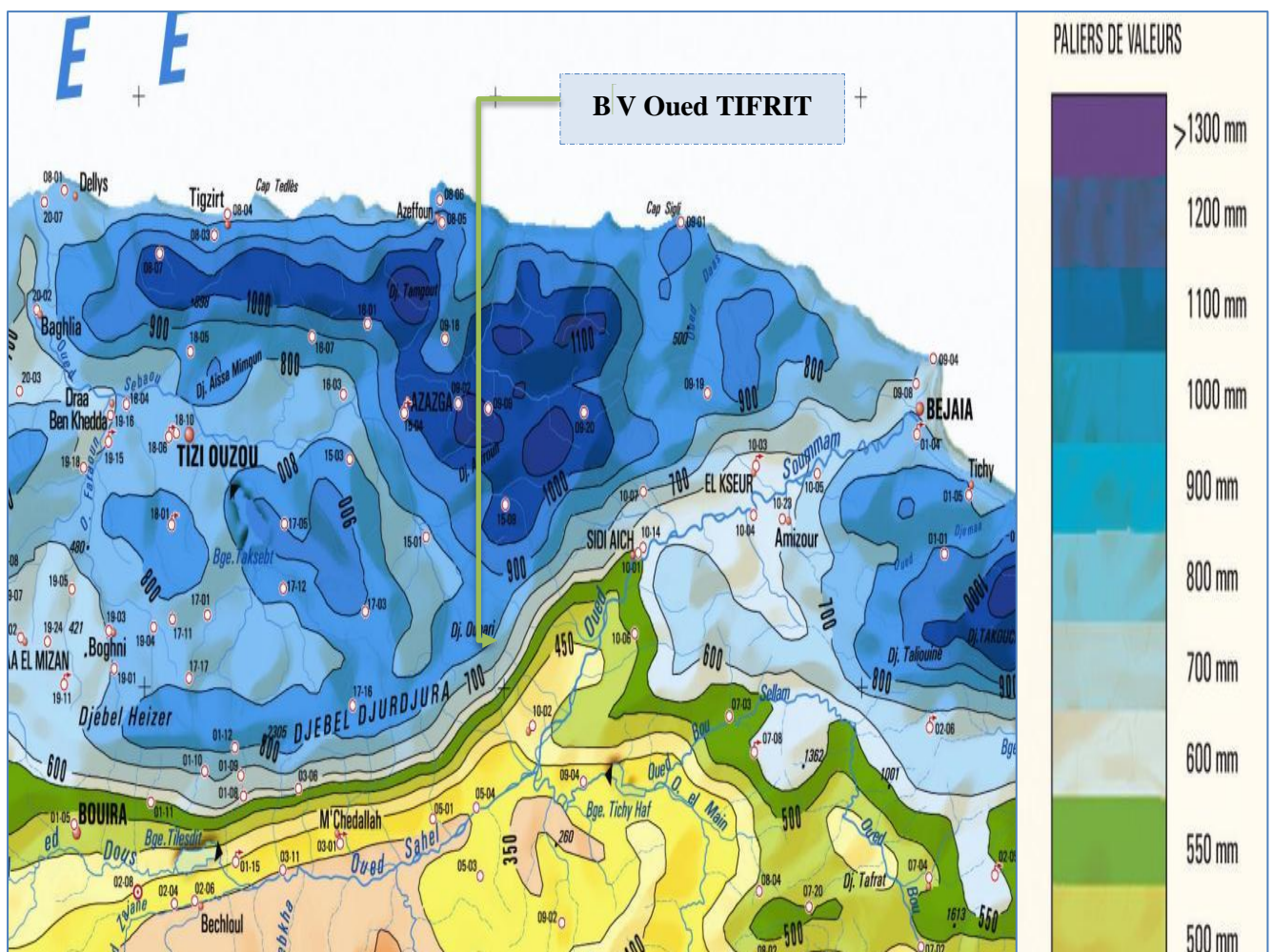


Figure (II.5) : Extrait de la carte des pluies moyennes annuelles (Source ANRH).

II.4.2. Estimation de l'apport moyen annuel :

II.4.2.1. Relations de COUTAGNE (1948) : [8]

Les relations de COUTAGNE déterminent la lame d'eau d'écoulement.

COUTAGNE propose trois (03) types de relations non linéaires à savoir :

- La relation qui prend en compte la pluie annuelle, elle est donnée par la formule (II.32) ;
- La relation qui prend en compte la pluie annuelle et la surface de bassin versant, elle est donnée par la formule (II.33) ;
- La relation qui prend en compte la zone géographique, les pluies annuelles et la pluie minimale pour provoquer le ruissellement, elle est donnée par la formule (II.34).

- Calcul de la lame d'eau par la relation de COUTAGNE II.

$$L_e = 1.024 (P_a - 0.26)^2 \quad (\text{II.32})$$

- L_e : Lame d'eau [m] ;
- P_a : Pluies annuelles en [m].

- Calcul de la lame d'eau par la relation de COUTAGNE III.

$$L_e = (0.164 - 0.00145\sqrt{S})P_a \quad (\text{II.33})$$

- L_e : Lame d'eau [m] ;
- P_a : Pluies annuelles en [m] ;
- S : Superficie du bassin versant [Km^2], ($S = 14.18 \text{ km}^2$).

- Calcul de la lame d'eau par la relation de COUTAGNE I.

$$L_e = \lambda (P_a - P_0) \quad (\text{II.34})$$

- L_e : Lame d'eau [m] ;
- P_0 : Pluies minimale, donnant naissance au ruissèlement en [m] ;
- P_a : Pluies annuelles en [m] ;
- λ : Coefficient, variant en fonction des zones géographiques et des pluies annuelles.

Pour le nord de l'Algérie, pour une pluviométrie annuelle allant de 409 jusqu'à 826 mm Gautier en 1948, donne $\lambda = 0.75$ et $P_0 = 400 \text{ mm}$. (Saidi, 1990)

COUTAGNE en 1948 préconise de prendre : $\lambda = 0.736$ et $P_0 = 404 \text{ mm}$.

Pour une pluviométrie annuelle supérieure à 450 mm, SAMIE en 1967 donne : $\lambda = 0.694$ et $P_0 = 434 \text{ mm}$.

On prend $\lambda = 0.736$ et $P_0 = 404 \text{ mm}$ de COUTAGNE.

II.4.2.2. Relation de SAMIE (1956) : [8]

La relation de SAMIE est obtenue à partir de l'analyse et de traitement des relations précédentes elle est donnée par la formule suivante :

$$L_e = P_a^2 (293 - 2.2\sqrt{S}) \quad (\text{II.35})$$

- L_e : Lame d'eau écoulée [mm].
- P_a : Pluies annuelles en [m] ;
- S : Superficie de bassin versant [Km^2] ;

II.4.2.3. Relation de CHAUMONT (1963) : [8]

Chaumont a introduit les conditions d'écoulement (la géologie, nature de terrain, la pente), il a obtenu une relation qui dépend de : la pluie annuelle, la surface du bassin versant, le coefficient des conditions d'écoulement. Elle est exprimée par la relation suivante :

$$L_e = P_a (1 - 10^{-KP_a^2}) \quad (\text{II.36})$$

- L_e : Lame d'eau écoulée [m] ;
- P_a : Pluies annuelles en [m] ;
- S : Superficie de bassin versant [Km^2] ;
- K : Paramètre de Chaumont, obtenu par l'équation suivante :

$$K = a - 0.01 \times \log(S) \quad (\text{II.37})$$

- K : Paramètre de Chaumont ;
- S : Superficie de bassin versant [Km^2] ;

- a : Coefficient dépendant des conditions d'écoulement, a = 0,20 (dans les régions à écoulement favorable : Géologie imperméable, terrain nu et avec fortes pentes).

II.4.2.4. Relation de DERI (1977) : [8]

DERI (1977) présente plusieurs relations d'évaluation des apports liquides, sont données par :

- La formule DERI II (II.38) qui calcule le volume en fonction de la surface de bassin versant et de la pluie ;
- La formule DERI I (II.39) qui détermine le débit spécifique en fonction de la pluie.

$$V = 0.31 \times P_a^{3.032} \times S^{1.016} \quad (\text{II.38})$$

$$q_s = 11.8 \times P_a^{2.82} \quad (\text{II.39})$$

- V : Volume d'écoulement [Hm³] ;
- q_s : Débit spécifique [l/s/km²] ;
- P_a : Pluies annuelles [m] ;
- S : Superficie du bassin versant [Km²].

II.4.2.5. Formule de L'ANRH : [8]

La formule de l'ANRH est donnée par la relation suivante :

$$\bar{A} = 0.915 \times P_{\text{moy}}^{2.684} \times S^{0.842} \quad (\text{II.40})$$

- \bar{A} : Apport moyen annuel [Hm³] ;
- P_{moy} : Pluie moyenne annuelle [m] ;
- S : Superficie du bassin versant [Km²].

II.4.3. Analyse des résultats :

Les résultats de calcul des apports annuels sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau (II.8) : L'estimation des apports annuels par différentes relations.

Relation	Lame d'eau/apport	
COUTAGNE I	L _e (mm)	273.056
	A _{moy} (Hm ³)	3.872
COUTAGNE II	L _e (mm)	271.59
	A _{moy} (Hm ³)	3.851
COUTAGNE III	L _e (mm)	122.87
	A _{moy} (Hm ³)	1.742
SAMIE	L _e (mm)	171.007
	A _{moy} (Hm ³)	2.425
CHAUMONT AL	L _e (mm)	177.43
	A _{moy} (Hm ³)	2.516
DERI I	q _s (l/s.km ²)	5.751
	L _e (mm)	181.351
	A _{moy} (Hm ³)	2.572
DERI II	L _e (mm)	149.331
	A _{moy} (Hm ³)	2.118
ANRH	L _e (mm)	303.628
	A _{moy} (Hm ³)	4.305

II.5. Caractéristiques de l'écoulement : [8]

L'écoulement se caractérise par des modules et coefficients.

II.5.1. Module de L'écoulement :

Le module de l'écoulement est donné par cette formule :

$$M_e = \frac{A_0}{T} \quad (\text{II.41})$$

- M_e : Module de l'écoulement [l/s] ;
- A_0 : Apport moyen annuel [l] ;
- T : Temps d'une année en seconde [s].

II.5.2. Module de l'écoulement spécifique :

$$M_s = \frac{M_e}{S} \quad (\text{II.42})$$

- M_s : Module de l'écoulement spécifique [l/s/km²] ;
- M_e : Module de l'écoulement [l/s] ;
- S : Superficie du bassin versant [km²].

II.5.3. Lamme d'eau écoulée :

La lamme d'eau est une mesure d'écoulement des précipitations atmosphériques au sein du bassin versant d'un cours d'eau, elle est donnée par la relation suivante :

$$L_e = \frac{A_0}{S} \quad (\text{II.43})$$

- L_e : Lamme d'eau écoulée [mm] ;
- A_0 : Apport moyen annuel [km³] ;
- S : Superficie du bassin versant [km²].

II.5.4. Coefficient de l'écoulement :

Il est donné par la relation suivante :

$$C_e = \frac{L_e}{P_{\text{moy}}} \quad (\text{II.44})$$

- C_e : Coefficient d'écoulement [adimensionnel] ;
- L_e : Lamme d'eau écoulée [mm] ;
- P_{moy} : Pluie moyenne annuelle [mm].

II.5.5. Coefficient de variation :

Pour le calcul du coefficient de variation " C_v " et, en cas d'absence d'une série d'observation, on doit utiliser les formules empiriques suivantes :

a) Formule de l'Antonov :

$$C_v = \frac{0.7}{(S + 1000)^{0.097}} \quad (\text{II.45})$$

- S : Superficie du bassin en [km²].

b) Formule d'OURKGUIP-ROVODKHOZ :

$$C_v = \frac{0.7}{M_0^{-0.127}} \quad (\text{II.46})$$

- M_0 : Module de l'écoulement relatif [l/s/km²].

c) Formule de SOKOLOVSKY :

$$C_v = \alpha - 0.063 \times \log(S + 1) \quad (\text{II.47})$$

- S : Superficie du bassin versant [km²] ;

- α : Paramètre de SOKOLOVSKY, il est obtenu par la relation suivante :

$$\alpha = 0.78 - 0.29 \times \log M_0 \quad (\text{II.48})$$

- M_0 : Module de l'écoulement relatif [l/s/km²].

d) Formule de KRISTEKLY MENKEL :

$$C_v = \frac{0.83}{M_0^{0.27} \times S^{0.06}} \quad (\text{II.49})$$

- S : Superficie du bassin en [km²] ;

- M_0 : Module de l'écoulement relatif [l/s/km²].

Les résultats de calcul des paramètres d'écoulement sont donnés dans le tableau suivant :

Tableau (II.9) : Résultats des paramètres d'écoulement.

	Volume A ₀ (Hm ³)	Module d'écoulement M _e (l/s)	Module d'écoulement Spécifique M _s (l/s/km ²)	Débit (m ³ /s)	Lame d'eau écoulee L _e (mm)	Coefficient d'écoulement C _e	Coefficient de variation C _v				
							ANTONOV	OURKGUIP ROVODKHOZ	SOKOLOVSKY	KRISTEKLY MENKEL	Moyenne
COUTAGNE I	3.87	122.78	8.66	0.123	273.06	0.35	0.36	0.92	0.43	0.40	0.53
COUTAGNE II	3.85	122.12	8.61	0.122	271.59	0.35	0.36	0.92	0.43	0.40	0.53
COUTAGNE III	1.74	55.25	3.90	0.055	122.87	0.16	0.36	0.83	0.53	0.49	0.55
SAMIE	2.42	76.89	5.42	0.077	171.01	0.22	0.36	0.87	0.49	0.45	0.54
CHAUMONT	2.52	79.96	5.64	0.080	177.84	0.23	0.36	0.87	0.49	0.44	0.54
DERI I	2.57	81.54	5.75	0.082	181.35	0.23	0.36	0.87	0.49	0.44	0.54
DERI II	2.12	67.15	4.74	0.067	149.33	0.19	0.36	0.85	0.51	0.47	0.55
ANRH	4.31	136.52	9.63	0.137	303.63	0.39	0.36	0.93	0.42	0.38	0.52

II.6. Transport solide : [9]

Il est toujours difficile de suivre et de quantifier les transports des sédiments grossiers dans les oueds naturels, ceci pour des raisons pratiques ou bien financières.

Le débit solide global d'un cours d'eau englobe les matériaux charriés sur le fond du lit et les matériaux en suspension dans l'eau comme l'argile et le limon, ces derniers représentent une grande part du débit solide.

Face à ces contraintes, l'utilisation des équations empiriques du transport solide a l'avantage de permettre l'estimation du débit solide.

Ces formules expriment les résultats en tonne/km².an où ne prennent pas en considération le transport solide par charriage, dans ce cas nous considérons que la densité moyenne humide est de 1,3 t/m³ de vase (résultat mesuré sur la retenue collinaire BS 21 - W. de Médéa). On peut estimer l'apport solide par les deux formules, de SOGREAH et TIXERONT.

II.6.1. Formule de SOGREAH :

Basée sur des données recueillies sur 30 bassins algériens, cette formule est décrite de la façon suivante :

$$E_s = \alpha \times L_e^{0.15} \quad (\text{II.50})$$

- E_s : Apport solide moyen annuel (en suspension), taux d'abrasion [$t/km^2.an$] ;
- L_e : Lamme d'eau ruisselée en [mm] ;
- α : Paramètre caractérisant la perméabilité du bassin versant ; Il varie de 3,5 à 3200 ; il est d'autant plus important que la perméabilité est faible. Pour la région Est Algérien $\alpha = 350$ (perméabilité faible à moyenne).

II.6.2. Formule de TIXERONT :

La formule de TIXERONT a été élaborée sur la base de paramètre de perméabilité du bassin versant et la lamme d'eau ruisselée. Elle est obtenue par la relation suivante :

$$E_s = 92 \times L_e^{0.21} \quad (\text{II.51})$$

- E_s : Apport solide moyen annuel (en suspension), taux d'abrasion [$t/km^2/an$] ;
- L_e : Lamme d'eau ruisselée en [mm].

Cette formule est uniquement pour la région Est de l'Algérie.

Les résultats de calcul des apports solides sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau (II.10) : Récapitulatif des résultats de calculs de transports solides.

Formule		COUTAGNE I	COUTAGNE II	COUTAGNE III	SAMIE	CHAUMONT	DERI I	DERI II	ANRH
		Lamme d'eau L_e (mm)							
		273.06	271.59	122.87	171.01	177.84	181.35	149.33	303.63
SOGREAH	Apport ($t/km^2.an$)	811.91	811.25	720.25	756.87	761.33	763.56	741.64	824.93
	E_s moy (m^3/an)	8856.02	8848.88	7856.28	8255.69	8304.31	8328.73	8089.54	8998.13
TIXERONT	Apport ($t/km^2.an$)	298.81	298.48	252.68	270.85	273.08	274.21	263.24	305.55
	E_s moy (m^3/an)	3259.37	3255.69	2756.15	2954.29	2978.69	2990.95	2871.39	3332.83

Nous optons pour le résultat obtenu par la méthode de TIXERONT avec la lamme d'eau obtenue par la formule de l'ANRH soit 305.55 $t/km^2.an$.

II.7. Différentes méthodes d'évaluation des crues : [9]

Il existe plusieurs méthodes de calcul des crues que chacune d'elles a ses avantages et ses inconvénients. Les techniques utilisées pour la détermination des crues dépendent pour une grande part des données disponibles.

Les crues varient spatialement et temporairement, caractérisées par leur débit de pointe et leur hydrogramme.

Ces débits de pointe dépendent de plusieurs facteurs :

- La quantité de pluie et sa durée ;
- L'intensité et l'extension spatiale de l'averse génératrice ;
- Les propriétés physio-morphométriques du bassin tel que la taille, la forme, les pentes et l'orientation du bassin exerçant une large influence ;
- L'occupation du sol du bassin ;
- L'intervention humaine et les changements naturels des caractéristiques du bassin augmentent la complexité du problème.

a) Formule de MYER :

Elle est indépendante des pluies donc elle ne permet pas un dimensionnement économique.

$$Q_{\max} = 10 \times S^{0.5} \quad (\text{II.52})$$

- Q_{\max} : Débit maximum de la crue en [m^3/s] ;
- S : Surface du bassin versant en [km^2].

b) Formule de GIANDOTTI :

$$Q_{\max} = \frac{S \times C \times P_{tc} \times \sqrt{H_{\text{moy}} - H_{\text{min}}}}{4\sqrt{S} + 1.5 \times L} \quad (\text{II.53})$$

- Q_{\max} : Débit maximum de la crue en [m^3/s] ;
- S : Surface du bassin versant en [km^2] ;
- H_{moy} : Altitude moyenne en [m], ($H_{\text{moy}} = 640.68$ m) ;
- H_{min} : Altitude minimale en [m], ($H_{\text{min}} = 140$ m) ;
- L : Longueur du cours d'eau (talweg) principal en [km], ($L = 9.58$ km) ;
- C : Coefficient topographique variant entre 0,066 et 0,166 ;
- P_{tc} : Pluies de courte durée et d'une durée égale au temps de concentration des eaux en [mm].

Pour des bassins de topographie moyen accidenté $C = 0,156$.

c) Formule RATIONNELLE :

La méthode rationnelle est simple d'application et permet une bonne approche des débits pour les petits bassins versants (inférieurs à 25 km^2). Elle calcule le débit d'apport d'un bassin versant en tenant compte de la couverture végétale, la forme, la pente et de la nature du terrain.

$$Q = C \times I \times S \quad (\text{II.54})$$

- Q : Débit en [m^3/s] ;
- S : Surface du bassin versant en [Km^2] ;
- I : Intensité d'une averse en [mm/h] déterminé selon la relation suivante :

$$I = 0.278 \times \frac{P_{tc}}{T_c} \quad (\text{II.55})$$

- P_{tc} : Pluie pendant le temps de concentration. Elle est déduite des courbes Intensité-Durée-Fréquence ou d'une formule de réduction des pluies en 24 heures ;
- T_c : Temps de concentration du bassin versant en heures ;
- C : Coefficient du ruissellement. Il est en fonction de la nature des terrains et de la couverture superficielle du bassin versant.

Le coefficient du ruissellement "C" a été déterminé à partir des données des plus grandes crues, enregistrées dans des cours d'eau de différentes régions d'Algérie il est calculé par :

$$C = 1 - e^{-\frac{P_{j,\max}(T)}{P_0}} \quad (\text{II.54})$$

- $P_{j,\max}(T)$: Pluie maximale journalière de période de retour T en [mm] ;

- P_0 : Pertes maximales possibles en [mm] (infiltration, rétention dans les dépressions et évaporation).

La valeur du paramètre est donnée dans le tableau (II.11) selon sa localisation dans la figure (II.6).

Tableau (II.11) : Valeurs du paramètre P_0 (Boutoutaou Dj. 2008).

Bassins versants	01-02-11-04-09	05-07-06-08	12-14-10-03-15	16	13
P_0 (mm)	100	90	120	115	60

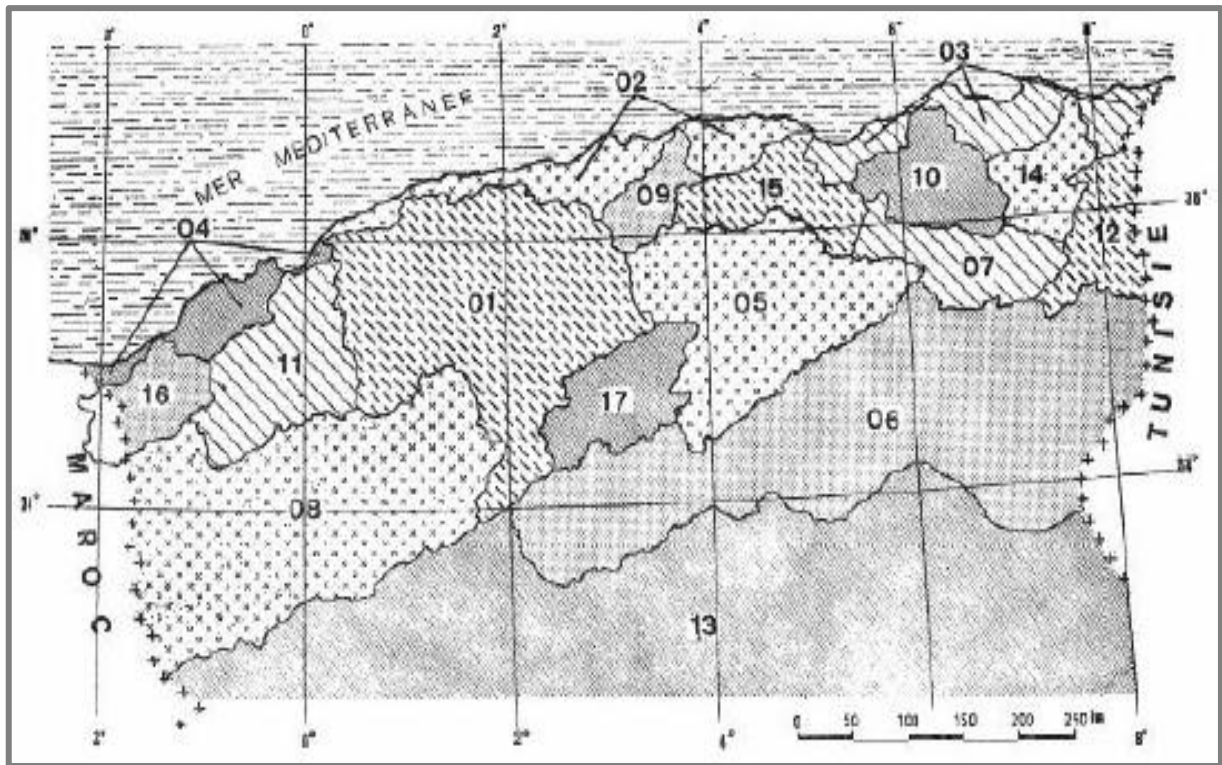


Figure (II.6) : Carte de localisation des bassins hydrographiques de l'Algérie.

d) Formule de MAILLET-GAUTHIER :

$$Q_{\max p\%} = 2 \times K \times \log(1 + A \times P_{\text{moy}}) \frac{S}{\sqrt{L}} \sqrt{1 + 4 \times \log T - \log S} \quad (\text{II.57})$$

- $Q_{\max p\%}$: Débit de pointe pour la période de retour T [m^3/s];
- P_{moy} : Pluie moyenne annuelle en [m];
- T : Période de retours en [ans];
- L : Longueur du cours d'eau (talweg) principal en [km], ($L = 9,58$ km);
- S : Superficie de B.V en [km^2];
- A : Paramètre variant de 20 à 30. On prend 20 pour notre cas;
- K : Paramètre régional variant de 0,5 pour les grands bassins versants à faible pente jusqu'à 5 pour les petits bassins versants à forte pente (On prend $K = 3$ pour le bassin versant étudié).

e) Formule de FULLER 2 :

$$Q_T = \frac{4}{3} \times \frac{N}{100} \times S^{0.8} (1 + 2.667 \times S^{-0.3}) (1 + C \times \log T) \quad (\text{II.58})$$

- Q_T : Débit de pointe de période de retour T en [m^3/s];
- T : Période de retour en [ans];

- S : Superficie du bassin versant en [km²] ;
- C : Paramètre régional dépendant du climat. Dans notre cas C = 0.8 (voir le tableau (II.12)).
- N : Paramètre régional dépendant du relief. Dans notre cas N = 85 (voir le tableau (II.13)).

Tableau (II.12) : Paramètre régional du climat variant tabulé.

Valeur de C	Régions
0,7 à 0,8	Régions humides
0,8 à 2	Régions arides
3 à 3,5	Oueds Sahariens

Tableau (II.13) : Paramètre régional du relief variant tabulé.

Valeur de N	Régions
80	Plaines
85	Reliefs accidentés
100	Montagnes

f) Formule de SOKOLOVSKY :

$$Q_{\max} = \frac{0.28 (P_{tc} - H_0) a_{p\%} \times f \times S}{T_c} \quad (\text{II.59})$$

- Q_{\max} : Débit maximum de la crue en [m³/s] ;
- T_c : Temps de concentration, $T_c = 1,68$ h ;
- P_{tc} : Pluie correspondant au temps de concentration en [mm] ;
- S : Superficie du bassin versant en [km²] ;
- a : Coefficient du ruissellement de la crue probable pour une période, donné par la relation suivante :

$$a_{p\%} = \frac{\sqrt{P_{tc}} - \sqrt{H_0}}{\sqrt{P_{tc}} + \sqrt{H_0}} \quad (\text{II.60})$$

- H_0 : Pertes initiales en [mm], ($H_0 = 7$ mm pour notre cas) ;
- f : Coefficient de forme de l'hydrogramme de crue est exprimé par la formule suivante :

$$f = \frac{12}{4+3\gamma} \quad (\text{II.61})$$

La valeur de γ en fonction du bassin versant est donnée dans le tableau suivant :

Tableau (II.14) : Valeurs du paramètre γ en fonction du bassin versant.

Conditions	γ
Surface du bassin versant entre 1 et 50 km ²	$\gamma = 2$
Pour un bassin boisé avec un sol peut perméable	$2 < \gamma < 3$
Pour un bassin boisé	$3 < \gamma < 4$
Pour les grands bassins	$4 < \gamma < 7$

g) Formule de l'ANARH-SOGREAH :

Cette méthode ANRH-SOGREAH (1989) se base sur une liaison équi-fréquentielle pluie-débit, donnée par la formule suivante :

$$Q_T = C_R (P_T - P_0) \quad (\text{II.62})$$

- Q_T : Débit maximum en période de crue de fréquence T en [m³/s] ;
- C_R : Paramètre du ruissellement en [km²/heure], calculé par la formule (II.63) ;
- P_T : Pluie journalière maximale de même fréquence en [mm] ;

- P_0 : Seuil du ruissellement journalier statistique, il varie entre 20 et 35 mm pour les petits bassins algériens ; Nous optons pour une valeur de 20 mm.

$$C_R = \frac{S}{6} \times T_B^{-0.77} \quad (\text{II.63})$$

- S : La superficie du bassin versant en $[\text{km}^2]$;

- T_B : Le temps de base en [heure], se calcule par la formule suivante :

$$T_B = T_{BO} + \frac{L^{1.7} (P_a \times \sqrt{I})^{0.577}}{1000} \quad (\text{II.64})$$

- L : Longueur du cours d'eau (talweg) principal en [km] ;

- T_{BO} : Constante régionale, pour les bassins septentrionaux elle est égale à 2.33 et, égale à 0.78 pour les hauts plateaux ;

- P_a : Les précipitations annuelles en [mm] ;

- I : Pente moyenne du cours d'eau (talweg) principal ($I = 12.5 \%$).

Les débits de crues des différentes périodes de retour sont donnés dans le tableau suivant :

Tableau (II.15) : Résultat de calcul des débits de crues pour différentes périodes de retour.

Période de retour T (ans)	2	5	10	25	50	100	1000
Pluies journalières max. fréq. $P_{j,max.(F)}$ (mm)	37.8	48.9	56.1	64.85	71.22	77.49	98.15
MYER (m^3/s)	37.66						
Pt_c (Pluie pendant le temps de concentration en mm)	17.30	22.38	25.67	29.67	32.59	35.46	44.91
GIANDOTTI (m^3/s)	29.09	37.63	43.17	49.90	54.81	59.63	75.53
I (Intensité d'une averse en mm/h)	2.86	3.70	4.25	4.91	5.39	5.87	7.43
C (Coefficient du ruissellement)	0.27	0.33	0.37	0.42	0.45	0.48	0.56
RATIONNELLE (m^3/s)	10.95	17.31	22.30	29.24	34.39	39.95	59.00
MAILLET-GAUTHIER (m^3/s)	34.33	54.42	65.65	78.06	86.26	93.76	115.20
FULLER 2 (m^3/s)	25.86	32.49	37.51	44.14	49.16	54.18	70.85
$a_{p\%}$	0.22	0.28	0.31	0.35	0.37	0.38	0.43
f	1.2						
SOKOLOVSKI (m^3/s)	6.49	12.32	16.62	22.26	26.61	31.05	46.65
T_B (Constante régionale en heure)	6.82						
C_R (Coefficient du ruissellement)	0.54						
ANRH-SOGREAH (m^3/s)	20.37	26.35	30.23	34.95	38.39	41.77	52.90
Moyenne (m^3/s)	23.54	31.17	36.16	42.32	46.75	51.14	65.40

Les résultats obtenus avec les différentes méthodes font ressortir une distorsion relativement importante entre les quantiles de débits de pointe, cela n'empêche pas que ces dernières donnent des résultats assez concordants, nonobstant toutes les méthodes donnent des résultats qui s'accroissent avec la fréquence.

Le débit de crue calculé par les différentes formules empiriques pour la période de retour centennale, ont donnés des valeurs comprises entre 31.05 et 93.76 m^3/s , subséquemment on adopte le débit de 94 m^3/s .

II.8. Hydrogrammes de crue : [9]

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

La montée et la décente (la décrue) de la crue est donnée respectivement par les formules ci-après :

✓ Calcul du débit instantané au moment de la montée :

$$\text{Pour } 0 \leq t \leq t_m \quad Q_m(t) = Q_{\max.p\%} \times \left(\frac{t}{t_m} \right)^m \quad (\text{II.65})$$

✓ Calcul du débit instantané au moment de la décrue :

$$\text{Pour } t_m \leq t \leq t_b \quad Q_d(t) = Q_{\max.p\%} \times \left(\frac{t_b - t}{t_d} \right)^n \quad (\text{II.66})$$

- $Q_m(t)$: Débit instantané au moment de la montée en $[m^3/s]$;
- $Q_d(t)$: Débit instantané au moment de la décrue en $[m^3/s]$;
- $Q_{\max.p\%}$: Débit maximum de crue (de pointe) en $[m^3/s]$;
- m : Exposant de la parabole, pour les crues pluviales $m = 2$;
- n : Exposant de la parabole, pour les crues pluviales $n = 3$;
- t_m : Temps de montée en [h];
- t_d : Temps de décrue en [h];
- t_b : Temps de base en [h].

On a $t_m = t_c$; $t_d = y t_m$ et $t_b = t_m + t_d$;

y : Dépend de la capacité de régulation du bassin, pour les petits bassins peu perméables on prend $y = 2$;

Donc : $t_d = (2 \times t_m)$.

Tableau (II.16) : Temps de montée et de décrue du bassin versant Oued Tifrit.

Temps de la crue (h)	
Temps de montée (t_m)	1.68
Temps de décrue (t_d)	3.36
Temps de base (t_b)	5.04

Les débits de crues pour les différentes périodes de retour sont donnés dans le tableau suivant :

Tableau (II.17) : Les débits de crues des différentes périodes de retour.

$Q_{\max.p\%}$ (m^3/s)	34.33	54.42	65.65	78.06	86.26	93.76	115.20
Temps (h)	2 ans	5 ans	10 ans	25 ans	50 ans	100 ans	1000 ans
0.1	0.12	0.19	0.23	0.28	0.31	0.33	0.41
0.3	1.09	1.74	2.09	2.49	2.75	2.99	3.67
0.5	3.04	4.82	5.82	6.91	7.64	8.30	10.20
0.7	5.96	9.45	11.40	13.55	14.98	16.28	20.00
0.9	9.85	15.62	18.84	22.40	24.76	26.91	33.06
1.1	14.72	23.33	28.15	33.46	36.98	40.19	49.39
1.3	20.56	32.59	39.31	46.74	51.65	56.14	68.98
1.5	27.37	43.38	52.34	62.23	68.77	74.74	91.83
1.68	34.33	54.42	65.65	78.05	86.26	93.76	115.20
1.7	33.72	53.45	64.49	76.67	84.73	92.09	113.15
1.9	28.02	44.41	53.58	63.71	70.40	76.52	94.02
2.1	23.00	36.46	43.98	52.29	57.79	62.81	77.17
2.3	18.62	29.51	35.60	42.33	46.78	50.84	62.47
2.5	14.83	23.51	28.36	33.72	37.27	40.50	49.76

2.7	11.60	18.38	22.18	26.37	29.14	31.67	38.91
2.9	8.87	14.06	16.96	20.17	22.29	24.22	29.76
3.1	6.61	10.47	12.64	15.02	16.60	18.05	22.17
3.3	4.77	7.56	9.12	10.84	11.98	13.02	16.00
3.5	3.31	5.24	6.32	7.52	8.31	9.03	11.09
3.7	2.18	3.45	4.16	4.95	5.47	5.95	7.31
3.9	1.34	2.13	2.56	3.05	3.37	3.66	4.50
4.1	0.75	1.19	1.44	1.71	1.89	2.05	2.52
4.3	0.37	0.58	0.70	0.83	0.92	1.00	1.23
4.5	0.14	0.23	0.27	0.32	0.36	0.39	0.48
4.7	0.04	0.06	0.07	0.08	0.09	0.10	0.12
4.9	0.00	0.00	0.00	0.01	0.01	0.01	0.01
5.04	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00

L'hydrogramme de crue est représenté dans la figure suivante :

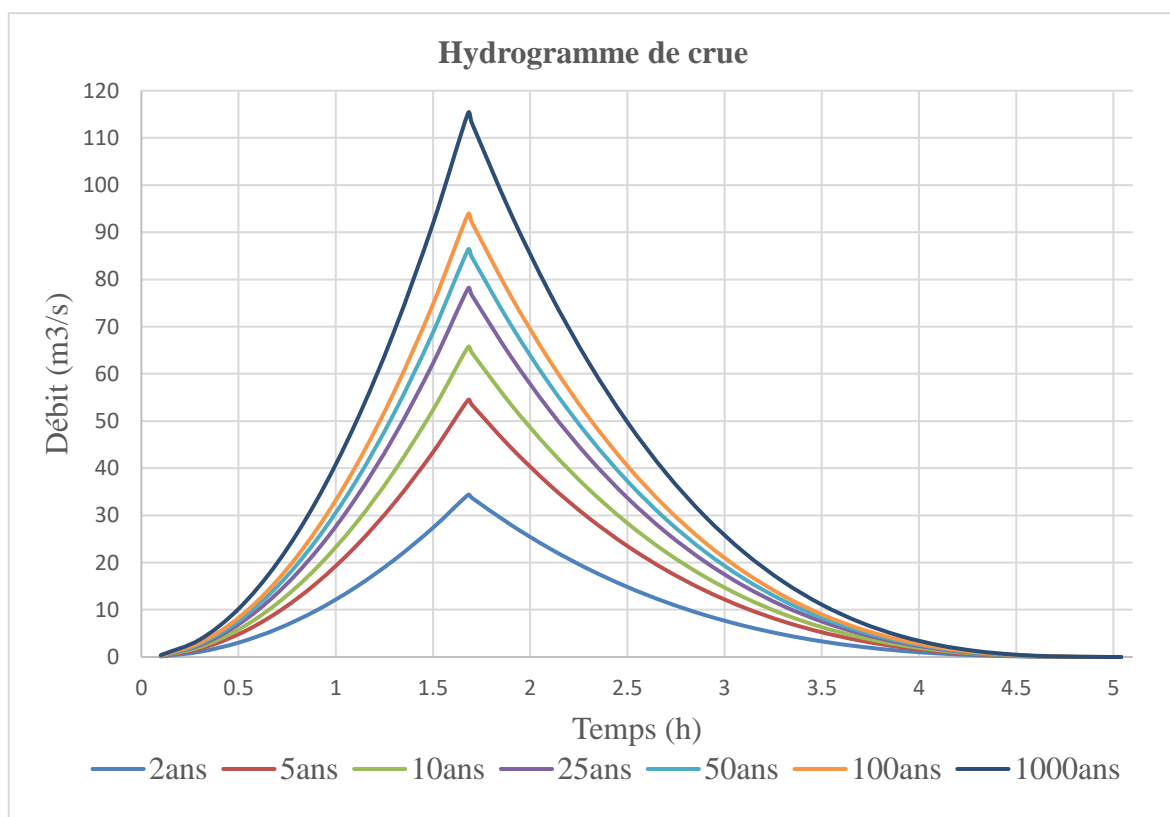


Figure (II.7) : L'hydrogramme de crue.

II.9. Conclusion :

L'étude effectuée, afin d'assurer une bonne protection de la zone avale d'oued TIFRIT contre les inondations, est consacrée pour :

- L'estimation des apports annuels ;
- La détermination des différents paramètres d'écoulement ;
- L'estimation du débit solide ;
- L'évaluation des crues par différentes méthodes.

L'analyse des apports annuels du bassin versant montre que la valeur du débit est égale à 0.137 m³/s avec une lame d'eau écoulée de 304 mm et un débit spécifique de 9.63 l/s/km².

Le débit de crue est calculé par sept (07) relations différentes, on a adopté la plus importante valeur soit 94 m³/s, ainsi l'apport solide annuel est de 305.55 t/km².an.

C

hapitre III

Esquisse du diagnostic et
simulation hydraulique

III.1. Introduction :

La modélisation de rivières est un exercice complexe qui demande une bonne connaissance du terrain et des écoulements.

Les données nécessaires pour la résolution d'un modèle hydraulique sont la géométrie du cours d'eau (longueur, largeur, forme et morphologie), les données hydrauliques (hauteurs d'eau, vitesse, débit dans les sections amont et aval) ainsi que la rugosité de lit et des berges dans les différents points de calcul.

La modélisation hydraulique est une schématisation simplifiée d'un système réel de l'écoulement à surface libre, pour modéliser l'écoulement dans des canaux à géométrie simple les modèles physiques (modèles réduits) donnent des résultats satisfaisants, tandis que l'écoulement dans les cours d'eau naturels nécessitent le recours aux logiciels hydrauliques tel que HEC-RAS, qui est un outil informatique conçu pour effectuer des calculs hydrauliques des canaux naturels et construits.

L'étude hydraulique sans aménagement est effectuée afin de connaître le comportement naturel de notre Oued, son interaction avec les crues (principalement la centennale) et les zones qui présentent un risque d'inondation en mettant en équation les résultats des calculs faits dans les chapitres précédents, dans le but de bien déterminer le type d'aménagement à faire ainsi que le dimensionnement de l'ouvrage à implanter.

III.2. Principales conditions naturelles de la zone d'étude :

La partie de l'Oued TIFRIT qui sera éventuellement aménagée à une longueur d'environ 4300 m et une dénivellation de 140 m, soit une pente naturelle moyenne de 3,25 % ; Il est de forme naturelle de l'amont vers l'aval du bassin versant, on distingue trois parties distinctes :

- La partie amont sur un linéaire de 1978 m représentée par le début du cours d'eau principal (talweg) et de ses affluents, c'est une zone vierge inhabitée n'a pas subi d'actions anthropiques et l'écoulement de l'eau dans le lit mineur se fait sans aucune contrainte majeure ni de risques de débordement ;
- La partie intermédiaire de 1573 m de long qui coupe la zone industrielle d'Akbou en deux, correspond à la zone problématique à aménager, elle comporte des singularités (pont, ponceau, buse, chemin de fer...etc.) ;
- La partie aval de 706 m, la pente s'adoucit avec la présence de zones d'expansion et de cône de déjection vers l'exutoire (Oued Soummam).

III.2.1. Caractéristiques morphologiques d'Oued TIFRIT :

Oued TIFRIT est de type sinueux. Il se caractérise par un écoulement intermittent (période des pluies). La forme du lit à l'amont est emprisonnée entre les flancs de monts avec absence de plaine inondable. La pente est forte. Le lit est pavé par des traces d'érosion sur les berges aussi alluvionnaires instables en aval. Une légère végétation de forêt couvrant les deux rives favorise considérablement l'infiltration et ralentit l'écoulement. Cette partie est favorable à l'atténuation des crues, elle limite l'érosion sur le bassin versant mais constitue une zone de prélèvements solides au niveau du lit qui sont déposés en aval.

En aval, la pente s'adoucit. Cette zone se caractérise par un fort taux d'urbanisation qui a induit des changements géomorphologiques aux conséquences néfastes telles que :

- L'augmentation du volume de la crue ;
- La modification de la géométrie de l'écoulement créant beaucoup de transitions tantôt accélérant l'écoulement et tantôt le décélérant (singularités) ;
- La modification des pentes ;
- La modification de la rugosité du lit.

III.2.2. Croquis du diagnostic :

Les inondations se produisent à la suite des crues, le secteur d'étude présente parfois des terrains à faibles pentes et mal drainés surtout au niveau de la zone d'activité Taharacht, l'Oued TIFRIT peut sortir de son lit ordinaire pour occuper son lit majeur et inonder la plaine alluviale.

Les crues torrentielles présentent un très fort transport solide et une profonde modification du lit à l'occasion de l'événement. Les dommages imputables à ces phénomènes sont avant tout liés à la vitesse du courant, renforcés par les matériaux qui peuvent être charriés par les rivières.

Le débit d'eau pluviale véhiculé par Oued TIFRIT peut déborder de son lit d'écoulement habituel. Cela engendre des inondations des installations dans l'espace alluvial de la zone d'activité Taharacht. Cette probable inondation peut être caractérisée par son intensité, son étendue, sa fréquence et sa durée. Elle peut être dévastatrice, et provoquer des dégâts humains et matériels importants.

L'importance de l'inondation dépend de la hauteur d'eau, la vitesse du courant et la durée de la crue, ces paramètres sont conditionnés par les précipitations, l'état du bassin versant et les caractéristiques de cours d'eau (profondeur, largeur, ...etc.) ces caractéristiques naturelles peuvent être aggravées par la présence de l'activité humaine.

Alors que le bassin versant d'Oued TIFRIT présente de forte pente en amont, du cône de déjection en aval, cela donne des vitesses d'écoulement importantes qui peuvent entraîner des érosions (voir les photographies 'a' et 'b') et le charriage des éléments grossiers (voir la photographie 'b').

Au niveau aval Oued TIFRIT forme une zone plate à faible déclivité en très légères pentes où la profondeur du lit est à peine d'un mètre, avec des berges instables et des formations superficielles meubles (voir les fissurations sur la photographie 'c') où on a observé des gabions indiqués sur la photographie 'd'; Ce qui peut provoquer facilement en période de crues le débordement d'Oued et l'inondation de cette partie.

En constate une digue en terre et alluvions afin de limiter l'étendu des débordements (voir la photographie 'g').

À l'exutoire d'Oued vers Oued Soummam l'écoulement est en surface avec une profondeur de quelque centimètre (voir la photographie 'e'), juste à l'amont de l'exutoire le lit d'Oued est un peu profond de quelques mètres avec des berges instables protégées par des gabionnages (voir la photographie 'f').

Enfin on a observé l'existence des décharges et des débris aux bords d'Oued (voir la photographie 'h').

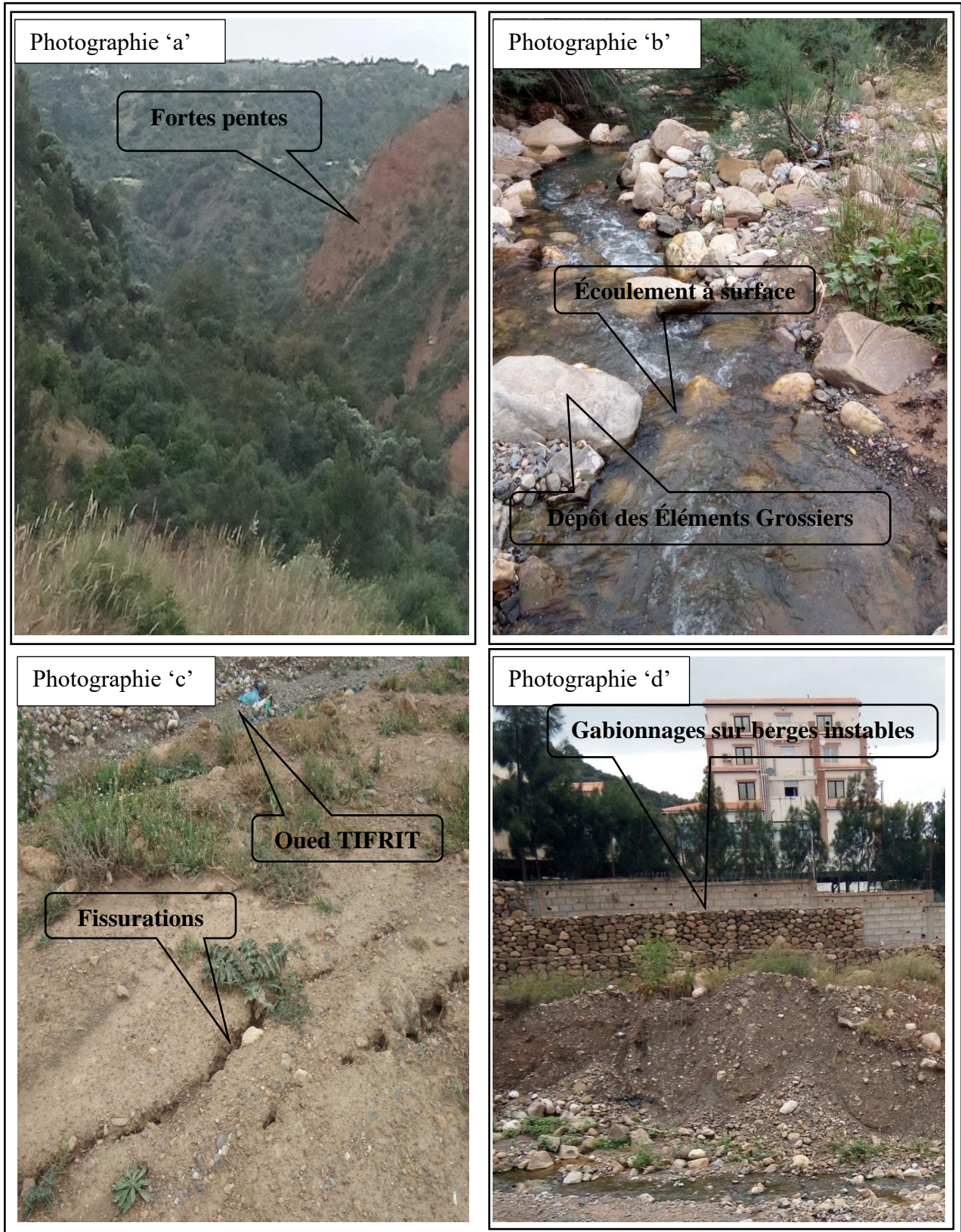


Figure (III.1) : Aperçu photographique N°01 sur l'état d'Oued TIFRIT (Ph. Prises le 28/05/2022).

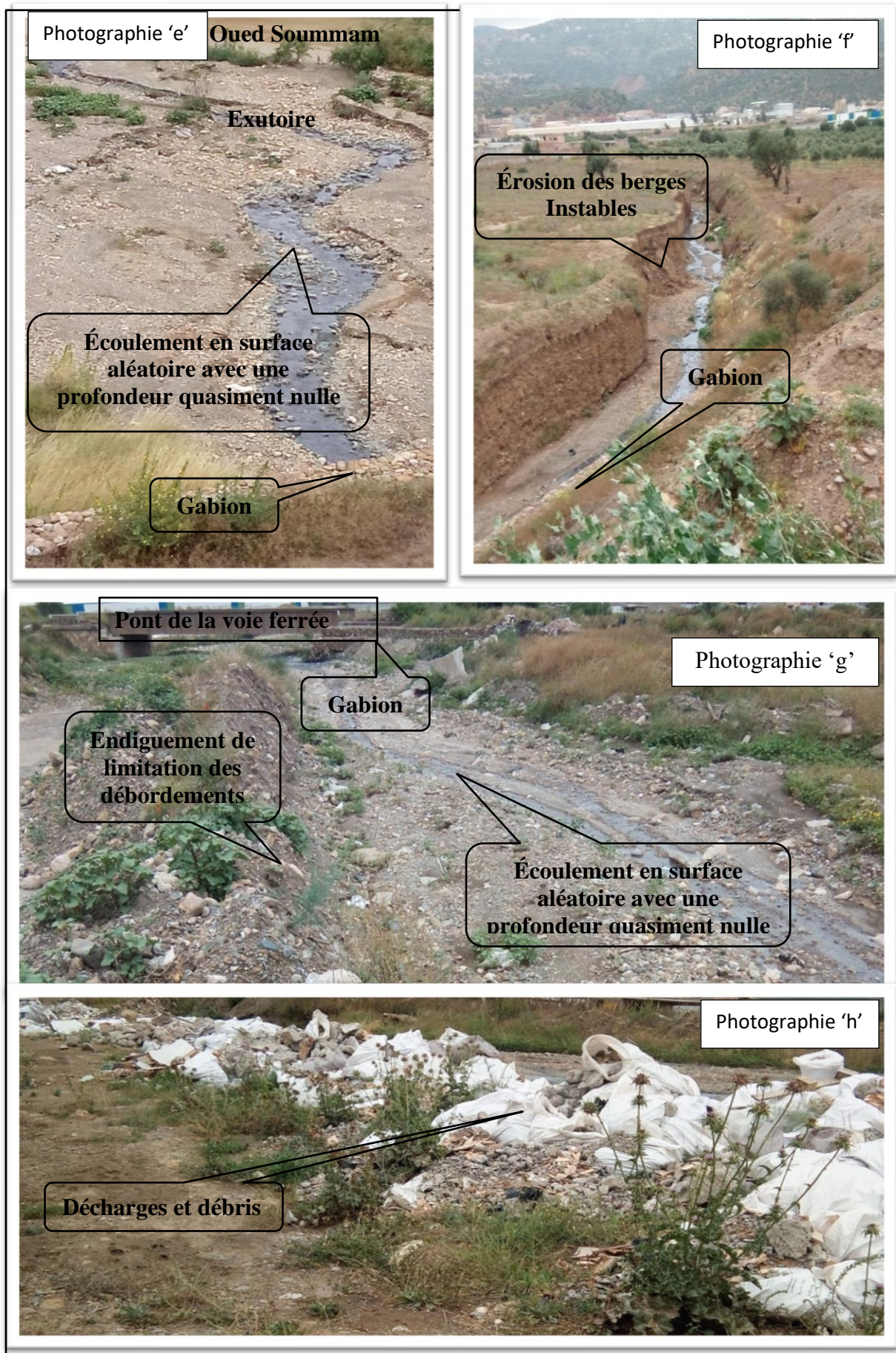


Figure (III.2) : Aperçu photographique N°02 sur l'état d'Oued TIFRIT (Ph. Prises le 28/05/2022).

III.2.3. Types d'aménagements hydrauliques existants dans le site :

Lors de notre sortie sur le site on a constaté que :

- Les berges d'oued TIFRIT situées sur le tronçon entre la route RN°26 et le pont de la zone d'activité de Taharacht sont protégées par des gabions (voir la figure (III.3)) ;
- Un gabion d'une longueur d'environ de 65 m proche de l'embouchure d'Oued TIFRIT (à un jet de pierre d'oued Soummam) comme le montre la figure (III.4) ;
- Un gabion d'une hauteur de 1.3 m quasiment enterré sur la rive gauche d'Oued et un autre gabion sur sa rive droite, ces gabions sont séparés par le pont ferroviaire comme il est illustré dans la figure (III.5).

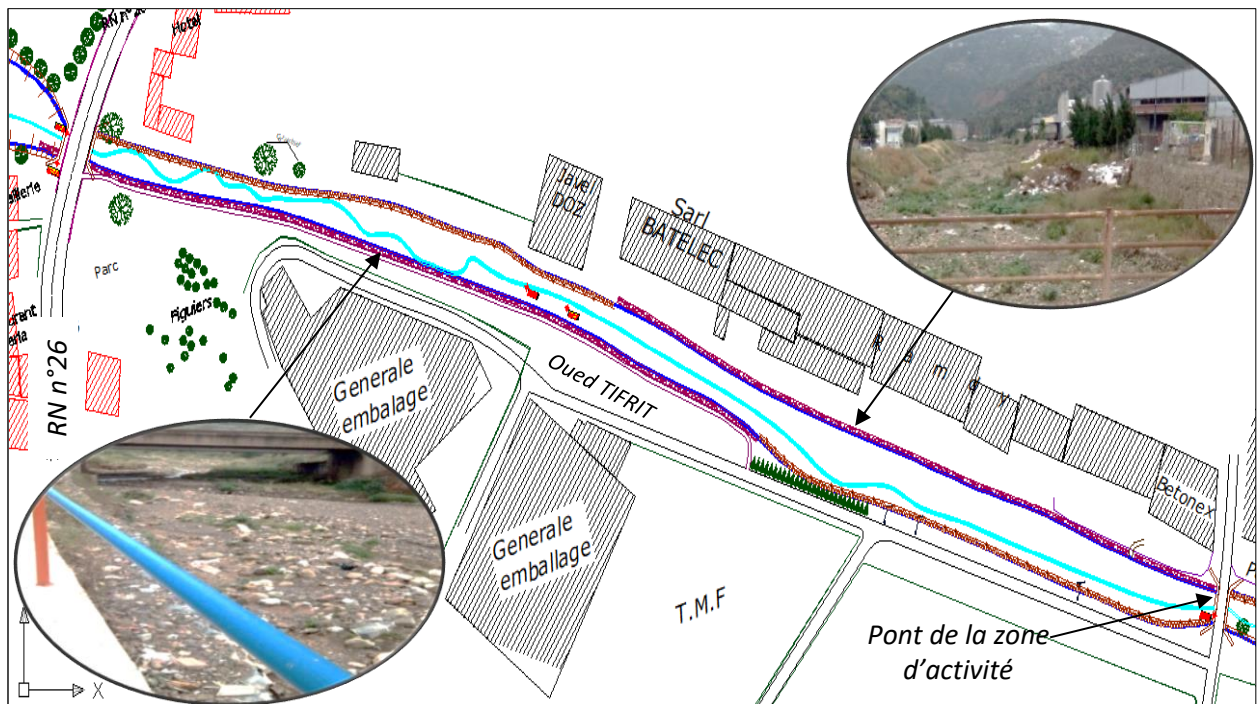


Figure (III.3) : Plan topographique avec photos montrants les gabions existants d'Oued TIFRIT (Tronçon RN n°26 – Pont de la zone d'activité Taharacht).

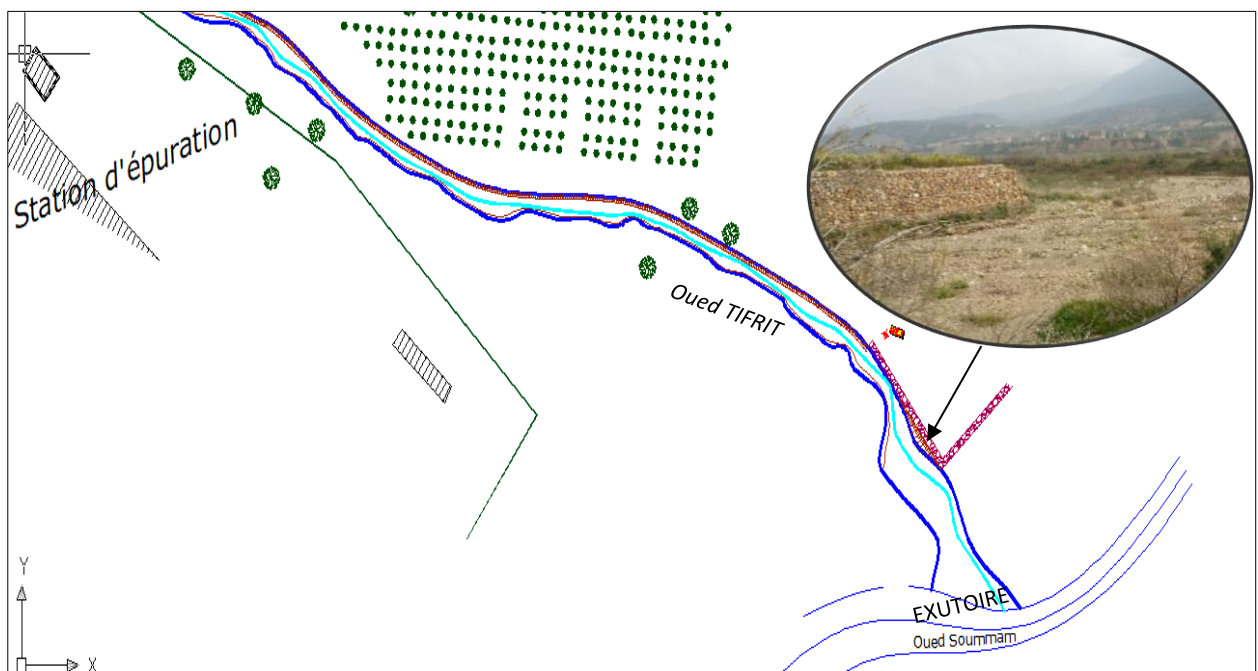


Figure (III.4) : Plan topographique avec photo montrants les gabions existants d'Oued TIFRIT (à l'exutoire).

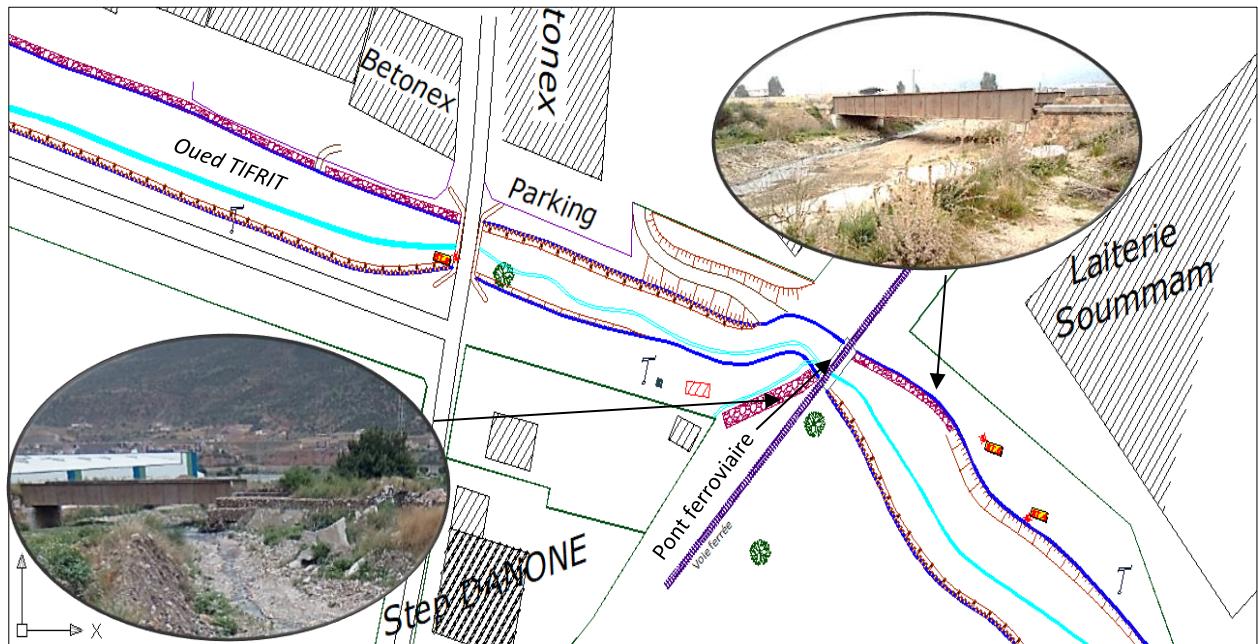


Figure (III.5) : Plan topographique avec photos montrants les gabions existants d'Oued TIFRIT (Proche de la voie ferrée).

III.2.4. Situation actuelle des ouvrages de protection existants :

Les seuls ouvrages de protection existants, enregistrés sur l'oued sont les gabions, leur état actuel est détaillé comme suit :

- Détérioration des gabions dans certains endroits ;
- Gabions quasiment enterrés ;
- Gabionnages sur des berges instables ;
- Inclinaisons du mur en gabion dans certains endroits.

À partir des observations effectuées sur les ouvrages d'aménagements existants, on a remarqué la présence de certains dommages au niveau des gabions comme décrit précédemment. La stabilité de ces gabions n'est pas affectée.

La conservation de ces gabions nécessite une expertise pour déterminer leur état de dégradation et leur stabilité à travers le temps.

III.2.5. Réduire le risque d'inondations :

Afin de réduire le risque d'inondation il est indispensable de :

- Stabiliser les lits des oueds ;
- Protéger les berges de différentes divagations lors des crues torrentielles ;
- Diminuer les charriages ;
- Parer aux risques d'inondations ;
- Protéger les voies de communication et surtout acquérir un espace important pour l'exploitation urbaine et agricole.

III.3. Délimitation des zones inondables :

La délimitation des zones inondables le long du cours d'eau se fera avec l'outil RAS-Mapper du logiciel HEC-RAS après avoir exporté du logiciel CIVIL 3D le fichier '.tif' contenant le sol recouvrant la zone d'étude. La procédure est présentée de la manière suivante :

- a) Création d'une surface de la zone d'étude et l'exportation de cette surface sous forme du fichier '.tif' contenant le sol recouvrant la zone d'étude à l'aide du logiciel CIVIL 3D.

La figure (III.6) montre une fenêtre du logiciel CIVIL 3D pendant qu'il exporte le fichier '.tif'.

- b) Ouvrir le fichier ‘.tif’ et créer un nouveau terrain avec RAS-Mapper qui sera utilisé pour la délimitation des zones inondables.

La figure (III.7) représente le terrain et le cours d’eau principal sur une fenêtre de l’outil RAS-Mapper.

- c) À l’aide de menu Web imagerie sur RAS-Mapper on télécharge sur Web la carte Bing satellite correspondante à notre zone d’étude pour pouvoir visualiser les zones inondables au voisinage du cours d’eau principal.

Une crue centennale a été donc simulée à $94 \text{ m}^3/\text{s}$ à l’aide de HEC-RAS, il apparaît que le niveau d’eau est important, on remarque sur l’outil RAS-Mapper du logiciel HEC-RAS qu’il existe des débordements du lit mineur pour certains tronçons d’Oued TIFRIT comme il est illustré sur les figures (III.8), (III.9) et (III.10).

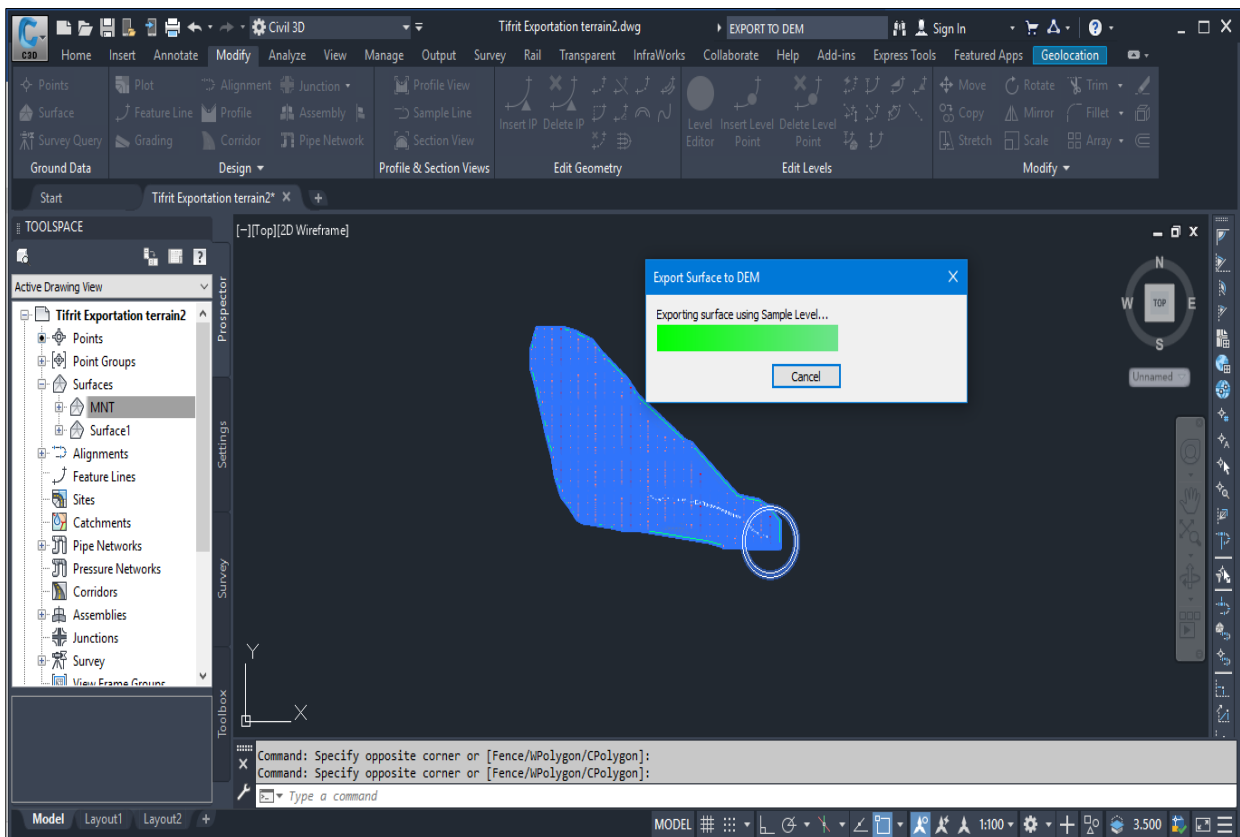


Figure (III.6) : Création et exportation du fichier ‘.tif’ contenant la surface recouvrant la zone d’étude, du logiciel CIVIL 3D.

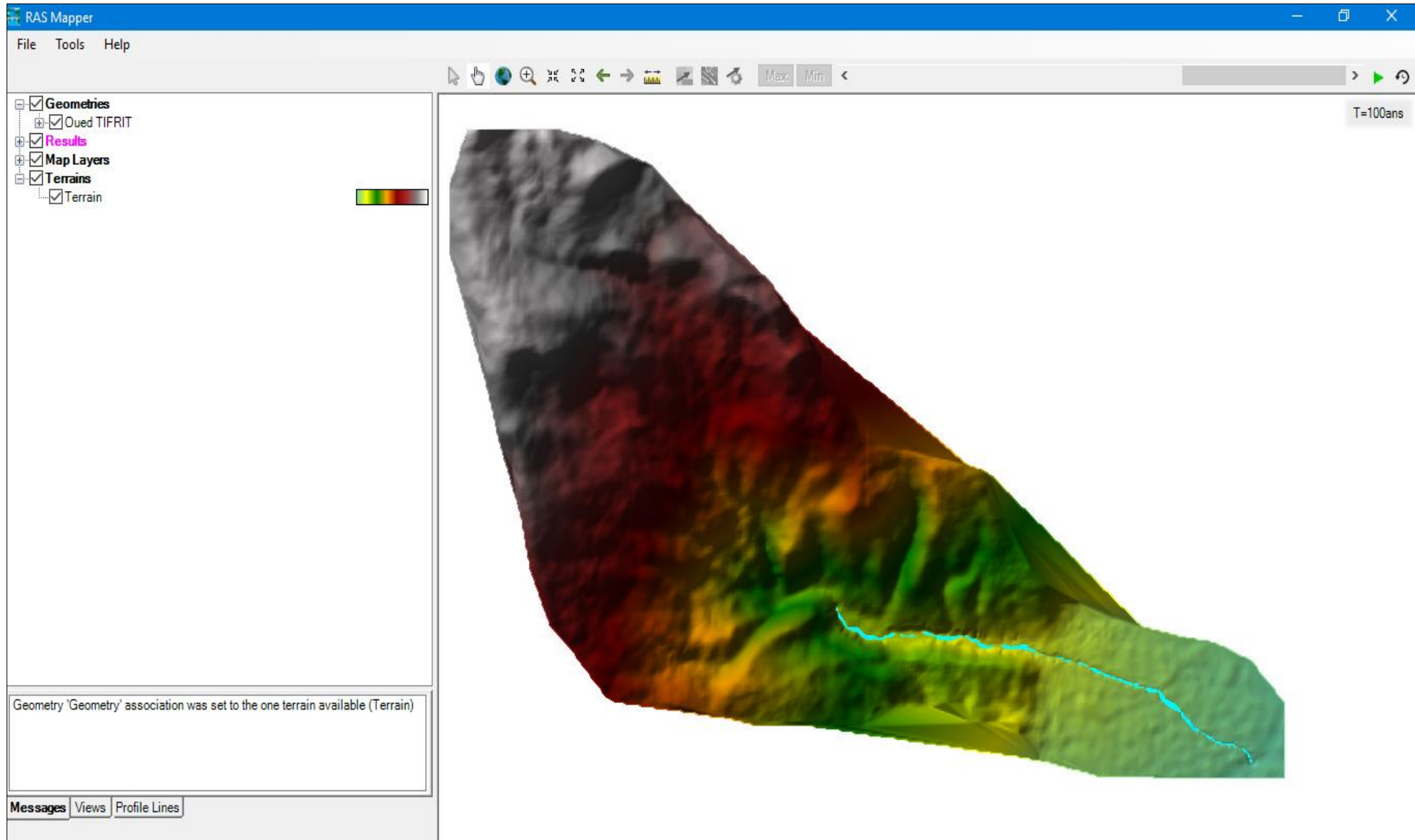


Figure (III.7) : Visualisation du terrain et le cours d'eau principal sur RAS-Mapper

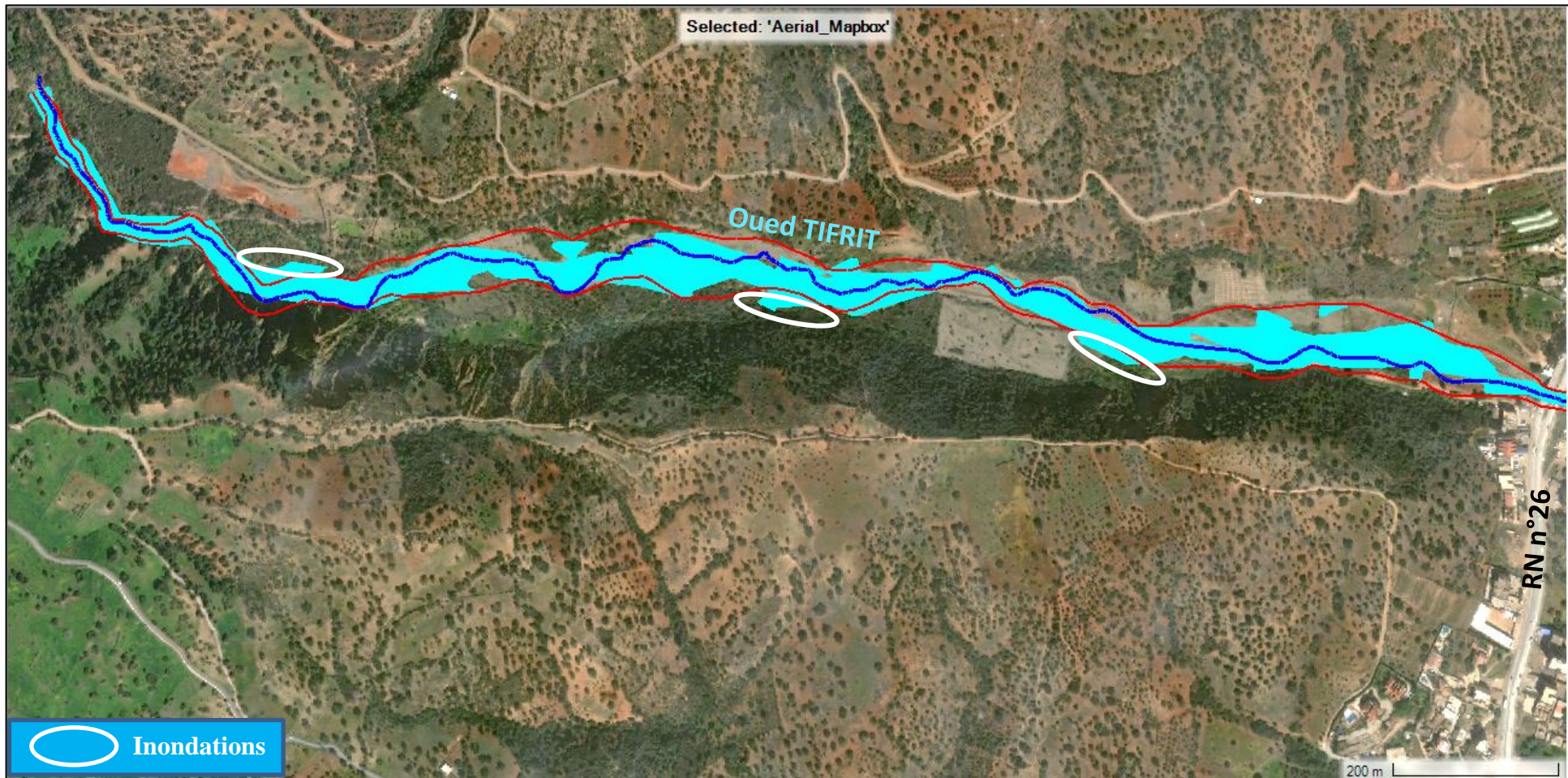


Figure (III.8) : Carte bing satellite de l'outil RAS-Mapper illustrant les zones d'inondation de la partie amont d'Oued TIFRIT ($T=100$ ans).

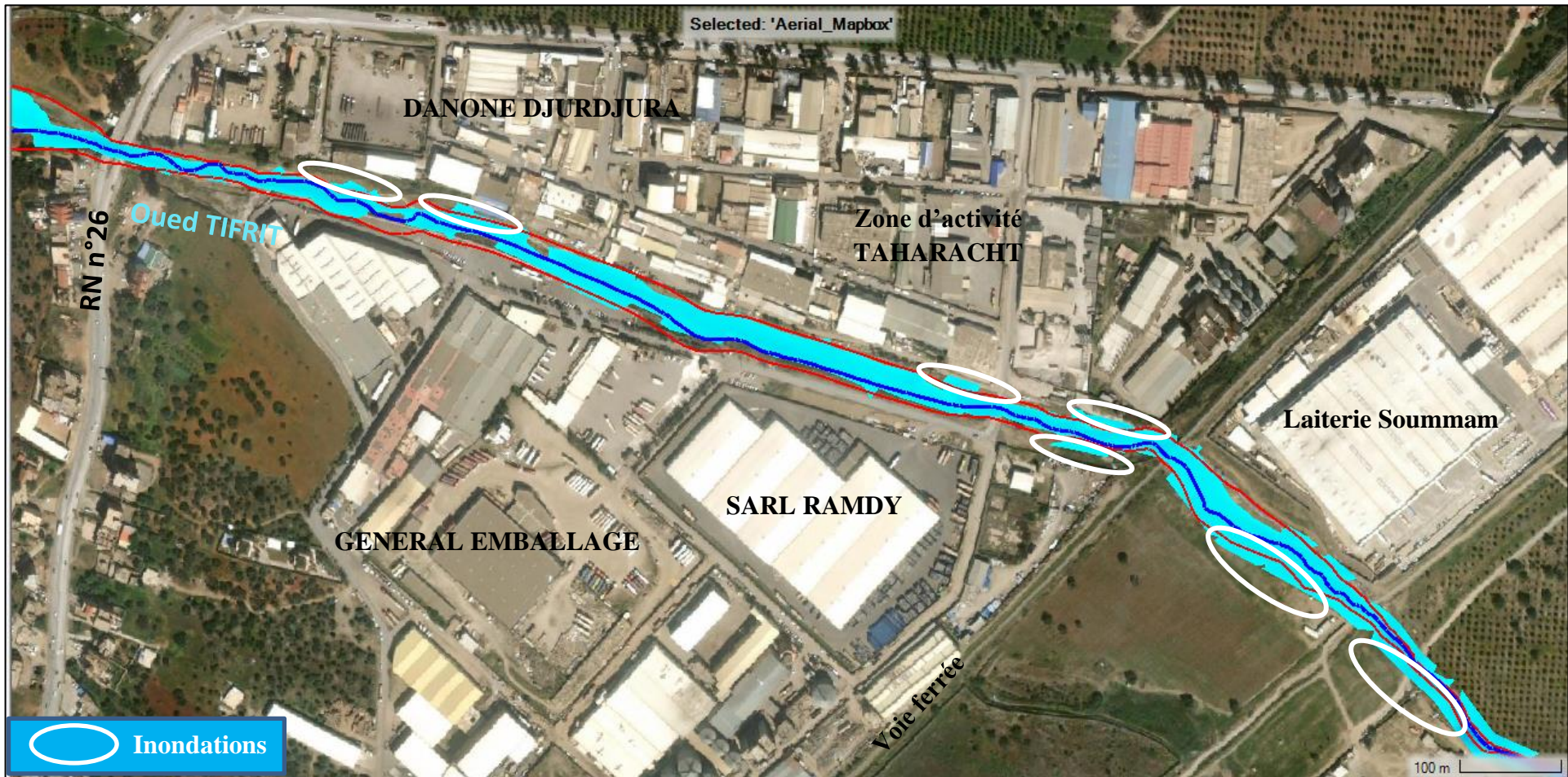


Figure (III.9) : Carte bing satellite de l'outil RAS Mapper illustrant les zones d'inondation de la partie intermédiaire de l'oued TIFRIT (T=100 ans).

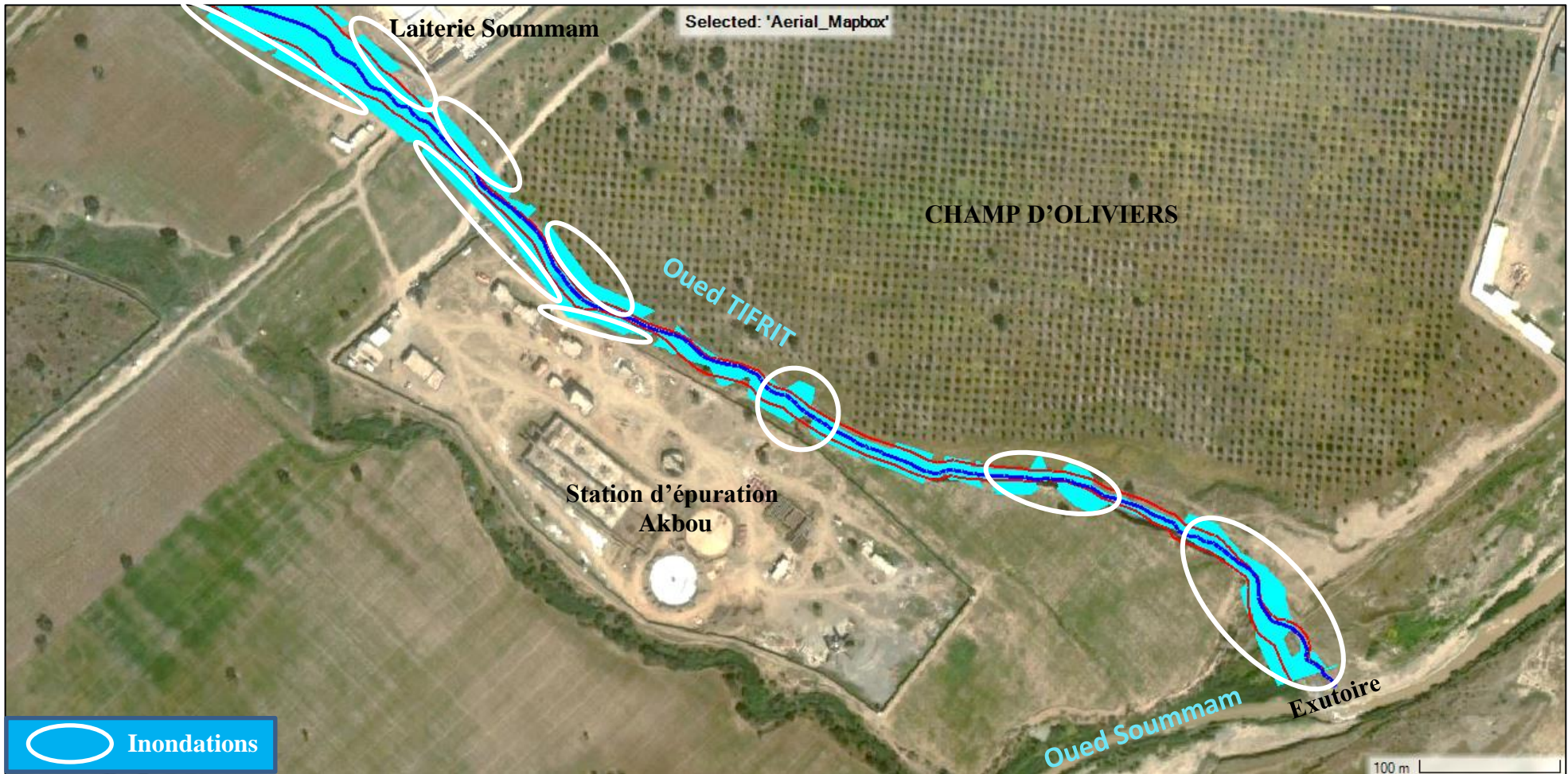


Figure (III.10) : Carte bing satellite de l'outil RAS-Mapper illustrant les zones d'inondation de la partie aval d'oued TIFRIT (T=100 ans).

III.4. Ouvrages traversés par l'Oued TIFRIT :

III.4.1. Pont de la Route nationale n°26 (RN 26) :

Est un ouvrage de franchissement proche du carrefour de Taharacht, franchi par la route nationale n°26, traverse la commune au Nord-est vers Bejaia et au Sud-ouest vers Bouira, l'ouvrage traverse oued Tifrit sur une longueur de 13 m et d'une largeur de 19.60 m (une voie pour l'aller et une voie pour le retour) avec une hauteur de 5.5 m, il permet la communication entre les deux parties, voir la figure suivante :



Figure (III.11) : Pont franchi par la RN n°26 traversant oued TIFRIT (Ph. Prises le 28/05/2022).

III.4.2. Pont de la zone d'activité Taharacht :

La construction relie les deux parties de la zone d'activité Taharacht séparées par Oued TIFRIT. Il facilite le mouvement entre les deux côtés, le pont a été construit sur deux colonnes aux extrémités avec une distance de 16 m et d'une largeur de 8.84 m avec cinq piliers intermédiaires d'une hauteur d'environ 2.5 m comme le montre la figure suivante :



Figure (III.12) : Pont de la zone d'activité traversant oued TIFRIT (Ph. Prises le 28/05/2022).

III.4.3. Pont de la voie ferrée :

L'ouvrage porte le réseau ferroviaire national traversant oued Tifrit, sa longueur est de 18 m et d'une largeur de 6.69 m avec d'une hauteur d'environ 1.90 m. La voie dessert toute la vallée de la Soummam en correspondance à Béni Mansour via Bejaia. Ce réseau est une potentialité sur le plan commercial, échanges, communication et transport public régional ce qui rend le pont précieux et important, illustré dans la figure suivante :



Figure (III.13) : Pont de la voie ferrée traversant oued TIFRIT (Ph. Prises le 28/05/2022).

III.4.4. Ponceau :

Est constitué d'une structure de canalisation en buses de diamètre 1200 mm installées sur un radier et recouvertes d'un remblai, situé sur une terre agricole proche de la station d'épuration et d'oliverie, voir la figure suivante :



Figure (III.14) : Ponceau traversant oued TIFRIT. (Ph. Prises le 28/05/2022).

III.5. Généralités sur les écoulements à surface libre :

L'hydraulique à surface libre se distingue de l'hydraulique en charge par l'existence d'une surface libre, c'est-à-dire d'une surface où l'écoulement est en contact direct avec l'air : le gradient de pression ne peut plus être le moteur de l'écoulement, c'est la gravité qui joue plutôt ce rôle.

III.5.1. Canaux :

On appelle canal un système de transport dans lequel l'eau s'écoule et dont la surface libre est soumise à la pression atmosphérique et on distingue deux catégories de canaux :

a) Canaux naturels :

Les canaux naturels sont les cours d'eau qui existent naturellement sur ou sous terre, tels que les ruisselets, torrents, rivières et fleuves. 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 à partir d'hypothèses qui s'imposent.

b) Canaux artificiels :

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

III.5.2. Géométrie des canaux :

La section transversale d'un canal est une section plane normale à la direction de l'écoulement. Un canal dont la section ne varie pas et dont la pente longitudinale et la rugosité restent constantes, la hauteur d'eau peut cependant varier, est appelé canal prismatique ; sinon, on l'appelle canal non prismatique.

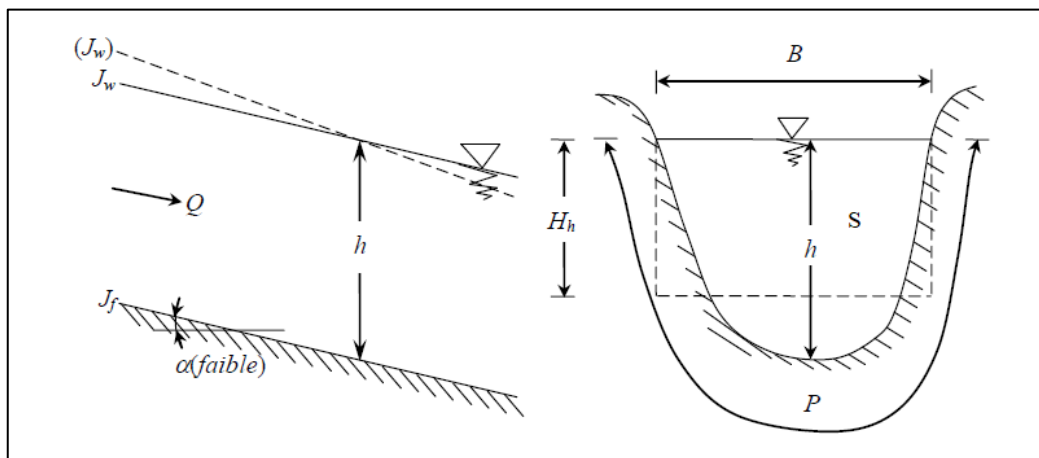


Figure (III.15) : Caractéristiques géométriques d'un canal.

Les éléments géométriques d'une section d'un canal sont les suivants :

- La section mouillée (S) en $[m^2]$;
- Le périmètre mouillé (P) en $[m]$;
- La largeur du canal à la surface libre ou largeur au miroir (B) en $[m]$;
- Le tirant d'eau (h) en $[m]$;
- Le rayon hydraulique R_h : $R_h = S / P$ en $[m]$;
- La profondeur hydraulique D_h : $D_h = S / B$ en $[m]$;
- La pente du fond du canal (J_f) et la pente de la surface libre (J_w) en $[m/m]$.

III.5.3. Type d'écoulement :

Une classification des écoulements peut se faire selon la variation de la profondeur, h ou D_h , en fonction du temps et de l'espace : $D_h = f(t, x)$.

III.5.3.1. Variabilité dans le temps :

Le mouvement est permanent si les vitesses moyennes, "v", et ponctuelles "u", ainsi que la profondeur, "h" ou "D_h", restent invariables dans le temps en grandeur et en direction. Par conséquent, le débit est constant ($V S = Q$) entre les diverses sections du canal sans apport latéral.

Le mouvement est non permanent si la profondeur, D_h (t), ainsi que les autres paramètres varient avec le temps. Par conséquent, le débit n'est pas constant. En pratique, l'écoulement dans les canaux est rarement permanent. Néanmoins, les variations temporelles sont souvent suffisamment lentes pour que l'écoulement puisse être considéré comme permanent, du moins dans un intervalle de temps relativement court.

III.5.3.2. Variabilité dans l'espace :

Trois cas sont à envisager :

- Le mouvement est uniforme si la profondeur, "D_h", ainsi que les autres paramètres, restent invariables dans les diverses sections du canal. La ligne de la pente de fond est donc parallèle à la ligne de la surface libre et l'on a ($I = J$) ;
- Le mouvement est non uniforme ou varié si la profondeur, D_h (x), ainsi que les autres paramètres, changent d'une section à l'autre. La pente de fond diffère alors de celle de la surface libre, ($I \neq J$). L'écoulement non uniforme peut être permanent ou non permanent. Lorsque le mouvement est graduellement varié, la profondeur, D_h (x) = D_h, ainsi que les autres paramètres, ne changent que très lentement d'une section à l'autre ;
- Lorsque le mouvement est rapidement varié, la profondeur D_h (x), ainsi que les autres paramètres changent brusquement, parfois avec des discontinuités. Cela se manifeste en général au voisinage d'une singularité, telle qu'un déversoir, un rétrécissement, un ressaut hydraulique ou une chute brusque.

III.5.4. Régime d'écoulement : [10]

L'écoulement d'un fluide réel dans un canal à surface libre est le siège des forces suivantes : Forces de gravité, forces de frottement (viscosité et rugosité).

Les équations réduites du mouvement font intervenir les coefficients ou nombres adimensionnels suivants :

III.5.4.1. Nombre de Froude :

Est le rapport entre les forces d'inertie et celle de gravité où :

$$F_r = \frac{V}{\sqrt{g \times D_h}} \quad (\text{III.1})$$

- F_r : Nombre de Froude adimensionnel ;
- V : Vitesse d'écoulement [m s⁻¹] ;
- g : Accélération de la pesanteur [m s⁻²] ;
- D_h : Profondeur hydraulique D_h = S / B [m].

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

- Écoulement fluvial : F_r < 1 ;
- Écoulement torrentiel : F_r > 1 ;
- Écoulement critique : F_r = 1.

III.5.4.2. Nombre de Reynolds :

Est le rapport entre les forces d'inertie et celles de frottement où :

$$R_e = \frac{V \times D}{\nu} \quad (\text{III.2})$$

- R_e : Nombre de Reynolds adimensionnel ;
- V : Vitesse d'écoulement en $[\text{m.s}^{-1}]$;
- D : Dimension caractéristique de l'écoulement en $[\text{m}]$;
- ν : Viscosité cinématique du fluide tel que $\nu = \frac{\mu}{\rho}$ en $[\text{m}^2 \text{s}^{-1}]$;
- μ : Viscosité dynamique du fluide en $[\text{Pa.s}$ ou $\text{kg m}^{-1} \text{s}^{-1}]$ ou poiseuille P_i , ou encore un dixième de poise P_o ;
- ρ : Masse volumique du fluide en $[\text{kg m}^{-3}]$.

Le nombre de Reynolds en rivière s'écrit :

$$R_e = \frac{4V \times R_h}{\nu} \quad (\text{III.3})$$

- R_h : rayon hydraulique en $[\text{m}]$.

III.5.4.3. Formulations de Chézy et de Manning-Strickler : [11]**a) Équation de Chézy :**

$$V = C \sqrt{R_h \times I} \quad (\text{III.4})$$

- V : Vitesse d'écoulement $[\text{m.s}^{-1}]$;
- C : Coefficient de résistance selon Chezy $[\text{m}^{0.5}/\text{s}]$;
- R_h : Rayon hydraulique $[\text{m}]$;
- I : Pente $[\text{m}/\text{m}]$.

b) Formule de Manning :

$$C = \frac{\alpha \times R_h^{1/6}}{n} \quad (\text{III.5})$$

- C : Coefficient de résistance selon Chezy $[\text{m}^{0.5}/\text{s}]$;
- α : Coefficient d'unité qui vaut 1 en système international et 1,486 en système anglo-saxons ;
- R_h : Rayon hydraulique $[\text{m}]$;
- n : Coefficient de frottement de Manning.

c) Formule de Manning - Strickler :

$$V = K_s \times R_h^{2/3} \times I^{1/2} \quad (\text{III.6})$$

- V : Vitesse d'écoulement $[\text{m.s}^{-1}]$;
- K_s : Coefficient de Manning-Strickler qui correspond à un coefficient de rugosité pour les écoulements à surface libre $[\text{m}^{1/3}/\text{s}]$;
- R_h : Rayon hydraulique correspondant au rapport entre la surface mouillée et le périmètre mouillé $[\text{m}]$;
- I : Pente de canal $[\text{m}/\text{m}]$.

III.6. Présentation du logiciel HEC-RAS : [12]

Le logiciel HEC-RAS, Hydrologic Engineering Center River Analysis System (Système d'analyse des rivières du centre d'ingénierie hydrologique) est un outil répandu dans le monde pour la modélisation hydraulique destiné à simuler l'écoulement dans les cours d'eau et les canaux, il permet d'évaluer les débits et les hauteurs d'eau sur l'ensemble des sections d'une rivière. Développé par le corps des ingénieurs de l'armée américaine.

HEC-RAS est conçu pour effectuer des calculs hydrauliques pour un réseau complet de canaux naturels et construits (artificiels).

Notre choix de logiciel dans ce projet est le modèle HEC-RAS 5.0.3, une version disponible et plus simple à manipuler.

III.6.1. Équations utilisées par le logiciel HEC-RAS :

La ligne d'eau est calculée d'une section à une autre en résolvant l'équation de l'énergie par une méthode itérative. Elle est obtenue à partir de l'équation de quantité de mouvement, et représente la conservation de la charge hydraulique de Bernoulli. L'équation résolue est la suivante :

$$H_1 + Z_1 + \frac{\alpha_1 V_1^2}{2g} = H_2 + Z_2 + \frac{\alpha_2 V_2^2}{2g} + \Delta H \quad (\text{III.7})$$

- H_1, H_2 : Profondeurs de l'eau au niveau des sections 01 et 02 [m] ;
- Z_1, Z_2 : Côtes du canal principal [m] ;
- α_1, α_2 : Coefficients de pondération de la vitesse ;
- V_1, V_2 : Vitesses moyennes sur les sections (Débit total / Section mouillée) [m s^{-1}] ;
- g : Accélération de la pesanteur [m s^{-2}] ;
- ΔH : Perte de charge [m].

La perte d'énergie ΔH entre deux sections liées aux frottements et celles liées à la contraction ou l'expansion du lit, elle est donnée par l'équation suivante :

$$\Delta H = L \times \bar{S}_f + C \left| \frac{\alpha_2 V_2^2}{2g} - \frac{\alpha_1 V_1^2}{2 \times g} \right| \quad (\text{III.8})$$

- L : La distance entre les deux profils en [m] ;
- \bar{S}_f : La pente de la ligne d'énergie (pente de frottement) en [m/m] ;
- C : Le coefficient d'expansion ou de contraction ;
- α_1, α_2 : Les coefficients de pondération de la vitesse ;
- V_1, V_2 : Les Vitesses moyennes sur les sections en [m s^{-1}].

La figure ci-après illustre l'apport de chaque terme de l'équation.

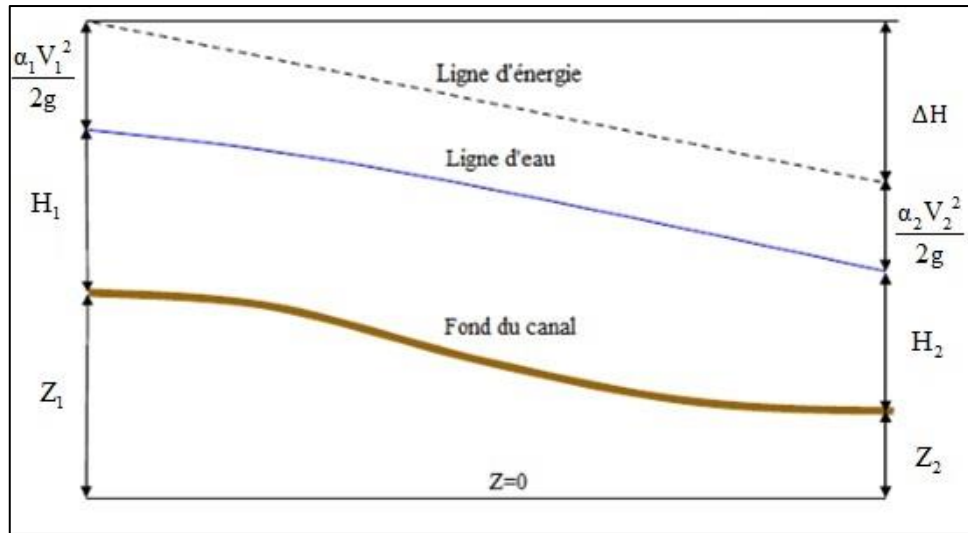


Figure (III.16) : Conservation de la charge entre deux points.

La longueur pondérée est calculée par la formule :

$$L = \frac{L_{rg} \times \bar{Q}_{rg} + L_C \times \bar{Q}_C + L_{rd} \times \bar{Q}_{rd}}{\bar{Q}_{rg} + \bar{Q}_C + \bar{Q}_{rd}} \quad (III.9)$$

- L : La distance entre les deux profils en [m] ;
- L_{rg} , L_C , L_{rd} : La distance des sections en travers pour la rive gauche, le centre du lit mineur et, la rive droite respectivement en [m] ;
- $\bar{Q}_{rg} + \bar{Q}_C + \bar{Q}_{rd}$: La moyenne arithmétique pour les débits entre les sections pour la rive gauche, le centre du lit mineur et, la rive droite en [m^3s^{-1}].

III.6.2. Subdivision d'une section en travers pour le calcul du débit :

La détermination du transport total et du coefficient de vitesse pour une section de calcul exige que l'écoulement soit subdivisé en unités pour lesquelles la vitesse est uniformément distribuée. L'approche utilisée dans HEC-RAS est de subdiviser l'écoulement dans les surfaces des rives en utilisant les points d'arrêt des valeurs de la rugosité "n" comme base de la subdivision (endroits où est observé le changement des valeurs du coefficient de rugosité n) comme le montre le tableau (III.1). Le flux est calculé dans chaque subdivision sous la forme suivante, en fonction de "n" (Équation de Manning) :

Calcul de débit du cours d'eau :

$$Q = K \times I^{1/2} \quad (III.10)$$

Avec :

$$K = \frac{1}{n} S \times R_h^{2/3} \quad (III.11)$$

- K : Flux pour la subdivision ;
- n : Coefficient de rugosité de Manning pour une subdivision ;
- S : Surface d'écoulement pour une subdivision en [m^2] ;
- R_h : Rayon hydraulique pour une subdivision (surface mouillée / périmètre mouillé) en [m].

Le programme cumule tous les débits dans les rives pour obtenir un flux pour la rive gauche et la rive droite. Le débit total d'une section de calcul est obtenu en additionnant les trois débits des trois subdivisions gauche, canal et droite (K_{LOB} , K_{Ch} , K_{ROB}).

La figure montre la subdivision du débit par le modèle HEC-RAS.

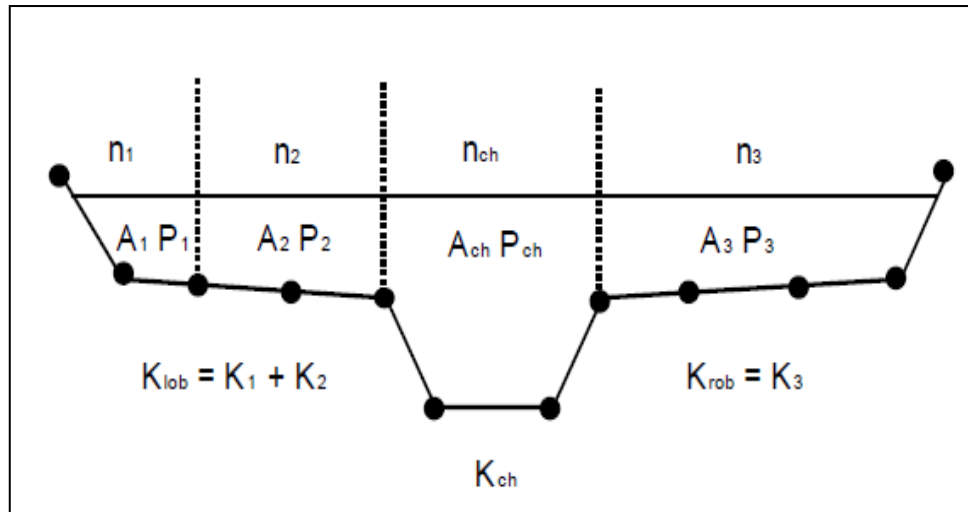


Figure (III.17) : Méthode de subdivision du débit par le modèle HEC-RAS.

III.6.3. Mode de fonctionnement de HEC-RAS :

Afin d'étudier le comportement hydraulique d'un cours d'eau sur HEC-RAS, il faut créer ce que l'on appelle un Projet qui constitue un ensemble de fichiers dans lequel on introduit les informations nécessaires pour la simulation telles que les données géométriques relatives à chaque section :

- Le profil en travers défini par une série de couples distance-altitude (X – Y) ;
- Les trois distances principales à la section suivante : rive gauche, droite et axe du lit mineur ;
- Les coefficients de rugosité des lits majeur et mineur ;
- Les coordonnées dans le plan "X" des limites gauche et droite du lit principal (mineur) de la rivière ;
- Les coefficients de contraction et d'expansion.

Ainsi que :

- Les données hydrométriques à savoir, le débit et les conditions aux limites ;
- Les conditions de simulation ;
- Les résultats de la simulation.

III.6.4. Démarche de la modélisation :

La démarche de modélisation comprend huit étapes :

a) Modélisation de la géométrie :

Afin de faciliter la mise en œuvre du modèle géométrique de la rivière sur HEC-RAS, le programme accepte plusieurs extensions de fonctionnalité avec d'autres logiciels, dans notre étude on a choisi le module CIVIL 3D de l'AutoCAD (le logiciel AutoCAD CIVIL 3D).

L'application du modèle HEC-RAS a été faite sur un levé topographique d'Oued TIFRIT sur une longueur de 4.5 km (sachant que la partie objet d'étude a une longueur d'environ 4.3 km). Les sections géométriques introduites dans le modèle HEC-RAS sont extraites du logiciel AutoCAD CIVIL 3D. La figure (III.18) montre sur le logiciel AutoCAD CIVIL 3D le tracé d'Oued TIFRIT avec ses trois distances principales (rive gauche, droite et axe du lit mineur), ainsi que la position des sections créées.

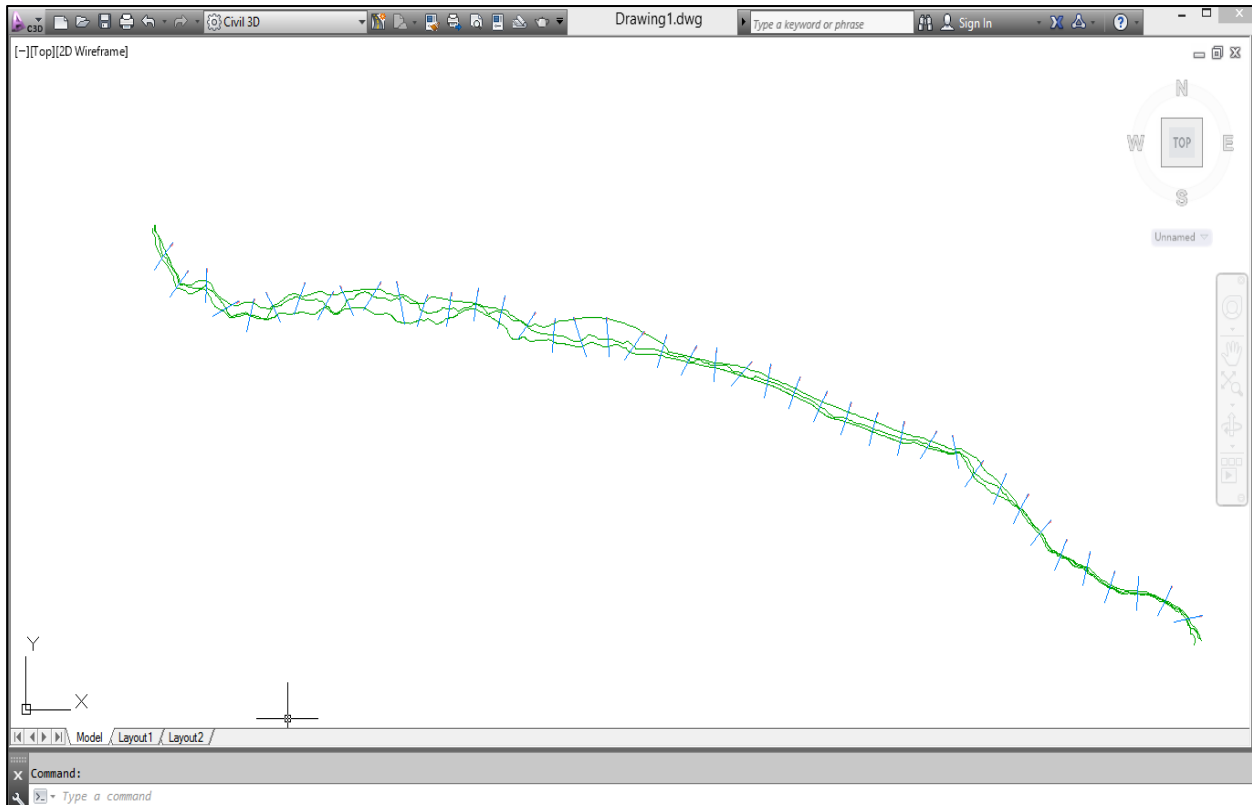
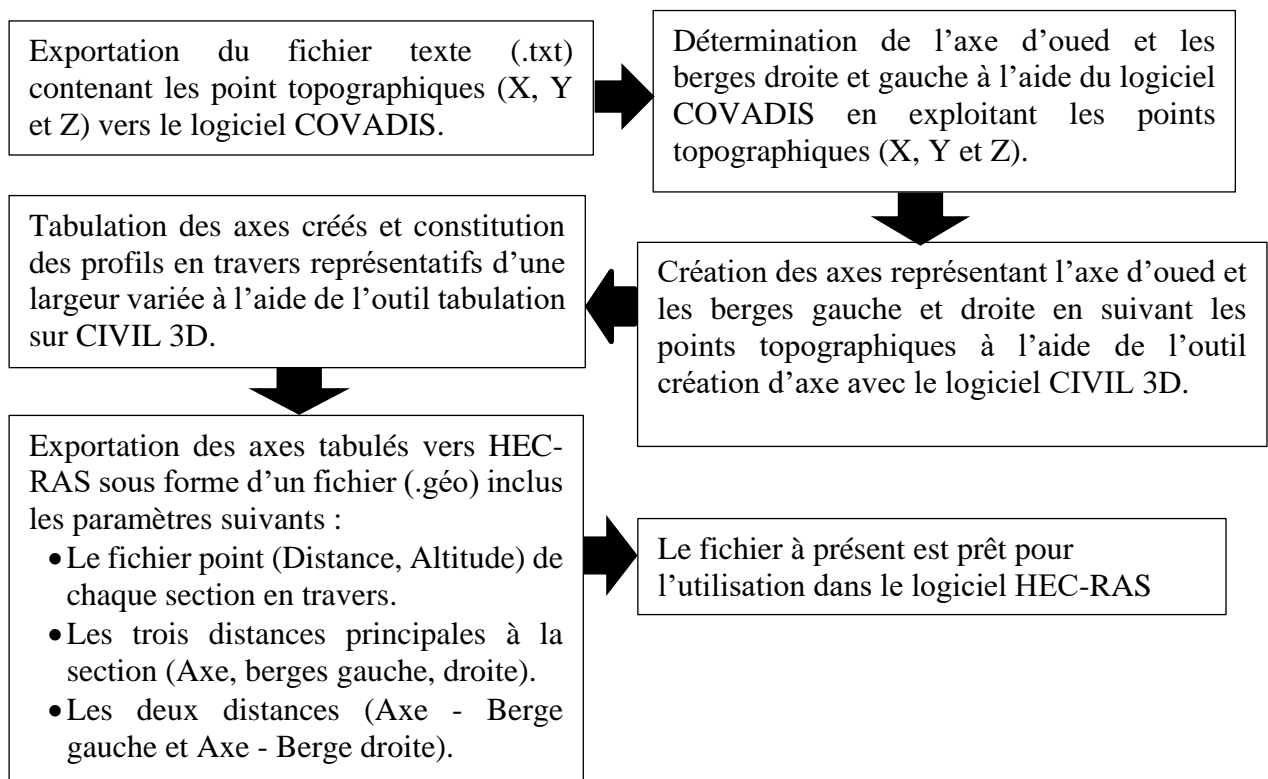
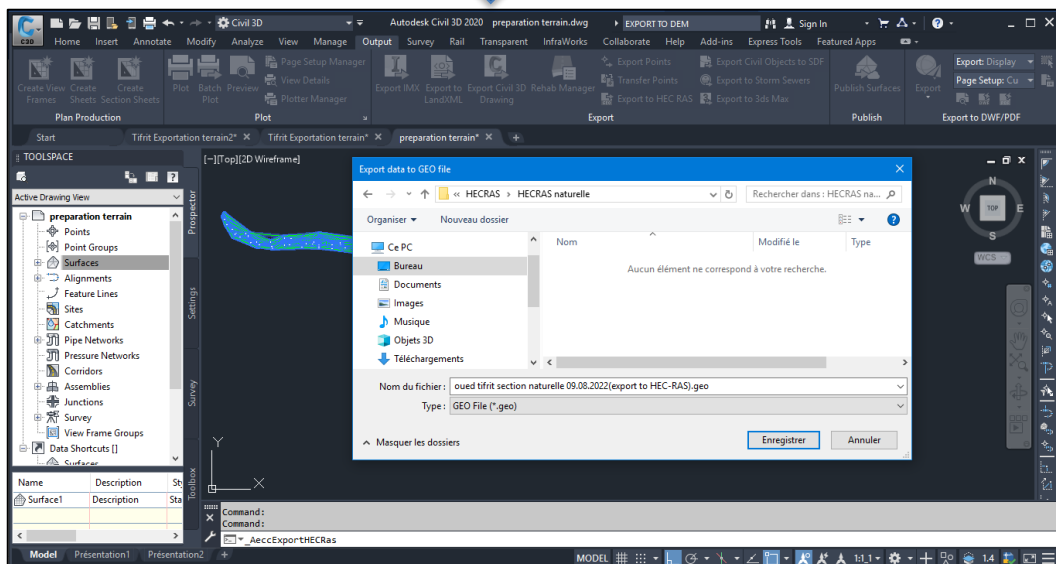
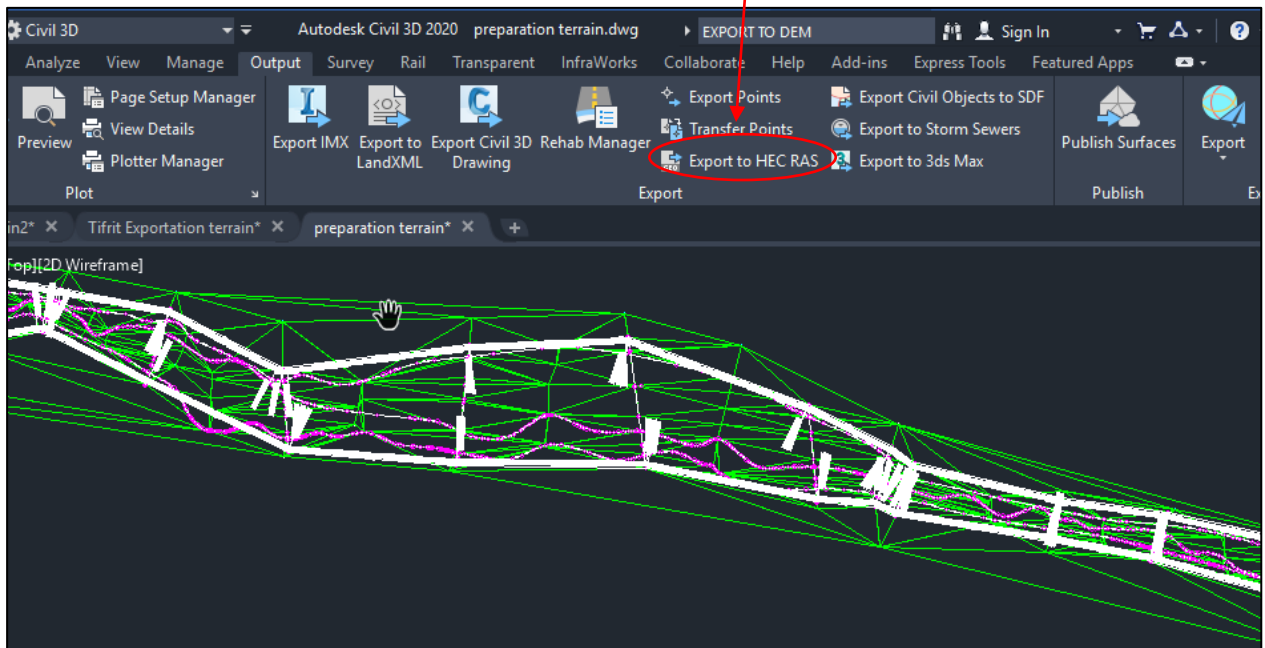


Figure (III.18) : Tracé d'Oued TIFRIT sur AutoCAD CIVIL 3D.

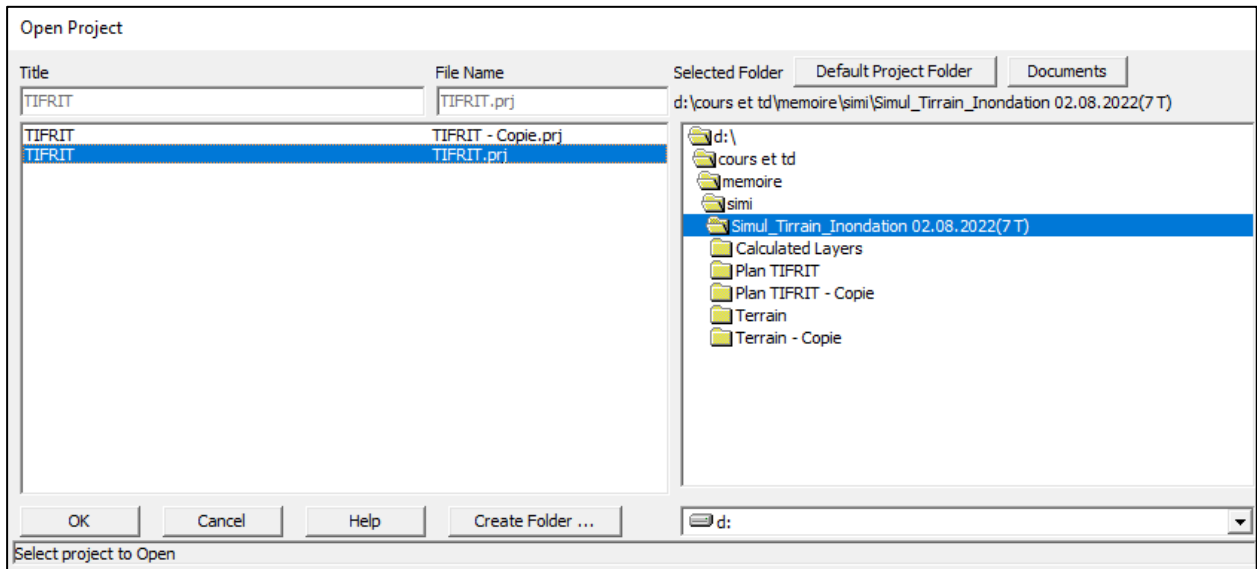
L'ensemble des tâches de cette partie est décrit dans le schéma suivant :



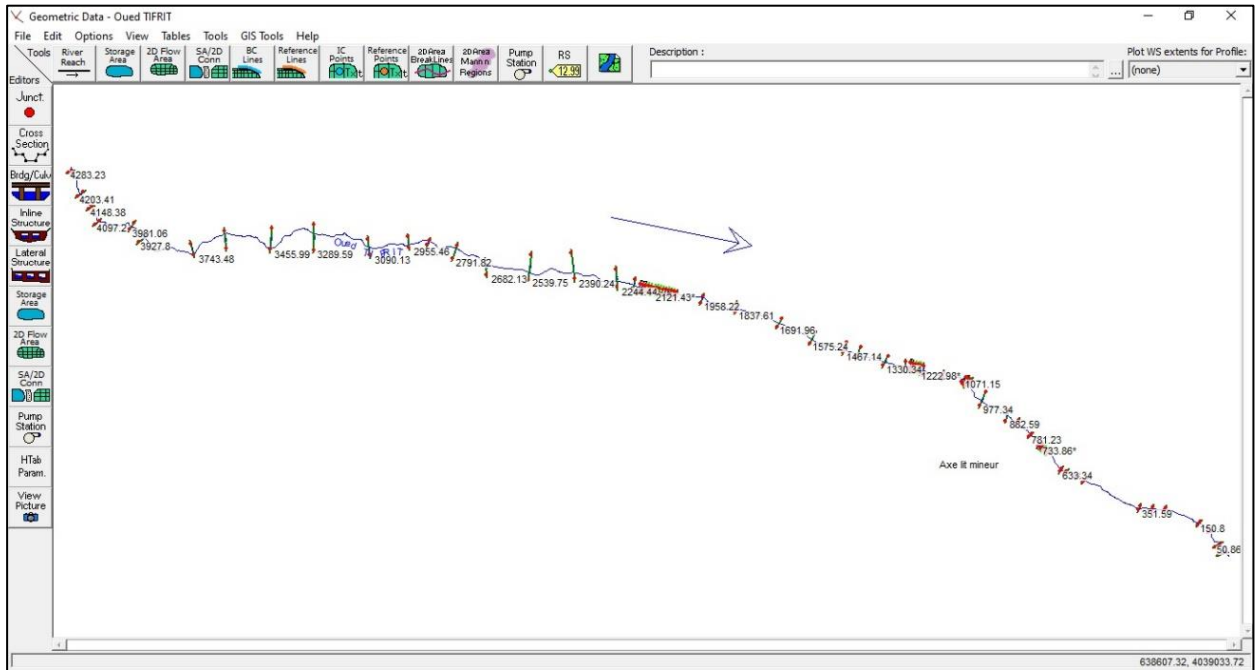
Préparation d'exportation du fichier CIVIL 3D ".geo" vers HEC-RAS.



Création d'un nouveau projet ".prj" sur HEC-RAS.



Créer ou ouvrir ou importer une géométrie Data.



b) Choix du coefficient de frottement :

Les valeurs du coefficient de frottement (Manning) de notre cours d'eau ont été fixées selon la nature du canal et le matériau qui constitue le canal.

Tableau (III.1) : Valeur du coefficient de Manning "n".

Tronçon entre station de la river	Berge droite	Lit mineur	Berge gauche
PT51 – PT34 (RS=4283.23 m - RS=2244.44 m)	Avec quelque herbe et pierres	Pont et section moins efficace avec méandre	Avec quelque herbe et pierres
	0.035	0.048	0.035

PT33 – PT29 (RS=2189.61m - RS=1837.61 m)	Gabionnage	Pont et section moins efficace avec méandre	Avec quelque herbe et pierres
	0.023	0.048	0.035
PT28 (RS=1691.96 m)	Gabionnage	Pont et section moins efficace avec méandre	Gabionnage
	0.023	0.048	0.023
PT27 – PT22 (RS=1575.24 m - RS=1249.52 m)	Avec quelque herbe et pierres	Pont et section moins efficace avec méandre	Gabionnage
	0.035	0.048	0.023
PT21 – PT19 (RS=1205.29 m - RS=1071.15 m)	Quelque herbe et pierres avec mauvaise paroi	Pont et section moins efficace avec méandre	Quelque herbe et pierres avec mauvaise paroi
	0.04	0.048	0.04
PT18 (RS=1051.08)	Quelque herbe et pierres avec mauvaise paroi	Pont et section moins efficace avec méandre	Gabionnage
	0.04	0.048	0.023
PT17 – PT04 (RS=977.34 m - RS=150.8 m)	Quelque herbe et pierres avec mauvaise paroi	Pont et section moins efficace avec méandre	Quelque herbe et pierres avec mauvaise paroi
	0.04	0.048	0.04
PT03– PT02 (RS=105.29 m - RS=50.86 m)	Quelque herbe et pierres avec mauvaise paroi	Pont et section moins efficace avec méandre	Gabionnage
	0.04	0.048	0.023
PT01 (RS=14.49 m)	Quelque herbe et pierres avec mauvaise paroi	Pont et section moins efficace avec méandre	Quelque herbe et pierres avec mauvaise paroi
	0.04	0.048	0.04

La figure (III.19) montre un exemple d'un profil en travers sur HEC-RAS ainsi que la répartition du coefficient de Manning.

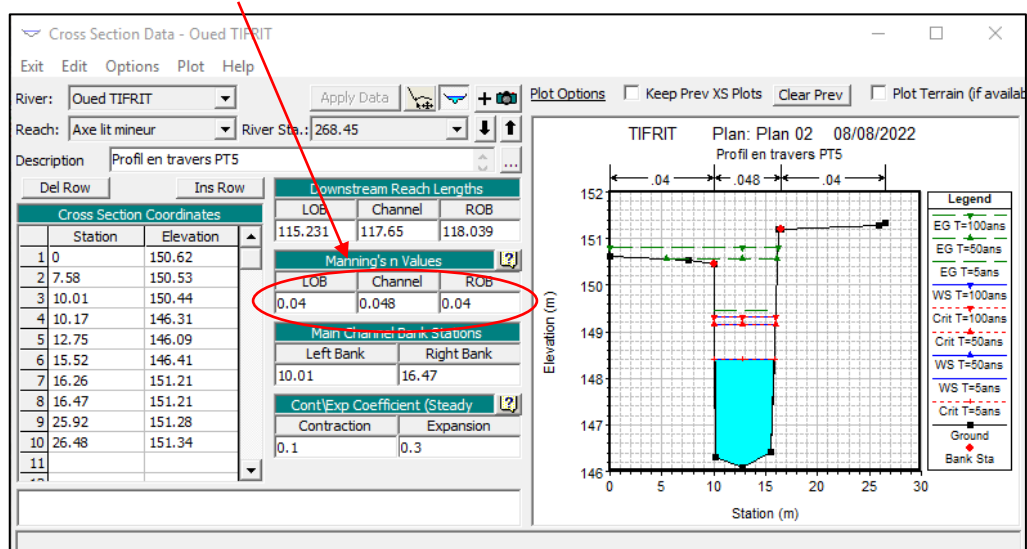


Figure (III.19) : Illustration d'un profil en travers sur HEC-RAS (après simulation) ainsi que la répartition du coefficient de Manning.

c) Modélisation de l'écoulement :

La deuxième étape de la modélisation consiste à introduire les données suivantes :

- Le débit maximum pour différentes périodes de retour ;
- Les conditions aux limites de l'écoulement.

Les débits disponibles (calculés) ont été présentés dans le chapitre précédent, quant aux conditions aux limites, on a choisi la profondeur critique en amont et en aval pour tous les profils.

Flow Change Location			Profile Names and Flow Rates							
River	Reach	RS	T=2ans	T=5ans	T=10ans	T=25ans	T=50ans	T=100ans	T=1000ans	
1	Oued TIFRIT	Axe lit mineur	4283.23	35	55	66	78	86	94	115

Figure (III.20) : données du débit pour les sept (07) périodes de retours.

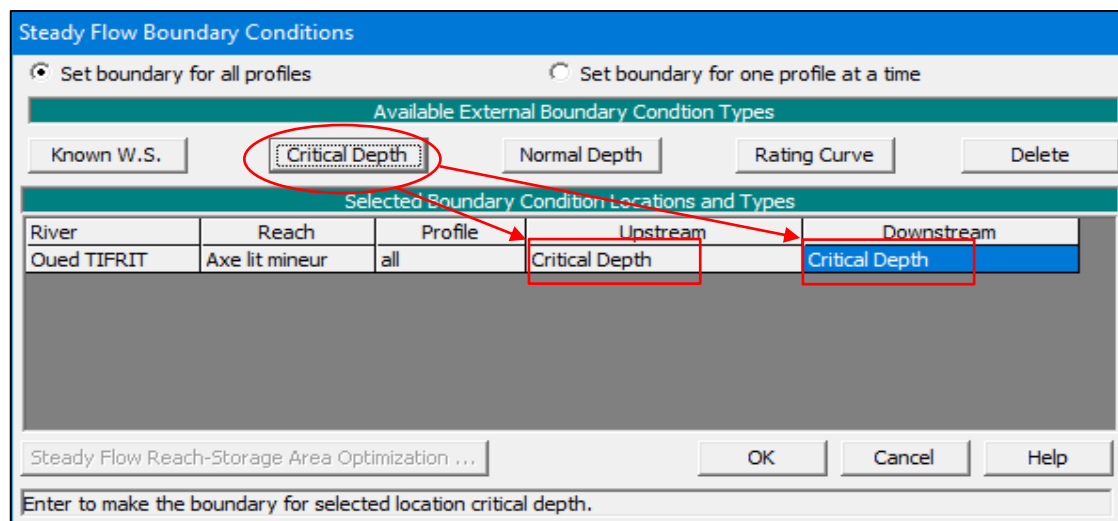


Figure (III.21) : Présentation de la fenêtre des conditions aux limites.

d) Modélisation des ouvrages :

Le modèle HEC-RAS peut nous aider à concevoir les ouvrages existants ou à projeter pour voir leurs influences sur le comportement d'écoulement lorsque nous faisons la simulation. Il existe cinq ouvrages qui traversent Oued TIFRIT :

- Deux ponts sur la route nationale n°26 (Un pour l'aller et l'autre pour le retour) ;
- Un pont au niveau de la zone Taharacht ;
- Un pont ferroviaire ;
- Un ponceau à quelque mètre d'oued Soummam (l'exutoire).

Pour ajouter un ouvrage dans HEC-RAS il suffit de cliquer sur la commande « crée des ponts et des ponceaux » après avoir ouvert la fenêtre « Données géométriques », puis sur la fenêtre

« Données pont/ponceaux » nous saisissons les données nécessaires. Pour insérer des piliers ou des ponceaux nous choisissons la commande appropriée « Pier » et « Culvert » selon ce que nous voulons ajouter. Voir la figure suivante :

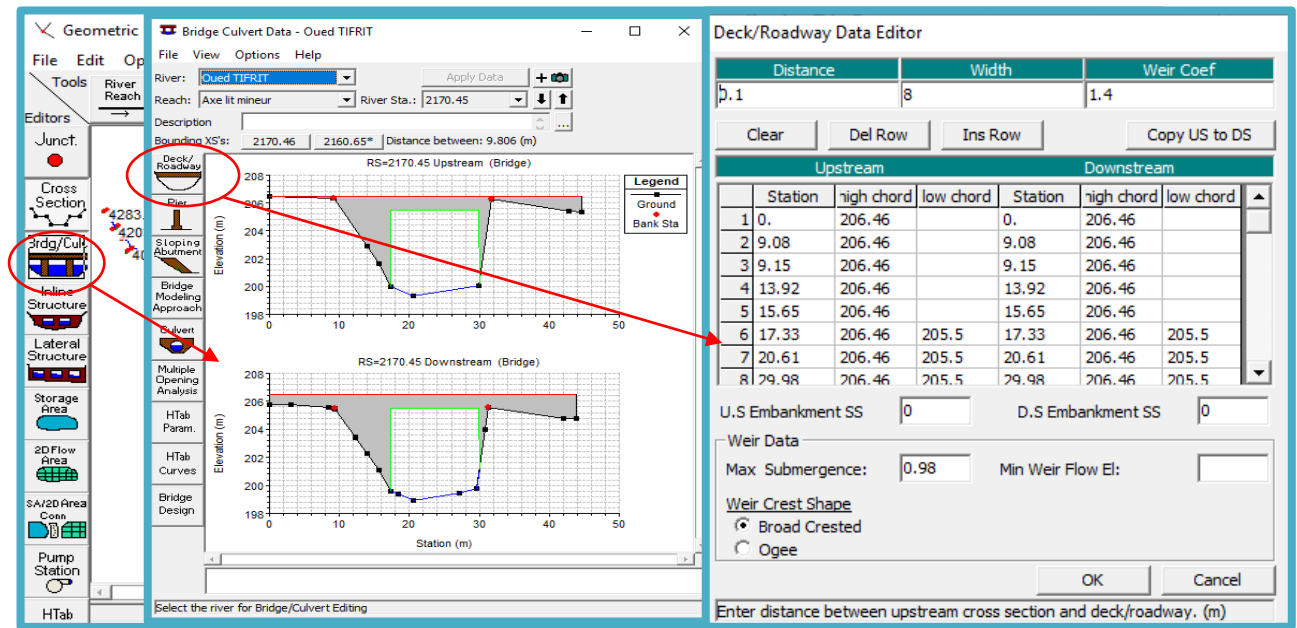


Figure (III.22) : Méthode d'insertion des ouvrages (Pont, ponceau, ... etc.).

Les profils en travers des ouvrages sont présentés dans l'annexe 01.

e) Lancement de la simulation :

La troisième étape du travail consiste à choisir le type du régime supposé, mixte pour notre cas et on lance la simulation.

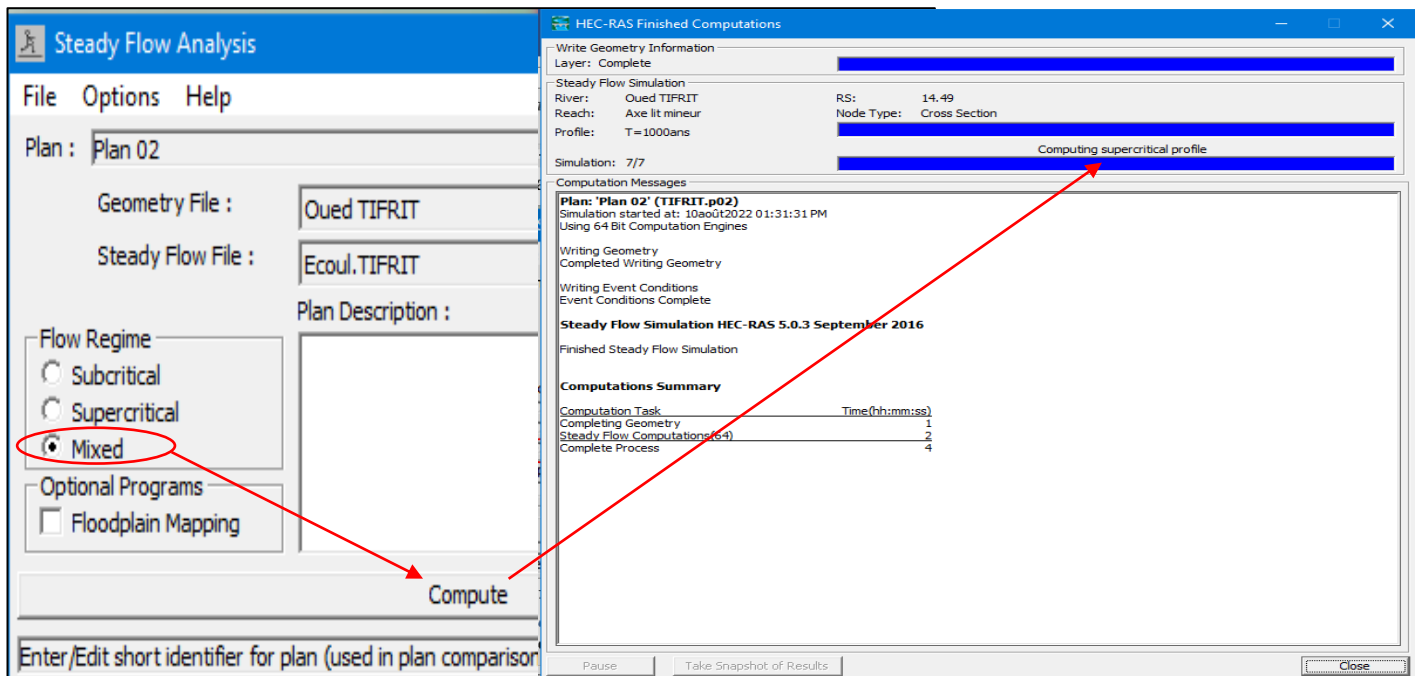


Figure (III.23) : Fenêtres de simulation pour le régime mixte (fluvial et torrentiel).

f) Visualisation des résultats :

La dernière étape consiste à visualiser les résultats de calcul par le logiciel sous forme de graphes et/ou tableaux qui seront illustrés pour chaque tronçon.

➤ **Résultat de simulation des profils en travers à l'état naturel (avant l'aménagement) :**

Le profil en travers d'un cours d'eau est représenté par une coupe perpendiculaire à l'axe du cours d'eau, définie par l'ensemble des points topographique, à partir de ces coupes on peut connaître l'état des berges d'un cours d'eau. On clique sur « View cross section » pour voir les sections (coupes) transversales comme il est illustré dans les figures suivantes :

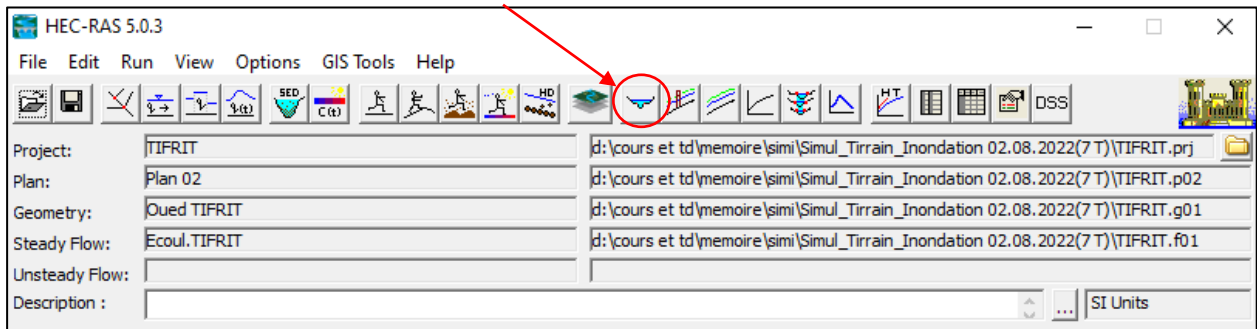
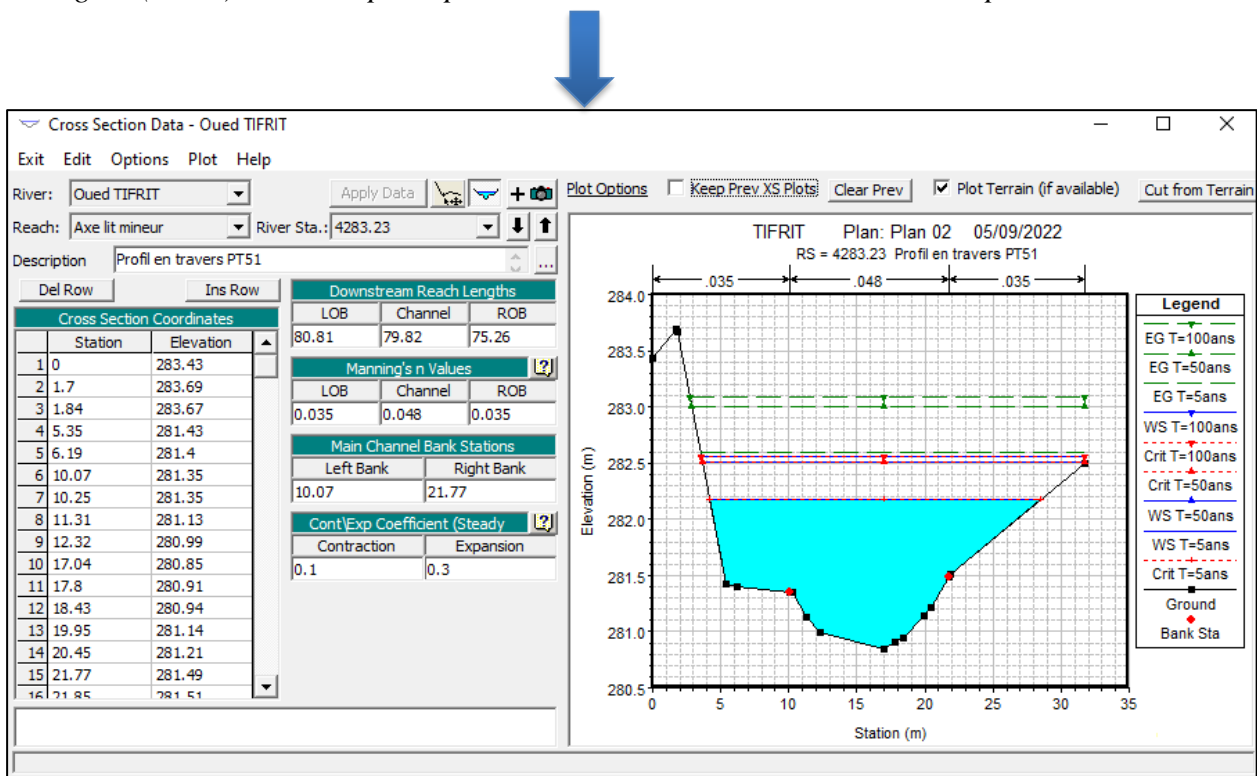


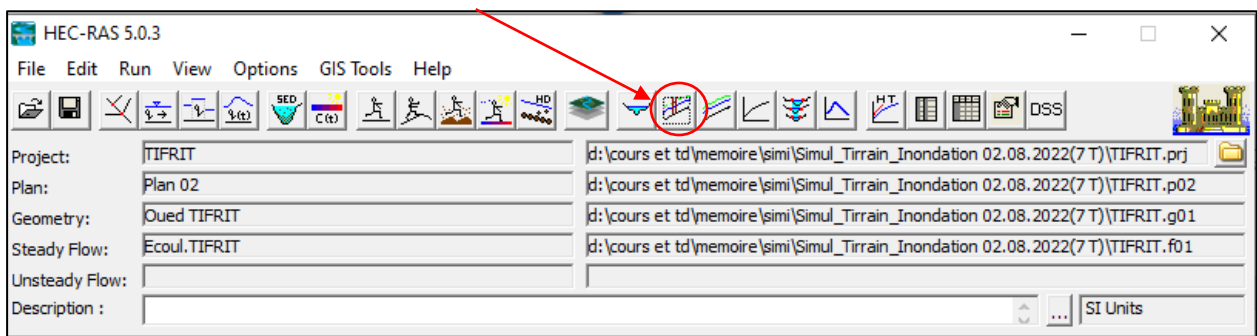
Figure (III.24) : Fenêtre principale du HEC-RAS et visualisation des coupes transversales.



Les profils en travers de chaque station sont présentés dans l'annexe 02.

➤ **Résultat de simulation des profils en long à l'état naturel (Avant l'aménagement) :**

On clique sur « View profiles » et une fenêtre apparaîtra représente un profil en long bien détaillé.



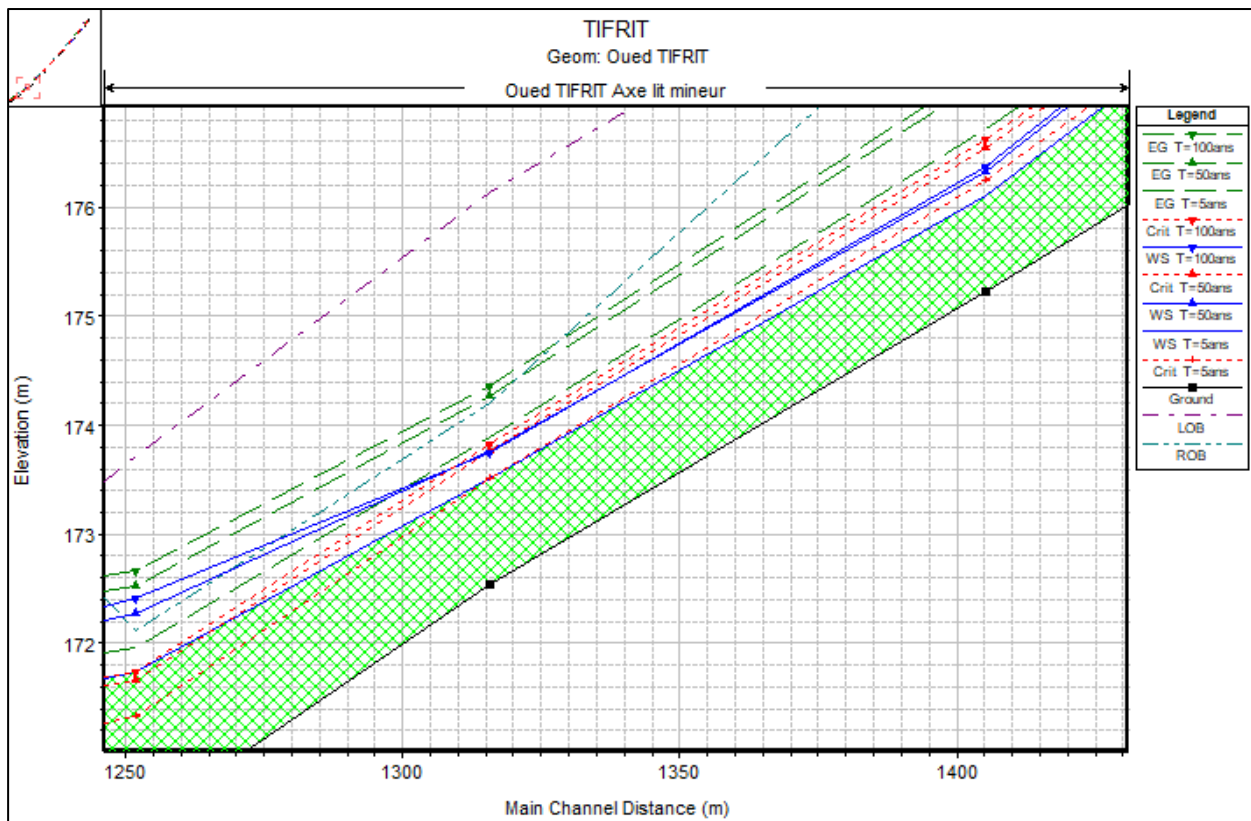


Figure (III.25) : Exemple de profil en long d'Oued à l'état naturel donné par le modèle HEC-RAS.

Les profils en long de chaque tronçon sont présentés dans l'annexe 03.

➤ **Visualisation en 3D de la simulation par le logiciel HEC-RAS :**

La figure (III.26) illustre la vue en 3D d'une partie d'Oued TIFRIT avec visualisation des zones inondables.

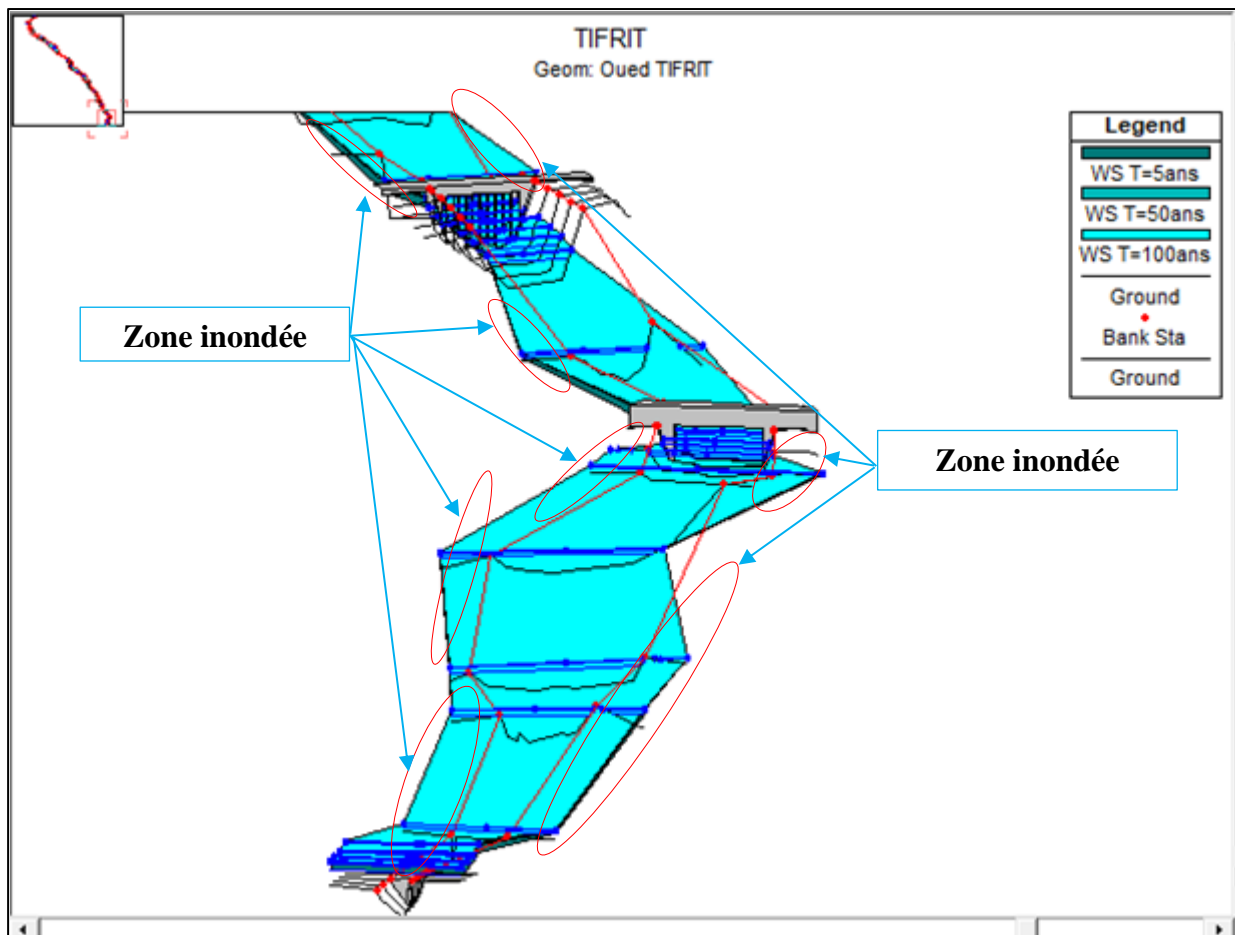


Figure (III.26) : Visualisation en 3D des zones inondables pour la crue centennale.

Les vues en 3D du logiciel HEC-RAS des tronçons sont présentés dans l'annexe 04.

g) Vérification des sections hydrauliques des ouvrages traversés :

À partir des résultats de la simulation par le modèle HEC-RAS, on déduit que les sections des ouvrages ne sont pas exposées aux inondations, seulement le ponceau a été complètement inondé (voir l'annexe 01).

h) Résultats de la simulation :

Les résultats sont donnés sous forme de tableaux récapitulatifs des paramètres hydrauliques pour chaque station du cours d'eau étudié, ces résultats fournis quelques facteurs caractérisant le régime d'écoulement dans chaque section, entre autres les paramètres suivants :

- Le débit de la crue en $[m^3/s]$;
- La hauteur du radier en $[m]$;
- La hauteur de la ligne d'eau en $[m]$;
- La hauteur de la ligne critique en $[m]$;
- La hauteur de la ligne d'énergie en $[m]$;
- La pente de la ligne d'énergie en $[m/m]$;
- La vitesse d'écoulement en $[m/s]$;
- La surface mouillée en $[m^2/s]$;
- Le périmètre mouillé en $[m]$;
- Le nombre de Froude.

Les résultats de la simulation sont présentés sous forme tabulaire dans l'annexe 05.

III.7. Conclusion :

Les phénomènes qui provoquent des changements sur Oued TIFRIT ont été identifiés suite aux plusieurs sortie sur le site.

Le relief du bassin versant à l'amont de la RN n°26 présente des pentes fortes qui génère un écoulement rapide, donc un temps de concentration des eaux court. De ce fait ses grandes vitesses provoquent considérablement l'érosion des terres et, le transport solide qui provient soit du bassin versant soit du fond ou des berges du lit mineur. Contrairement au relief à l'aval de la RN n°26 qui est plat dont les pentes sont très faibles, où le lit d'Oued présente des profondeurs de quelques centimètres avec des berges instables, ce qui favorise ainsi la zone de dépôt.

L'utilisation du modèle HEC-RAS, nous a permis d'avoir les niveaux de la ligne d'eau à plusieurs points du lit d'Oued TIFRIT et de localiser les zones envahies par les débordements, cependant une partie de la zone d'activité Taharacht a été inondée par la crue centennale.

Par conséquent l'implantation d'un canal qui permettra de drainer tous les apports est une évidence, afin de sécuriser la zone de tout débordement ainsi de protéger les berges lors de fortes crues.

C

hapitre IV

Dimensionnement hydraulique et
variantes d'aménagement

IV.1. Introduction :

Après avoir localisé une grande partie de la zone d'activité Taharacht à risques d'inondations générées par la crue centennale, cette partie sera consacrée au dimensionnement hydraulique du canal qui devra mettre fin aux débordements d'Oued TIFRIT qui pourraient envahir la région.

Ce chapitre nous amène à proposer les aménagements hydrauliques de protection qui permettront d'assurer la sécurité des biens et des personnes et aussi de garantir le bon fonctionnement et la pérennité des ouvrages à long terme, tout en respectant certaines normes d'écoulements et les conditions naturelles de la zone d'étude.

IV.2. Répartition d'oued TIFRIT :

Nous avons subdivisé l'Oued TIFRIT en cinq (05) tronçons avec de différentes longueurs :

- Tronçon 01 : (Exutoire – Ponceau) sur 724,69 m ;
- Tronçon 02 : (Ponceau – Pont ferroviaire) sur 331,69 m ;
- Tronçon 03 : (Pont ferroviaire – Pont Taharacht) sur 178,36 m ;
- Tronçon 04 : (Pont Taharacht – Pont RN n°26) sur 911.14 m ;
- Tronçon 05 : (Pont RN n°26 – Amont d'oued) sur 2113 m.

IV.2.1. Variantes d'aménagements proposées :

Il existe plusieurs méthodes pour protéger les berges d'Oued contre le phénomène d'inondation et d'érosion.

On rencontre des alluvions à l'aval de la RN n°26, elle constitue le lit d'Oued TIFRIT jusqu'à l'exutoire, ce qui nous a conduit à exclure la protection en mur pierres maçonnées, car ce dernier est incapable de résister pour protéger les berges, car construits avec de la pierre non cimentée ; ouvrages limités en hauteur, car trop hauts, ils deviennent instables.

Nous pouvons proposer les différentes variantes suivantes pour l'aménagement d'Oued TIFRIT :

a) *Première variante :*

Cette variante consiste à la projection des murs de soutènement en gabions au niveau de chaque berge d'Oued.

La pose du gabion se fait de telle sorte à utiliser le poids des gabions pour contrer la poussée du terrain. Ainsi, on doit vérifier la stabilité des talus, le renversement du mur, le glissement interne et le poinçonnage du sol.

La projection d'un matelas de gabion de 40 cm d'épaisseur (Matelas Reno) pour protéger le fond. Ceci pour garder l'aspect naturel de la zone d'étude et la préservation de son environnement.

Les gabions existants nécessitent une expertise pour déterminer leur état de dégradation et leur stabilité à travers le temps soit du PT30 au PT32.

b) *Deuxième variante :*

Le matelas Reno est une solution très adaptée pour les ouvrages longitudinaux, caractérisé par sa grande souplesse permettant de résister aux tassements et affouillements.

L'aménagement d'Oued TIFRIT consiste à la projection d'un matelas Reno de forme trapézoïdale de même section pour tous les tronçons, contre les risques d'inondation et la protection des berges contre l'érosion.

c) *Troisième variante :*

Le choix de la variante trois est fait de telle sorte à pouvoir évacuer un maximum de débit dans une section minimale, cela permet de minimiser le coût de revêtement.

Le canal trapézoïdal permet la protection du lit et des berges d'Oued en même temps, ces parois inclinées permettent de lutter contre le glissement des berges.

Cet aménagement consiste à la projection d'un canal trapézoïdal en béton armé contre le risque d'inondation.

IV.2.2. Avantages et inconvénients des matériaux utilisés dans les ouvrages :

a) Gabion et matelas Reno :

Les principaux avantages :

- Ils permettent de réduire la vitesse des courants d'eau grâce à leurs perméabilités ;
- Parfaite intégration à l'environnement ;
- Sécurité et longévité ;
- Souplesse d'adaptation et facilité de mise en œuvre ;
- Augmentation de la section mouillée ;
- Monolithisme et souplesse.

Les principaux inconvénients :

- Curage de l'ouvrage très difficile du fait de ses aspérités ;
- L'amont et l'aval sont les points les plus sensibles de la ligne d'enrochement, si l'eau arrive à passer derrière les blocs amonts, tout l'ouvrage est menacé par l'érosion et peut aussi s'effondrer rapidement ;
- Pendant le curage, l'endommagement de certains éléments est inévitable ;
- Il demande une main d'œuvres qualifiées pour sa bonne exécution.

b) Béton armé :

Les principaux avantages des blocs de béton ou du béton armé sont :

- Meilleure caractéristique hydraulique de l'écoulement ;
- Les matériaux de construction sont disponibles ;
- La forme étroite est adaptée à la ville ;
- Une durée de vie importante ;
- Facilité de nettoyage.

Les principaux inconvénients des blocs en béton ou du béton armé sont :

- Nécessité de réaliser la fondation en béton,
- Mauvaise adaptabilité à la partie où la vitesse d'écoulement et la pente des berges sont rapides ;
- Faible durabilité à l'érosion et à l'effritement ;
- Un coût de génie civil très élevé ;
- Risque d'être considéré comme une décharge par les riverains.

IV.3. Mise en œuvre des ouvrages proposées :

IV.3.1. Conception d'un mur de soutènement en gabionnage :

Les gabions sont des structures parallélépipédiques formées de cages grillagées en fil de fer et emplies de cailloux ou de galets.

Il est nécessaire de respecter les dimensions des gabions lors de leurs ouvertures et dans leur emplacement, le remplissage doit être effectué avec des pierres de bonne qualité (éviter les pierres fragiles ou farineuses), dont taille doit être suffisamment grande, environ 20 cm de dimension. Les pierres de taille inférieure à celle de la maille de gabions sont absolument interdites.

Un mur de soutènement se compose habituellement d'un rideau et d'une semelle.

➤ **Forces agissantes :**

- Le poids du rideau ;
- Le poids de la semelle ;
- Le poids des terres ;
- La poussée des terres et celle de l'eau.

Le mur de soutènement doit s'opposer au renversement et au glissement. De ce fait les forces stabilisatrices et renversantes sont comme suit :

a) Forces stabilisatrices :

- Le poids du rideau ;
- Le poids de la semelle ;
- Le poids des terres.

b) Forces renversantes :

- La poussée des terres et celle de l'eau.



Figure (IV.1) : Mur de soutènement en gabionnage (Image tirée du web).

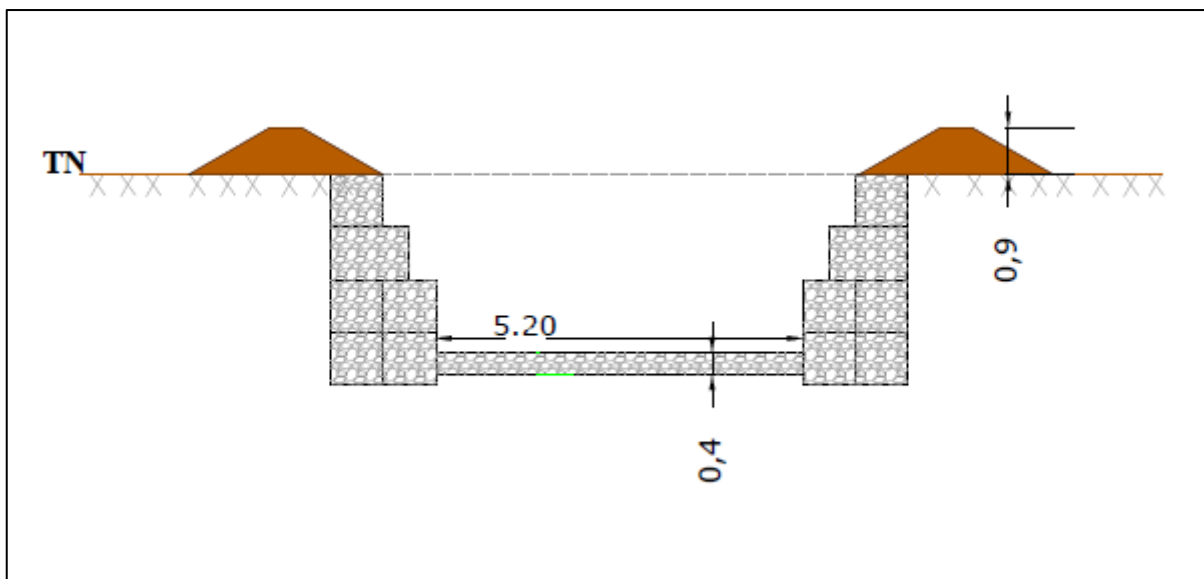


Figure (IV.2) : Schéma d'un aménagement en mur de soutènement en gabionnage (Section rectangulaire).

IV.3.2. Conception en matelas Reno :

Les matelas Reno sont fabriqués à partir de grillage double torsion maille (6×8) cm, ayant un fil d'acier de haute qualité, hautement galvanisé pour apporter une protection contre la corrosion à long terme, ils sont divisés en cellules séparées de diaphragmes tous les mètres ; les diaphragmes sont fabriqués par pliage d'une seule nappe de grillage double torsion, ce qui améliore leur stabilité lors du remplissage et apporte une résistance supérieure à l'écoulement. Ils sont installés et remplis de pierres issues du site généralement pour former une structure flexible et perméable, utilisé pour le contrôle de l'érosion et la protection des berges.

Nommés de cette façon après un chantier sur le fleuve Reno il y a plus de 100 ans.

Le revêtement du canal par un matelas Reno a plusieurs fonctions :

- Réduction des fuites (infiltrations) ;
- Amélioration de la stabilité des rives ;
- Protection anti érosion ;
- Permet d'obtenir un coefficient de rugosité des berges prédéterminé et par conséquent, définir la capacité hydraulique du canal.

Les matelas Reno se caractérisent par :

- La résistance et la durabilité ;
- La flexibilité ;
- L'économie ;
- La perméabilité ou l'imperméabilité, selon les besoins ;
- La rugosité prédéterminée ;
- L'impact bénéfique sur l'environnement.



Figure (IV.3) : Canal en matelas Reno (Image tirée du web).

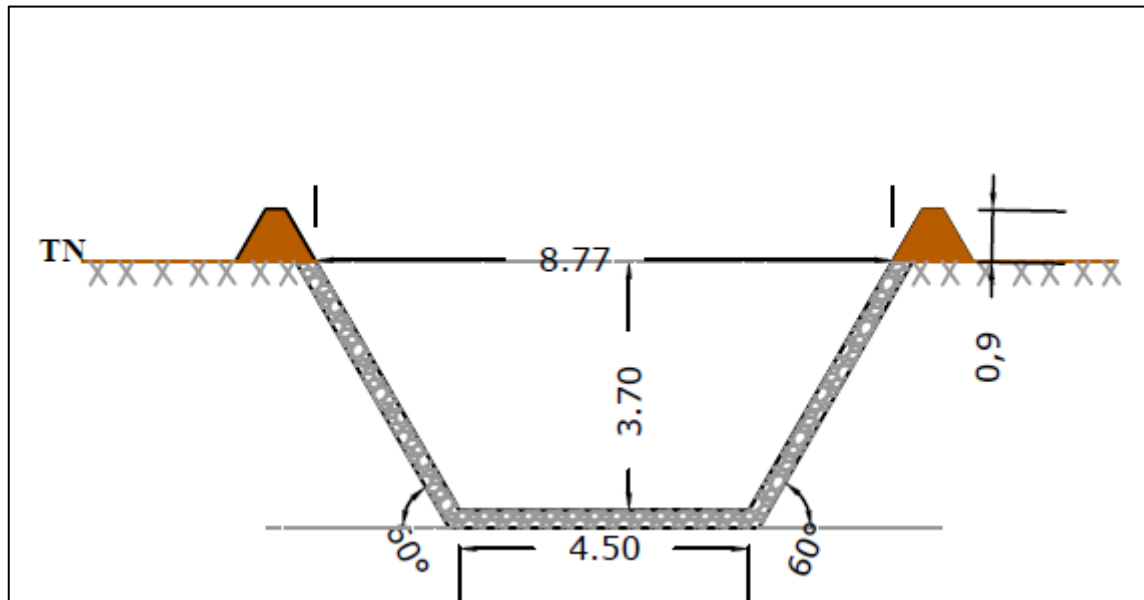


Figure (IV.4) : Schéma d'un aménagement en matelas Reno (section trapézoïdale).

IV.3.3. Conception d'un canal en béton armé :

Tous les canaux en béton doivent être soigneusement conçus de façon à avoir la capacité de débit requise. Or, la conception d'un canal repose sur l'application de formules mettant en rapport sa capacité de débit, son profil, sa pente ou la perte de charge et la rugosité de ses parois.

Dans une structure en béton armé, les aciers principaux sont positionnés dans les parties tendues du béton pour compenser la mauvaise résistance du béton à la traction. La valeur qu'il convient de choisir pour la pente des parois latérales d'un canal en béton de section trapézoïdale dépend du type de sol dans lequel les parois sont reposées.



Figure (IV.5) : Canal en béton armé (Image tirée du web).

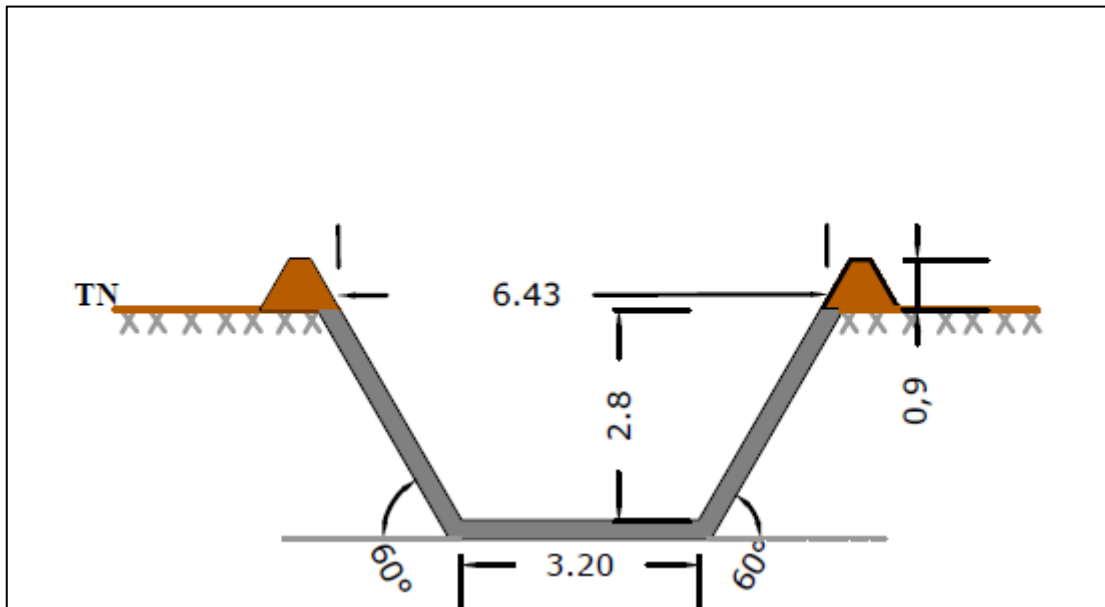


Figure (IV.6) : Schéma d'un aménagement en béton armé (section trapézoïdale).

IV.4. Calcul hydraulique de la section d'écoulement :

VI.4.1. Détermination de la section d'écoulement :

La détermination de la section d'écoulement nécessaire à un cours d'eau est une étape du design en général, le design suit la procédure suivante :

- Détermination des débits à évacuer ;
- Détermination des caractéristiques du terrain (type de sol, pente du cours d'eau, ...etc.) ;
- Détermination des contraintes à respecter (talus, érosion, environnement, ...etc.) ;
- Détermination des possibilités de solutions ;
- Étude des possibilités ;
- Vérification du respect des contraintes ;
- Évaluation des coûts ;
- Décisions.

IV.4.1.1 Principe de calcul :

- L'esprit du dimensionnement de section est de remplir les conditions suivantes :
 1. Minimiser l'emprise de l'ouvrage ;
 2. Minimiser la profondeur de fouille ;
 3. Minimiser la section de l'ouvrage ;
 4. Réaliser une vitesse d'écoulement ni trop faible, ni trop élevée.
- En général, on essaiera le plus souvent de :
 1. Satisfaire les conditions 3 et 4 en première ;
 2. Revoir les dimensions du canal afin de satisfaire les conditions 1 et 2 ;
 3. Jouer sur la pente pour satisfaire la condition 4.

IV.4.1.2. Dimensionnement hydraulique du canal :

Les formes optimales du point de vue économique :

- La section semi circulaire est la plus économe, mais demande une plus grande profondeur. Elle est surtout employée pour les aqueducs en demi bus (non enterrées) en irrigation ;
- La section rectangulaire doit être excavée dans un sol stable, car elle présente le risque d'éboulements des parois si la profondeur est grande ;

- La section trapézoïdale est plus utilisée.

IV.4.1.3. Vitesses admissibles d'écoulement :

Avant d'accepter le choix final des dimensions d'un canal, il faut vérifier si la vitesse normale d'écoulement n'est ni trop petite pour produire la sédimentation des matières en suspension, ni trop grande pour causer l'érosion des parois.

Le dimensionnement du canal est fait de telle sorte à ce que les vitesses d'écoulement sous les conditions d'écoulement uniformes soient inférieure à la vitesse admissible.

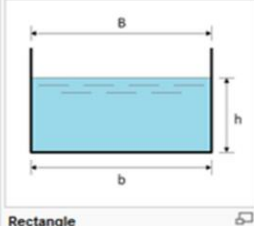
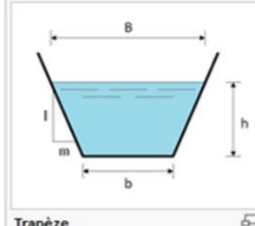
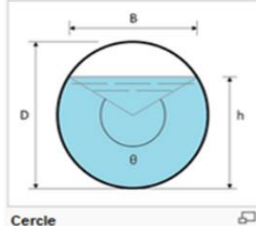
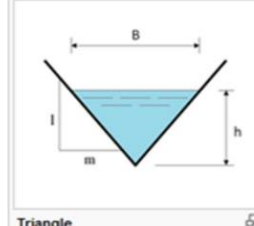
On peut admettre les vitesses admissibles d'écoulements suivantes :

- Pour un revêtement en béton : 4.5 m/s ;
- Pour un revêtement en matelas Reno ou gabion : 6 m/s.

IV.4.1.4. Éléments géométriques :

Les principaux éléments géométriques pour quatre (04) différents types de sections de canaux sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau (IV.1) : Éléments géométriques de quelques sections de canaux (Image tirée du web).

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

IV.4.2. Calcul hydraulique des paramètres d'écoulement :

IV.4.2.1. Section optimale de point de vue hydraulique : (adapté de Chow, 1988).

Le procédé de calcul des paramètres géométriques du canal est la méthode Newton-Raphson qui consiste à introduire les expressions de la surface mouillée "S_m", le rayon hydraulique "R_h", la largeur au radier "b", les valeurs de coefficient de STRICKLER "K_s" et de la pente du fond du canal "I" dans l'équation (III.6), et enfin, on fait varier les valeurs de "h" et on aura des valeurs du débit "Q", la valeur de "h" est obtenue quand le débit trouvé égal au débit max (Q = Q_{max}).

Afin de réduire les coûts d'excavation et de matériaux de construction des canaux ; On cherche à trouver la meilleure forme de la section pour véhiculer un débit maximal.

On voit que l'on ne peut satisfaire en même temps la minimisation de la surface et du périmètre et en maximisant le rayon hydraulique toute en offrant un débit maximal, donc un coût de revêtement

minimum en utilisant les caractéristiques hydrauliques des sections optimales pour différentes formes géométriques à savoir :

- **Section trapézoïdale optimale :**

$$S_m = h^2 \left[2\sqrt{1+m^2} - m \right] \quad (\text{VI.1})$$

$$P_m = 2 \times h \left[2\sqrt{1+m^2} - m \right] \quad (\text{VI.2})$$

$$b = 2 \times h \left[\sqrt{1+m^2} - m \right] \quad (\text{VI.3})$$

- **Section rectangulaire optimale :** le fruit du talus ($m = 0$).

$$S_m = 2 h^2 \quad (\text{VI.4})$$

$$P_m = 4 h \quad (\text{VI.5})$$

$$b = 2 h \quad (\text{VI.6})$$

- S_m : Section mouillée [m^2] ;

- P_m : Périmètre mouillé [m] ;

- b : Largeur au radier [m] ;

- h : Profondeur hydraulique [m] ;

- m : Fruit du talus du canal, $m = \frac{1}{\sqrt{3}}$ Où $\theta = 60^\circ$.

Remarque :

On voit que la valeur de " R_h " de la section optimale (trapézoïdale et rectangulaire) est indépendante du fruit des talus " m " donc : $R_h = \frac{h}{2}$.

Les résultats de différents calculs des sections optimales sont récapitulés dans les tableaux ci-après et ce pour :

- a) La section trapézoïdale optimale en matelas Reno avec la pente naturelle ;
- b) La section trapézoïdale optimale en matelas Reno avec la pente corrigée de 1.2 à 1.22 % ;
- c) La section trapézoïdale optimale en béton avec la pente naturelle ;
- d) La section trapézoïdale optimale en béton avec la pente corrigée de 1.35 à 1.5 % ;
- e) La section rectangulaire optimale en gabion avec la pente naturelle ;
- f) La section rectangulaire optimale en gabion avec la pente corrigée de 1.25 à 1.3 %.

a) Section trapézoïdale optimale en matelas Reno avec la pente naturelle :

Tronçons	Profil	L (m)	h (m)	m	b (m)	S _m (m ²)	P _m (m)	R _h (m)	n	k	I (m/m)	V (m/s)	Q (m ³ /s)	Fr
Tronçon 01	PT01-PT13	724.69	3.31	0.577	3.82	12.67	7.65	1.66	0.028	35.71	0.0220	7.42	94.00	1.84
Tronçon 02	PT13-PT19	331.69	3.16	0.577	3.65	11.51	7.29	1.58	0.028	35.71	0.0285	8.17	94.00	2.08
Tronçon 03	PT19-PT22	178.36	3.29	0.577	3.8	12.50	7.60	1.65	0.028	35.71	0.0228	7.52	94.00	1.87
Tronçon 04	PT22-PT32	911.14	3.10	0.577	3.57	11.06	7.15	1.55	0.028	35.71	0.0316	8.50	94.00	2.18
Tronçon 05	PT32-PT51	2113	2.98	0.577	3.44	10.27	6.89	1.49	0.028	35.71	0.0386	9.16	94.00	2.39
Totalité	PT01-PT51	4258.88	3.20	0.577	3.80	11.82	7.39	1.60	0.028	35.71	0.0265	7.95	94.00	2.02

Les résultats de calcul pour toutes sections du PT01 jusqu'au PT51 sont présentés dans l'annexe 06.

b) Section trapézoïdale optimale en matelas Reno avec la pente corrigée de 1.2 à 1.22 % :

Tronçons	Profil	L (m)	h (m)	m	b (m)	S _m (m ²)	P _m (m)	R _h (m)	n	k	I (m/m)	V (m/s)	Q (m ³ /s)	Fr
Tronçon 01	PT01-PT13	724.69	3.71	0.577	4.29	15.91	8.572	1.86	0.028	35.71	0.0120	5.91	94.00	1.38
Tronçon 02	PT13-PT19	331.69	3.71	0.577	4.29	15.91	8.572	1.86	0.028	35.71	0.0120	5.91	94.00	1.38
Tronçon 03	PT19-PT22	178.36	3.71	0.577	4.29	15.91	8.572	1.86	0.028	35.71	0.0120	5.91	94.00	1.38
Tronçon 04	PT22-PT32	911.14	3.71	0.577	4.29	15.91	8.572	1.86	0.028	35.71	0.0120	5.91	94.00	1.38
Tronçon 05	PT32-PT51	2113	3.71	0.577	4.29	15.91	8.572	1.86	0.028	35.71	0.0120	5.91	94.00	1.38
Totalité	PT01-PT51	4258.88	3.70	0.577	4.50	15.81	8.545	1.85	0.028	35.71	0.0122	5.95	94.00	1.41

Donc on retient les caractéristiques géométriques du canal suivantes ($h = 3.7$ m, $b = 4.5$ m, $\theta = 60^\circ$, $I = 1.22$ %) avec une vitesse de 5.95 m/s pour l'estimation financière d'aménagement.

c) Section trapézoïdale optimale en béton avec la pente naturelle :

Tronçons	Profil	L (m)	h (m)	m	b (m)	S _m (m ²)	P _m (m)	R _h (m)	n	k	I (m/m)	V (m/s)	Q (m ³ /s)	Fr
Tronçon 01	PT01-PT13	724.69	2.55	0.577	2.95	7.53	5.899	1.28	0.014	71.43	0.0220	12.48	94.00	3.53
Tronçon 02	PT13-PT19	331.69	2.43	0.577	2.81	6.84	5.622	1.22	0.014	71.43	0.0285	13.74	94.00	3.98
Tronçon 03	PT19-PT22	178.36	2.54	0.577	2.93	7.43	5.86	1.27	0.014	71.43	0.0228	12.64	94.00	3.58
Tronçon 04	PT22-PT32	911.14	2.39	0.577	2.76	6.58	5.512	1.19	0.014	71.43	0.0316	14.29	94.00	4.18
Tronçon 05	PT32-PT51	2113	2.30	0.577	2.65	6.10	5.31	1.15	0.014	71.43	0.0386	15.40	94.00	4.59
Totalité	PT01-PT51	4258.88	2.50	0.577	3.00	7.22	5.774	1.25	0.014	71.43	0.0247	13.03	94.00	3.76

Les résultats de calcul pour toutes sections du PT01 jusqu'au PT51 sont présentés dans l'annexe 07.

d) Section trapézoïdale optimale en béton avec la pente corrigée de 1.35 à 1.5 % :

Tronçons	Profil	L (m)	h (m)	m	b (m)	S _m (m ²)	P _m (m)	R _h (m)	n	k	I (m/m)	V (m/s)	Q (m ³ /s)	Fr
Tronçon 01	PT01-PT13	724.69	2.74	0.577	3.17	8.70	6.339	1.37	0.014	71.43	0.0150	10.80	94.00	2.94
Tronçon 02	PT13-PT19	331.69	2.74	0.577	3.17	8.70	6.339	1.37	0.014	71.43	0.0150	10.80	94.00	2.94
Tronçon 03	PT19-PT22	178.36	2.74	0.577	3.17	8.70	6.339	1.37	0.014	71.43	0.0150	10.80	94.00	2.94
Tronçon 04	PT22-PT32	911.14	2.74	0.577	3.17	8.70	6.339	1.37	0.014	71.43	0.0150	10.80	94.00	2.94
Tronçon 05	PT32-PT51	2113	2.74	0.577	3.17	8.70	6.339	1.37	0.014	71.43	0.0150	10.80	94.00	2.94
Totalité	PT01-PT51	4258.88	2.80	0.577	3.20	9.05	6.466	1.40	0.014	71.43	0.0135	10.38	94.00	2.79

Donc on retient les caractéristiques géométriques du canal suivantes ($h = 2.80$ m, $b = 3.20$ m, $\theta = 60^\circ$, $I = 1.35$ %) avec une vitesse de 10.38 m/s pour l'estimation financière d'aménagement.

e) Section rectangulaire optimale en gabion avec la pente naturelle :

Tronçons	Profil	L (m)	h (m)	b (m)	S _m (m ²)	P _m (m)	R _h (m)	n	k	I (m/m)	V (m/s)	Q (m ³ /s)	Fr
Tronçon 01	PT01-PT13	724.69	2.70	5.39	14.53	10.78	1.35	0.028	35.71	0.0220	6.47	94.00	1.26
Tronçon 02	PT13-PT19	331.69	2.57	5.14	13.20	10.28	1.28	0.028	35.71	0.0285	7.12	94.00	1.42
Tronçon 03	PT19-PT22	178.36	2.68	5.36	14.34	10.71	1.34	0.028	35.71	0.0228	6.55	94.00	1.28
Tronçon 04	PT22-PT32	911.14	2.52	5.04	12.69	10.08	1.26	0.028	35.71	0.0316	7.41	94.00	1.49
Tronçon 05	PT32-PT51	2113	2.43	4.85	11.78	9.71	1.21	0.028	35.71	0.0386	7.98	94.00	1.64
Totalité	PT01-PT51	4258.88	2.60	5.2	13.52	10.40	1.30	0.028	35.71	0.0267	6.95	94.00	1.38

f) Section rectangulaire optimale en gabion avec la pente corrigée de 1.25 à 1.3 % :

Tronçons	Profil	L (m)	h (m)	b (m)	S _m (m ²)	P _m (m)	R _h (m)	n	k	I (m/m)	V (m/s)	Q (m ³ /s)	Fr
Tronçon 01	PT01-PT13	724.69	2.98	5.95	17.71	11.90	1.49	0.028	35.71	0.0130	5.31	94.00	0.98
Tronçon 02	PT13-PT19	331.69	2.98	5.95	17.71	11.90	1.49	0.028	35.71	0.0130	5.31	94.00	0.98
Tronçon 03	PT19-PT22	178.36	2.98	5.95	17.71	11.90	1.49	0.028	35.71	0.0130	5.31	94.00	0.98
Tronçon 04	PT22-PT32	911.14	2.98	5.95	17.71	11.90	1.49	0.028	35.71	0.0130	5.31	94.00	0.98
Tronçon 05	PT32-PT51	2113	2.98	5.95	17.71	11.90	1.49	0.028	35.71	0.0130	5.31	94.00	0.98
Totalité	PT01-PT51	4258.88	3.00	6.00	18.00	12.00	1.50	0.028	35.71	0.0125	5.22	94.00	0.96

La section rectangulaire a été écarté vu le volume important de gabion à mobiliser pour l'aménagement, ce qui fait un coût de revêtement exorbitant.

IV.4.2.2. Section trapézoïdale la plus avantageuse :

Le même procédé de calcul que la section la plus efficiente (optimale), L'équation (III.6) est une équation qui ne peut pas être résolue de manière simple, sa résolution se fait par itérations (Newton-Raphson), Il existe d'autres méthodes telles que la méthode graphique et la méthode des abaques, on fait varier les valeurs de "h" et on aura des valeurs du débit "Q", la valeur de "h" est obtenue quand le débit trouvé égal au débit max ($Q = Q_{\max}$).

Dans notre cas, on a pris quatre (04) sections trapézoïdales pour les différentes largeurs du radier 8m, 10 m, 12 m, 15 m, et ce pour les cas :

- Un aménagement en matelas Reno ;
- Un aménagement en béton armé.

La formule utilisée pour le dimensionnement des canaux est celle de Manning-Strickler :

$$Q = \frac{1}{n} \times S \times R_h^{2/3} \times I^{1/2}$$

Rayon hydraulique : $R_h = \frac{S_m}{P_m}$

Section mouillée : $S_m = h (b + mh)$ (VI.7)

Périmètre mouillée : $P_m = b + 2h\sqrt{1+m^2}$ (VI.8)

- b : Largeur au radier [m] ;
- h : Profondeur hydraulique [m] ;
- m : Fruit du talus du canal. On prend $m = 2$ pour notre cas.

Les résultats de différents calculs des sections trapézoïdales sont récapitulés dans les tableaux ci-après et ce pour :

- a) Section trapézoïdale en matelas Reno avec la pente naturelle : $b = 8$ m ;
- b) Section trapézoïdale en matelas Reno avec la pente naturelle : $b = 10$ m ;
- c) Section trapézoïdale en matelas Reno avec la pente naturelle : $b = 12$ m ;
- d) Section trapézoïdale en matelas Reno avec la pente naturelle : $b = 15$ m ;
- e) Sections trapézoïdales en matelas Reno avec la pente corrigée de 1.7 à 2 % ;
- f) Section trapézoïdale en béton avec la pente naturelle : $b = 8$ m ;
- g) Section trapézoïdale en béton avec la pente naturelle : $b = 10$ m ;
- h) Section trapézoïdale en béton avec la pente naturelle : $b = 12$ m ;
- i) Section trapézoïdale en béton avec la pente naturelle : $b = 15$ m ;
- j) Sections trapézoïdales en béton avec la pente corrigée de 1.7 à 2 %.

a) Section trapézoïdale en matelas Reno avec la pente naturelle : $b = 8$ m.

Tronçons	Profil	L (m)	h (m)	m	b (m)	S _m (m ²)	P _m (m)	R _h (m)	n	k	I (m/m)	V (m/s)	Q (m ³ /s)	Fr
Tronçon 01	PT01-PT13	724.69	1.496	2	8	16.45	14.69	1.12	0.028	35.71	0.0220	5.71	94.00	1.68
Tronçon 02	PT13-PT19	331.69	1.394	2	8	15.04	14.23	1.06	0.028	35.71	0.0285	6.25	94.00	1.90
Tronçon 03	PT19-PT22	178.36	1.482	2	8	16.25	14.63	1.11	0.028	35.71	0.0228	5.79	94.00	1.71
Tronçon 04	PT22-PT32	911.14	1.354	2	8	14.50	14.05	1.03	0.028	35.71	0.0316	6.48	94.00	1.99
Tronçon 05	PT32-PT51	2113	1.281	2	8	13.53	13.73	0.99	0.028	35.71	0.0386	6.95	94.00	2.18

Les résultats de calcul pour toutes sections du PT01 jusqu'au PT51 sont présentés dans l'annexe 07.

b) Section trapézoïdale en matelas Reno avec la pente naturelle : $b = 10$ m.

Tronçons	Profil	L (m)	h (m)	m	b (m)	S _m (m ²)	P _m (m)	R _h (m)	n	k	I (m/m)	V (m/s)	Q (m ³ /s)	Fr
Tronçon 01	PT01-PT13	724.69	1.342	2	10	17.02	16.00	1.06	0.028	35.71	0.0220	5.52	94.00	1.68
Tronçon 02	PT13-PT19	331.69	1.248	2	10	15.59	15.58	1.00	0.028	35.71	0.0285	6.03	94.00	1.89
Tronçon 03	PT19-PT22	178.36	1.328	2	10	16.81	15.94	1.05	0.028	35.71	0.0228	5.59	94.00	1.70
Tronçon 04	PT22-PT32	911.14	1.211	2	10	15.04	15.42	0.98	0.028	35.71	0.0316	6.25	94.00	1.98
Tronçon 05	PT32-PT51	2113	1.144	2	10	14.06	15.12	0.93	0.028	35.71	0.0386	6.69	94.00	2.17

La section trapézoïdale avec $b=10$ m a été écarté vu le volume important de Matelas Reno à mobiliser pour l'aménagement, ce qui fait un coût de revêtement exorbitant.

c) Section trapézoïdale en matelas Reno avec la pente naturelle : $b = 12$ m.

Tronçons	Profil	L (m)	h (m)	m	b (m)	S _m (m ²)	P _m (m)	R _h (m)	n	k	I (m/m)	V (m/s)	Q (m ³ /s)	Fr
Tronçon 01	PT01-PT13	724.69	1.220	2	12	17.62	17.46	1.01	0.028	35.71	0.0220	5.33	94.00	1.67
Tronçon 02	PT13-PT19	331.69	1.134	2	12	16.17	17.07	0.95	0.028	35.71	0.0285	5.81	94.00	1.88
Tronçon 03	PT19-PT22	178.36	1.208	2	12	17.42	17.40	1.00	0.028	35.71	0.0228	5.40	94.00	1.69
Tronçon 04	PT22-PT32	911.14	1.100	2	12	15.61	16.92	0.92	0.028	35.71	0.0316	6.02	94.00	1.97
Tronçon 05	PT32-PT51	2113	1.038	2	12	14.61	16.64	0.88	0.028	35.71	0.0386	6.43	94.00	2.16

La section trapézoïdale avec $b=12$ m a été écarté vu le volume important de Matelas Reno à mobiliser pour l'aménagement, ce qui fait un coût de revêtement exorbitant.

d) *Section trapézoïdale en matelas Reno avec la pente naturelle : $b = 15$ m.*

Tronçons	Profil	L (m)	h (m)	m	b (m)	S _m (m ²)	P _m (m)	R _h (m)	n	k	I (m/m)	V (m/s)	Q (m ³ /s)	Fr
Tronçon 01	PT01-PT13	724.69	1.081	2	15	18.55	19.83	0.94	0.028	35.71	0.0220	5.07	94.00	1.65
Tronçon 02	PT13-PT19	331.69	1.003	2	15	17.05	19.48	0.88	0.028	35.71	0.0285	5.51	94.00	1.86
Tronçon 03	PT19-PT22	178.36	1.070	2	15	18.33	19.78	0.93	0.028	35.71	0.0228	5.13	94.00	1.68
Tronçon 04	PT22-PT32	911.14	0.972	2	15	16.47	19.35	0.85	0.028	35.71	0.0316	5.71	94.00	1.95
Tronçon 05	PT32-PT51	2113	0.917	2	15	15.44	19.10	0.81	0.028	35.71	0.0386	6.09	94.00	2.14

La section trapézoïdale avec $b=15$ m a été écarté vu le volume important de Matelas Reno à mobiliser pour l'aménagement, ce qui fait un coût de revêtement exorbitant.

e) *Sections trapézoïdales en matelas Reno avec la pente corrigée de 1.7 à 2 % :*

Tronçons	Profil	L (m)	h (m)	m	b (m)	S _m (m ²)	P _m (m)	R _h (m)	n	k	I (m/m)	V (m/s)	Q (m ³ /s)	Fr
Totalité	PT01-PT51	4258.88	1.61	2	8	18.01	15.18	1.19	0.028	35.71	0.0170	5.22	94.00	1.49
			1.42	2	10	18.24	16.35	1.12	0.028	35.71	0.0180	5.15	94.00	1.53
			1.27	2	12	18.52	17.69	1.05	0.028	35.71	0.0190	5.08	94.00	1.56
			1.11	2	15	19.14	19.97	0.96	0.028	35.71	0.0200	4.91	94.00	1.58

Donc on retient les caractéristiques géométriques du canal suivantes ($h = 1.61$ m, $b = 8$ m, $m = 2$, $I = 1.7$ %) avec une vitesse de 5.22 m/s pour l'estimation financière d'aménagement.

f) *Section trapézoïdale en béton avec la pente naturelle : $b = 8$ m.*

Tronçons	Profil	L (m)	h (m)	m	b (m)	S _m (m ²)	P _m (m)	R _h (m)	n	k	I (m/m)	V (m/s)	Q (m ³ /s)	Fr
Tronçon 01	PT01-PT13	724.69	1.016	2	8	10.19	12.54	0.81	0.014	71.43	0.0220	9.23	94.00	3.21
Tronçon 02	PT13-PT19	331.69	0.944	2	8	9.34	12.22	0.76	0.014	71.43	0.0285	10.07	94.00	3.61
Tronçon 03	PT19-PT22	178.36	1.005	2	8	10.06	12.50	0.81	0.014	71.43	0.0228	9.34	94.00	3.26
Tronçon 04	PT22-PT32	911.14	0.916	2	8	9.01	12.10	0.74	0.014	71.43	0.0316	10.44	94.00	3.79
Tronçon 05	PT32-PT51	2113	0.865	2	8	8.42	11.87	0.71	0.014	71.43	0.0386	11.16	94.00	4.16

Les résultats de calcul pour toutes sections du PT01 jusqu'au PT51 sont présentés dans l'annexe 07.

g) Section trapézoïdale en béton avec la pente naturelle : $b = 10$ m.

Tronçons	Profil	L (m)	h (m)	m	b (m)	S _m (m ²)	P _m (m)	R _h (m)	n	k	I (m/m)	V (m/s)	Q (m ³ /s)	Fr
Tronçon 01	PT01-PT13	724.69	0.903	2	10	10.66	14.04	0.76	0.014	71.43	0.0220	8.82	94.00	3.18
Tronçon 02	PT13-PT19	331.69	0.838	2	10	9.79	13.75	0.71	0.014	71.43	0.0285	9.61	94.00	3.58
Tronçon 03	PT19-PT22	178.36	0.893	2	10	10.53	14.00	0.75	0.014	71.43	0.0228	8.93	94.00	3.24
Tronçon 04	PT22-PT32	911.14	0.813	2	10	9.45	13.63	0.69	0.014	71.43	0.0316	9.95	94.00	3.76
Tronçon 05	PT32-PT51	2113	0.767	2	10	8.85	13.43	0.66	0.014	71.43	0.0386	10.62	94.00	4.12

La section trapézoïdale en béton armé avec $b = 10$ m a été écarté vu le volume important des bétons à mobiliser pour l'aménagement, ce qui fait un coût de revêtement exagéré.

h) Section trapézoïdale en béton avec la pente naturelle : $b = 12$ m.

Tronçons	Profil	L (m)	h (m)	m	b (m)	S _m (m ²)	P _m (m)	R _h (m)	n	k	I (m/m)	V (m/s)	Q (m ³ /s)	Fr
Tronçon 01	PT01-PT13	724.69	0.816	2	12	11.13	15.65	0.71	0.014	71.43	0.0220	8.45	94.00	3.16
Tronçon 02	PT13-PT19	331.69	0.757	2	12	10.24	15.39	0.67	0.014	71.43	0.0285	9.18	94.00	3.55
Tronçon 03	PT19-PT22	178.36	0.808	2	12	11.00	15.61	0.70	0.014	71.43	0.0228	8.54	94.00	3.21
Tronçon 04	PT22-PT32	911.14	0.734	2	12	9.89	15.28	0.65	0.014	71.43	0.0316	9.50	94.00	3.73
Tronçon 05	PT32-PT51	2113	0.693	2	12	9.27	15.10	0.61	0.014	71.43	0.0386	10.14	94.00	4.09

La section trapézoïdale en béton armé avec $b = 12$ m a été écarté vu le volume important des bétons à mobiliser pour l'aménagement, ce qui fait un coût de revêtement élevé.

i) Section trapézoïdale en béton avec la pente naturelle : $b = 15$ m.

Tronçons	Profil	L (m)	h (m)	m	b (m)	S _m (m ²)	P _m (m)	R _h (m)	n	k	I (m/m)	V (m/s)	Q (m ³ /s)	Fr
Tronçon 01	PT01-PT13	724.69	0.719	2	15	11.83	18.22	0.65	0.014	71.43	0.0220	7.95	94.00	3.12
Tronçon 02	PT13-PT19	331.69	0.667	2	15	10.89	17.98	0.61	0.014	71.43	0.0285	8.63	94.00	3.51
Tronçon 03	PT19-PT22	178.36	0.712	2	15	11.69	18.18	0.64	0.014	71.43	0.0228	8.04	94.00	3.17
Tronçon 04	PT22-PT32	911.14	0.647	2	15	10.53	17.89	0.59	0.014	71.43	0.0316	8.92	94.00	3.68
Tronçon 05	PT32-PT51	2113	0.610	2	15	9.89	17.73	0.56	0.014	71.43	0.0386	9.51	94.00	4.03

La section trapézoïdale en béton armé avec $b = 15$ m a été écarté vu le volume important des bétons à mobiliser pour l'aménagement, ce qui fait un coût de revêtement exorbitant.

j) Sections trapézoïdales en béton avec la pente corrigée de 1.7 à 2 % :

Tronçons	Profil	L (m)	h (m)	m	b (m)	S _m (m ²)	P _m (m)	R _h (m)	n	k	I (m/m)	V (m/s)	Q (m ³ /s)	Fr
Totalité	PT01–PT51	4258.88	1.09	2	8	11.13	12.89	0.86	0.014	71.43	0.0170	8.45	94.00	2.84
			0.96	2	10	11.40	14.28	0.80	0.014	71.43	0.0180	8.25	94.00	2.90
			0.85	2	12	11.68	15.81	0.74	0.014	71.43	0.0190	8.05	94.00	2.95
			0.74	2	15	12.20	18.31	0.67	0.014	71.43	0.0200	7.71	94.00	2.99

Donc on retient les caractéristiques géométriques du canal suivantes ($h = 1.09$ m, $b = 8$ m, $m = 2$, $I = 1.7$ %) avec une vitesse de 8.45 m/s pour l'estimation financière d'aménagement.

IV.5. Choix de la variante d'aménagement

IV.5.1. Choix de la revanche du canal : [13]

La hauteur des berges du canal doit être légèrement supérieure à la hauteur requise pour assurer une certaine capacité de transport et tenir compte des vagues et des perturbations de la surface de l'eau et d'éviter les débordements.

Donc, il faut toujours ajouter une revanche aux tirants d'eau pour chaque section de calcul ; le tableau suivant nous donne la hauteur de la revanche en fonction du débit de conception.

Tableau (IV.2) : Franc-bord suggéré (Revanche).

Débit m ³ /s	< 0.75	0.75 à 1.5	1.5 à 85	>85
Revanche (m)	0.45	0.60	0.75	0.90

IV.5.2. Interprétation des résultats de calcul :

L'eau, en s'écoulant par le canal, provoque une érosion naturelle des parois donc la pente devra être réglée de façon les vitesses d'écoulement soient admissibles (correction torrentielle) :

- Une limite supérieure au-delà de laquelle des risques d'érosion du lit sont à craindre ;
- Une limite inférieure en delà de laquelle les matières en suspension dans l'eau se déposent.

D'après les résultats de calcul hydraulique de la section adéquate du canal, nous remarquons que les vitesses dans certaines variantes dépassent la valeur admissible et pour remédier à cela, la correction de la pente longitudinale s'impose avec la création de chutes d'une hauteur de 30 à 50 cm (redents) afin atténuer ces vitesses et dissiper l'énergie excessive. Et cela valable pour toutes les variantes proposées.

Afin de prévenir contre l'érosion résiduelle, il faut placer un feutre géotextile sous les gabions et d'empêcher que les végétaux ou racines n'envahissent pas l'espace aménagé.

Et dans le but d'atténuer les risques d'inondations, il est indispensable de projeter un bassin de rétention ou un seuil à l'amont du pont de la RN n°26 et d'intercepter les dépôts solides et de limiter leur intrusion à l'intérieur du canal vu la complexité de son curage.

La démolition des deux ouvrages existants sur la partie intermédiaire est incontournable (ponceau et pont de la zone Taharacht).

IV.5.3. Critère de sélection de la variante d'aménagement :

Il n'existe pas en fait de procédures permettant de sélectionner directement les paramètres optimaux des canaux. Chaque site a ses caractéristiques uniques qui nécessitent des considérations particulières.

Quelques variantes sont envisagées et leurs coûts sont comparés. Ensuite, le choix le plus économique sera retenu à savoir :

- Les canaux sont conçus sur la base de l'hypothèse d'un écoulement uniforme et l'adéquation de la taille du canal choisi pour les événements extrêmes ;
- Un canal triangulaire est utilisé pour les petits débits ;
- Une section trapézoïdale est généralement utilisée pour les grands débits ;
- L'alignement du canal est choisi de manière à ce que la longueur du canal soit la plus courte possible et qu'elle réponde aux autres restrictions et exigences du site, tels que le droit de passage l'accessibilité, l'équilibre des quantités de déblais et de remblais ;
- La pente du fond est généralement dictée par la topographie du site, tandis que la sélection de la forme et des dimensions du canal prend en considération la quantité de débit à transporter, la facilité et l'économie de la mise en œuvre et l'efficacité hydraulique.

IV.5.4. Estimation financière des variantes proposées :**IV.5.4.1. Cas d'un aménagement de la totalité d'Oued (L = 4260 m) :****a) Section trapézoïdale optimale en matelas Reno (b = 4.5 m) :**

N°	Désignation des travaux	Unité	Quantité Dans 1 ml	Linéaire	Quantité Totale	Prix Unitaire (DA)	Montant
1	Terrassement en tranchée avec des moyens mécaniques en terrain de toutes natures y compris toutes sujétions de bonne exécution	m ³	13.50	4 260	57 510	900	51 759 000
2	Fourniture et mise en place d'un feutre géotextile y compris toutes sujétions de bonne exécution	m ²	14.00	4 260	59 640	1 400	83 496 000
3	Confection et mise en place des matelas Reno comprend : Fourniture et pose cages de matelas Reno avec double diaphragme tous les mètres. Les matelas Reno sont réalisés en grillage double torsion à mailles hexagonales type 60 en fil GALFAN y compris toute sujétion de bonne exécution.	m ³	5	4 260	23 004	12 500	287 550 000
Total HT						422 805 000.00	
TVA 19 %						80 332 950.00	
Total TTC						503 137 950.00	
Arrondi à						504 000 000.00	

b) Section trapézoïdale optimale en béton (b = 3.2 m) :

N°	Désignation des travaux	Unité	Quantité Dans 1 ml	Linéaire	Quantité Totale	Prix Unitaire (DA)	Montant
1	Terrassement en tranchée avec des moyens mécaniques en terrain de toutes natures y compris toutes sujétions de bonne exécution	m ³	8	4 260	33 058	900	29 751 840
2	Béton de propreté dosé à 250 kg/m ³ et toute sujétion de bonne exécution.	m ³	1.5	4 260	6 390	13 000	83 070 000
3	Fourniture et pose d'un béton armé dosé à 350 kg/m ³ y compris le ferrailage. Coffrage et toute sujétion de bonne exécution.	m ³	2.91	4 260	12 397	40 000	495 864 000
Total HT						608 685 840.00	
TVA 19 %						115 650 309.60	
Total TTC						724 336 149.60	
Arrondi à						725 000 000.00	

c) Section trapézoïdale en Matelas Reno ($b = 8\text{ m}$) :

N°	Désignation des travaux	Unité	Quantité Dans 1 ml	Linéaire	Quantité Totale	Prix Unitaire (DA)	Montant
1	Terrassement en tranchée avec des moyens mécaniques en terrain de toutes natures y compris toutes sujétions de bonne exécution	m ³	27	4 250	115 600	900	104 040 000
2	Fourniture et mise en place d'un feutre géotextile y compris toutes sujétions de bonne exécution	m ²	28	4 250	119 000	1 400	166 600 000
3	Confection et mise en place des matelas Reno comprend : Fourniture et pose cages de matelas Reno avec double diaphragme tous les mètres. Les matelas Reno sont réalisés en grillage double torsion à mailles hexagonales type 60 en fil GALFAN y compris toute sujétion de bonne exécution.	m ³	14	4 250	57 800	12 500	722 500 000
Total HT						993 140 000.00	
TVA 19 %						188 696 600.00	
Total TTC						1 181 836 600.00	
Arrondi à						1 182 000 000.00	

IV.5.4.2. Cas d'un aménagement d'une partie d'Oued (Pont RN n°26 - Exutoire) ($L = 2145\text{ m}$) :a) Section trapézoïdale optimale en matelas Reno ($b = 4.5\text{ m}$) :

N°	Désignation des travaux	Unité	Quantité Dans 1 ml	Linéaire	Quantité Totale	Prix Unitaire (DA)	Montant
1	Terrassement en tranchée avec des moyens mécaniques en terrain de toutes natures y compris toutes sujétions de bonne exécution	m ³	13.50	2 145	28 958	900	26 061 750
2	Fourniture et mise en place d'un feutre géotextile y compris toutes sujétions de bonne exécution	m ²	14.00	2 145	30 030	1 400	42 042 000
3	Confection et mise en place des Matelas Reno comprend : Fourniture et pose cages de matelas Reno avec double diaphragme tous les mètres. Les matelas Reno sont réalisés en grillage double torsion à mailles hexagonales type 60 en fil GALFAN y compris toute sujétion de bonne exécution.	m ³	5	2 145	11 583	12 500	144 787 500
Total HT						212 891 250.00	
TVA 19 %						40 449 337.50	
Total TTC						253 340 587.50	
Arrondi à						254 000 000.00	

b) Section trapézoïdale optimale en béton ($b = 3.2 \text{ m}$) :

N°	Désignation des travaux	Unité	Quantité	Linéaire	Quantité Totale	Prix	Montant
			Dans 1 ml			Unitaire (DA)	
1	Terrassement en tranchée avec des moyens mécaniques en terrain de toutes natures y compris toutes sujétions de bonne exécution	m ³	8	2 145	16 645	900	14 980 680
2	Béton de propreté dosé à 250 kg/m ³ et toute sujétion de bonne exécution.	m ³	1.5	2 145	3 218	13 000	41 827 500
3	Fourniture et pose d'un béton armé dosé à 350 kg/m ³ y compris le ferrailage. Coffrage et toute sujétion de bonne exécution.	m ³	2.91	2 145	6 242	40 000	249 678 000
Total HT						306 486 180.00	
TVA 19 %						58 232 374.20	
Total TTC						364 718 554.20	
Arrondi à						365 000 000.00	

c) Section trapézoïdale en Matelas Reno ($b = 8 \text{ m}$) :

N°	Désignation des travaux	Unité	Quantité	Linéaire	Quantité Totale	Prix	Montant
			Dans 1 ml			Unitaire (DA)	
1	Terrassement en tranchée avec des moyens mécaniques en terrain de toutes natures y compris toutes sujétions de bonne exécution	m ³	27	2 145	58 344	900	52 509 600
2	Fourniture et mise en place d'un feutre géotextile y compris toutes sujétions de bonne exécution	m ²	34	2 145	72 930	1 400	102 102 000
3	Confection et mise en place des matelas Reno comprend : Fourniture et pose cages de matelas Reno avec double diaphragme tous les mètres. Les matelas Reno sont réalisés en grillage double torsion à mailles hexagonales type 60 en fil GALFAN y compris toute sujétion de bonne exécution.	m ³	14	2 145	29 172	12 500	364 650 000
Total HT						519 261 600.00	
TVA 19 %						98 659 704.00	
Total TTC						617 921 304.00	
Arrondi à						618 000 000.00	

IV.6. Conclusion :

Le dimensionnement d'un ouvrage d'aménagement est déterminé par le dernier résultat obtenu en crue centennale, cette étude a été menée afin de choisir la conception d'ouvrages appropriée, permettant la protection des berges d'Oued TIFRIT, dans le but de :

- Protéger les terres avoisinantes surtout les habitations contre les crues et les inondations ;
- La bonne exploitation des eaux d'Oued TIFRIT ;
- La protection des terres agricoles ;
- La protection des ouvrages existants.

D'après le résultat de la simulation obtenu par l'outil RAS-Mapper dans le précédent chapitre, le cinquième tronçon (Pont RN n°26 jusqu'à l'amont d'Oued) sur un linéaire de 2113 m n'est pas exposé aux risques d'inondations et qui nécessite seulement un nettoyage des berges, curage du fond et un recalibrage afin d'augmenter la capacité hydraulique du cours d'eau ainsi que le renforcement des berges.

La variante d'aménagement en béton armé à éviter vu les vitesses d'écoulements excessives et le coût de revêtement exorbitant.

La variante d'aménagement en mur de soutènement en gabion à écarter vu la quantité importante de gabion à mobiliser, donc un coût de revêtement très élevé.

Donc, on retient la variante d'aménagement en matelas Reno sur un linéaire de 2145 m avec les caractéristiques géométriques suivantes :

- Section trapézoïdale optimale : $h = 3.7$ m, $b = 4.5$ m, $I = 1.22$ % avec une vitesse de 5.95 m/s ;
- Section trapézoïdale : $h = 1.61$ m, $b = 8$ m, $I = 1.7$ % avec une vitesse de 5.22 m/s.

Nonobstant il faut ajouter une revanche de 0.90 m au tirant d'eau pour chaque variante d'aménagement afin de tenir compte des perturbations de la surface de l'eau et d'éviter toute submersion des berges.

Cette variante sera validée sous réserve des conclusions de l'étude géotechnique du sol afin de s'assurer sur la stabilité des talus.

Conclusion générale

CONCLUSION GENERALE

Le travail présenté dans cette étude vise à proposer un aménagement hydraulique pour Oued TIFRIT afin d'enrayer les inondations qui peuvent y survenir. Pour cela, l'approche utilisée consiste tout d'abord à collecter et reconstituer le plus possible de données nécessaires.

Le bassin versant d'oued TIFRIT est situé dans une région au climat chaud du mois de mai à octobre et froid d'octobre jusqu'au mois d'avril, le relief est relativement fort, sa superficie est d'environ 14,18 km² avec un temps de concentration de 1.68 h ; L'analyse du drainage a révélé que le réseau hydrographique de la zone d'étude peut être hiérarchisé en 04 ordres.

Vu que tous les continents sont vulnérables aux impacts du changement climatique pour des raisons diverses, nous avons fait appel à l'utilisation des techniques statistiques empruntées à la théorie des valeurs extrêmes et, d'après l'analyse de la série pluviométrique relève que la valeur associée à une crue centennale est de 94 m³/s, l'apport solide annuel est évalué à 305.55 t/km².an, d'où la nécessité d'implanter un ouvrage de rétention à l'amont pour limiter l'intrusion des dépôts solides à l'intérieur du canal.

Afin de lutter de façon efficace contre les dangers de débordement, les techniques de l'ingénierie, telle que la modélisation hydraulique qui est fortement sollicitée s'impose de façon incontournable, elle décrit avec exactitude le comportement d'oued à l'état naturel. L'exploitation de ces résultats nous a permis d'estimer l'étendue du risque de l'inondation et subséquemment nous sert à donner les bonnes dimensions pour l'ouvrage à concevoir.

L'utilisation de l'outil RAS- Mapper du logiciel HEC-RAS, nous a acquiescé d'avoir les niveaux de la ligne d'eau à plusieurs points du lit d'oued TIFRIT et de localiser les zones envahies par les inondations, nonobstant une partie de la zone d'activité Taharacht a été touchée par la crue centennale, la vitesse moyenne d'écoulement pour cette crue centennale est de 3.7 m/s avec une surface mouillée moyenne de 29 m².

En dernier lieu on a mis en évidence le dimensionnement et l'aménagement du canal en matelas Reno. Plusieurs variantes sont proposées, une vérification des vitesses a écarté la variante du canal en béton et celle du mur de soutènement en gabions ; Enfin la variante retenue pour notre aménagement est le matelas Reno avec une correction torrentielle de la pente pour assurer sa stabilité vis-à-vis de l'érosion à la base.

Les solutions d'aménagement proposées sont efficaces à bien des égards, néanmoins elle reste quelque peu déficitaire, l'exploitation de ce dernier dépend grandement de : son entretien d'une manière permanente, sa protection et, la sensibilisation des citoyens.

Bibliographie

Bibliographie

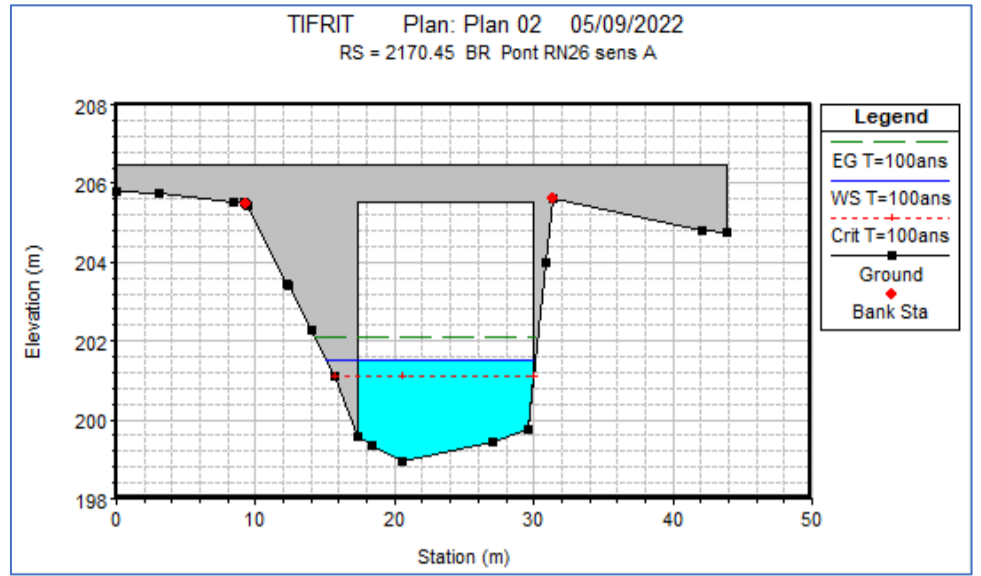
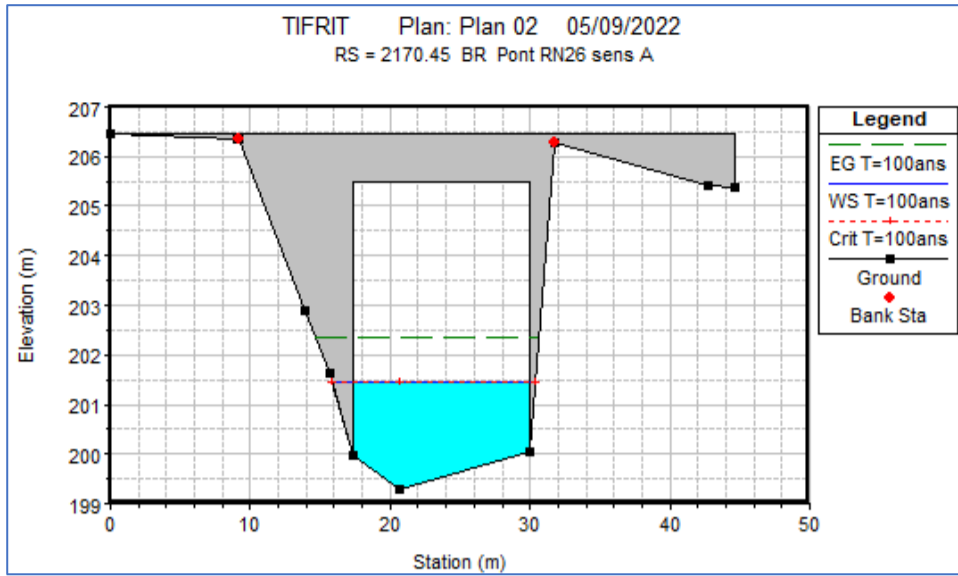
- [1] **BENBOUZIANE Zoulikha**. Mémoire de Magister : gestion de la ressource en eau du projet. MAO. Université des Sciences et de la Technologie Mohamed Boudiaf-Oran.2015.
- [2] **MOALI Aissa**, Fiche Descriptive Ramsar de la Vallée de l'oued Soummam, Université A.Mira de Béjaia, 2006-2008.
- [3] : **COYNE & BELLIER** : Étude de la régularisation de la Soummam : Bureau d'ingénieurs conseils-paris 1973.
- [4] **KETROUCI Khadidja**. Thèse doctorat : Application de modèles hydrologiques dans l'estimation des crues extrêmes en Algérie. Université des Sciences et de la Technologie d'Oran Mohamed BOUDIAF. 2014
- [5] **LABORDE, J. P.** Éléments d'hydrologie de surface. Université de Nice-Sophia Antipolis. France (204p), 2000.
- [6] **ANDRÉ MUSY**. Cours. Hydrologie générale, école polytechnique fédérale de Lausanne (EPFL), Suisse,2005.
- [7] **TOUAIBIA. B**, Manuel pratique d'hydrologie. Presses Madani Frères. Blida, Algérie.
- [8] **IRATNI Nawal**, 2014. Mémoire magister. Modélisation hydrologique de quelques sous bassins versant de la Tafna. Université des sciences et de la technologie d'Oran Mohamed BOUDIAF
- [9] **AFRICAN GEOSYSTEM COMPANY**, Société d'Ingénierie et d'études Techniques, 2010, « réparation des dégâts causés par les intempéries aux réseaux d'assainissement et traitement des Oueds, Lot 1 : Oued IBOUHATHMEN, Lot 2 : Oued SEGOUIL, Lot 3 : Oued N'DFALI », direction des ressources en eau, Wilaya de Bejaia.
- [10] **Gerard DEGOUTTE** HYDRAULIQUE ET DYNAMIQUE FLUVIALE appliquée au diagnostic, à l'aménagement de la gestion des rivières, Collection ouvrages pédagogiques, Edition ENGREF, 2002,306 p.
- [11] **Saad BENNIS, Hydraulique et Hydrologie**, Université du Québec, école de technologie supérieure (2^e édition), 2009.
- [12] **Gary W. Brunner, février 2016**. HEC-RAS, River Analysis System hydraulic manual.
- [13] **HANIF Chaudhry M (2008)**, Open Channel flow, Université of South Carolina Department of Civil and Environmental Engineering 300 Main Street Columbia, SC 29208.

Sites internet :

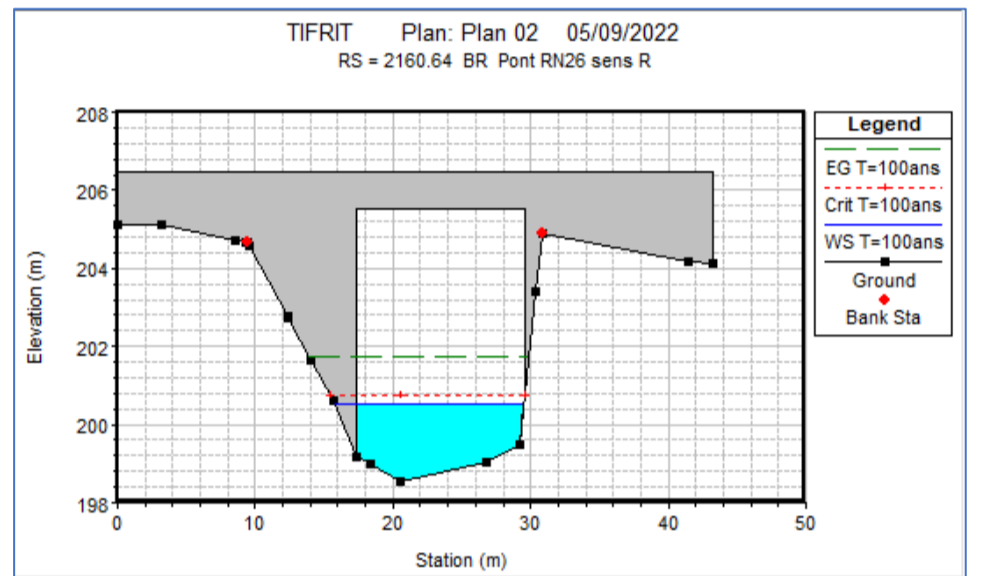
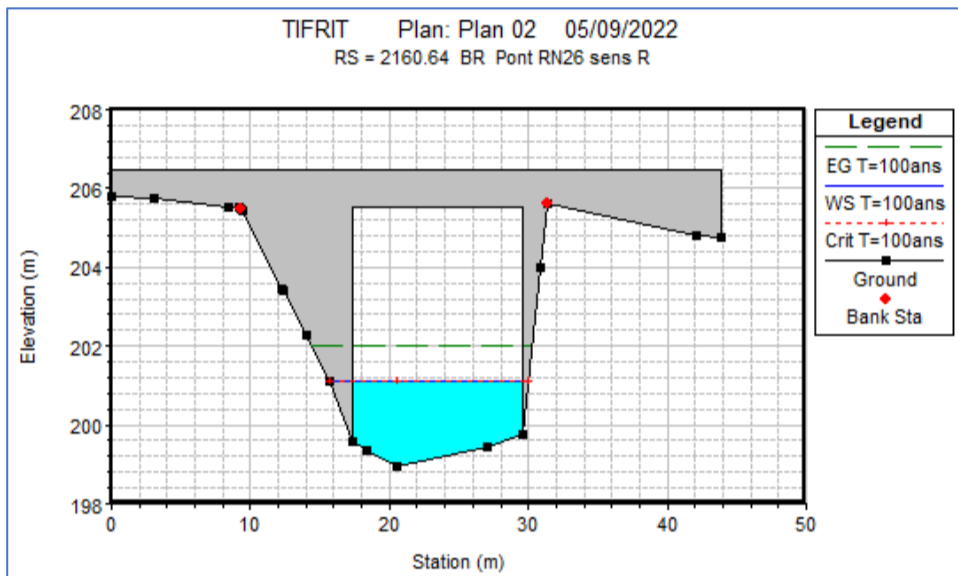
- <https://fr.wikipedia.org/wiki/Soummam>
- <https://obv.nordestbsl.org>
- <https://www.maccaferri.com>
- <https://www.hec.usace.army.mil/software/hec-ras/documentation/HEC-RAS%205.0%20Reference%20Manual.pdf>

Annexes

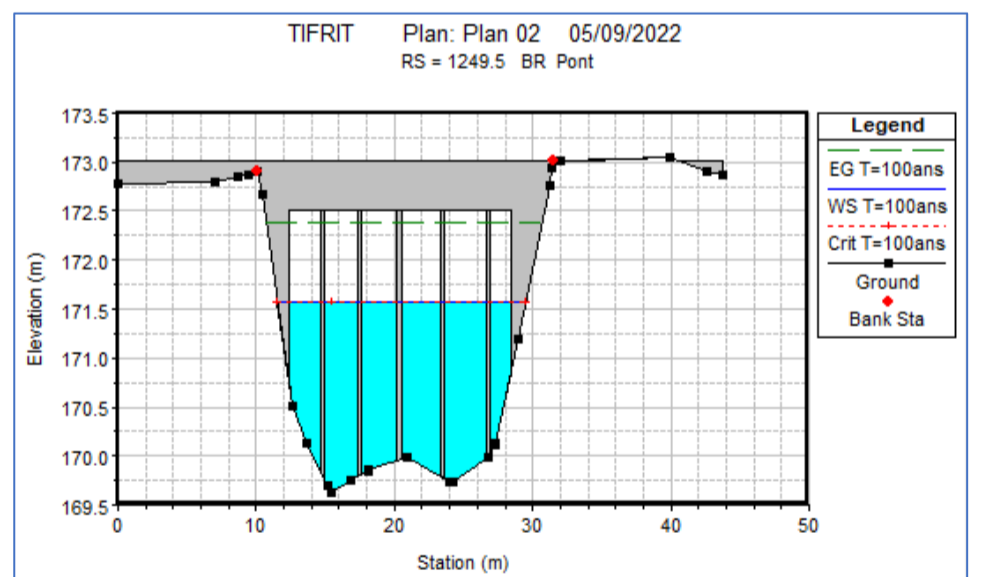
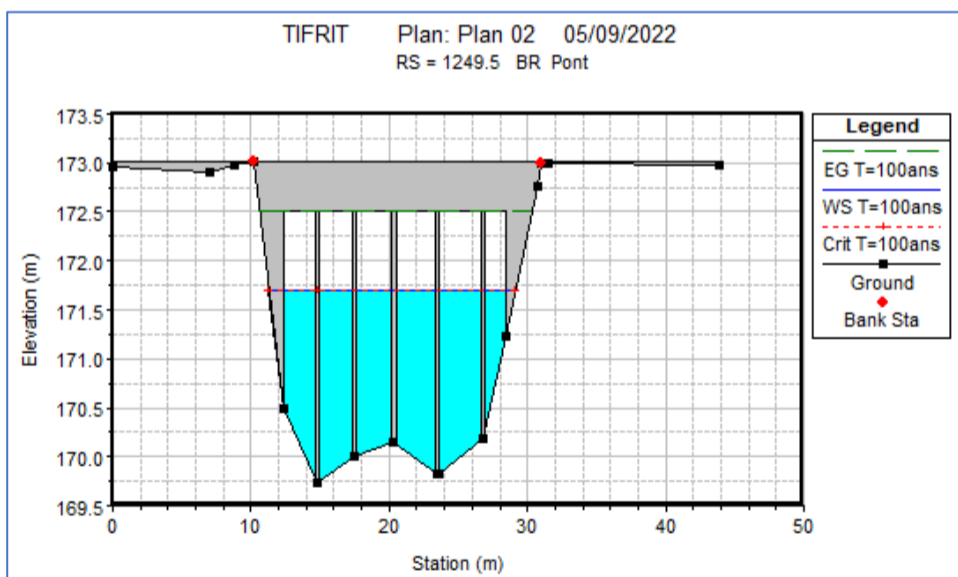
Annexe 01 : Profil en travers des ouvrages existants sur l'oued TIFRIT.



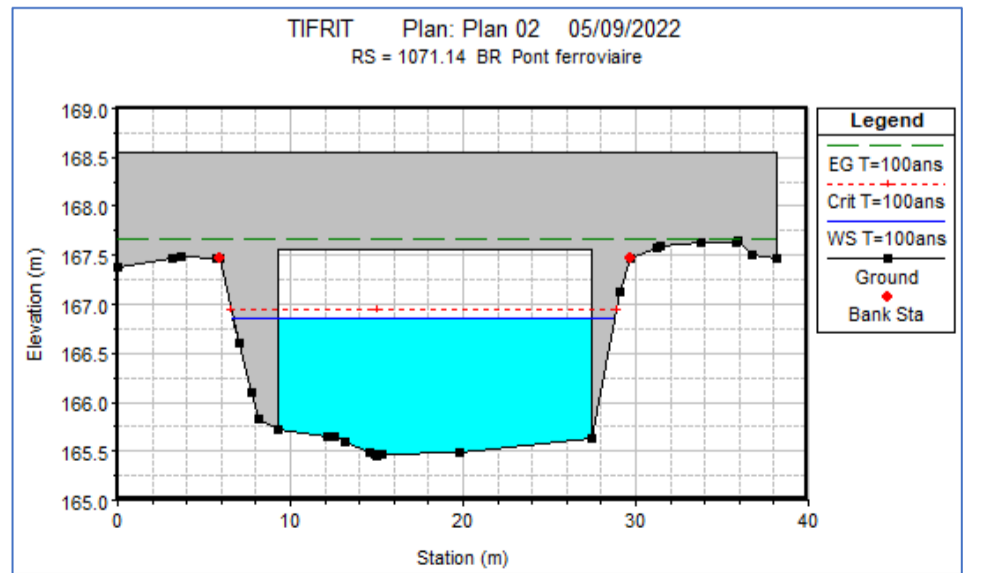
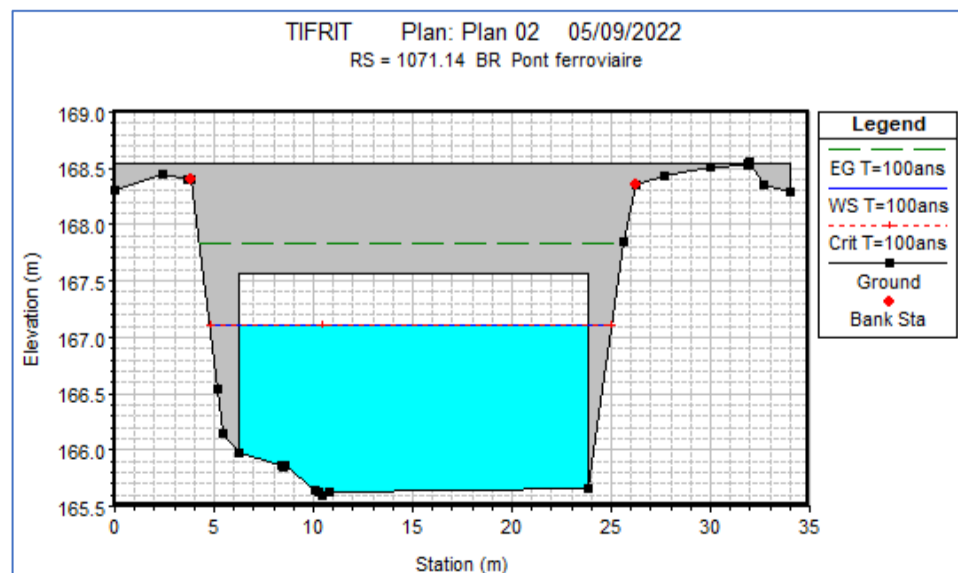
Pas de débordement de l'eau au niveau de l'amont et l'aval du pont de la RN 26 (sens aller).



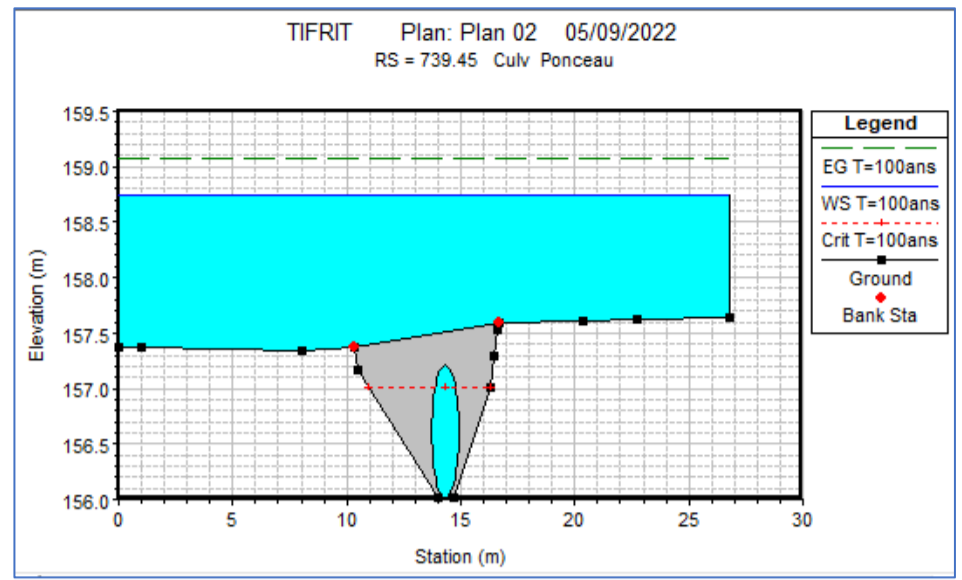
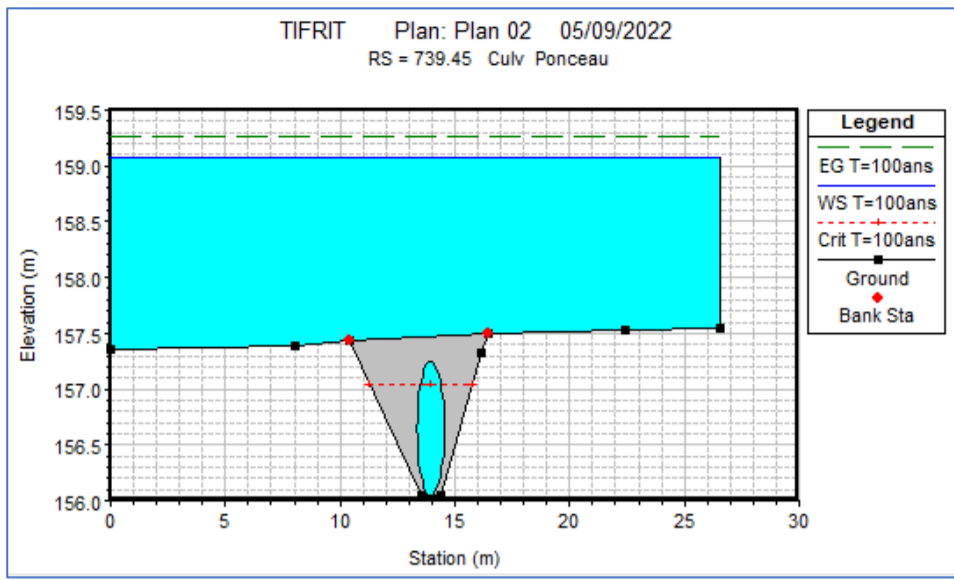
Pas de débordement de l'eau au niveau de l'amont et l'aval du pont de la RN 26 (sens retour).



Pas de débordement de l'eau au niveau du pont de TAHARACHT (amont et aval).

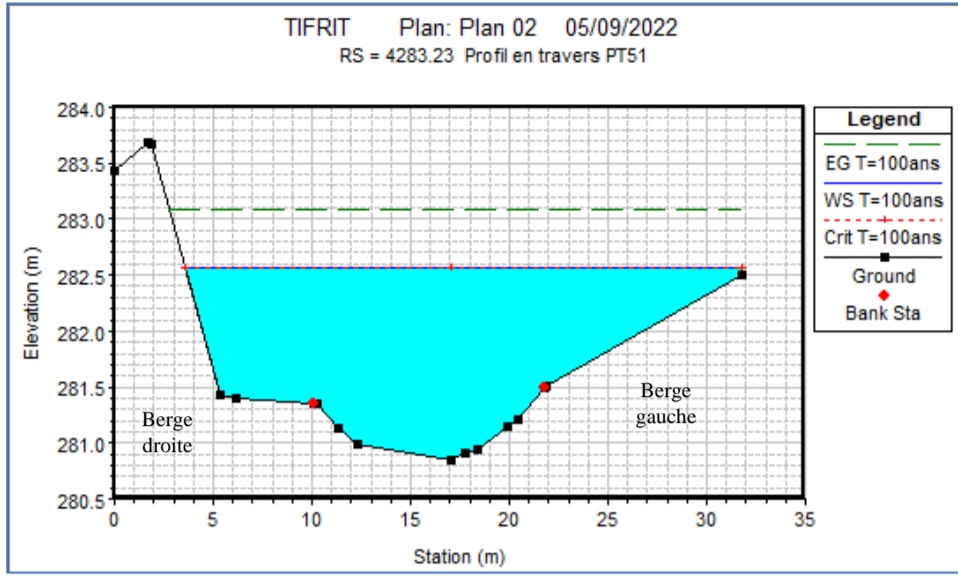


Pas de débordement de l'eau au niveau du pont de la voie ferrée (amont et aval).

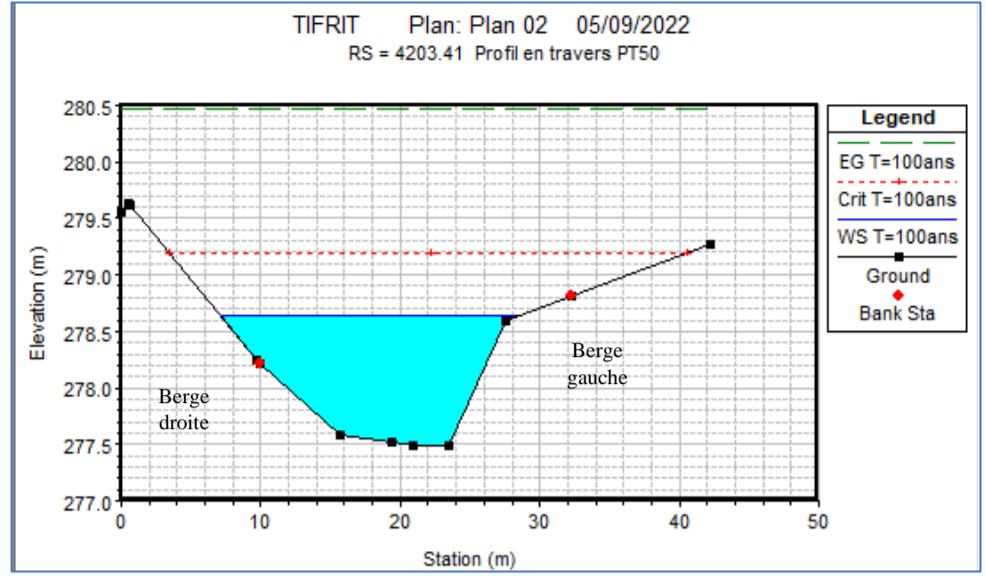


Débordement de l'eau au niveau du ponceau (amont et aval).

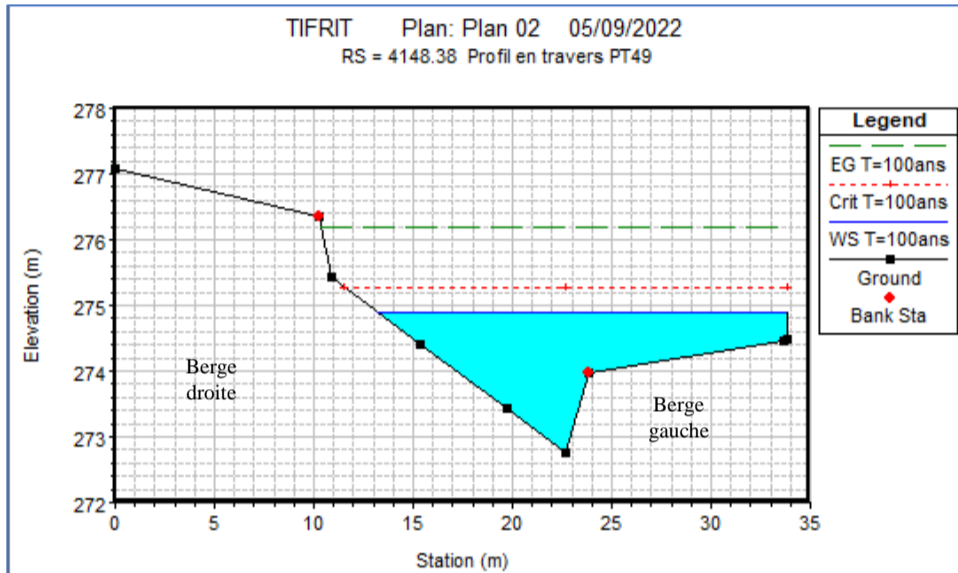
Annexe 02 : Profil en travers de chaque station (51 stations) d'Oued à l'état naturel.



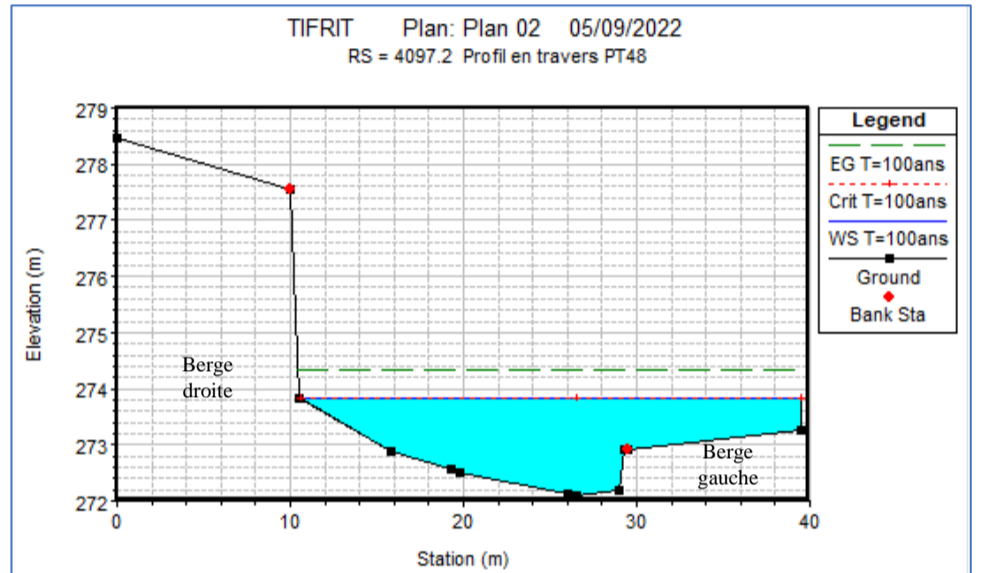
Débordement sur les deux rives



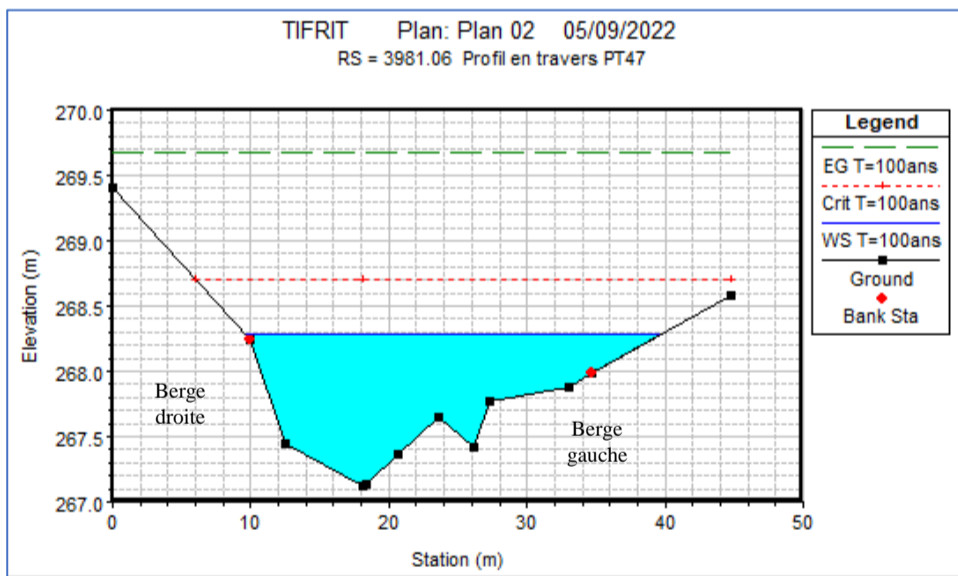
Débordement sur la rive droite



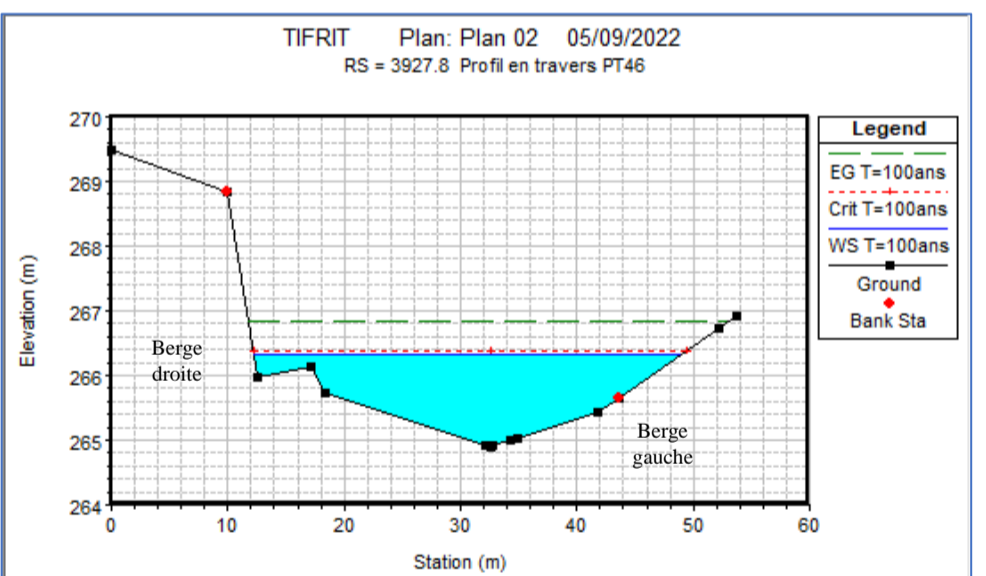
Débordement sur la rive gauche



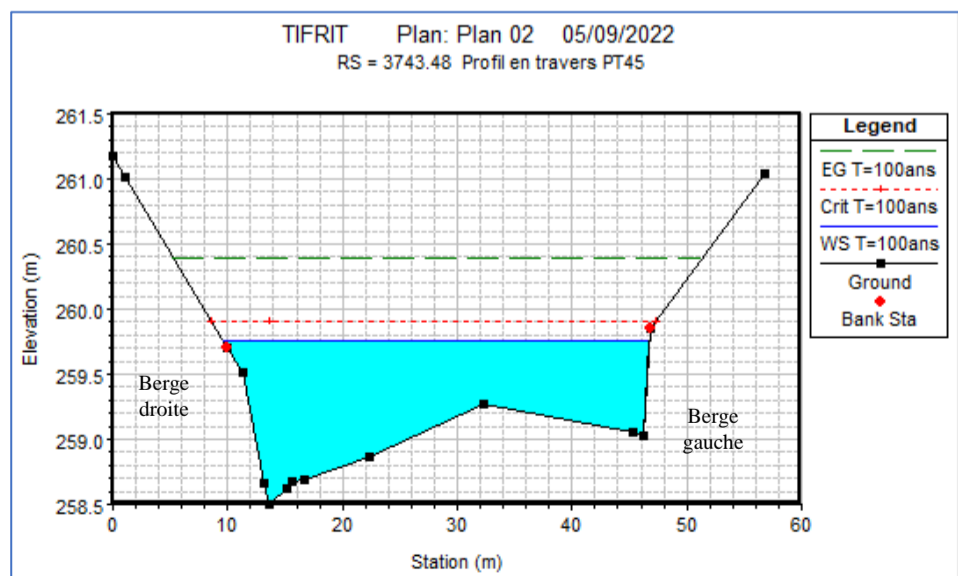
Débordement sur la rive gauche



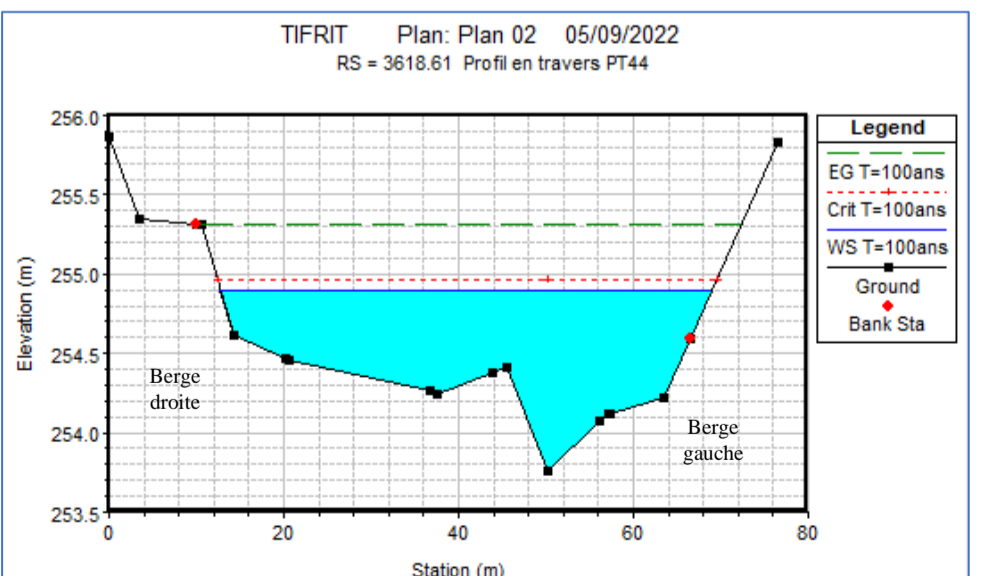
Débordement sur les deux rives



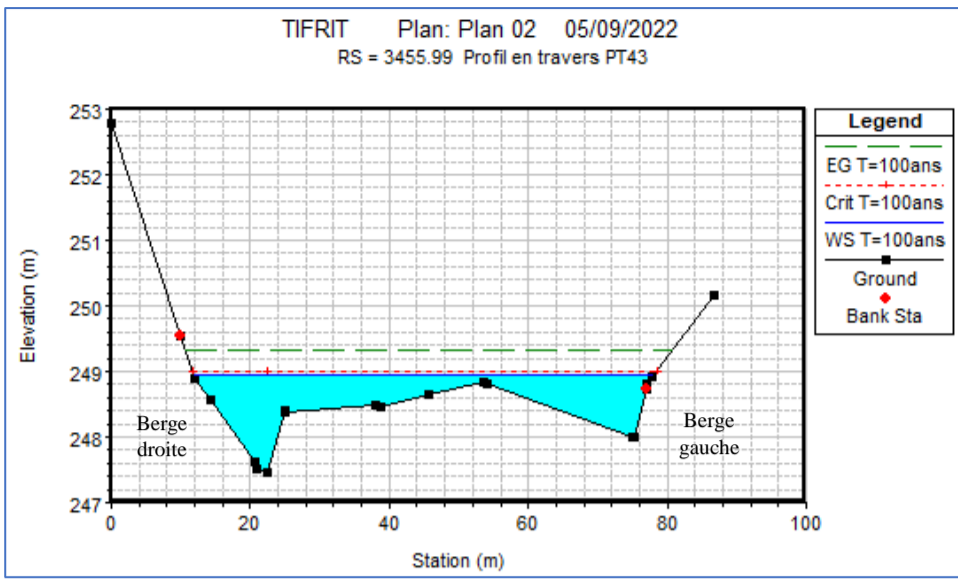
Débordement sur la rive gauche



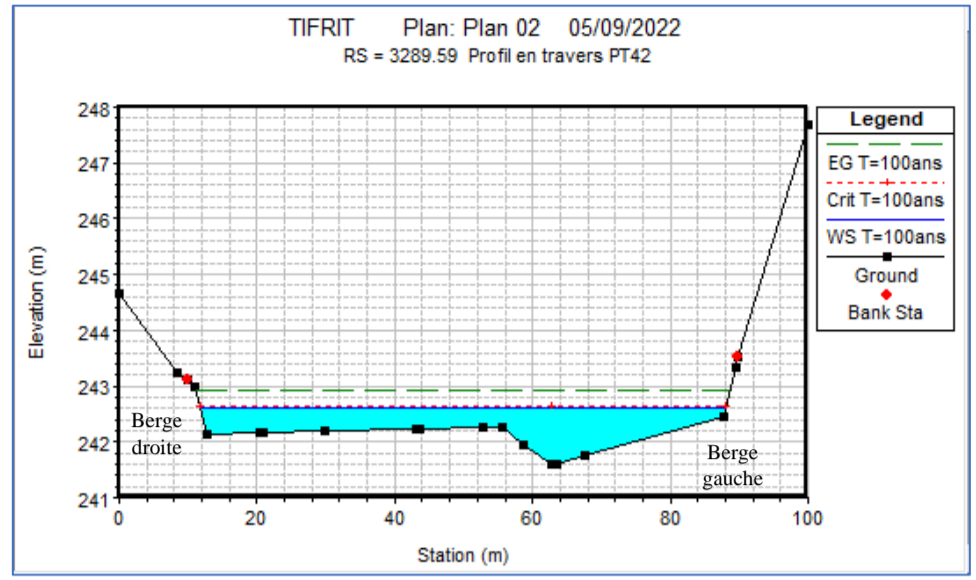
Débordement sur la rive droite



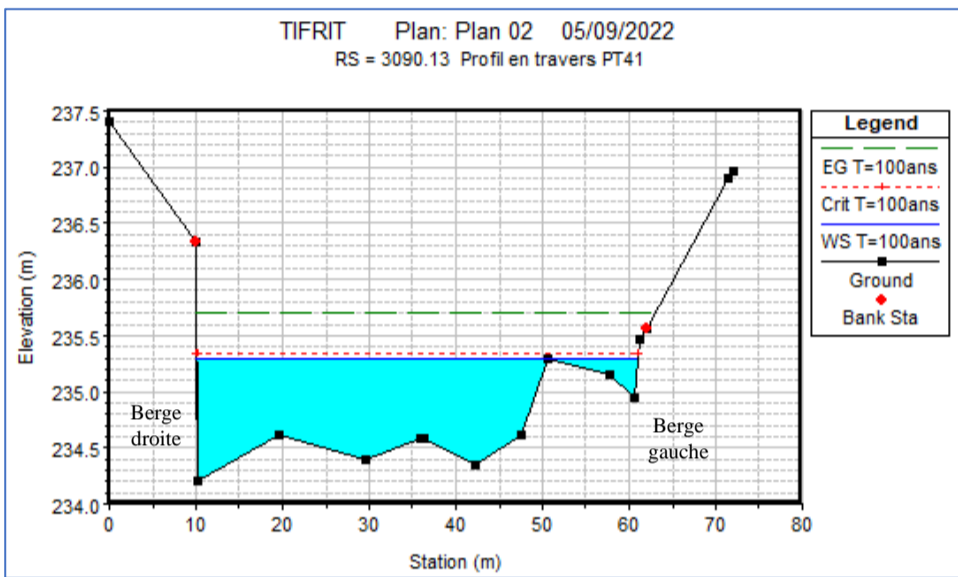
Débordement sur la rive gauche



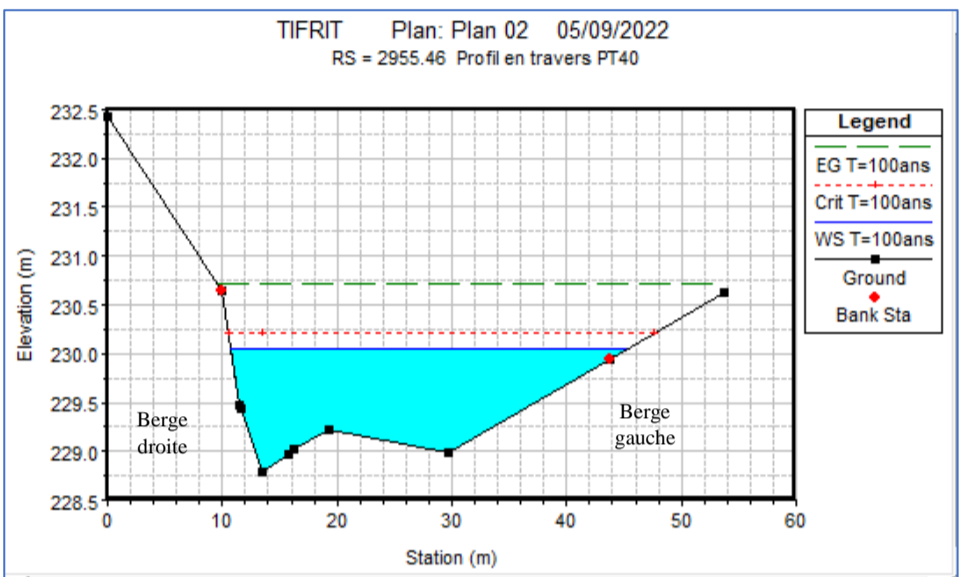
Débordement sur la rive gauche



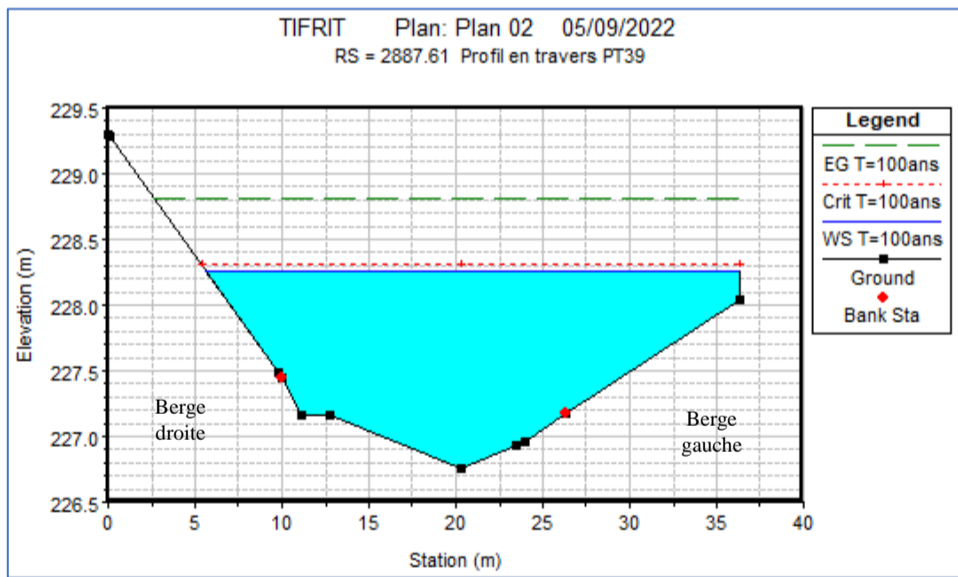
Pas de débordement sur les deux rives



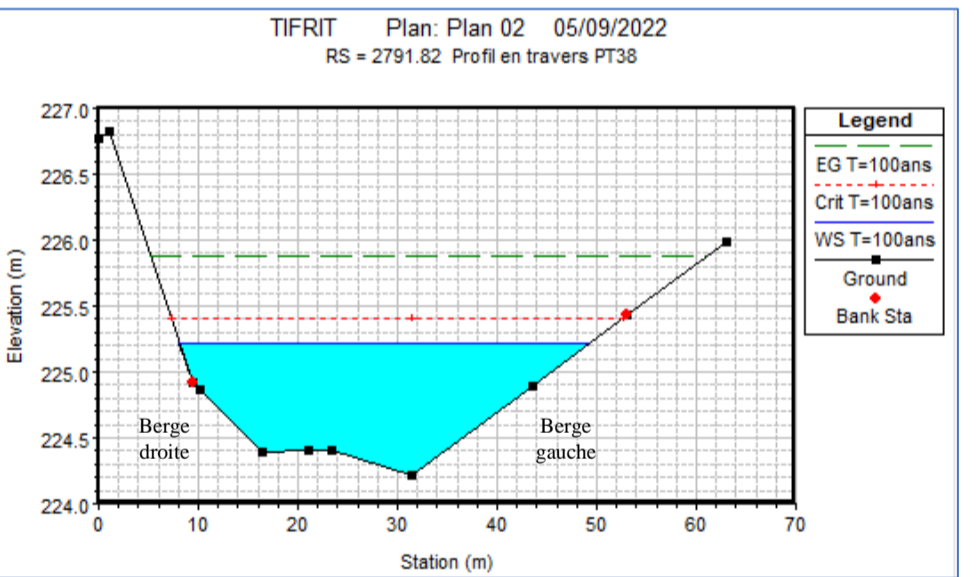
Pas de débordement sur les deux rives



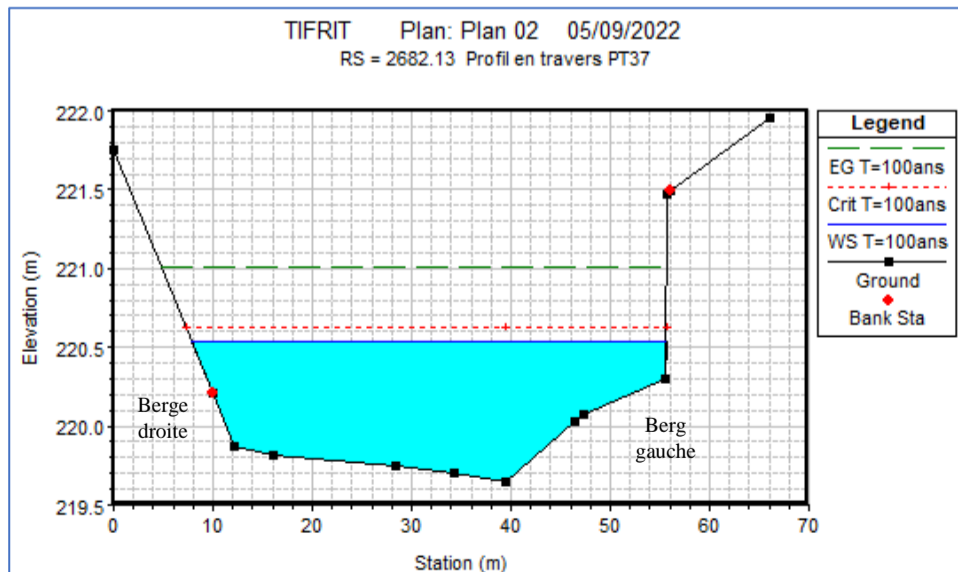
Débordement sur la rive gauche



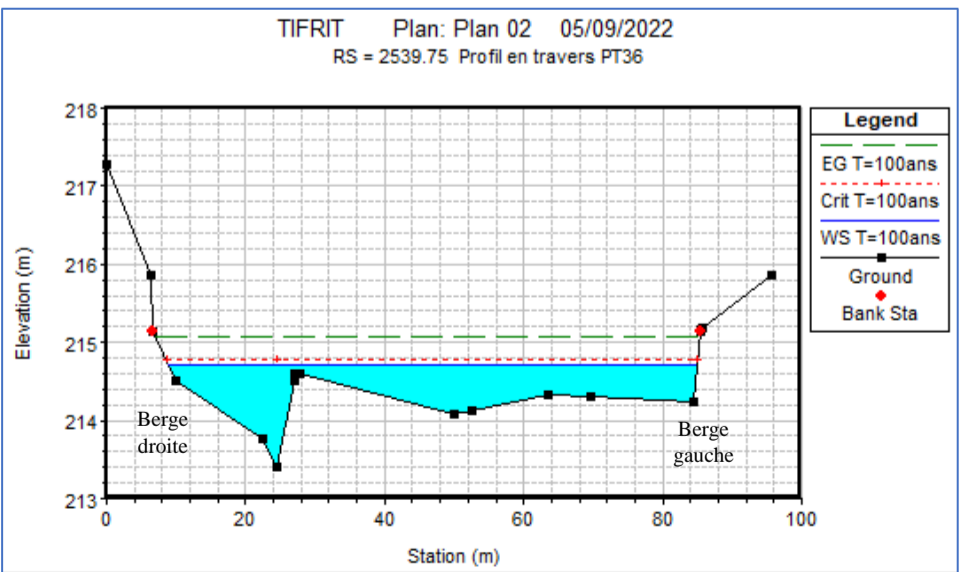
Débordement sur les deux rives



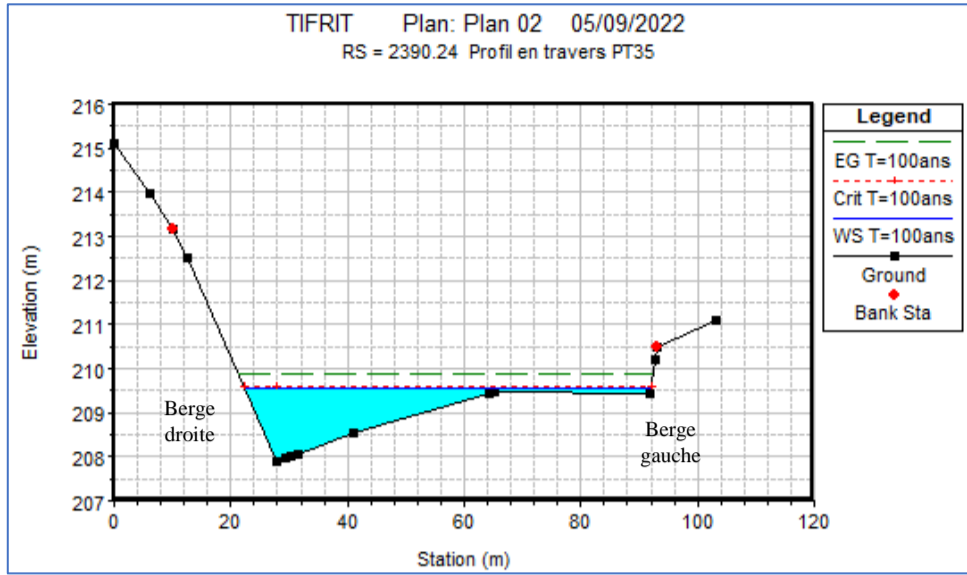
Débordement sur la rive droite



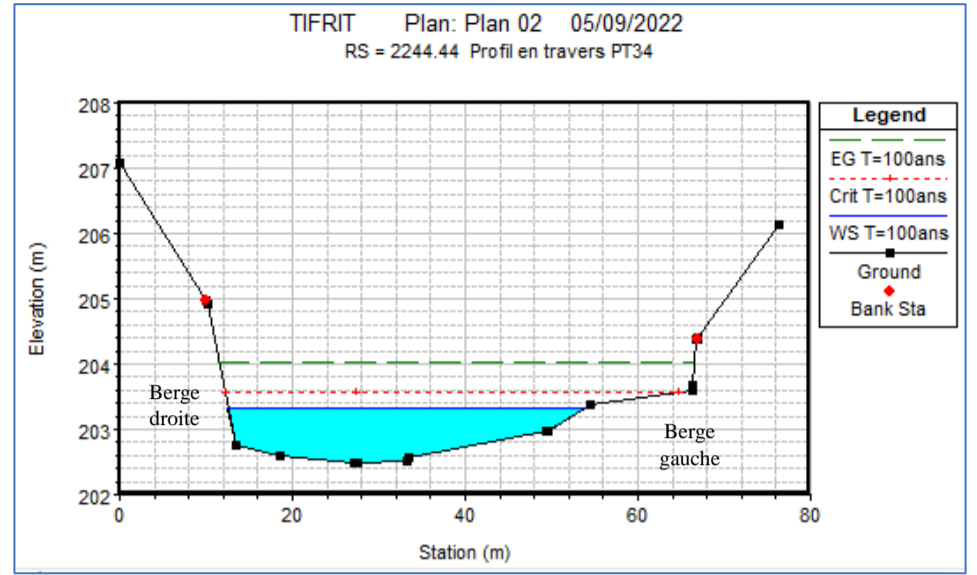
Débordement sur la rive droite



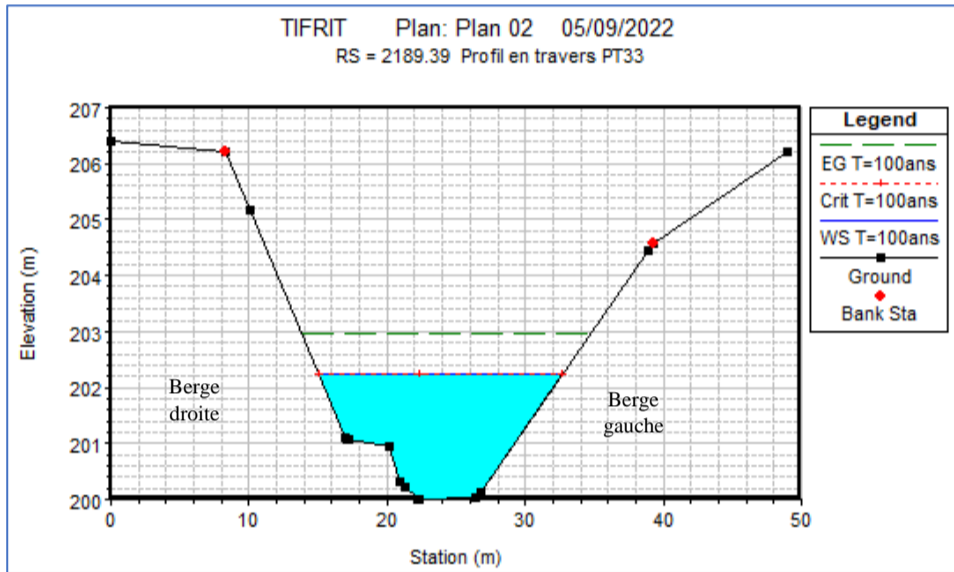
Pas de débordement sur les deux rives



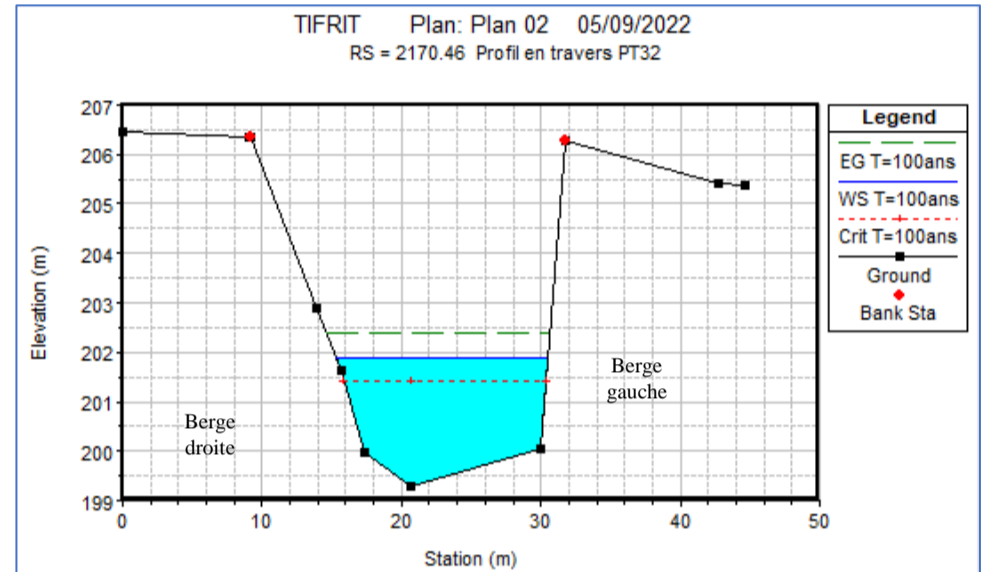
Pas de débordement sur les deux rives



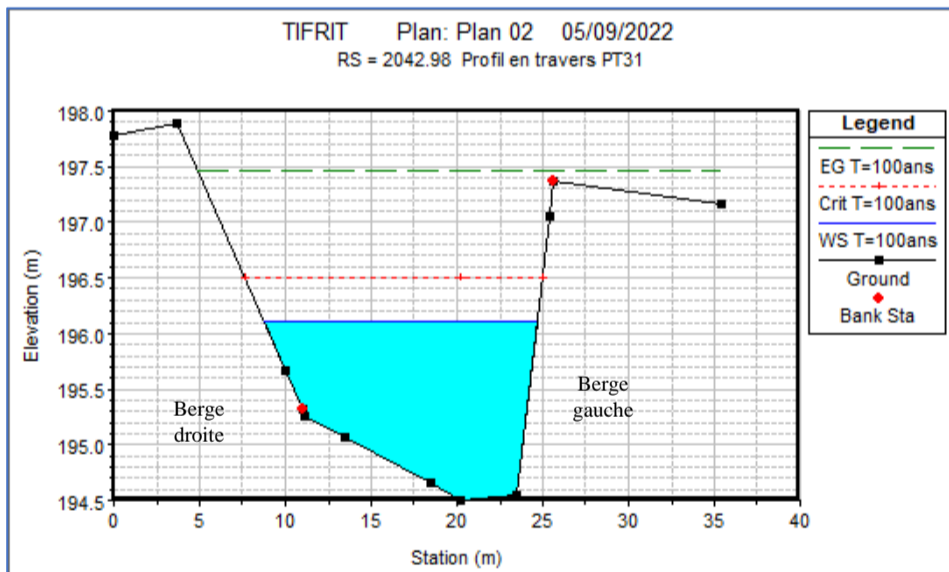
Pas de débordement sur les deux rives



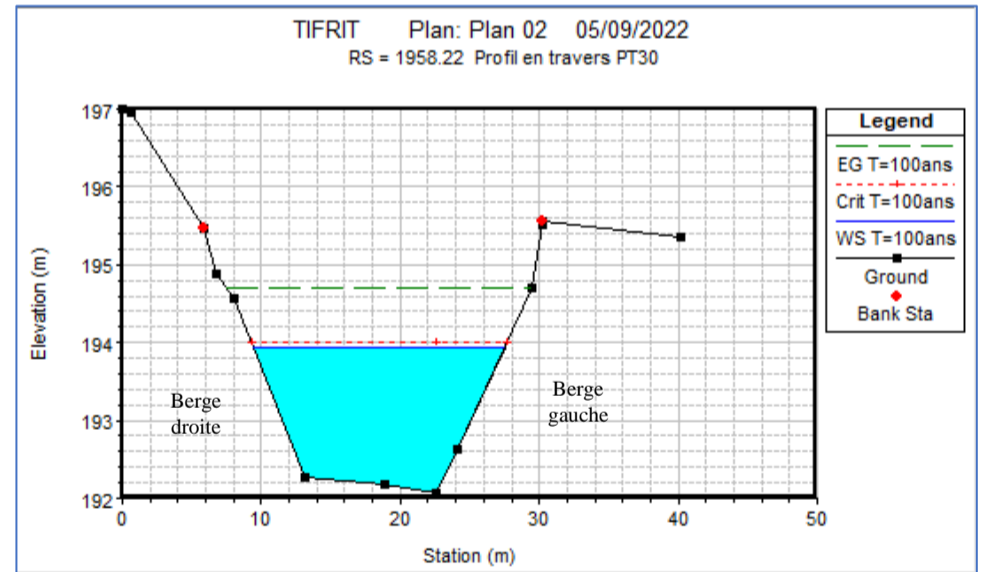
Pas de débordement sur les deux rives



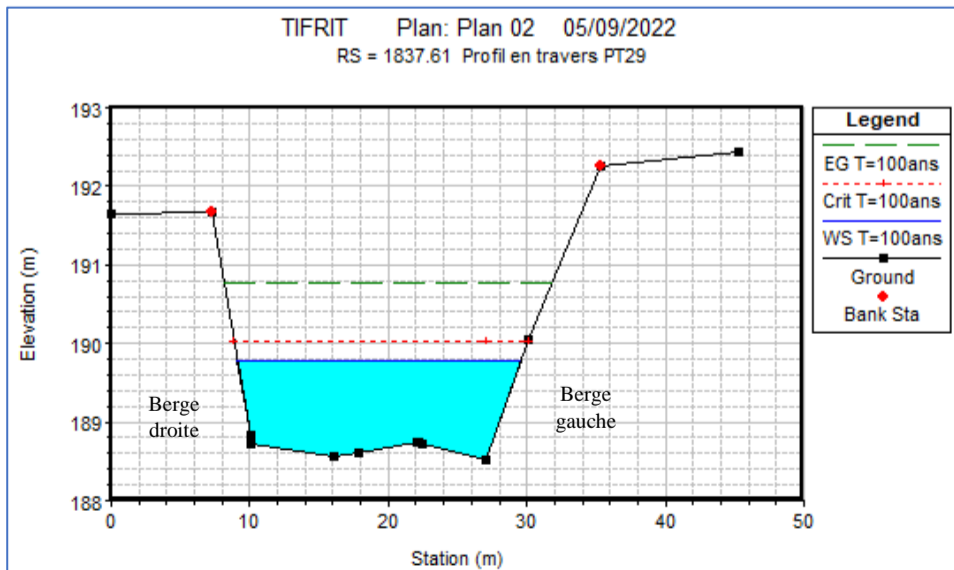
Pas de débordement sur les deux rives



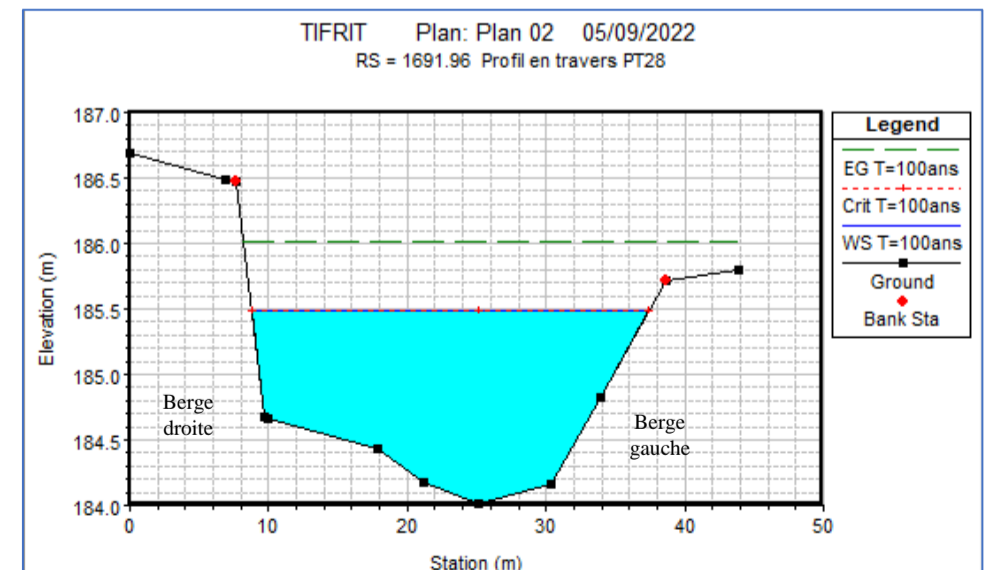
Débordement sur la rive droite



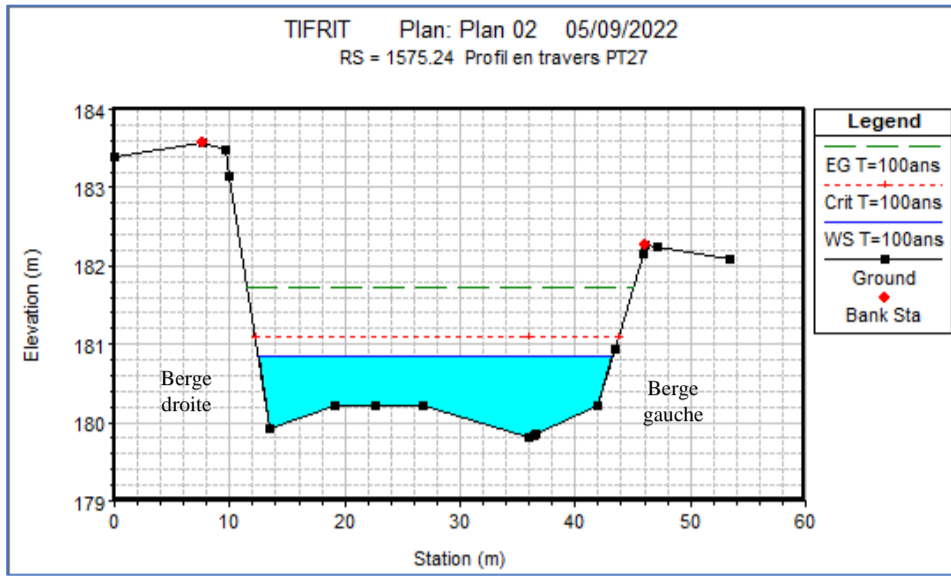
Pas de débordement sur les deux rives



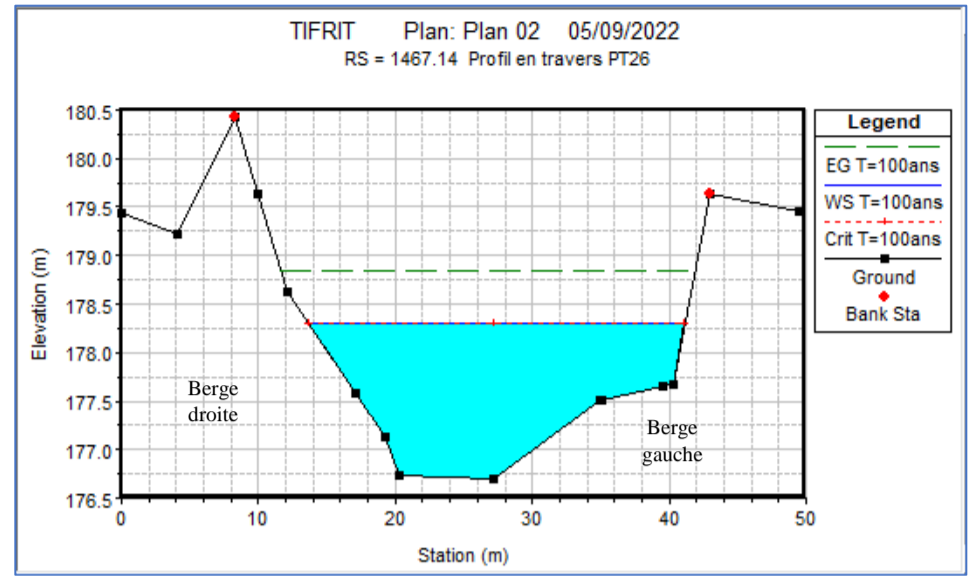
Pas de débordement sur les deux rives



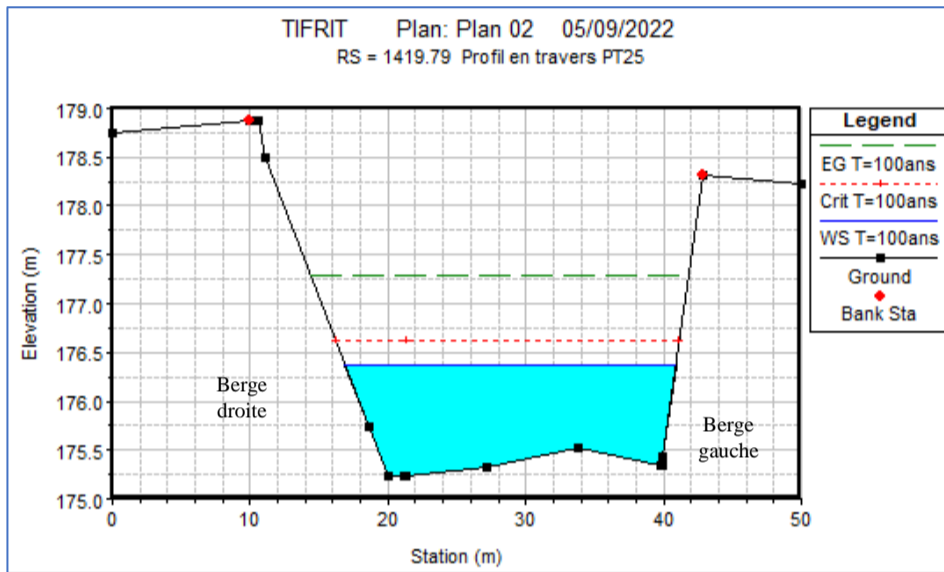
Pas de débordement sur les deux rives



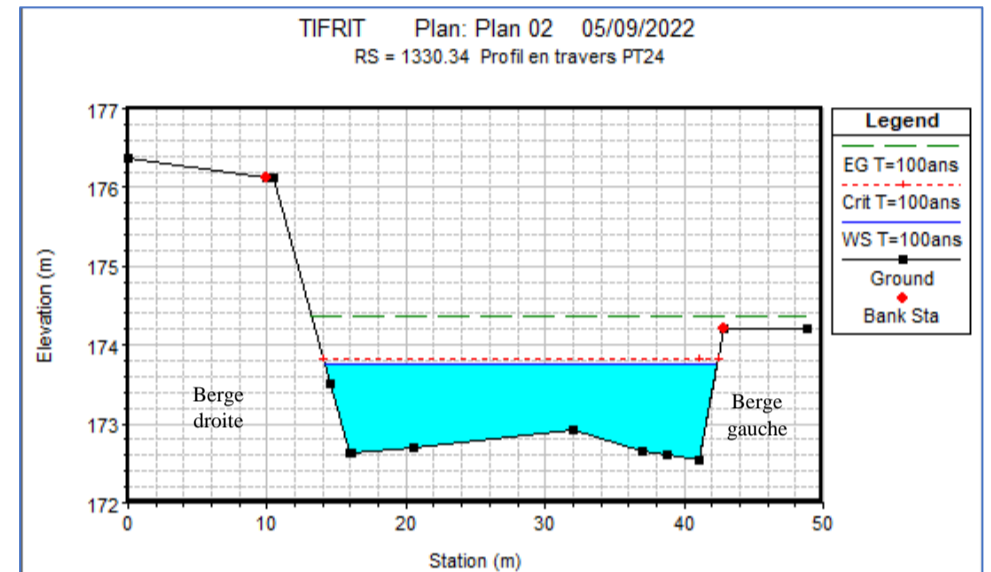
Pas de débordement sur les deux rives



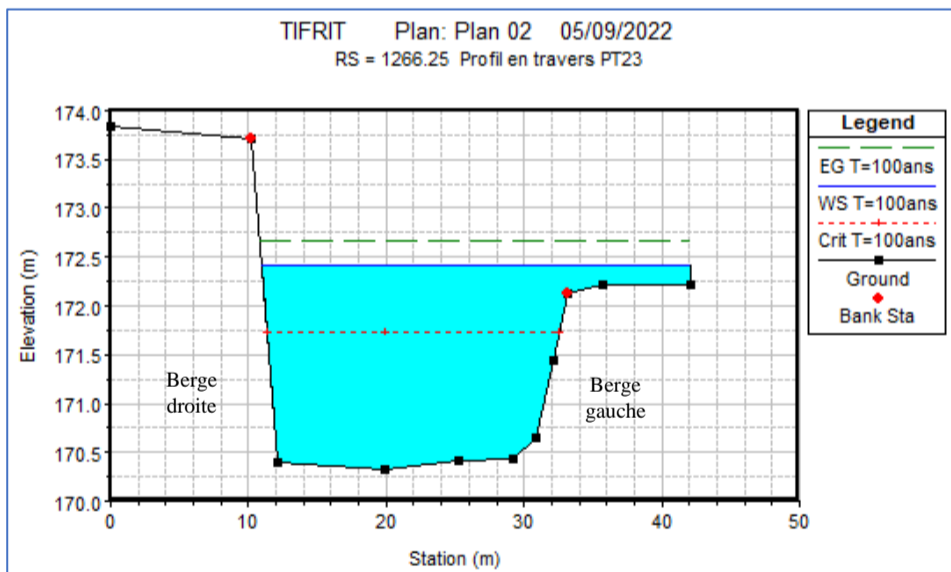
Pas de débordement sur les deux rives



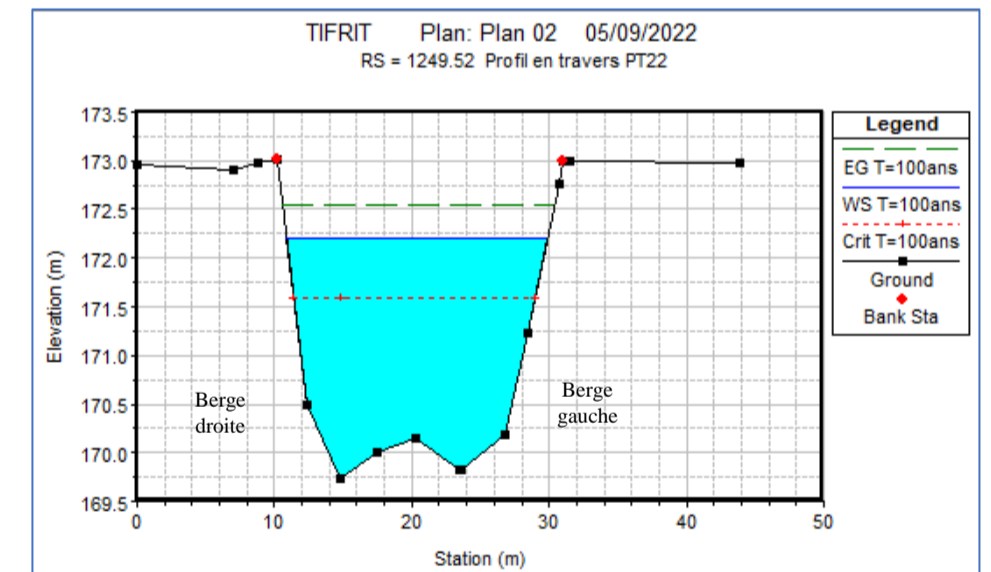
Pas de débordement sur les deux rives



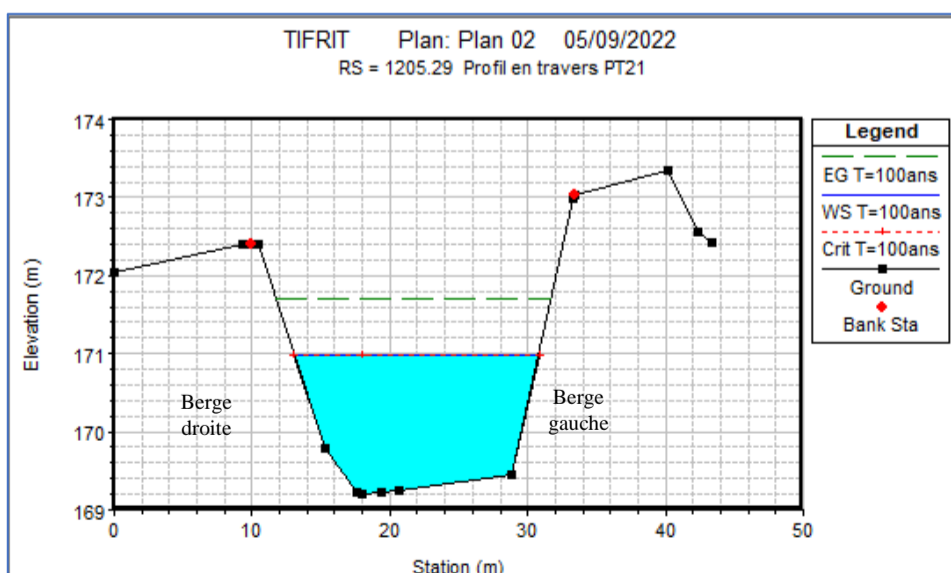
Pas de débordement sur les deux rives



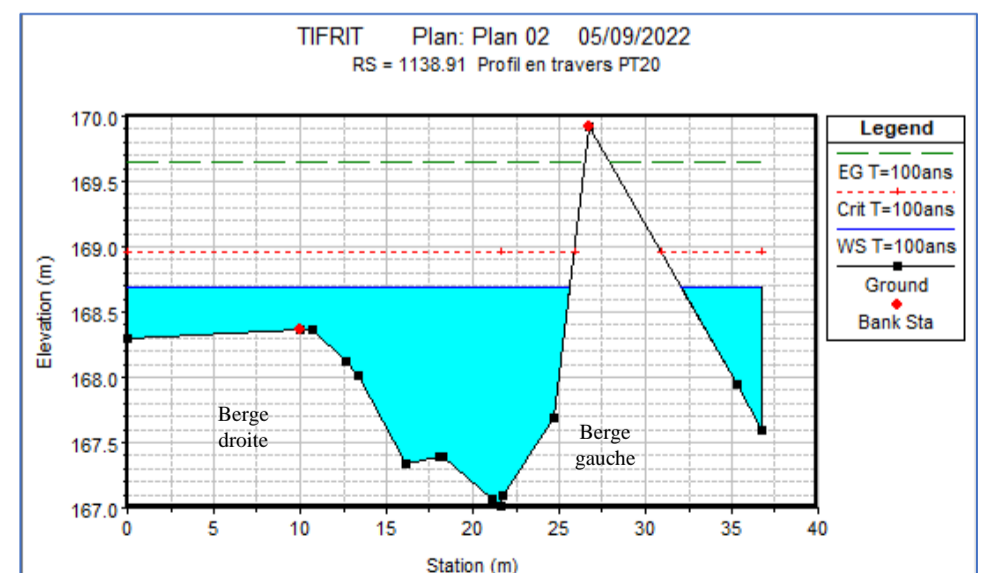
Débordement sur la rive gauche



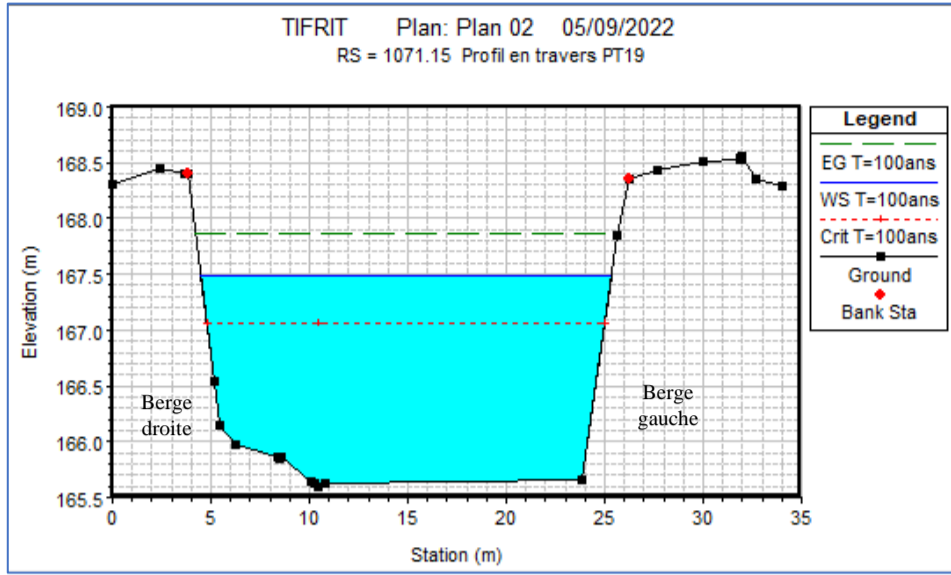
Pas de débordement sur les deux rives



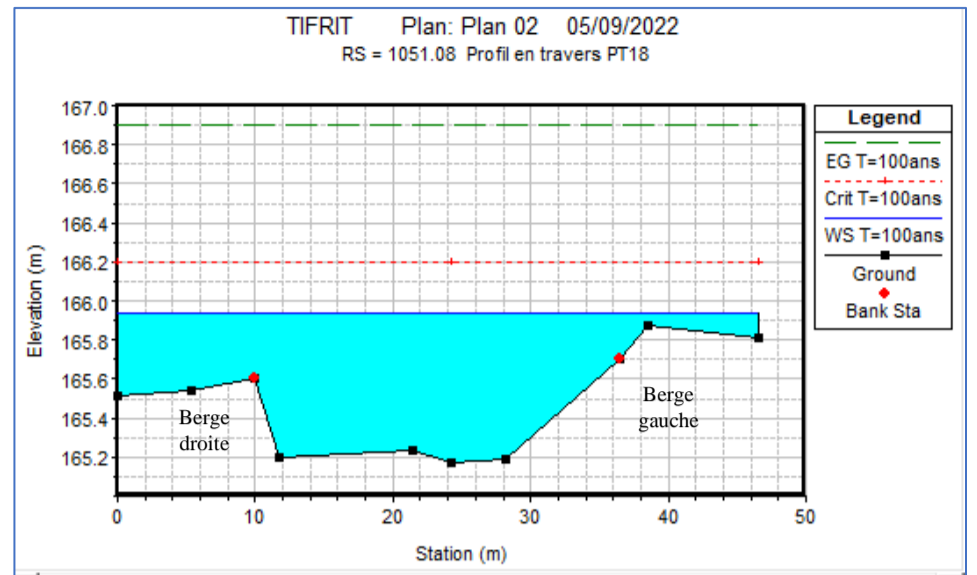
Pas de débordement sur les deux rives



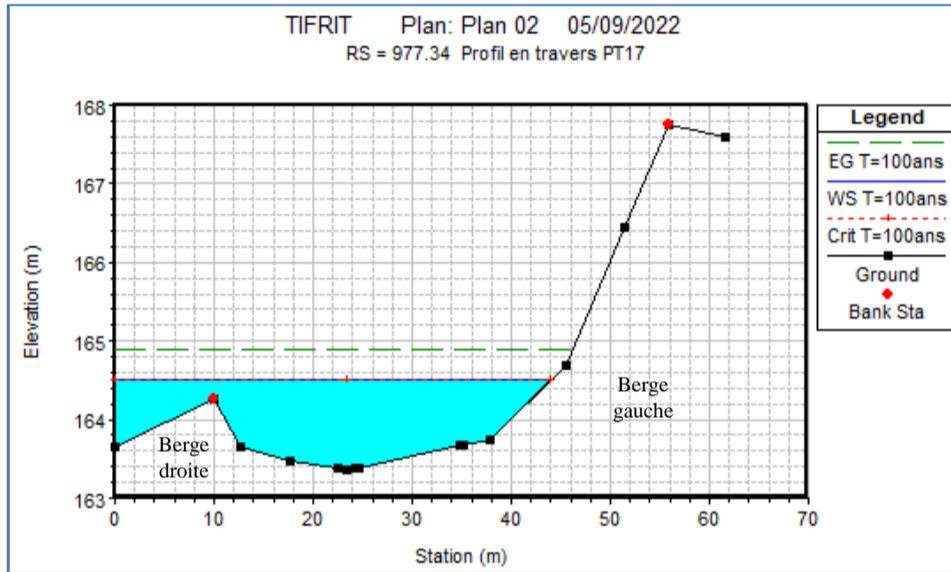
Débordement sur les deux rives



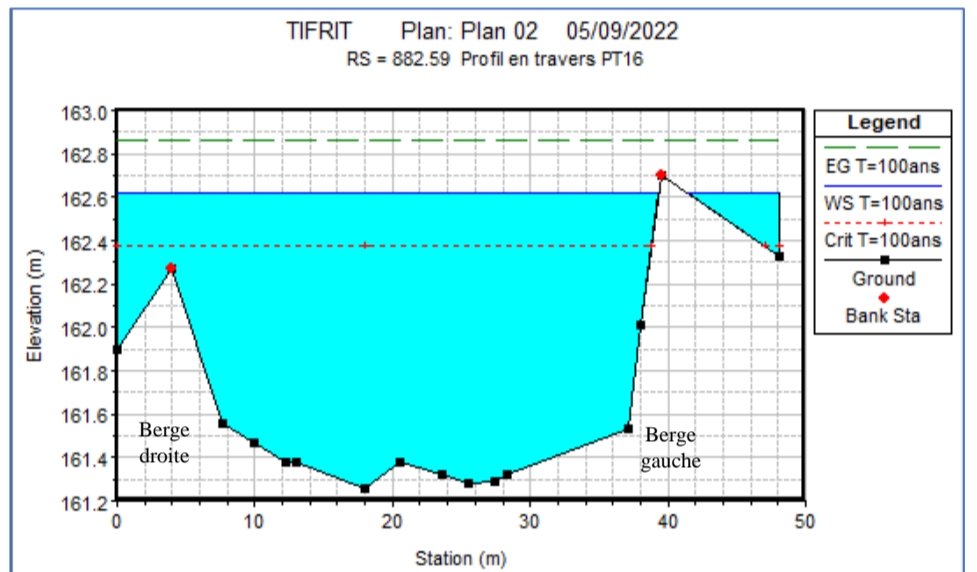
Pas de débordement sur les deux rives



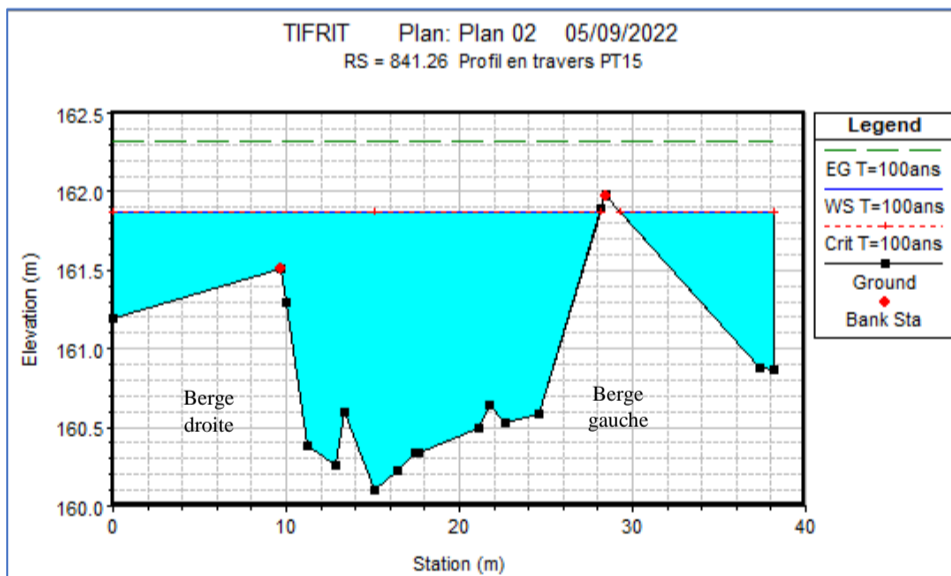
Débordement sur les deux rives



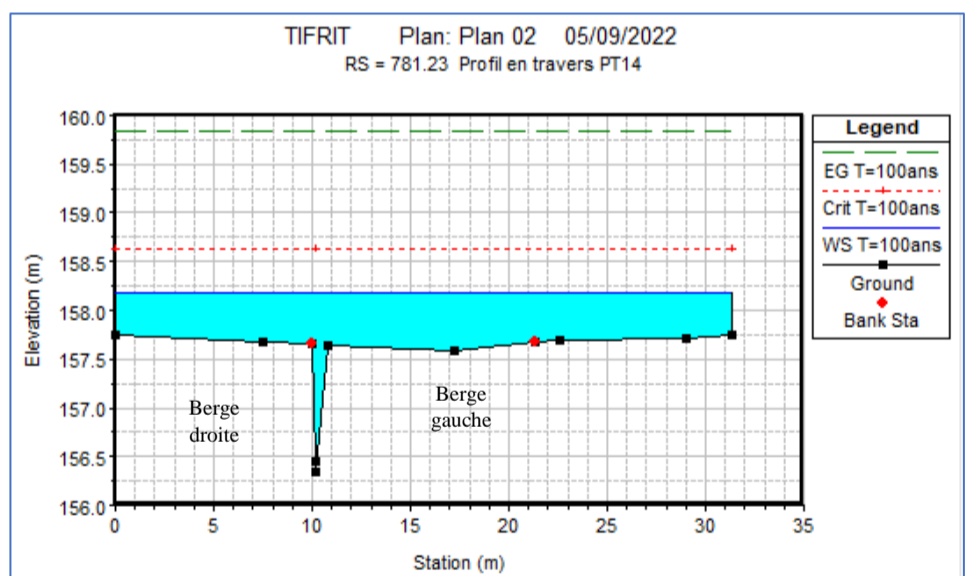
Débordement sur la rive droite



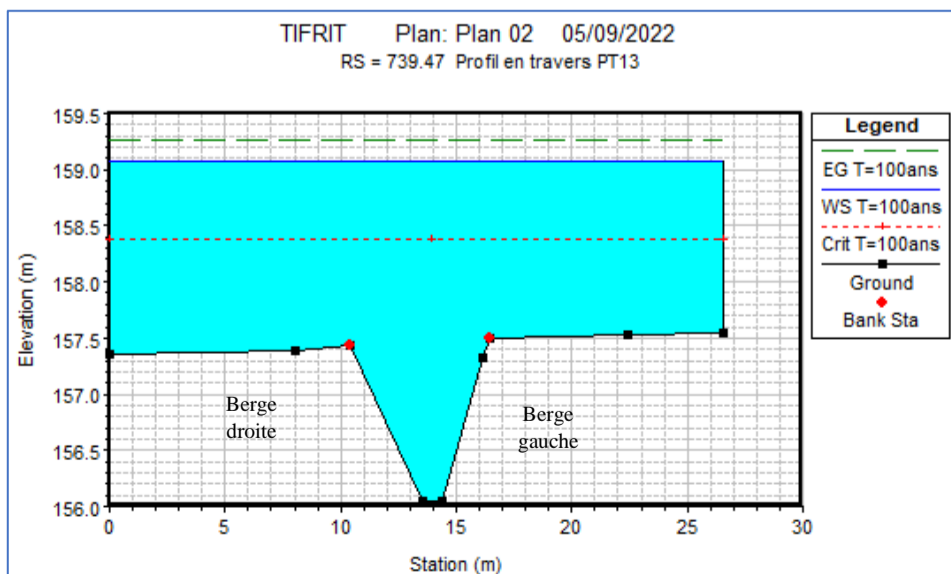
Débordement sur les deux rives



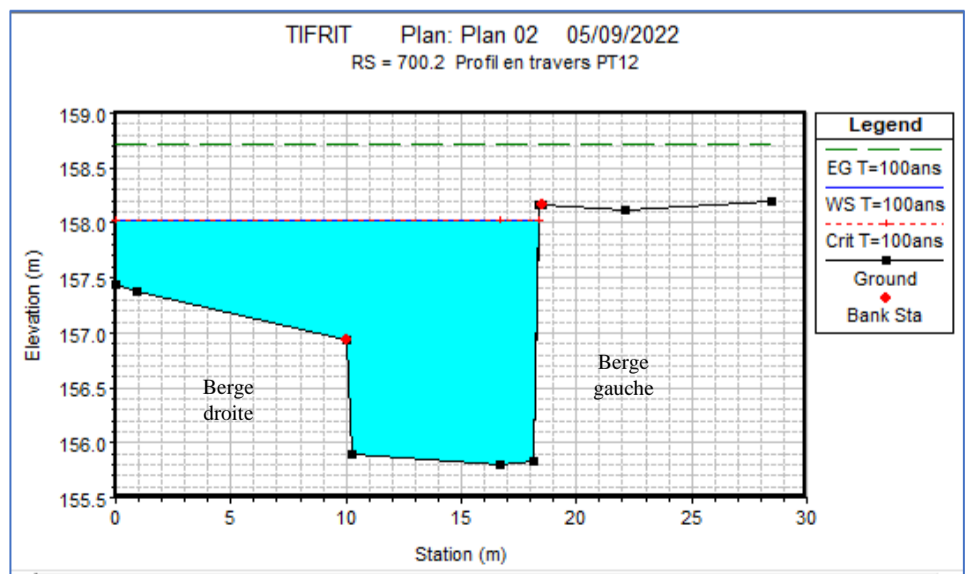
Débordement sur les deux rives



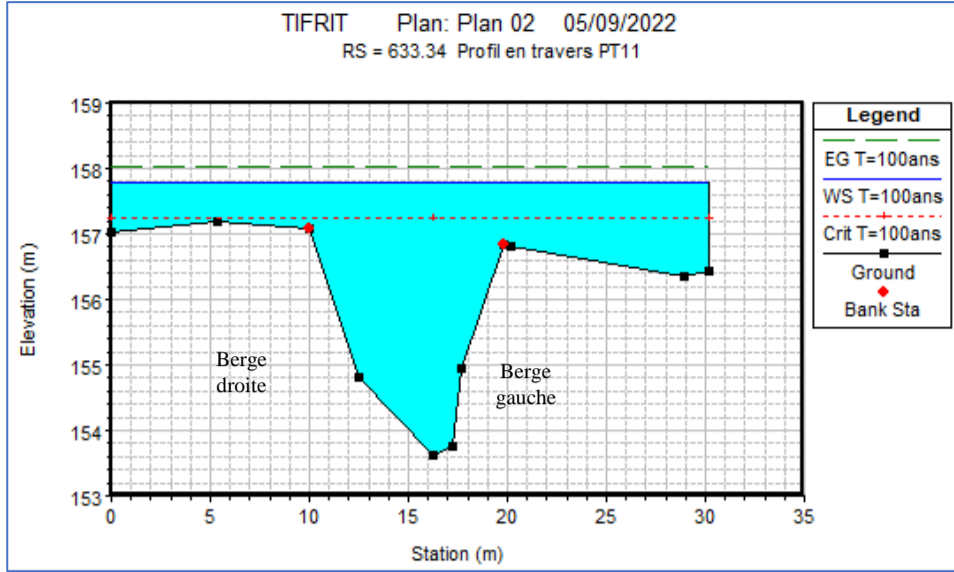
Débordement sur les deux rives



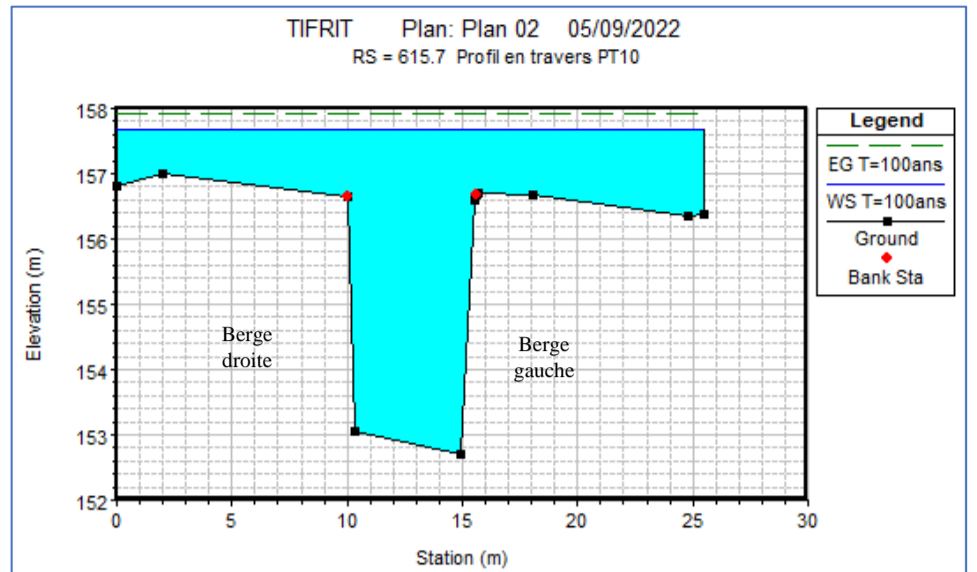
Débordement sur les deux rives



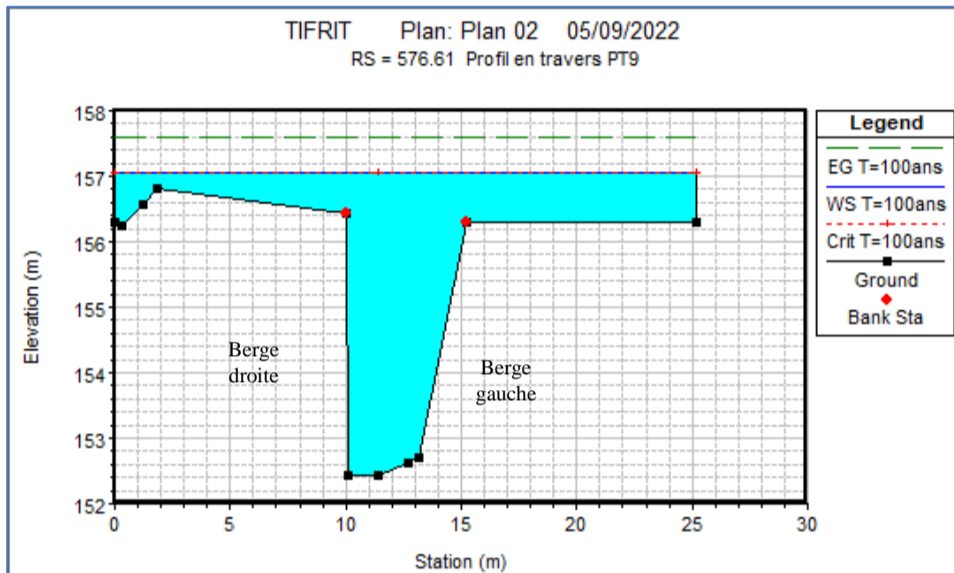
Débordement sur la rive droite



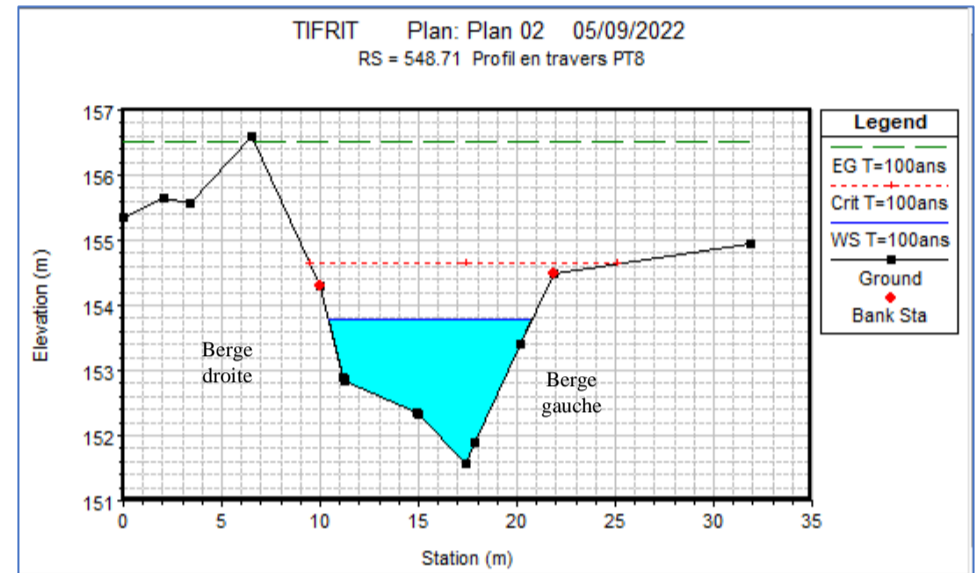
Débordement sur les deux rives



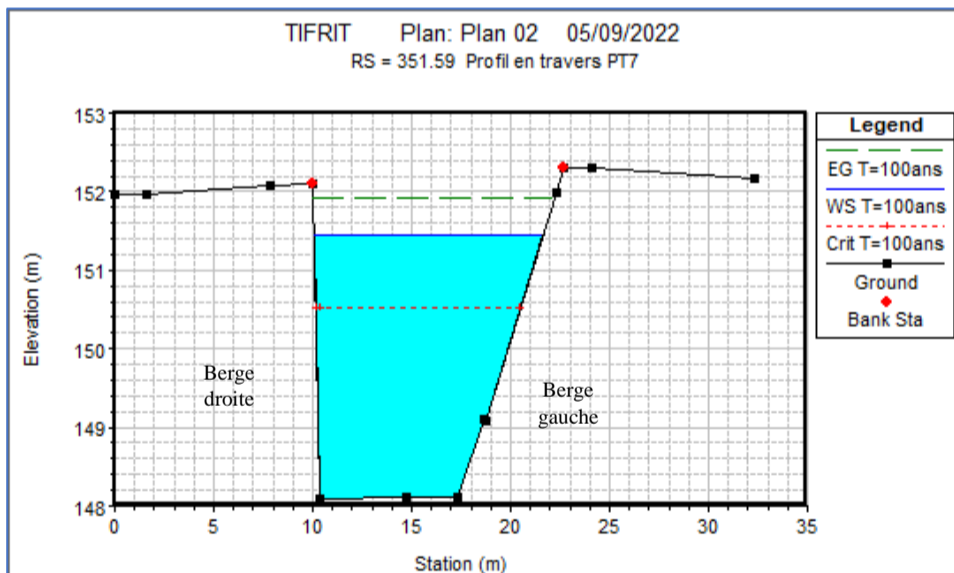
Débordement sur les deux rives



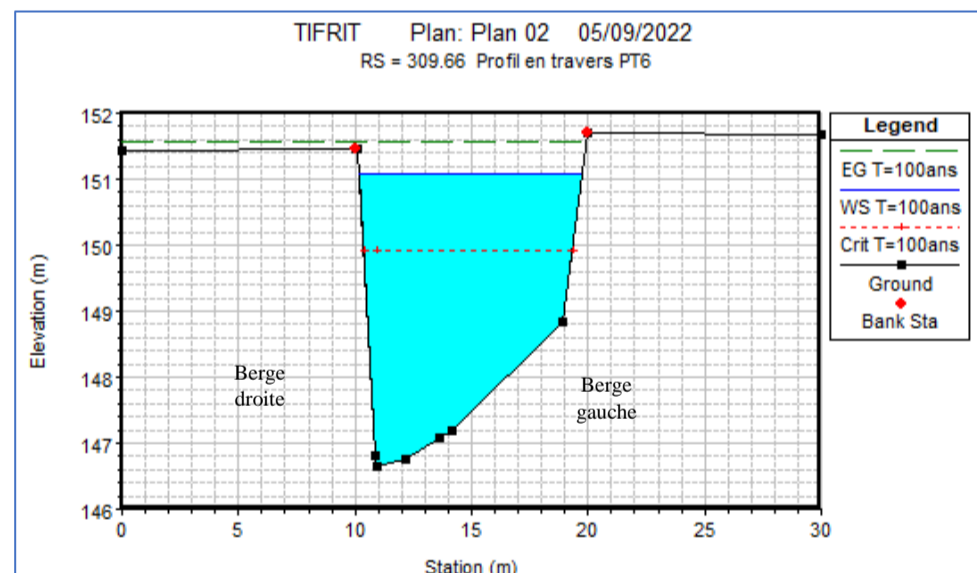
Débordement sur les deux rives



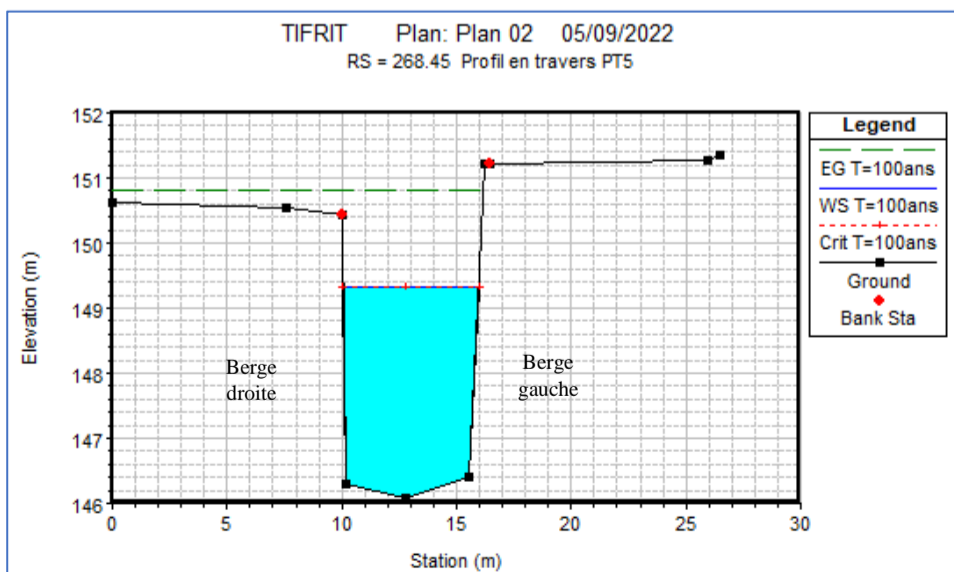
Pas de débordement sur les deux rives



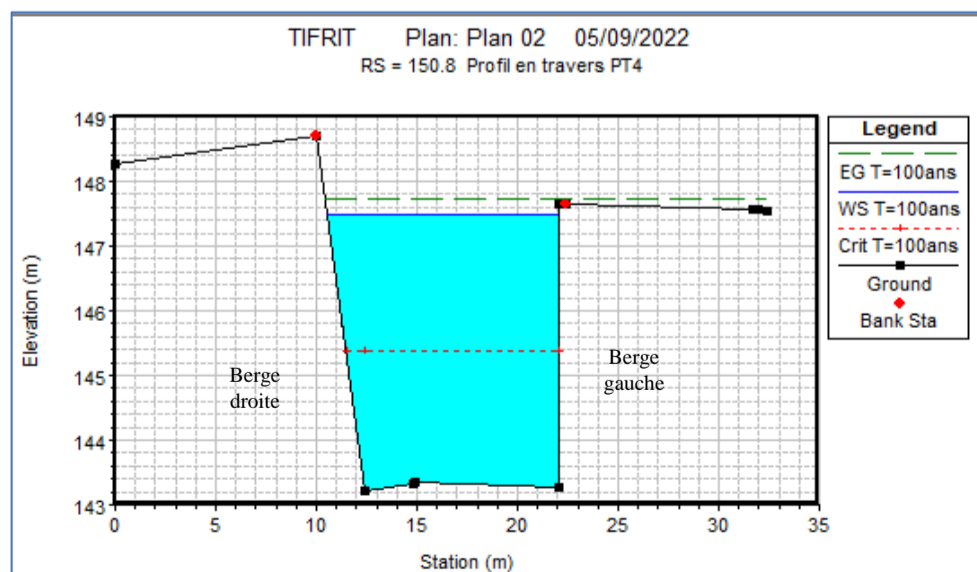
Pas de débordement sur les deux rives



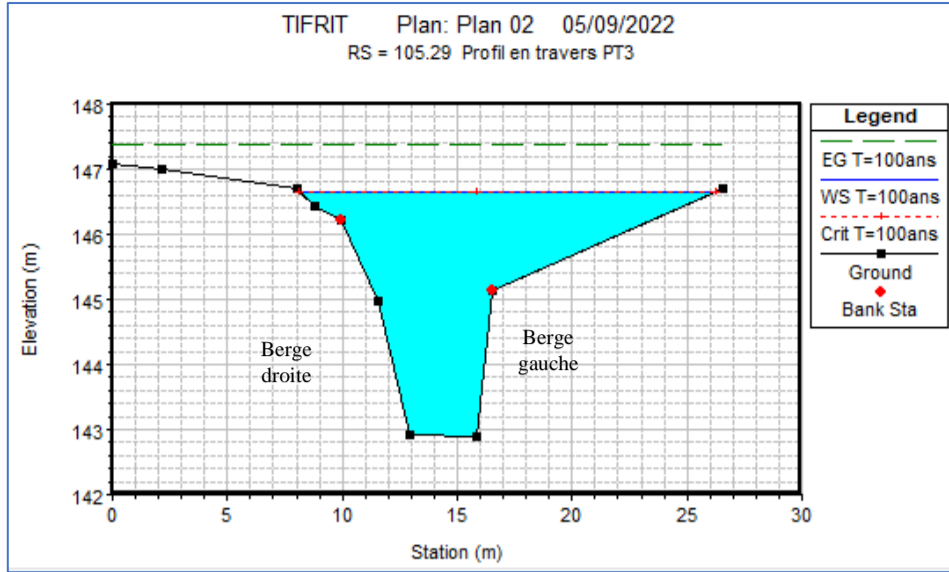
Pas de débordement sur les deux rives



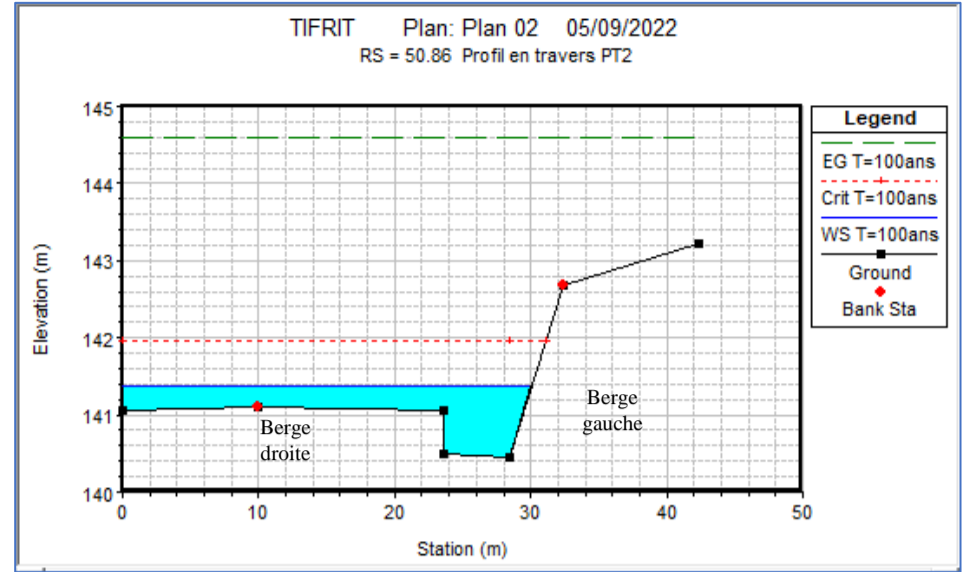
Pas de débordement sur les deux rives



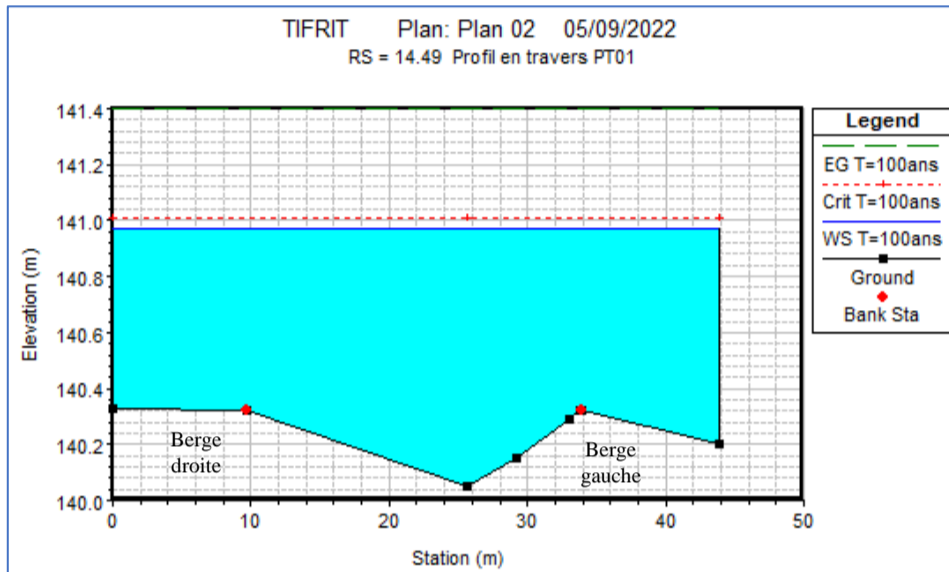
Pas de débordement sur les deux rives



Débordement sur les deux rives

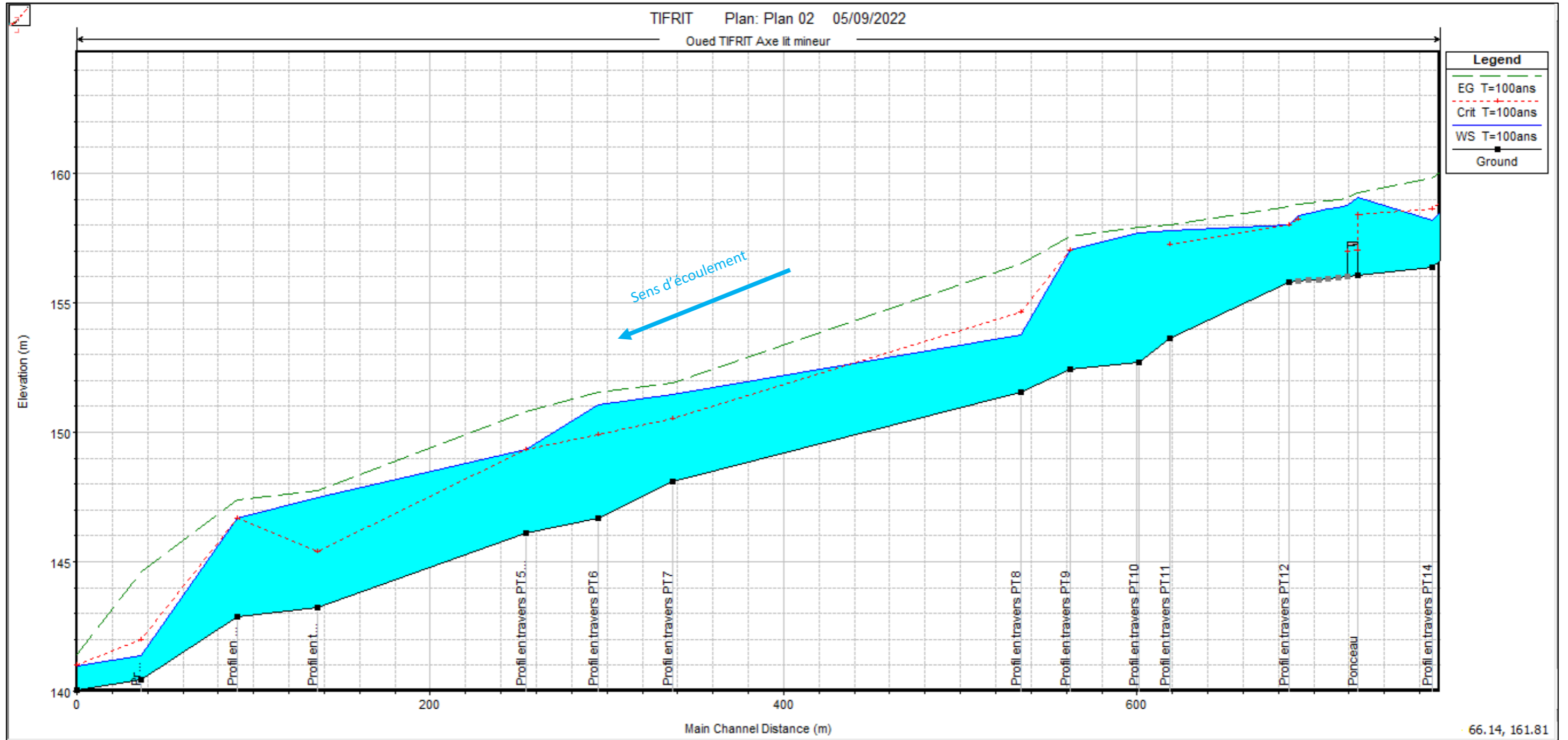


Débordement sur la rive droite

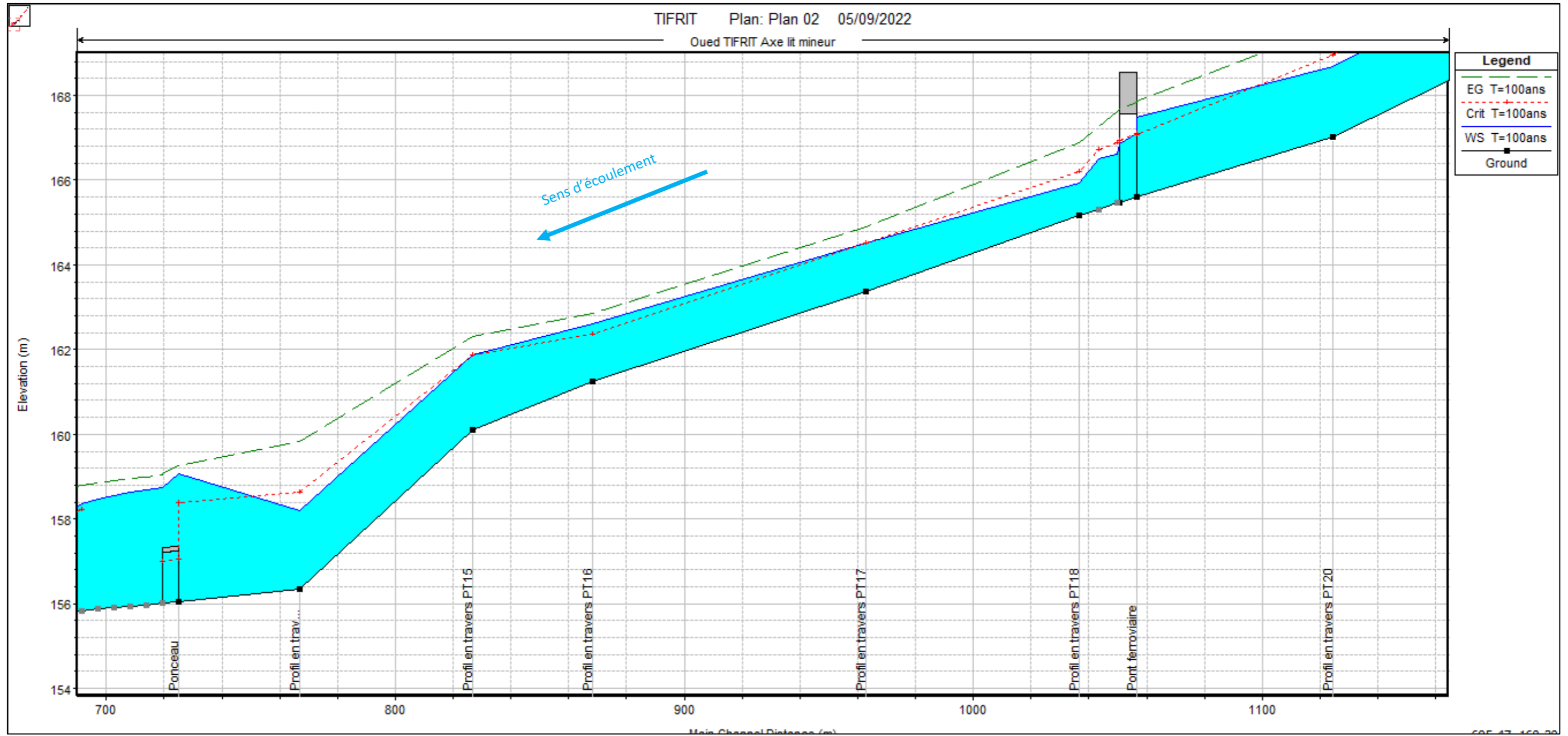


Débordement sur les deux rives

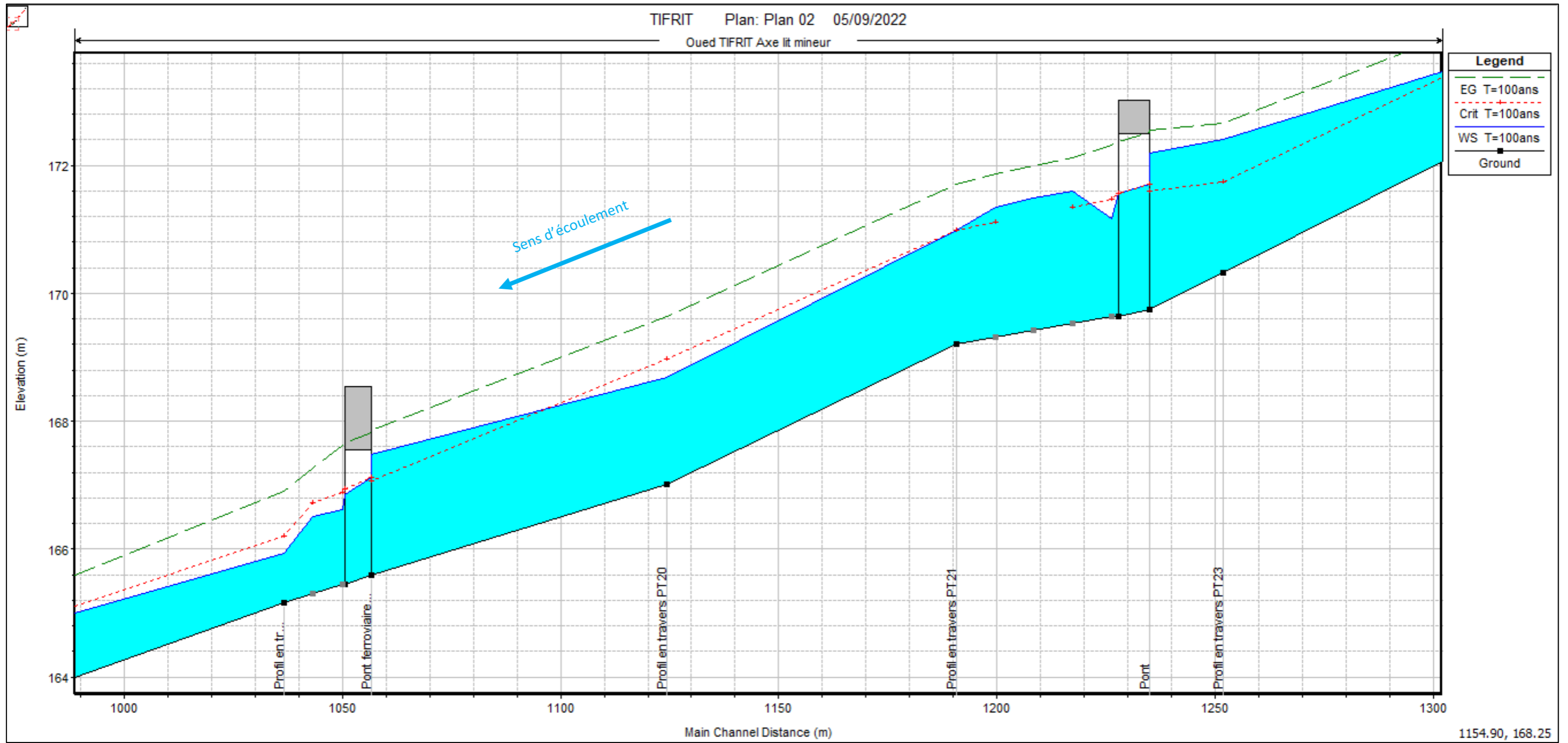
Annexe 03 : Profils en long de chaque tronçon d'Oued à l'état naturel.



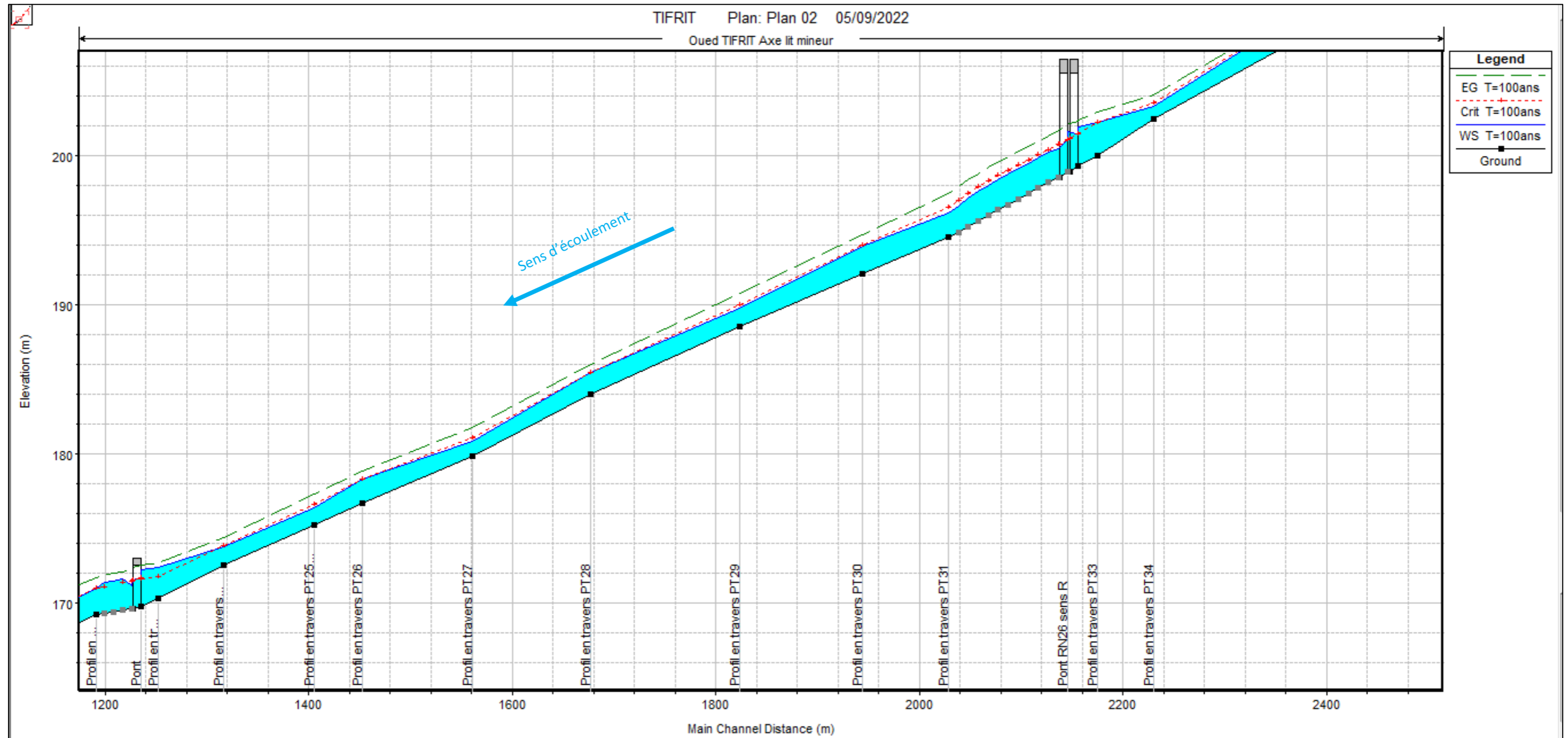
Profil en long du modèle HEC-RAS tronçon 01 du PT01 au PT13 (Exutoire - Ponceau).



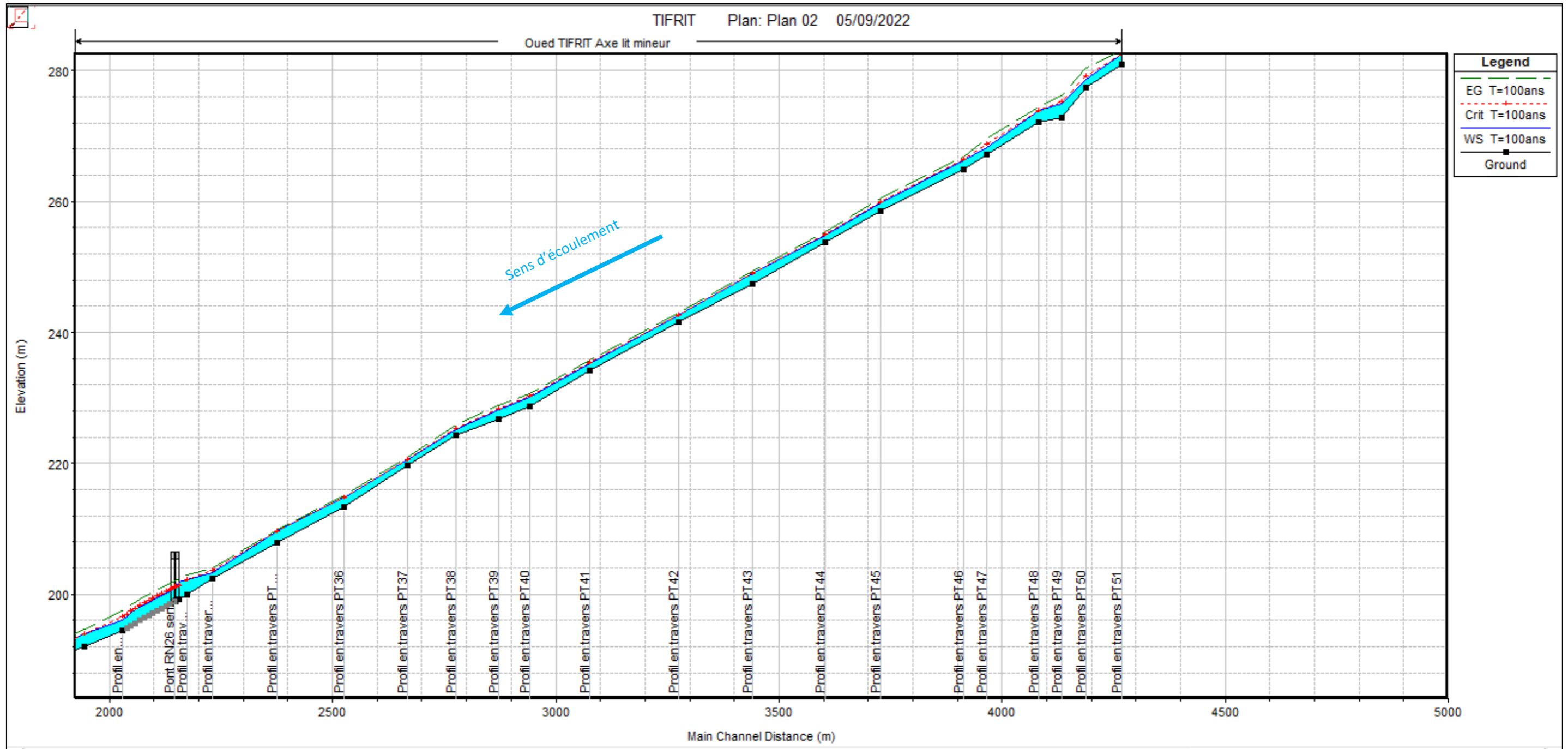
Profil en long du modèle HEC-RAS tronçon 02 du PT13 au PT19 (Ponceau – Pont ferroviaire).



Profil en long du modèle HEC-RAS tronçon 03 du PT19 au PT22 (Pont ferroviaire – Pont Taharacht).

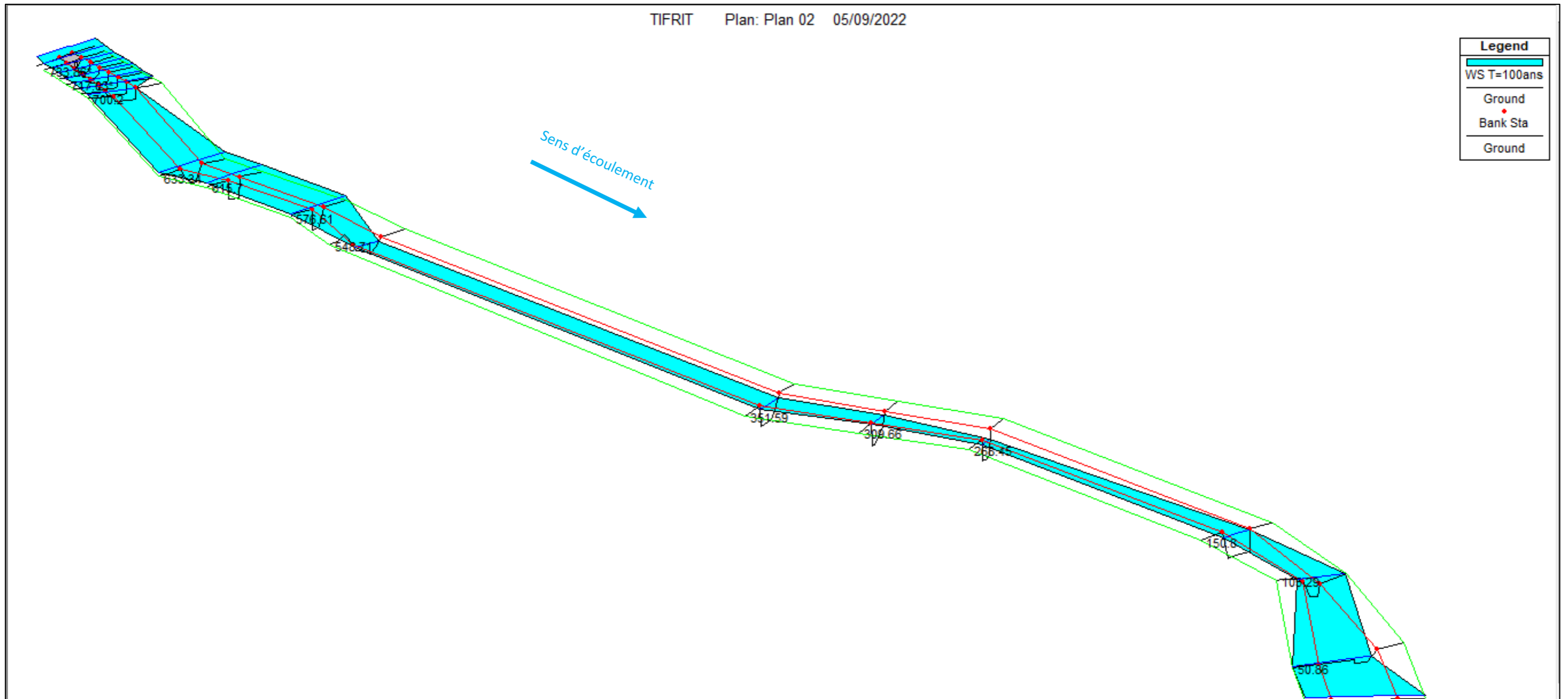


Profil en long du modèle HEC-RAS tronçon 04 du PT22 au PT32 (Pont Taharacht – Pont RN n°26).

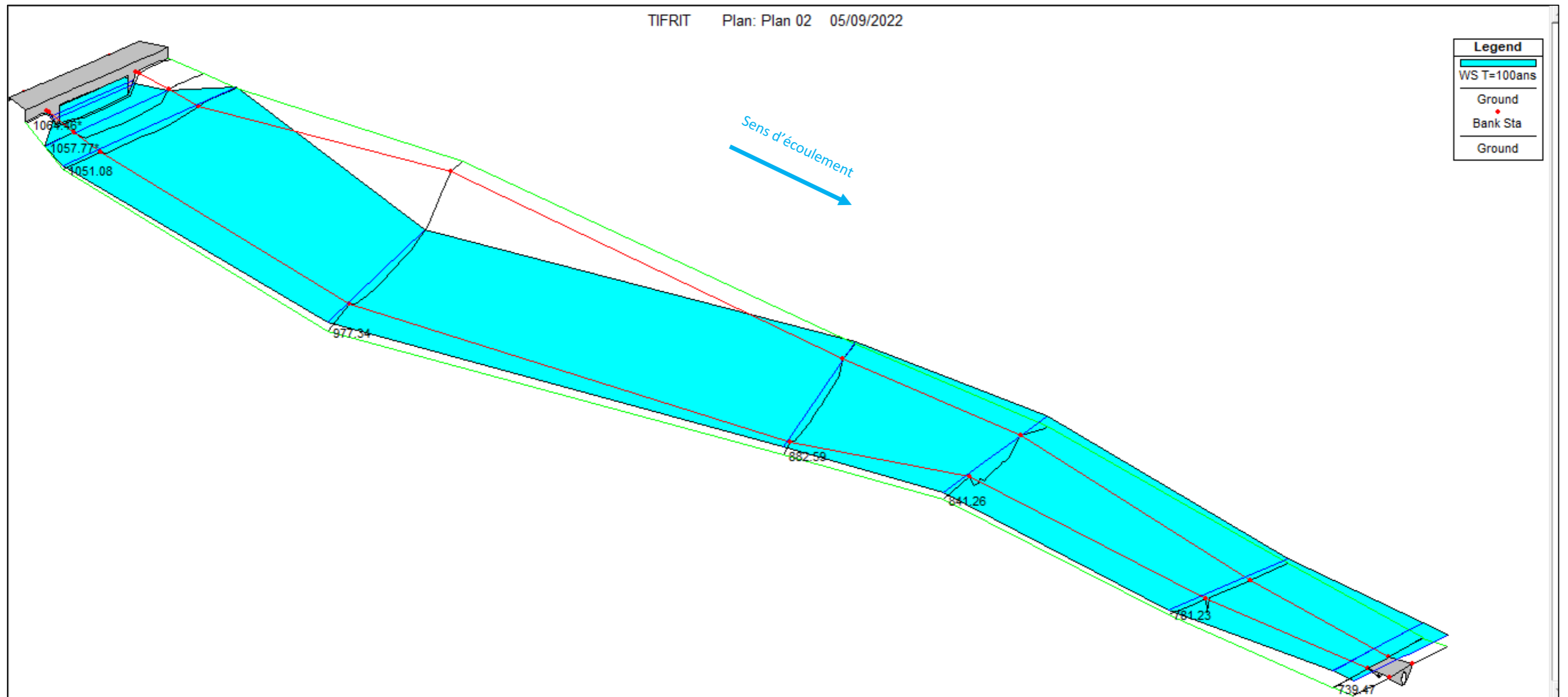


Profil en long du modèle HEC-RAS tronçon 05 du PT32 au PT51 (Pont RN n°26– Amont d'Oued).

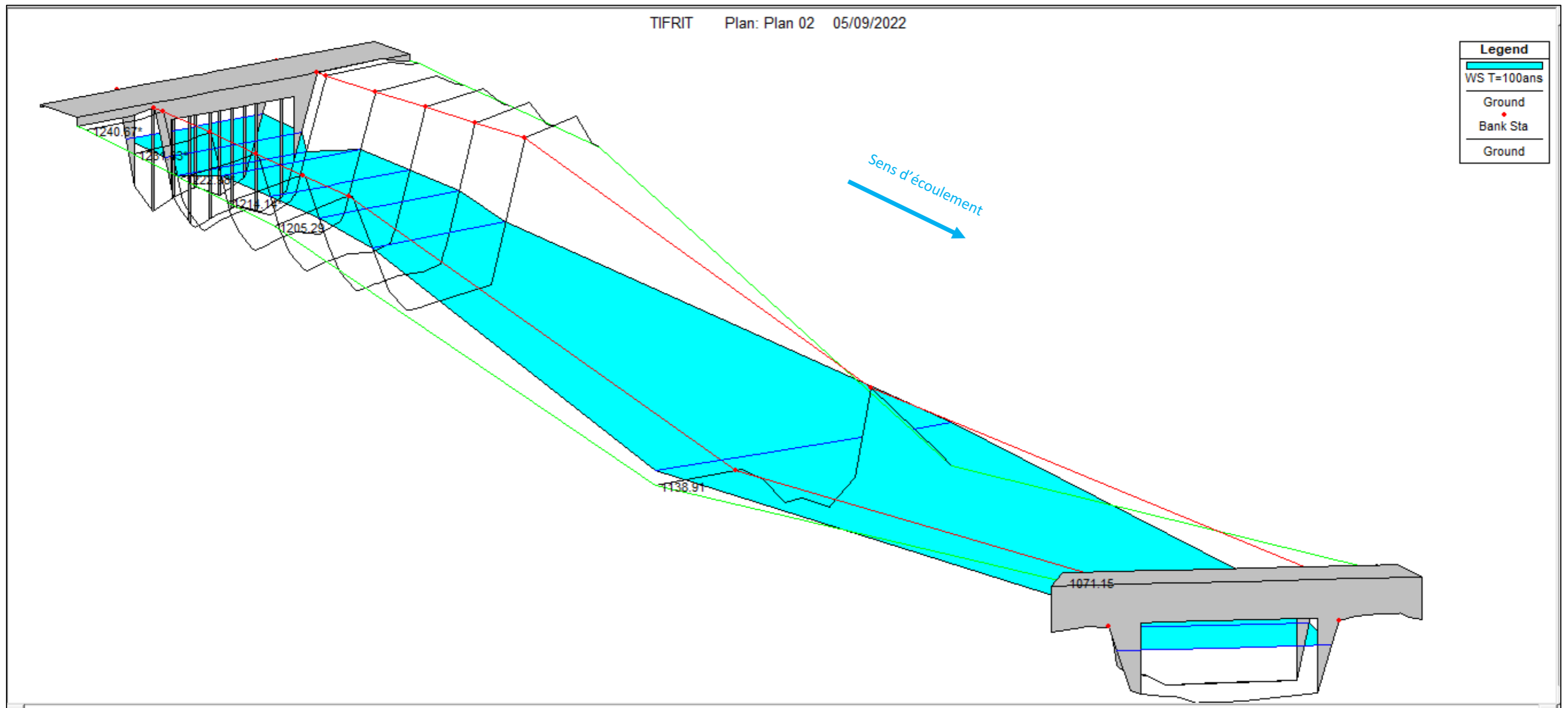
Annexe 04 : Vues en 3D des tronçons d'oued à l'état naturel.



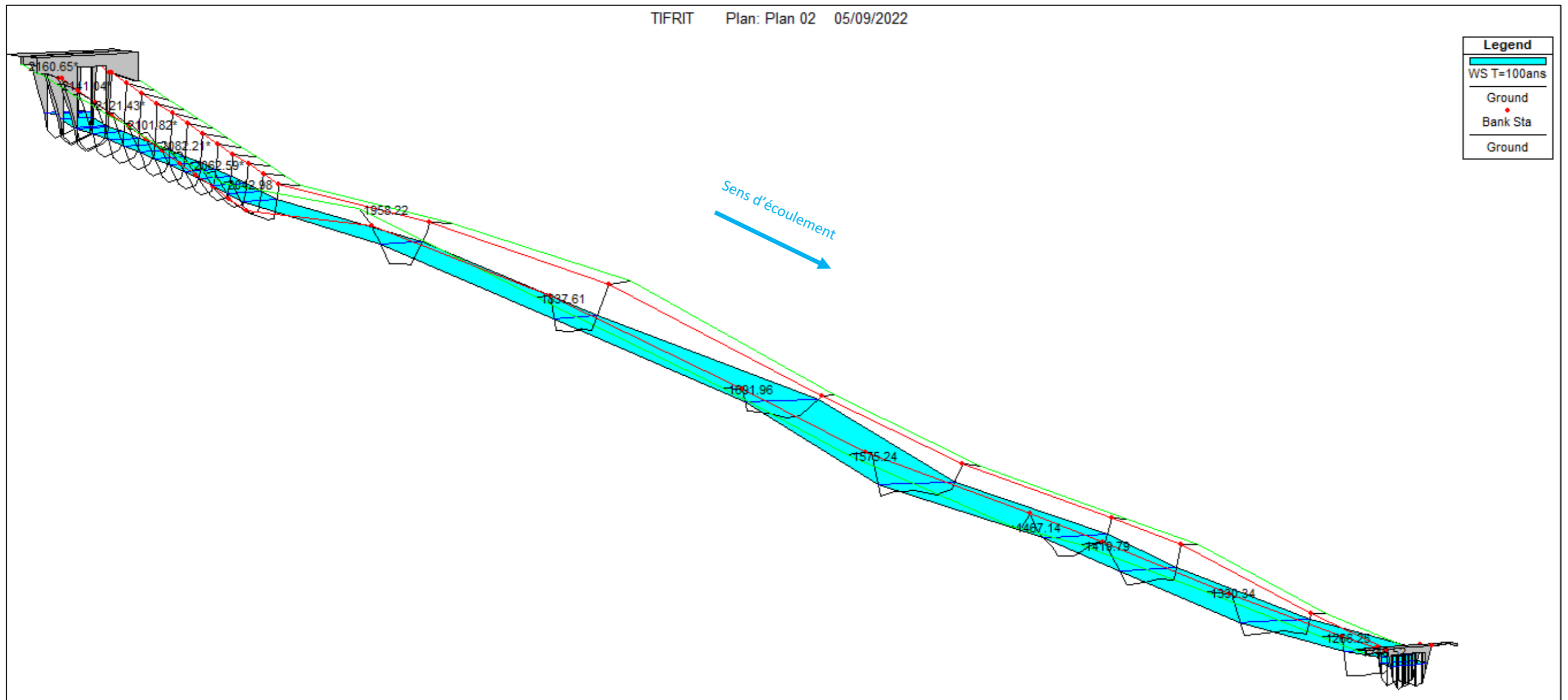
Vues en 3D du tronçon 01 de PT01 au PT13 (Exutoire - Ponceau).



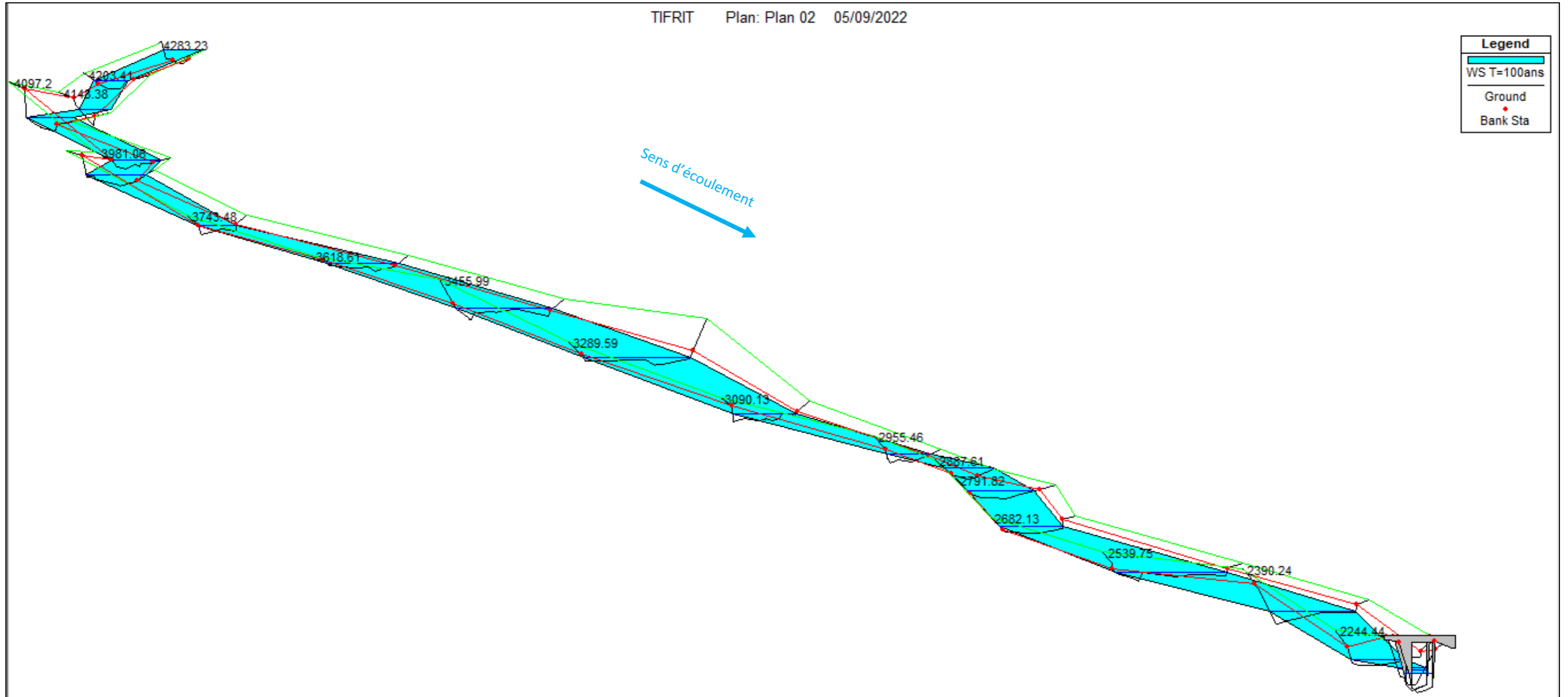
Vues en 3D du tronçon 02 de PT13 au PT19 (Ponceau – Pont ferroviaire).



Vues en 3D du tronçon 03 de PT19 au PT22 (Pont ferroviaire – Pont Taharacht).



Vues en 3D tronçon 04 du PT22 au PT32 (Pont Taharacht – Pont RN n°26).



Vues en 3D du tronçon 05 de PT32 au PT51(Pont RN n°26– Amont d'Oued).

Annexe 05 : Tableau des résultats de la simulation d'Oued TIFRIT à l'état naturel avec logiciel HEC-RAS

Station de la rivière	Périodes de retour	Débit de la crue (m ³ /s)	Hauteur du radier (m)	Hauteur de la ligne d' eau (m)	Hauteur de la ligne critique (m)	Hauteur de la ligne d' énergie (m)	Pente de la ligne d' énergie (m/m)	Vitesse m/s	Surface mouillée (m ²)	Périmètre mouillé (m)	Nombre de Froude	Régime D' écoulement
PT01	T= 5 ans	55	280.85	282.17	282.17	282.59	0.017031	2.94	19.66	24.31	0.88	Fluvial
	T= 50 ans	86	280.85	282.51	282.51	283	0.014253	3.2	28.47	28.12	0.84	Fluvial
	T= 100 ans	94	280.85	282.56	282.56	283.08	0.014454	3.3	30.04	28.21	0.85	Fluvial
PT02	T= 5 ans	55	277.49	278.38	278.82	279.7	0.109829	5.1	10.84	17.91	2.04	Torrentiel
	T= 50 ans	86	277.49	278.57	279.13	280.39	0.112674	6.01	14.52	19.94	2.14	Torrentiel
	T= 100 ans	94	277.49	278.63	279.2	280.48	0.110135	6.06	15.8	21.22	2.13	Torrentiel
PT03	T= 5 ans	55	272.76	274.62	274.88	275.54	0.052624	4.46	13.16	19.37	1.44	Torrentiel
	T= 50 ans	86	272.76	274.85	275.21	276.06	0.054239	4.92	17.67	20.38	1.5	Torrentiel
	T= 100 ans	94	272.76	274.9	275.27	276.19	0.054482	5.01	18.73	20.61	1.51	Torrentiel
PT04	T= 5 ans	55	272.09	273.44	273.51	273.9	0.026898	3.11	18.6	26.84	1.05	Torrentiel
	T= 50 ans	86	272.09	273.77	273.77	274.26	0.020174	3.13	27.69	28.62	0.94	Fluvial
	T= 100 ans	94	272.09	273.82	273.83	274.35	0.020692	3.24	29.12	28.89	0.96	Fluvial
PT05	T= 5 ans	55	267.12	268.13	268.38	268.92	0.076809	3.94	14.07	26.89	1.67	Torrentiel
	T= 50 ans	86	267.12	268.23	268.65	269.58	0.108102	5.18	16.9	28.9	2.03	Torrentiel
	T= 100 ans	94	267.12	268.28	268.71	269.67	0.102684	5.27	18.23	30	2	Torrentiel
PT06	T= 5 ans	55	264.9	266.04	266.09	266.42	0.029113	2.77	20.09	31.24	1.06	Torrentiel
	T= 50 ans	86	264.9	266.28	266.32	266.75	0.027176	3.08	28.37	36.27	1.06	Torrentiel
	T= 100 ans	94	264.9	266.31	266.38	266.83	0.028026	3.22	29.73	36.6	1.09	Torrentiel
PT07	T= 5 ans	55	258.5	259.56	259.64	259.97	0.042957	2.85	19.33	35.61	1.23	Torrentiel
	T= 50 ans	86	258.5	259.72	259.86	260.32	0.046618	3.44	24.99	36.81	1.33	Torrentiel
	T= 100 ans	94	258.5	259.76	259.91	260.4	0.044913	3.52	26.68	37.15	1.32	Torrentiel
PT08	T= 5 ans	55	253.76	254.73	254.75	255	0.036434	2.32	23.74	54.06	1.11	Torrentiel
	T= 50 ans	86	253.76	254.87	254.93	255.25	0.034845	2.72	31.79	56.02	1.13	Torrentiel
	T= 100 ans	94	253.76	254.9	254.96	255.31	0.036269	2.85	33.19	56.35	1.16	Torrentiel
PT09	T= 5 ans	55	247.45	248.79	248.81	249.04	0.03678	2.19	25.14	61.7	1.09	Torrentiel
	T= 50 ans	86	247.45	248.92	248.96	249.26	0.038815	2.6	33.1	65.96	1.17	Torrentiel
	T= 100 ans	94	247.45	248.95	249.01	249.31	0.037347	2.66	35.37	66.31	1.16	Torrentiel
PT10	T= 5 ans	55	241.59	242.47	242.5	242.69	0.039586	2.06	26.64	75.64	1.11	Torrentiel
	T= 50 ans	86	241.59	242.58	242.62	242.88	0.037707	2.43	35.44	76.12	1.14	Torrentiel
	T= 100 ans	94	241.59	242.6	242.65	242.93	0.039276	2.54	36.95	76.2	1.17	Torrentiel
PT11	T= 5 ans	55	234.21	235.05	235.08	235.37	0.034074	2.5	21.96	40.87	1.09	Torrentiel
	T= 50 ans	86	234.21	235.24	235.3	235.65	0.034796	2.82	30.52	48.23	1.13	Torrentiel
	T= 100 ans	94	234.21	235.3	235.34	235.7	0.033569	2.83	33.27	50.99	1.12	Torrentiel
PT12	T= 5 ans	55	228.79	229.81	229.91	230.27	0.042068	3.01	18.27	30.61	1.24	Torrentiel
	T= 50 ans	86	228.79	230.02	230.15	230.62	0.039821	3.44	25.06	33.98	1.26	Torrentiel
	T= 100 ans	94	228.79	230.06	230.22	230.71	0.040869	3.59	26.28	34.55	1.28	Torrentiel

Station de la rivière	Périodes de retour	Débit de la crue (m ³ /s)	Hauteur du radier (m)	Hauteur de la ligne d' eau (m)	Hauteur de la ligne critique (m)	Hauteur de la ligne d' énergie (m)	Pente de la ligne d' énergie (m/m)	Vitesse m/s	Surface mouillée (m ²)	Périmètre mouillé (m)	Nombre de Froude	Régime D' écoulement
PT26	T= 5 ans	55	176.69	177.95	177.95	178.35	0.025606	2.8	19.66	25.29	1.01	Torrentiel
	T= 50 ans	86	176.69	178.23	178.23	178.75	0.023523	3.17	27.13	27.05	1.01	Torrentiel
	T= 100 ans	94	176.69	178.3	178.3	178.84	0.02314	3.25	28.94	27.45	1.01	Torrentiel
PT27	T= 5 ans	55	175.23	176.1	176.25	176.72	0.047564	3.49	15.77	22.98	1.34	Torrentiel
	T= 50 ans	86	175.23	176.32	176.54	177.18	0.047323	4.1	20.99	23.81	1.39	Torrentiel
	T= 100 ans	94	175.23	176.38	176.62	177.28	0.047008	4.22	22.27	24.01	1.4	Torrentiel
PT28	T= 5 ans	55	172.54	173.51	173.51	173.88	0.026288	2.71	20.29	27.59	1.01	Torrentiel
	T= 50 ans	86	172.54	173.77	173.77	174.27	0.024065	3.12	27.58	28.27	1.01	Torrentiel
	T= 100 ans	94	172.54	173.75	173.83	174.37	0.031033	3.49	26.92	28.21	1.14	Torrentiel
PT29	T= 5 ans	55	170.32	171.74	171.34	171.95	0.007743	2.06	26.65	21.2	0.59	Fluvial
	T= 50 ans	86	170.32	172.27	171.66	172.53	0.0061	2.24	38.8	31.09	0.54	Fluvial
	T= 100 ans	94	170.32	172.41	171.74	172.66	0.005453	2.22	43.2	31.17	0.52	Fluvial
PT30	T= 5 ans	55	169.74	171.56	171.13	171.82	0.008136	2.25	24.39	17.48	0.61	Fluvial
	T= 50 ans	86	169.74	172.07	171.5	172.4	0.007537	2.55	33.74	18.7	0.61	Fluvial
	T= 100 ans	94	169.74	172.2	171.59	172.54	0.007383	2.6	36.09	19	0.6	Fluvial
PT31	T= 5 ans	55	169.21	170.52	170.52	171.05	0.023734	3.23	17.04	16.27	1.01	Torrentiel
	T= 50 ans	86	169.21	170.9	170.9	171.58	0.022079	3.66	23.52	17.47	1.01	Torrentiel
	T= 100 ans	94	169.21	170.99	170.99	171.7	0.021835	3.75	25.07	17.75	1.01	Torrentiel
PT32	T= 5 ans	55	167.02	168.49	168.66	169.1	0.037075	3.59	16.84	29.25	1.22	Torrentiel
	T= 50 ans	86	167.02	168.66	168.92	169.54	0.045152	4.41	21.73	30.11	1.38	Torrentiel
	T= 100 ans	94	167.02	168.69	168.96	169.65	0.046927	4.59	22.82	30.3	1.42	Torrentiel
PT33	T= 5 ans	55	165.6	166.86	166.66	167.18	0.013175	2.49	22.11	19.86	0.75	Fluvial
	T= 50 ans	86	165.6	167.38	166.99	167.73	0.009677	2.65	32.5	20.67	0.67	Fluvial
	T= 100 ans	94	165.6	167.49	167.07	167.86	0.009346	2.7	34.82	20.85	0.67	Fluvial
PT34	T= 5 ans	55	165.17	165.8	165.99	166.42	0.074242	3.6	15.98	37.7	1.62	Torrentiel
	T= 50 ans	86	165.17	165.91	166.16	166.81	0.082846	4.34	20.83	46.5	1.76	Torrentiel
	T= 100 ans	94	165.17	165.93	166.2	166.9	0.084639	4.5	21.92	46.5	1.79	Torrentiel
PT35	T= 5 ans	55	163.36	164.27	164.27	164.55	0.023468	2.39	23.95	42.1	0.95	Fluvial
	T= 50 ans	86	163.36	164.47	164.47	164.83	0.022992	2.73	32.28	43.66	0.97	Fluvial
	T= 100 ans	94	163.36	164.51	164.51	164.9	0.023064	2.82	34.17	44.01	0.98	Fluvial
PT36	T= 5 ans	55	161.26	162.29	162.08	162.47	0.010428	1.88	29.75	38.64	0.66	Fluvial
	T= 50 ans	86	161.26	162.56	162.32	162.79	0.009902	2.18	40.67	44.45	0.67	Fluvial
	T= 100 ans	94	161.26	162.62	162.37	162.87	0.009861	2.24	43.31	45.93	0.67	Fluvial
PT37	T= 5 ans	55	160.1	161.57	161.57	161.91	0.017416	2.71	22.53	33.72	0.86	Fluvial
	T= 50 ans	86	160.1	161.81	161.81	162.24	0.017795	3.09	31.13	36.4	0.89	Fluvial
	T= 100 ans	94	160.1	161.87	161.87	162.32	0.017695	3.15	33.25	37.03	0.89	Fluvial
PT38	T= 5 ans	55	156.35	158	158.34	159.31	0.215717	4.93	10.88	31.31	2.41	Torrentiel
	T= 50 ans	86	156.35	158.15	158.57	159.73	0.162788	5.22	15.51	31.31	2.2	Torrentiel
	T= 100 ans	94	156.35	158.19	158.63	159.84	0.155728	5.31	16.59	31.31	2.17	Torrentiel

Station de la rivière	Périodes de retour	Débit de la crue (m ³ /s)	Hauteur du radier (m)	Hauteur de la ligne d' eau (m)	Hauteur de la ligne critique (m)	Hauteur de la ligne d' énergie (m)	Pente de la ligne d' énergie (m/m)	Vitesse (m/s)	Surface mouillée (m ²)	Périmètre mouillé (m)	Nombre de Fronte	Régime D' écoulement
PT39	T= 5 ans	55	156.05	158.58	158.08	158.71	0.003452	1.75	34.85	26.53	0.4	Fluvial
	T= 50 ans	86	156.05	158.97	158.32	159.16	0.003736	2.06	45.05	26.53	0.43	Fluvial
	T= 100 ans	94	156.05	159.07	158.39	159.27	0.003703	2.11	47.78	26.53	0.43	Fluvial
PT40	T= 5 ans	55	155.8	157.62	157.62	158.11	0.016302	3.25	18.87	18.32	0.79	Fluvial
	T= 50 ans	86	155.8	157.95	157.95	158.59	0.01828	3.78	24.87	18.36	0.84	Fluvial
	T= 100 ans	94	155.8	158.02	158.02	158.71	0.019016	3.92	26.07	18.36	0.86	Fluvial
PT41	T= 5 ans	55	153.61	157.13	156.32	157.36	0.005743	2.25	27.29	25.81	0.49	Fluvial
	T= 50 ans	86	153.61	157.7	157.13	157.91	0.004256	2.26	44.28	30.18	0.44	Fluvial
	T= 100 ans	94	153.61	157.79	157.25	158.02	0.004259	2.31	47.15	30.18	0.44	Fluvial
PT42	T= 5 ans	55	152.71	157		157.26	0.006096	2.33	27.24	25.5	0.38	Fluvial
	T= 50 ans	86	152.71	157.6		157.83	0.005133	2.36	42.35	25.5	0.36	Fluvial
	T= 100 ans	94	152.71	157.68		157.93	0.005299	2.43	44.6	25.5	0.37	Fluvial
PT43	T= 5 ans	55	152.42	155.44	155.44	156.66	0.042297	4.89	11.26	4.69	1.01	Torrentiel
	T= 50 ans	86	152.42	156.96	156.96	157.49	0.013929	3.49	29.38	25.21	0.58	Fluvial
	T= 100 ans	94	152.42	157.04	157.04	157.58	0.014139	3.56	31.37	25.21	0.59	Fluvial
PT44	T= 5 ans	55	151.57	153.48	153.97	155.06	0.078559	5.57	9.87	9.58	1.75	Torrentiel
	T= 50 ans	86	151.57	153.67	154.49	156.41	0.116398	7.33	11.73	10.03	2.17	Torrentiel
	T= 100 ans	94	151.57	153.78	154.64	156.51	0.106905	7.32	12.85	10.3	2.09	Torrentiel
PT45	T= 5 ans	55	148.1	150.3	149.84	150.74	0.012094	2.94	18.71	10.06	0.69	Fluvial
	T= 50 ans	86	148.1	151.21	150.39	151.68	0.009144	3.02	28.46	11.24	0.61	Fluvial
	T= 100 ans	94	148.1	151.45	150.52	151.91	0.008543	3.02	31.11	11.55	0.59	Fluvial
PT46	T= 5 ans	55	146.66	149.84	149.2	150.26	0.010549	2.84	19.35	8.9	0.62	Fluvial
	T= 50 ans	86	146.66	150.84	149.77	151.3	0.008721	3.02	28.46	9.44	0.56	Fluvial
	T= 100 ans	94	146.66	151.08	149.91	151.55	0.008434	3.06	30.73	9.57	0.55	Fluvial
PT47	T= 5 ans	55	146.09	148.4	148.4	149.47	0.034944	4.57	12.05	5.74	1.01	Torrentiel
	T= 50 ans	86	146.09	149.15	149.15	150.56	0.037423	5.26	16.36	5.88	1.01	Torrentiel
	T= 100 ans	94	146.09	149.32	149.32	150.81	0.037944	5.4	17.41	5.92	1.01	Torrentiel
PT48	T= 5 ans	55	143.22	146.78	144.77	146.9	0.001932	1.52	36.26	11.2	0.27	Fluvial
	T= 50 ans	86	143.22	147.38	145.27	147.58	0.002927	2	43.07	11.46	0.33	Fluvial
	T= 100 ans	94	143.22	147.49	145.39	147.72	0.003215	2.12	44.4	11.52	0.34	Fluvial
PT49	T= 5 ans	55	142.88	145.91	145.91	146.63	0.020986	3.84	15.28	11.12	0.83	Fluvial
	T= 50 ans	86	142.88	146.54	146.54	147.26	0.01722	4.01	23.92	17.01	0.79	Fluvial
	T= 100 ans	94	142.88	146.66	146.66	147.39	0.016534	4.05	26.09	18.13	0.78	Fluvial
PT50	T= 5 ans	55	140.46	141.26	141.67	143.39	0.452711	6.68	8.6	29.82	3.65	Torrentiel
	T= 50 ans	86	140.46	141.34	141.91	144.4	0.478237	7.93	11.15	29.98	3.89	Torrentiel
	T= 100 ans	94	140.46	141.37	141.97	144.6	0.470923	8.13	11.83	30.02	3.89	Torrentiel
PT51	T= 5 ans	55	140.05	140.77	140.77	141.05	0.024855	2.31	23.69	43.88	0.96	Fluvial
	T= 50 ans	86	140.05	140.95	140.96	141.33	0.024029	2.7	31.38	43.88	0.99	Fluvial
	T= 100 ans	94	140.05	140.97	141.01	141.4	0.025445	2.84	32.55	43.88	1.02	Torrentiel

Annexe 06 : Tableau des résultats des Sections trapézoïdales optimales en matelas Reno avec la pente naturelle.

Profil	L (m)	h (m)	m	b (m)	S _m (m ²)	P _m (m)	R (m)	n	k	I (m/m)	V (m/s)	Q (m ³ /s)	Fr
PT01-PT02	36.37	3.23	0.577	3.72	18.02	11.17	1.61	0.028	35.71	0.0113	5.22	94.00	1.07
PT02-PT03	54.43	2.49	0.577	2.88	10.77	8.64	1.25	0.028	35.71	0.0445	8.72	94.00	2.04
PT03-PT04	45.51	3.38	0.577	3.90	19.79	11.71	1.69	0.028	35.71	0.0088	4.75	94.00	0.95
PT04-PT05	117.65	2.80	0.577	3.24	13.60	9.71	1.40	0.028	35.71	0.0239	6.91	94.00	1.52
PT05-PT06	41.21	3.10	0.577	3.58	16.69	10.75	1.55	0.028	35.71	0.0138	5.63	94.00	1.18
PT06-PT07	41.93	2.61	0.577	3.01	11.81	9.04	1.31	0.028	35.71	0.0348	7.96	94.00	1.82
PT07-PT08	197.12	2.97	0.577	3.43	15.28	10.29	1.49	0.028	35.71	0.0175	6.15	94.00	1.32
PT08-PT09	27.9	2.68	0.577	3.09	12.41	9.27	1.34	0.028	35.71	0.0305	7.57	94.00	1.71
PT09-PT10	39.09	3.49	0.577	4.03	21.09	12.09	1.74	0.028	35.71	0.0074	4.46	94.00	0.88
PT10-PT11	17.64	2.43	0.577	2.81	10.23	8.42	1.22	0.028	35.71	0.0510	9.19	94.00	2.17
PT11-PT12	66.86	2.64	0.577	3.05	12.08	9.15	1.32	0.028	35.71	0.0328	7.78	94.00	1.76
PT12-PT13	39.22	3.59	0.577	4.15	22.32	12.44	1.79	0.028	35.71	0.0064	4.21	94.00	0.82
PT13-PT14	41.81	3.33	0.577	3.84	19.17	11.52	1.66	0.028	35.71	0.0096	4.90	94.00	0.99
PT14-PT15	60.03	2.35	0.577	2.72	9.58	8.15	1.18	0.028	35.71	0.0608	9.81	94.00	2.36
PT15-PT16	41.33	2.72	0.577	3.14	12.80	9.42	1.36	0.028	35.71	0.0281	7.34	94.00	1.64
PT16-PT17	94.75	2.84	0.577	3.28	13.94	9.83	1.42	0.028	35.71	0.0224	6.74	94.00	1.48
PT17-PT18	73.74	2.79	0.577	3.22	13.43	9.65	1.39	0.028	35.71	0.0247	7.00	94.00	1.55
PT18-PT19	20.07	2.85	0.577	3.29	14.05	9.86	1.42	0.028	35.71	0.0219	6.69	94.00	1.46
PT19-PT20	67.76	2.87	0.577	3.31	14.25	9.94	1.43	0.028	35.71	0.0211	6.60	94.00	1.44
PT20-PT21	66.38	2.65	0.577	3.06	12.15	9.18	1.32	0.028	35.71	0.0322	7.73	94.00	1.75
PT21-PT22	44.23	3.11	0.577	3.59	16.71	10.76	1.55	0.028	35.71	0.0138	5.62	94.00	1.18
PT22-PT23	16.73	2.69	0.577	3.10	12.50	9.31	1.34	0.028	35.71	0.0299	7.52	94.00	1.69
PT23-PT24	64.09	2.58	0.577	2.98	11.53	8.94	1.29	0.028	35.71	0.0371	8.16	94.00	1.87
PT24-PT25	89.45	2.71	0.577	3.13	12.77	9.40	1.36	0.028	35.71	0.0283	7.36	94.00	1.65
PT25-PT26	47.35	2.67	0.577	3.08	12.36	9.25	1.34	0.028	35.71	0.0308	7.61	94.00	1.72
PT26-PT27	108.1	2.69	0.577	3.10	12.51	9.31	1.34	0.028	35.71	0.0299	7.52	94.00	1.69
PT27-PT28	116.72	2.61	0.577	3.01	11.78	9.03	1.30	0.028	35.71	0.0350	7.98	94.00	1.82
PT28-PT29	145.65	2.66	0.577	3.07	12.26	9.22	1.33	0.028	35.71	0.0315	7.67	94.00	1.73
PT29-PT30	120.61	2.71	0.577	3.13	12.70	9.38	1.35	0.028	35.71	0.0287	7.40	94.00	1.66
PT30-PT31	84.76	2.71	0.577	3.12	12.68	9.37	1.35	0.028	35.71	0.0288	7.41	94.00	1.66
PT31-PT32	127.48	2.57	0.577	2.97	11.47	8.91	1.29	0.028	35.71	0.0377	8.20	94.00	1.88
PT32-PT33	18.93	2.57	0.577	2.97	11.48	8.92	1.29	0.028	35.71	0.0375	8.19	94.00	1.88
PT33-PT34	55.05	2.49	0.577	2.87	10.72	8.62	1.24	0.028	35.71	0.0450	8.77	94.00	2.05
PT34-PT35	145.8	2.58	0.577	2.98	11.52	8.93	1.29	0.028	35.71	0.0372	8.16	94.00	1.87
PT35-PT36	149.51	2.58	0.577	2.98	11.57	8.95	1.29	0.028	35.71	0.0368	8.13	94.00	1.86
PT36-PT37	142.38	2.50	0.577	2.89	10.83	8.66	1.25	0.028	35.71	0.0438	8.68	94.00	2.02
PT37-PT38	109.69	2.53	0.577	2.92	11.05	8.75	1.26	0.028	35.71	0.0416	8.51	94.00	1.97
PT38-PT39	95.79	2.75	0.577	3.17	13.06	9.51	1.37	0.028	35.71	0.0266	7.20	94.00	1.60
PT39-PT40	67.85	2.69	0.577	3.10	12.50	9.31	1.34	0.028	35.71	0.0299	7.52	94.00	1.69
PT40-PT41	134.67	2.54	0.577	2.93	11.18	8.80	1.27	0.028	35.71	0.0402	8.40	94.00	1.94
PT41-PT42	199.46	2.58	0.577	2.98	11.54	8.94	1.29	0.028	35.71	0.0370	8.14	94.00	1.87

PT42-PT43	166.4	2.61	0.577	3.01	11.76	9.03	1.30	0.028	35.71	0.0352	7.99	94.00	1.83
PT43-PT44	162.62	2.56	0.577	2.95	11.34	8.86	1.28	0.028	35.71	0.0388	8.29	94.00	1.91
PT44-PT45	124.87	2.57	0.577	2.97	11.43	8.90	1.28	0.028	35.71	0.0380	8.22	94.00	1.89
PT45-PT46	184.32	2.61	0.577	3.01	11.80	9.04	1.31	0.028	35.71	0.0349	7.97	94.00	1.82
PT46-PT47	53.26	2.53	0.577	2.92	11.09	8.77	1.27	0.028	35.71	0.0411	8.47	94.00	1.96
PT47-PT48	116.14	2.51	0.577	2.90	10.93	8.70	1.26	0.028	35.71	0.0428	8.60	94.00	2.00
PT48-PT49	51.18	3.14	0.577	3.62	17.04	10.87	1.57	0.028	35.71	0.0131	5.52	94.00	1.15
PT49-PT50	55.03	2.20	0.577	2.55	8.41	7.64	1.10	0.028	35.71	0.0860	11.17	94.00	2.77
PT50-PT51	79.82	2.52	0.577	2.91	11.00	8.73	1.26	0.028	35.71	0.0421	8.55	94.00	1.99

Annexe 07 : Tableau des résultats des Sections trapézoïdales optimales en béton avec la pente naturelle.

Profil	L (m)	h (m)	m	b (m)	S_m (m²)	P_m (m)	R (m)	n	k	I (m/m)	V (m/s)	Q (m³/s)	Fr
PT01-PT02	36.37	2.487	0.577	2.872	10.72	8.62	1.24	0.014	71.43	0.0113	8.77	94.00	2.05
PT02-PT03	54.43	1.923	0.577	2.221	6.41	6.66	0.96	0.014	71.43	0.0445	14.67	94.00	3.90
PT03-PT04	45.51	2.606	0.577	3.010	11.77	9.03	1.30	0.014	71.43	0.0088	7.99	94.00	1.82
PT04-PT05	117.65	2.161	0.577	2.495	8.09	7.49	1.08	0.014	71.43	0.0239	11.62	94.00	2.92
PT05-PT06	41.21	2.394	0.577	2.764	9.93	8.29	1.20	0.014	71.43	0.0138	9.47	94.00	2.26
PT06-PT07	41.93	2.013	0.577	2.325	7.02	6.97	1.01	0.014	71.43	0.0348	13.39	94.00	3.48
PT07-PT08	197.12	2.291	0.577	2.645	9.09	7.93	1.15	0.014	71.43	0.0175	10.34	94.00	2.52
PT08-PT09	27.9	2.064	0.577	2.384	7.38	7.15	1.03	0.014	71.43	0.0305	12.73	94.00	3.27
PT09-PT10	39.09	2.690	0.577	3.107	12.54	9.32	1.35	0.014	71.43	0.0074	7.50	94.00	1.69
PT10-PT11	17.64	1.874	0.577	2.164	6.08	6.49	0.94	0.014	71.43	0.0510	15.45	94.00	4.16
PT11-PT12	66.86	2.037	0.577	2.352	7.18	7.05	1.02	0.014	71.43	0.0328	13.08	94.00	3.38
PT12-PT13	39.22	2.768	0.577	3.196	13.27	9.59	1.38	0.014	71.43	0.0064	7.08	94.00	1.57
PT13-PT14	41.81	2.565	0.577	2.962	11.40	8.89	1.28	0.014	71.43	0.0096	8.25	94.00	1.90
PT14-PT15	60.03	1.814	0.577	2.094	5.70	6.28	0.91	0.014	71.43	0.0608	16.50	94.00	4.52
PT15-PT16	41.33	2.096	0.577	2.421	7.61	7.26	1.05	0.014	71.43	0.0281	12.35	94.00	3.14
PT16-PT17	94.75	2.187	0.577	2.526	8.29	7.58	1.09	0.014	71.43	0.0224	11.34	94.00	2.83
PT17-PT18	73.74	2.148	0.577	2.480	7.99	7.44	1.07	0.014	71.43	0.0247	11.77	94.00	2.96
PT18-PT19	20.07	2.196	0.577	2.536	8.35	7.61	1.10	0.014	71.43	0.0219	11.26	94.00	2.80
PT19-PT20	67.76	2.212	0.577	2.554	8.47	7.66	1.11	0.014	71.43	0.0211	11.10	94.00	2.75
PT20-PT21	66.38	2.043	0.577	2.359	7.23	7.08	1.02	0.014	71.43	0.0322	13.01	94.00	3.36
PT21-PT22	44.23	2.395	0.577	2.766	9.94	8.30	1.20	0.014	71.43	0.0138	9.46	94.00	2.25
PT22-PT23	16.73	2.072	0.577	2.392	7.44	7.18	1.04	0.014	71.43	0.0299	12.64	94.00	3.24
PT23-PT24	64.09	1.989	0.577	2.297	6.85	6.89	0.99	0.014	71.43	0.0371	13.72	94.00	3.59
PT24-PT25	89.45	2.093	0.577	2.417	7.59	7.25	1.05	0.014	71.43	0.0283	12.38	94.00	3.16
PT25-PT26	47.35	2.060	0.577	2.378	7.35	7.14	1.03	0.014	71.43	0.0308	12.79	94.00	3.29
PT26-PT27	108.1	2.072	0.577	2.393	7.44	7.18	1.04	0.014	71.43	0.0299	12.64	94.00	3.24
PT27-PT28	116.72	2.011	0.577	2.322	7.00	6.97	1.01	0.014	71.43	0.0350	13.42	94.00	3.49
PT28-PT29	145.65	2.051	0.577	2.369	7.29	7.11	1.03	0.014	71.43	0.0315	12.90	94.00	3.32
PT29-PT30	120.61	2.088	0.577	2.411	7.55	7.23	1.04	0.014	71.43	0.0287	12.45	94.00	3.18
PT30-PT31	84.76	2.087	0.577	2.409	7.54	7.23	1.04	0.014	71.43	0.0288	12.47	94.00	3.18
PT31-PT32	127.48	1.984	0.577	2.291	6.82	6.87	0.99	0.014	71.43	0.0377	13.79	94.00	3.61
PT32-PT33	18.93	1.986	0.577	2.293	6.83	6.88	0.99	0.014	71.43	0.0375	13.77	94.00	3.60
PT33-PT34	55.05	1.918	0.577	2.215	6.37	6.65	0.96	0.014	71.43	0.0450	14.75	94.00	3.92
PT34-PT35	145.8	1.989	0.577	2.297	6.85	6.89	0.99	0.014	71.43	0.0372	13.72	94.00	3.59
PT35-PT36	149.51	1.993	0.577	2.301	6.88	6.90	1.00	0.014	71.43	0.0368	13.67	94.00	3.57
PT36-PT37	142.38	1.928	0.577	2.227	6.44	6.68	0.96	0.014	71.43	0.0438	14.59	94.00	3.87
PT37-PT38	109.69	1.948	0.577	2.249	6.57	6.75	0.97	0.014	71.43	0.0416	14.31	94.00	3.78
PT38-PT39	95.79	2.117	0.577	2.445	7.76	7.33	1.06	0.014	71.43	0.0266	12.11	94.00	3.07
PT39-PT40	67.85	2.071	0.577	2.392	7.43	7.18	1.04	0.014	71.43	0.0299	12.65	94.00	3.24
PT40-PT41	134.67	1.959	0.577	2.263	6.65	6.79	0.98	0.014	71.43	0.0402	14.14	94.00	3.72
PT41-PT42	199.46	1.991	0.577	2.299	6.86	6.90	1.00	0.014	71.43	0.0370	13.70	94.00	3.58

PT42-PT43	166.4	2.009	0.577	2.320	6.99	6.96	1.00	0.014	71.43	0.0352	13.44	94.00	3.50
PT43-PT44	162.62	1.973	0.577	2.278	6.74	6.83	0.99	0.014	71.43	0.0388	13.94	94.00	3.66
PT44-PT45	124.87	1.981	0.577	2.288	6.80	6.86	0.99	0.014	71.43	0.0380	13.83	94.00	3.62
PT45-PT46	184.32	2.013	0.577	2.324	7.02	6.97	1.01	0.014	71.43	0.0349	13.40	94.00	3.48
PT46-PT47	53.26	1.952	0.577	2.253	6.60	6.76	0.98	0.014	71.43	0.0411	14.25	94.00	3.76
PT47-PT48	116.14	1.937	0.577	2.237	6.50	6.71	0.97	0.014	71.43	0.0428	14.46	94.00	3.83
PT48-PT49	51.18	2.419	0.577	2.793	10.13	8.38	1.21	0.014	71.43	0.0131	9.28	94.00	2.20
PT49-PT50	55.03	1.700	0.577	1.963	5.00	5.89	0.85	0.014	71.43	0.0860	18.79	94.00	5.31
PT50-PT51	79.82	1.943	0.577	2.244	6.54	6.73	0.97	0.014	71.43	0.0421	14.38	94.00	3.80

Annexe 08 : Tableau des résultats des Sections trapézoïdales en Matelas Reno avec la pente naturelle.

Profil	L (m)	h (m)	m	b (m)	S _m (m ²)	P _m (m)	R (m)	n	k	I (m/m)	V (m/s)	Q (m ³ /s)	Fr
PT01-PT02	36.37	1.796	2	8	20.82	16.03	1.30	0.028	35.71	0.0113	4.51	94.00	1.23
PT02-PT03	54.43	1.231	2	8	12.88	13.51	0.95	0.028	35.71	0.0445	7.30	94.00	2.33
PT03-PT04	45.51	1.921	2	8	22.75	16.59	1.37	0.028	35.71	0.0088	4.13	94.00	1.10
PT04-PT05	117.65	1.463	2	8	15.99	14.54	1.10	0.028	35.71	0.0239	5.88	94.00	1.75
PT05-PT06	41.21	1.699	2	8	19.37	15.60	1.24	0.028	35.71	0.0138	4.85	94.00	1.35
PT06-PT07	41.93	1.318	2	8	14.02	13.90	1.01	0.028	35.71	0.0348	6.70	94.00	2.08
PT07-PT08	197.12	1.594	2	8	17.83	15.13	1.18	0.028	35.71	0.0175	5.27	94.00	1.51
PT08-PT09	27.9	1.368	2	8	14.69	14.12	1.04	0.028	35.71	0.0305	6.40	94.00	1.96
PT09-PT10	39.09	2.010	2	8	24.16	16.99	1.42	0.028	35.71	0.0074	3.89	94.00	1.01
PT10-PT11	17.64	1.185	2	8	12.28	13.30	0.92	0.028	35.71	0.0510	7.65	94.00	2.49
PT11-PT12	66.86	1.341	2	8	14.32	14.00	1.02	0.028	35.71	0.0328	6.56	94.00	2.02
PT12-PT13	39.22	2.093	2	8	25.51	17.36	1.47	0.028	35.71	0.0064	3.69	94.00	0.94
PT13-PT14	41.81	1.878	2	8	22.07	16.40	1.35	0.028	35.71	0.0096	4.26	94.00	1.14
PT14-PT15	60.03	1.128	2	8	11.57	13.04	0.89	0.028	35.71	0.0608	8.13	94.00	2.70
PT15-PT16	41.33	1.399	2	8	15.11	14.26	1.06	0.028	35.71	0.0281	6.22	94.00	1.88
PT16-PT17	94.75	1.490	2	8	16.36	14.66	1.12	0.028	35.71	0.0224	5.75	94.00	1.69
PT17-PT18	73.74	1.450	2	8	15.81	14.48	1.09	0.028	35.71	0.0247	5.95	94.00	1.77
PT18-PT19	20.07	1.498	2	8	16.48	14.70	1.12	0.028	35.71	0.0219	5.71	94.00	1.68
PT19-PT20	67.76	1.514	2	8	16.70	14.77	1.13	0.028	35.71	0.0211	5.63	94.00	1.65
PT20-PT21	66.38	1.347	2	8	14.40	14.02	1.03	0.028	35.71	0.0322	6.53	94.00	2.01
PT21-PT22	44.23	1.701	2	8	19.39	15.61	1.24	0.028	35.71	0.0138	4.85	94.00	1.35
PT22-PT23	16.73	1.375	2	8	14.79	14.15	1.04	0.028	35.71	0.0299	6.36	94.00	1.94
PT23-PT24	64.09	1.295	2	8	13.71	13.79	0.99	0.028	35.71	0.0371	6.86	94.00	2.15
PT24-PT25	89.45	1.396	2	8	15.07	14.25	1.06	0.028	35.71	0.0283	6.24	94.00	1.89
PT25-PT26	47.35	1.363	2	8	14.63	14.10	1.04	0.028	35.71	0.0308	6.43	94.00	1.97
PT26-PT27	108.1	1.375	2	8	14.79	14.15	1.04	0.028	35.71	0.0299	6.36	94.00	1.94
PT27-PT28	116.72	1.316	2	8	13.99	13.88	1.01	0.028	35.71	0.0350	6.72	94.00	2.09
PT28-PT29	145.65	1.355	2	8	14.52	14.06	1.03	0.028	35.71	0.0315	6.48	94.00	1.99
PT29-PT30	120.61	1.391	2	8	15.00	14.22	1.05	0.028	35.71	0.0287	6.27	94.00	1.90
PT30-PT31	84.76	1.390	2	8	14.98	14.21	1.05	0.028	35.71	0.0288	6.28	94.00	1.91
PT31-PT32	127.48	1.290	2	8	13.65	13.77	0.99	0.028	35.71	0.0377	6.89	94.00	2.16
PT32-PT33	18.93	1.291	2	8	13.66	13.77	0.99	0.028	35.71	0.0375	6.88	94.00	2.16
PT33-PT34	55.05	1.227	2	8	12.82	13.49	0.95	0.028	35.71	0.0450	7.33	94.00	2.35
PT34-PT35	145.8	1.294	2	8	13.71	13.79	0.99	0.028	35.71	0.0372	6.86	94.00	2.15
PT35-PT36	149.51	1.298	2	8	13.76	13.81	1.00	0.028	35.71	0.0368	6.83	94.00	2.14
PT36-PT37	142.38	1.236	2	8	12.95	13.53	0.96	0.028	35.71	0.0438	7.26	94.00	2.32
PT37-PT38	109.69	1.255	2	8	13.19	13.61	0.97	0.028	35.71	0.0416	7.13	94.00	2.26
PT38-PT39	95.79	1.420	2	8	15.39	14.35	1.07	0.028	35.71	0.0266	6.11	94.00	1.84
PT39-PT40	67.85	1.375	2	8	14.78	14.15	1.04	0.028	35.71	0.0299	6.36	94.00	1.94
PT40-PT41	134.67	1.266	2	8	13.33	13.66	0.98	0.028	35.71	0.0402	7.05	94.00	2.23
PT41-PT42	199.46	1.296	2	8	13.73	13.80	1.00	0.028	35.71	0.0370	6.85	94.00	2.14

PT42-PT43	166.4	1.314	2	8	13.97	13.88	1.01	0.028	35.71	0.0352	6.73	94.00	2.09
PT43-PT44	162.62	1.279	2	8	13.50	13.72	0.98	0.028	35.71	0.0388	6.96	94.00	2.19
PT44-PT45	124.87	1.287	2	8	13.61	13.76	0.99	0.028	35.71	0.0380	6.91	94.00	2.17
PT45-PT46	184.32	1.317	2	8	14.01	13.89	1.01	0.028	35.71	0.0349	6.71	94.00	2.08
PT46-PT47	53.26	1.258	2	8	13.24	13.63	0.97	0.028	35.71	0.0411	7.10	94.00	2.25
PT47-PT48	116.14	1.245	2	8	13.05	13.57	0.96	0.028	35.71	0.0428	7.20	94.00	2.29
PT48-PT49	51.18	1.725	2	8	19.75	15.71	1.26	0.028	35.71	0.0131	4.76	94.00	1.32
PT49-PT50	55.03	1.023	2	8	10.27	12.57	0.82	0.028	35.71	0.0860	9.15	94.00	3.17
PT50-PT51	79.82	1.250	2	8	13.13	13.59	0.97	0.028	35.71	0.0421	7.16	94.00	2.27

Résumé:

Le principal objectif de cette étude est de proposer un aménagement hydraulique adéquat pour oued TIFRIT sis à Akbou, afin de protéger la zone d'activité Taharacht et les riverains contre les inondations. L'exploration débute par la présentation de la zone d'étude et de faire ressortir les caractéristiques morphométriques du bassin versant à l'aide des logiciels de SIG. A priori l'étude hydrologique se penche sur les débits centennaux qui vont être utilisés dans la simulation hydraulique faite avec le logiciel HEC-RAS en passant à travers la modélisation par le module RAS-Mapper, les résultats sont exploités pour la proposition d'un ouvrage de protection tout en respectant l'aspect environnemental de la zone d'étude.

Mots clés : Aménagement, Oued TIFRIT, SIG, Etude hydrologique, Simulation, HEC-RAS.

Abstract:

The main objective of this study is to propose an adequate hydraulic development for oued TIFRIT located in Akbou, in order to protect the Taharacht activity zone and the riparian population against flooding. The exploration begins with the presentation of the study area and to bring out the morphometric characteristics of the watershed using GIS software. A priori the hydrological study focuses on the centennial flows which will be used in the hydraulic simulation made with the HEC-RAS software through the modeling by the RAS-Mapper module, the results are exploited for the proposal of a protection structure while respecting the environmental aspect of the study area.

Key words: Development, Oued TIFRIT, GIS, Hydrological study, Simulation, HEC-RAS.

Agzul:

Iswi Amenzu n tezrawt-a d asumer n udyar (a3iwed) n waddad n yiizer n tifrīt aqbu iwakken ad yili usehbiber yef temnaḍt urmud d yimdanen izedyen tama n yiizer akken Ur ttilin ara themmalt. Tazrawt Ad tebdu s usenked n wadeg d usuffegh n tulmisiin d tesnalya n ugelmim i d-yemmaren yur-s s useqdecn wallal ney urtib SIG. Syin tazrawt n waman ad tebnu yef tyawsiwin s yessen-tt ad yili useqdec. Igemmad ara naweḍ ad ilin d asum yiwen n usenfar HEC-RAS ney ahil RAS-Mapper yef usehbiber twennaḍt n temnaḍt icudden ney yes3an assay yer tezrawt.

Awalen n tsarut : Asumer n udyar, Iyzer n tifrīt, SIG, tezrawt n waman, Igemmad, HEC-RAS.

ملخص:

الهدف الرئيسي من هذه الدراسة هو اقتراح تطوير هيدروليكي ملائم لوادي تيفريت الواقع في أقبو، من أجل حماية منطقة النشاطات تحراشت والسكان من الفيضانات. يبدأ الاستكشاف بعرض منطقة الدراسة وإبراز الخصائص الشكلية لمستجمعات المياه باستخدام برنامج SIG. تنظر الدراسة الهيدرولوجية مسبقاً في التدفقات المئوية التي سيتم استخدامها في المحاكاة الهيدروليكية التي تم إجراؤها باستخدام برنامج HEC-RAS من خلال المرور عبر النمذجة بواسطة وحدة RAS Mapper ، ويتم استغلال النتائج لاقتراح هيكل وقائي مع احترام الجانب البيئي لمنطقة الدراسة.

الكلمات المفتاحية: التنمية، واد تيفريت، نظم المعلومات الجغرافية، الدراسة الهيدرولوجية، المحاكاة، HEC-RAS