



MEMOIRE DE FIN D'ETUDES

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

Option: OUVRAGE HYDROTECHNIQUE

THEME :

**ETUDE DE PROTECTION CONTRE LES INONDATION
DE LA VILLE SIDI DAOUD (W. BOUMERDES)**

Présenté par :

ATMANI Mohamed Choukri

Devant les membres du jury

Nom et Prénoms	Grade	Qualité
A.HADJ SADOUK	Professeur	Président
I.ZAIBAK	M.A.A	Examineur
M.BOUZIANE	M.A.A	Examineur
N.SAIL	M.C.B	Promotrice

Novembre 2023

Remerciement

Je remercie tout d'abord le bon Dieu de m'avoir aidé et donné la patience et le courage afin d'achever ce modeste travail.

A l'issu de ce mémoire de fin d'études, je tiens à exprimer mes vifs remerciements à toute personne m'a aidé, encouragé, soutenu pour l'accomplissement de ce travail.

Le grand remerciement va pour mon promotrice Mme N. SAIL aussi bien pour Mme C. SALHI pour leurs encouragements et soutien pendant toute la période de l'élaboration de ce travail.

Mes remerciements vont également à :

Mr A. HADJ SADOUK pour l'honneur qu'il m'a fait de présider le jury,

Mr I. ZAIBAK et Mr M. BOUZIANE, d'avoir accepté d'examiner ce travail.

Je remercie également tous les enseignants de l'Ecole Nationale Supérieure de l'hydraulique qui ont contribué à ma formation.

Dédicace

Je souhaite dédier ce modeste travail aux personnes suivantes, en signe de gratitude pour tout ce qu'elles m'ont apporté :

- *À mes chers parents Pour leur soutien, patience et sacrifices durant mes années d'études et tout au long de la réalisation de ce modeste projet, je vous dois ce que je suis aujourd'hui et ce que je serai demain. Qu'Allah le tout puissant vous protège, vous accorde la santé, le bonheur et le paradis sans châtement. À mes grands-parents, dont la sagesse m'a inspiré.*
- *À mes frères.*
- *À mes oncles, mes tentes et mes cousins*
- *À mes chers amis Moudjib, Issam et Rami, qui ont partagé ce chemin avec moi*

À tous mes amis, en particulier Selmane Abdelhakim, Abdous Achref, Seddiki Amine, Ouadfel Mohammed Amine, Tafifet Chemsdine, Teta Zakaria, Tazi Abdelmadjid, Habib Rachad, Bestaoui Youcef, Arbane Ismail, Seriari Sifou, Rais Achref, Chikhi Nori, Bendedouch Ismail, Hamidi Rachid, Briq Islem, Roubech Jobier, avec qui j'ai partagé des moments inoubliables durant mes études.

- *À tous mes collègues de l'École Nationale Supérieure de l'Hydraulique, qui ont enrichi mon parcours académique.*

ملخص:

في هذا العمل، قمنا بدراسة كيفية تأسيس شبكة لصرف مياه الأمطار في وادي "البسباس" بمدينة سيدي داود، ولاية بومرداس، بهدف حماية المدينة من خطر الفيضانات.

تتألف دراستنا من ثلاثة أقسام رئيسية، حيث بدأنا بدراسة وتحديد الخصائص المورفولوجية والمناخية، تليها دراسة هيدرولوجية مفصلة لتقدير كمية التدفق واقتراح حلول مناسبة.

تمثل المشروع النهائي إنشاء قناة لصرف مياه الأمطار تمر من وسط المدينة حتى مهبط الوادي حيث تصب في وادي "سيباو".

Résumé:

Dans ce travail, nous avons étudié la mise en place d'un réseau de drainage des eaux pluviales dans oued "El Besbes" à Sidi Daoud, dans la wilaya de Boumerdes, dans le but de protéger la ville du risque d'inondation. Notre étude se compose de trois parties principales, commençant par l'étude et la détermination des caractéristiques morphologiques et climatiques, suivie d'une étude hydrologique détaillée pour estimer le débit à évacuer et proposer des solutions appropriées. Le projet final consiste en la construction d'un canal de drainage des eaux pluviales qui traverse le centre-ville jusqu'à l'embouchure de la vallée, où elle se jette dans l'oued "Sebaou."

Abstract:

In this work, we studied the establishment of a network for draining rainwater in the "El Besbes" valley in Sidi Daoud city, Boumerdes province, with the aim of protecting the city from the risk of flooding. Our study consists of three main parts, starting with the study and identification of morphological and climatic characteristics, followed by a detailed hydrological study to estimate the flow rate and propose appropriate solutions. The final project involves the construction of a channel for draining rainwater that passes through the city center to the mouth of the valley, where it flows into the "Sebaou" valley.

SOMMAIRE

INTRODUCTION GENERALE	1
Chapitre I: Généralités sur les inondations	2
I.1-Introduction.....	3
I.2-Paramètres principales du cours d'eau:	3
I.2.1-Lits du cours d'eau :.....	3
I.2.2-Rive, berge :.....	4
I.2.3-Crue :.....	4
I.2.4-L'inondation.....	4
I.2.5-Définition :.....	4
I.2.6-Type d'inondation :	5
I.3-Paramètres qui caractérise une inondation :.....	8
I.4-Qu'est-ce-qui aggrave l'inondation :.....	9
I.5-Typologie des crues :.....	10
I.6-Les atteintes à l'homme, aux biens et aux activités :	10
I.7-La protection contre les inondations :	11
I.7.1-Protection directe	11
I.7.2-Protection indirecte	12
I.8-Les inondations en Algérie et au monde :	12
Conclusion :	14
Chapitre 2 : présentation de la zone d'étude	15
II.1-Introduction	16
II.2-Situation géographique et administrative	16
II.3-Situation climatique :	17
II.3.1-Climat :.....	17
II.3.2-Pluviométrie :	17
II.3.3-Température :.....	18

II.3.4-Humidité.....	19
II.3.5-Le vent :.....	19
II.3.6-Relief :.....	19
II.4-Sismicité :.....	20
II.5-Structure géologique et géotechnique	20
Conclusion	21
Chapitre 3 : Etude hydrologique	22
III.1-Introduction.....	23
III.2-Bassin versant :.....	23
III.2.1-Définition :	23
III.2.2-Caractéristiques hydromorphométriques du bassin versant :	24
III.2.3-Relief :	25
III.2.4-Caractéristiques du réseau d'écoulement :	32
III.2.5-Vitesse moyenne de ruissellement.....	35
III.3-Etude hydrologique :.....	37
III.3.1-Choix de la station pluviométrique :.....	37
III.3.2-Choix de la loi d'ajustement :.....	40
III.3.3-Pluies de courte durée :	45
III.3.4-Estimation des débits de crues des cours d'eau :.....	49
III.3.5-Choix de la période de retour	52
III.3.6-Hydrogramme de crue	52
Chapitre 4 : Calcul hydraulique.....	55
IV.1-Introduction :.....	56
IV.2-Généralités sur les écoulements :	56
IV.2.1-Ecoulement à surface libre :.....	56
IV.2.2-Canaux à ciel ouvert :	56
IV.2.3-Types de Canaux :.....	56
IV.2.4-Types d'écoulements :.....	57
IV.2.5-Régime d'écoulement :.....	58

IV.2.6-Dimensionnement des canaux	59
IV.2.7-Paramètres géométriques :	61
IV.2.8Calcul de ligne d'eau :	68
IV.3-Modélisation de l'écoulement :	70
IV.3.1-Présentation du logiciel HEC-RAS	71
IV.3.2-Données nécessaires pour la simulation :	71
IV.3.3-Résultat de la simulation :	72
Conclusion	79
Chapitre 5 : Etude des variantes	80
V.1-Introduction	81
V.2-Principe d'aménagement	81
V.2.1-Les différents types d'aménagements envisageables :	81
V.2.2-Les formules de dimensionnement des canaux :	81
V.2.3-Choix des paramètres de dimensionnement :	82
V.2.4-Revanche des canaux :	84
V.3-Etudes des variantes	84
V.3.1-Canal en béton armé :	84
V.3.2-Canal en gabion :	93
V.3.3-Comparaison.....	102
V.4 Dimensionnement des Dalot.....	102
V.4.1 Définition d'un dalot	102
V.4.2 Dimensionnement	103
Conclusion	106
Chapitre 6 : Etude technico-économique.....	106
VI.1-Introduction.....	106
VI.2-Réalisation d'un aménagement	106
VI.2.1-Rôles des intervenants sur le chantier	106
VI.2.2-Les étapes d'exécution chantier	107
VI.3-Etude de variante : BETON	107

VI.3.1-Avantages du revêtement en béton.....	107
VI.3.2-Inconvénients du revêtement en béton	108
VI.3.3-Devis quantitatif et estimatif du béton.....	108
VI.4-Etude de variante : GABION	108
VI.4.1-Avantages de l'aménagement en gabion.....	108
VI.4.2-Inconvénients de l'aménagement en gabion	109
VI.4.3-Devis quantitatif et estimatif du gabion.....	109
VI.5-Choix de variante d'aménagement	109
VI.6 Planification	110
VI.6.1 Définition :	110
VI.6.2-Techniques de la planification :	110
VI.6.2.1 Méthodes basées sur le réseau :	110
VI.6.3 Choix de la méthode de calcul.....	111
VI.6.4 Diagramme de Gantt.....	115
Conclusion	116
CONCLUSION GENERALE.....	116

Liste des tableaux

Tableau 1 : précipitations mensuelles et annuel de la station de Baghlia	17
Tableau 2 : Températures maximales, moyennes et annuels mensuelles (2000-2021).	18
Tableau 3 : Humidités relatives moyennes mensuelles (2000-2021).	19
Tableau 4 : Vitesse moyenne de vent mensuelles (2000-2021).....	19
Tableau 5 : récapitulatif des résultats de calcul des paramètres.	25
Tableau 6 : répartition de la surface selon l'altitude.	26
Tableau 7 : Les altitudes moyennes multiplié par les surfaces partielles.....	28
Tableau 8 : Récapitulatif des hauteurs caractéristiques.....	29
Tableau 9 : Classification du relief (O.R.S.T.O.M).	30
Tableau 10 : calcul de la pente moyen.	31
Tableau 11 : Résultat des formules de calcul.	34
Tableau 12 : récapitulatif des caractéristiques de bassin versant d'Oued el Besbes.....	36

Tableau 13 : caractéristiques de la station pluviométrique de Baghlia .	37
Tableau 14 : Pluies maximales journalières	38
Tableau 15 : caractéristiques de la deuxième station.	38
Tableau 16 : Pluies maximales journalières complémentaire.	39
Tableau 17 : Caractéristiques de série pluviométrique	40
Tableau 18 : Résultat de l'ajustement à la loi GUEMBEL.	42
Tableau 19 : Résultat de l'ajustement à la loi GALTON.	Error! Bookmark not defined.
Tableau 20 : Résultat de l'ajustement à la loi GEV.	43
Tableau 21 : Résultats du Test de χ^2	44
Tableau 22 : Résultat de loi GEV.	45
Tableau 23 : Pluies et intensités de courtes durées	46
Tableau 24 : Intensité moyenne de précipitation.	49
Tableau 25 : valeur de coefficient de ruissellement C	50
Tableau 26 : Résultats de calcul de débit de crue par la formule de Turazza	50
Tableau 27 : Les débits maximums par Sokolovski.	51
Tableau 28 : débit de crue par la méthode de MALLET-GAUTHIER.	51
Tableau 29 : comparaison des débits des trois méthodes.	52
Tableau 30 : Débit de crue et décrue pour différentes périodes de retour.	53
Tableau 31 : Paramètres géométriques d'un canal à section rectangulaire de largeur b et de profondeur h.	62
Tableau 32 : Paramètres géométriques d'un canal à section trapézoïdale	64
Tableau 33 : Quelques ordres de grandeur de fruit de talus	64
Tableau 34 : Différentes formes de courbes de remous	70
Tableau 35 : Résultats de la simulation de l'Oued principal à l'état naturel sur HEC-RAS.	77
Tableau 36 : Caractéristiques géométrique et hydraulique de défient forme de canaux	82
Tableau 37 : Coefficient de rugosité pour différents matériaux.	83
Tableau 38 : Quelque vitesse moyenne limite d'érosion pour les lits consolident.	84
Tableau 39 : dimensionnement d'un canal en béton pour l'oued principal.	85
Tableau 40 : dimensionnement d'un canal en béton pour l'oued 1	85
Tableau 41 : dimensionnement d'un canal en béton pour l'oued 2.	86
Tableau 42 : résultat de simulation après l'aménagement en béton armé pour l'oued principal.	87
Tableau 43 : résultat de simulation après l'aménagement en béton armé pour l'oued 1	89
Tableau 44 : résultat de simulation après l'aménagement en béton armé pour l'oued 2	91
Tableau 45 : dimensionnement d'un canal en gabion pour l'oued principal.	94
Tableau 46 : dimensionnement d'un canal en gabion pour l'oued 1	94
Tableau 47 : dimensionnement d'un canal en gabion pour l'oued 2.	95
Tableau 48 : résultat de simulation après l'aménagement en gabion pour l'oued principal.	96
Tableau 49 : résultat de simulation après l'aménagement en gabion pour l'oued 1	98
Tableau 50 : résultat de simulation après l'aménagement en gabion pour l'oued 2.	100
Tableau 51 : devis pour les différents travaux d'aménagement en béton.	108
Tableau 52 : devis pour les différents travaux d'aménagement en gabion.	109

Liste des figures

Figure 1 : Lit mineur d'un cour d'eau.	3
Figure 2 : Lit majeur d'un cour d'eau.	4
Figure 3 : Inondation de plaine.	5
Figure 4 : Remonter de la nappe phréatique.	6
Figure 5 : Inondation par crue torrentielle	6
Figure 6 : Inondation par ruissellement dans un secteur urbain.	7
Figure 7 : Rupture d'une digue d'un barrage à Conflandey(France).	8
Figure 8 : situation de la commune de Sidi Daoud dans la carte administrative de la wilaya de boumerdes.(https://decoupageadministratifalgerie.blogspot.com/2014/10/cartegeographiqueBOUMERDES.html)	16
Figure 9 : Relief de la ville de Sidi Daoud. (https://fr-fr.topographic-map.com/map-3rq418/Sidi-Daoud/?center=36.85847%2C3.84707&zoom=14&base=2).....	19
Figure 10 : effets provoqués par le séisme du 21 mai 2003.(André Laurenti, azurseisme). ...	20
Figure 11 : Extrait de la carte géologique de la région de Sidi Daoud (feuille de Tizi Ouzou)	21
Figure 12 : Bassin versant d'oued el Besbes.	23
Figure 13 : Carte hypsométrique.....	26
Figure 14 : Courbe hypsométrique.....	27
Figure 15 : Courbe de niveau.....	30
Figure 16 : Carte hydrographique et classification du bassin versant de Oued el Besbes.	32
Figure 17 : Extrait de la carte du réseau hydro climatologique et de la surveillance de la qualité des eaux (ANRH).....	37
Figure 18 : résultat de test d'homogénéité (wilcoxon) sur HYFRAN.	39
Figure 19 : Représentation graphique de la loi de Gumbel.	42
Figure 20 : Représentation graphique de la loi de GALTON. Error! Bookmark not defined.	
Figure 21 : Représentation graphique de la loi de GEV.....	43
Figure 22 : comparaison des 3 loi.	44
Figure 23 : Courbes Pluie– Durée.....	47
Figure 24 : Courbes Intensité– Durée.....	47
Figure 25 : Hydrogramme de crues.....	54
Figure 26 : Vue en profil d'un canal naturel (M. HASSANE, 2009/2010).....	57
Figure 27 : Canal à forme rectangulaire	61
Figure 28 : Canal à forme trapézoïdale	63
Figure 29 : Relation entre le tirant d'eau et le débit normal	65
Figure 30 : Energie spécifique en fonction de profondeur.	66
Figure 31 : Différentes formes de courbes de remous.....	69
Figure 32 : profile en long de l'oued principale d'Oued el Besbes.....	73
Figure 33 : profile en long de l'oued 1 d'Oued el Besbes.	73
Figure 34 : profile en long de l'oued principale d'Oued el Besbes.....	74
Figure 35 : profils en travers pris de l'oued principale d'Oued el Besbes.	75
Figure 36 : profils en travers pris de l'oued 1 d'Oued el Besbes.	76

Figure 37 : profils en travers pris de l'oued 2 d'Oued el Besbes.	77
Figure 38 : pente de projet en comparaison avec la pente naturelle de l'oued principale	82
Figure 39 : pente de projet en comparaison avec la pente naturelle de l'oued 2	83
Figure 40 : pente de projet en comparaison avec la pente naturelle de l'oued 1.	83
Figure 41 : Profil en travers de l'oued principal aménagé avec un canal en béton armé.	88
Figure 42 : Profil en long de l'oued principal aménagé avec un canal en béton armé.....	88
Figure 43 : Profil en travers de l'oued 1 aménagé avec un canal en béton armé.....	90
Figure 44 : Profil en long de l'oued 1 aménagé avec un canal en béton armé.	90
Figure 45 : Profil en travres de l'oued 2 aménagé avec un canal en béton armé.....	92
Figure 46 : Profil en long de l'oued 2 aménagé avec un canal en béton armé.	92
Figure 47 : schéma d'une coupe en travers d'un canal en gabion.	93
Figure 48 : Profil en travers de l'oued principal aménagé avec le gabion.	97
Figure 49 : Profil en long de l'oued principal aménagé avec le gabion.	97
Figure 50 : Profil en travers de l'oued 1 aménagé avec un canal en gabion.	99
Figure 51 : Profil en long de l'oued 1 aménagé avec un canal en gabion.	99
Figure 52 : Profil en travers de l'oued 2 aménagé avec un canal en gabion.	101
Figure 53 : Profil en long de l'oued 2 aménagé avec un canal en gabion.	101

Liste des planches

Planche 1 : plan de situation d'oued el Besbes dans la ville de Sidi Daoud.

Planche 2 : plan des zones inondable.

Planche 3 : profil en long d'oued el Besbes

Planche 4 : profil en travers type.

Liste des annexes

Annexe 1 : extrait de la classification sismique des wilaya et commune d'Algérie.

Annexe 2 : Table de loi de khi 2.

INTRODUCTION GENERALE

Les inondations en Algérie sont devenues, au cours des dernières années, à la fois plus fréquentes et plus destructrices, imposant ainsi une contrainte majeure sur le développement économique et social du pays. Ce phénomène est le résultat de plusieurs facteurs et situations, notamment les crues des rivières, la montée des nappes phréatiques et le ruissellement urbain, qui se sont multipliés récemment, entraînant d'importants dommages.

La gestion des inondations doit être abordée à l'échelle du bassin versant, en identifiant les risques auxquels il est exposé et en définissant les moyens pour y faire face, notamment à travers des plans de prévention des risques et des ouvrages hydrauliques visant à protéger les biens et les localités contre ces aléas. En Algérie, où les changements climatiques et l'expansion urbaine sont des réalités, cette problématique est devenue essentielle.

Cette étude se concentre sur la mise en place d'un système de protection pour la ville de Sidi Daoud, située dans la wilaya de Boumerdes, contre les crues de l'Oued El Besbes, qui traverse le cœur de la ville. Ces crues ont provoqué à maintes reprises d'importants dégâts matériels, tels que le ruissellement urbain, les inondations et les dommages aux infrastructures. En réponse à cette situation, la protection de la ville et de ses habitants est devenue une priorité pour les autorités, dans le but de réduire les risques majeurs.

L'objectif de ce travail est de proposer des mesures structurelles visant à protéger les zones traversées par l'Oued El Besbes. Pour ce faire, notre travail est divisé en cinq volets : une présentation détaillée de la zone d'étude, l'analyse des pluies maximales journalières conduisant aux pluies maximales probables pour les calculs du débit du projet, l'estimation des hydrogrammes, l'étude des écoulements dans les cours d'eau à l'état naturel, la création d'une carte d'inondation en utilisant les logiciels ARC-GIS et HEC-RAS, et enfin, la proposition de solutions sous forme de variantes, incluant une estimation quantitative et financière. Cette démarche vise à assurer la sécurité des habitants et à réduire les conséquences des inondations sur la ville de Sidi Daoud.

Chapitre I:

Généralités sur les inondations

Chapitre I: Généralités sur les inondations

I.1-Introduction

Le terme "inondation" désigne le débordement d'un cours d'eau, généralement en période de crue, qui entraîne la submersion des terrains environnants. Il peut également englober les débordements provenant d'ouvrages artificiels tels que les réservoirs d'eau ou les systèmes d'assainissement. Les inondations peuvent également se produire en amont des crues, lorsque de grandes quantités d'eau s'écoulent des terres cultivées par exemple, entraînant ainsi des inondations boueuses. Ces événements représentent les catastrophes naturelles les plus destructrices en termes de dommages causés.

I.2-Paramètres principales du cours d'eau:

I.2.1-Lits du cours d'eau :

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

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

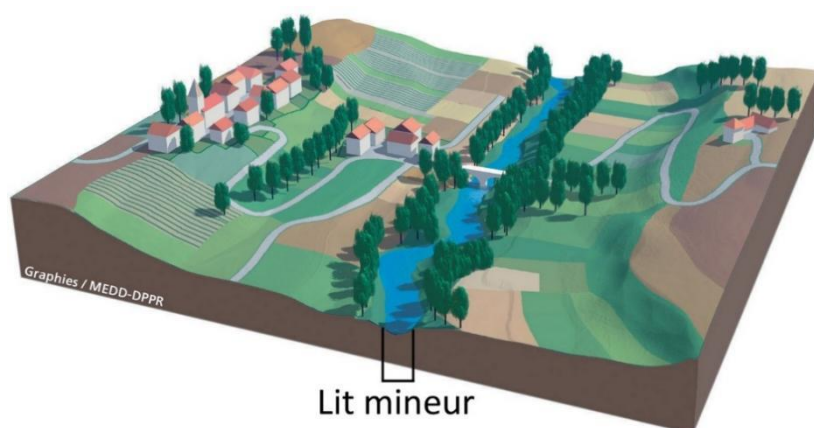


Figure 1 : Lit mineur d'un cour d'eau.

Lit majeur : L'espace inondable englobe les zones basses de part et d'autre du lit mineur d'une rivière, s'étendant sur une distance allant de quelques mètres à plusieurs kilomètres. Sa limite est déterminée par l'ampleur des crues exceptionnelles.

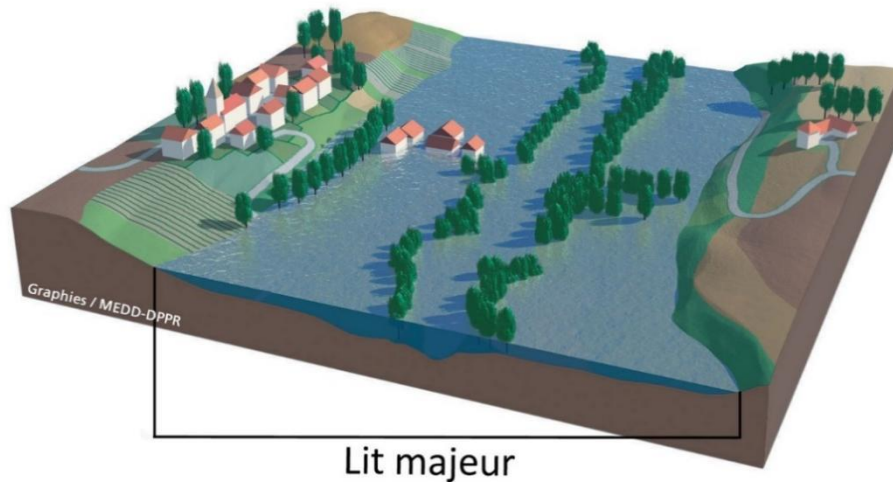


Figure 2 : *Lit majeur d'un cours d'eau.*

I.2.2-Rive, berge :

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

I.2.3-Crue :

La crue correspond à l'augmentation du niveau d'eau qui s'écoule dans la rivière (débit) et peut concerner l'ensemble du lit majeur de la rivière. L'importance de l'inondation dépend de trois paramètres : la hauteur d'eau, la vitesse d'écoulement et la durée de la crue.

I.2.4-L'inondation

I.2.5-Définition :

Une inondation se produit lorsque des zones habituellement exemptes d'eau sont submergées, que ce soit de manière rapide ou progressive. Le risque d'inondation est le résultat de deux éléments : le débordement des cours d'eau de son lit habituel et l'occupation humaine des espaces alluviaux. L'importance des inondations dépend de la hauteur de l'eau, de la vitesse du courant et de la durée de la crue. Ces paramètres sont influencés par les précipitations, l'état du bassin versant et les caractéristiques physiques des cours d'eau (profondeur, largeur, etc.). Les conséquences de ces inondations peuvent être aggravées par les activités humaines présentes dans les zones concernées.

I.2.6-Type d'inondation :

a. Inondations de plaines :

Les inondations de plaines surviennent à la suite de périodes prolongées de précipitations océaniques modérées, qui se produisent sur des sols où le ruissellement est lent à se déclencher. Ces inondations se produisent généralement sur des bassins versants de taille moyenne à grande (supérieurs à 500 km²). Le cours d'eau sort lentement de son lit mineur (habituel) et occupe son lit majeur, provoquant une submersion prolongée de la plaine. Ces phénomènes sont particulièrement fréquents dans les zones basses ou mal drainées. Leur dynamique lente persiste pendant plusieurs semaines.



Figure 3 : *Inondation de plaine.*

b. Inondations par remontées des nappes phréatiques :

Ces inondations se caractérisent par des débordements indirects, qui se manifestent par la remontée de la nappe phréatique jusqu'à la surface et/ou par l'intrusion d'eau dans les réseaux d'assainissement. Les conséquences de ce type d'inondation se traduisent par des infiltrations sous les bâtiments, la submersion des structures souterraines, la déstabilisation des pentes, des affaissements de remblais, des glissements de terrain, des perturbations sur les réseaux publics, des pressions sur les constructions, et bien d'autres.



Figure 4 : Remonter de la nappe phréatique.

c. Inondations par crues torrentielles :

Les crues torrentielles sont des phénomènes soudains et violents qui résultent de fortes précipitations localisées, souvent associées à des orages convectifs. De manière générale, on parle de crues torrentielles lorsque le temps nécessaire pour qu'une goutte d'eau atteigne l'exutoire le plus éloigné sur le plan hydrologique est inférieur à 12 heures. Les spécialistes utilisent cinq critères pour définir une crue torrentielle : la rapidité de la réaction du cours d'eau, la pente, le nombre de Froude, le transport de matériaux solides et les effets de ces crues. Ces crues affectent principalement les zones montagneuses et les cours d'eau du pourtour méditerranéen, se caractérisant par des vitesses d'écoulement élevées, même dans le lit principal. Les bassins versants les plus susceptibles d'être touchés par ces phénomènes sont ceux de petite à moyenne superficie et présentant une forte pente moyenne. Les crues torrentielles se caractérisent par un transport solide très important et une modification profonde du lit du cours d'eau lors de l'événement. Les dommages causés par ces phénomènes sont principalement liés à la vitesse du courant, qui est renforcée par les matériaux charriés par les rivières lors de ces crues.



Figure 5 : Inondation par crue torrentielle

Chapitre I: Généralités sur les inondations

d. Inondations par ruissellement en secteur urbain

Les inondations par ruissellement se manifestent de différentes manières selon qu'elles se produisent en milieu rural, périurbain ou urbain. Ces phénomènes se caractérisent par leur brusquerie et leur courte durée, ce qui les rend imprévisibles et difficiles à maîtriser en période de crise. Ils sont généralement localisés, affectant principalement de petits bassins versants. Le ruissellement pluvial urbain entraîne des inondations importantes lorsque les sols sont plus imperméables, la couverture végétale moins dense, les pentes plus prononcées et les précipitations plus intenses. Il s'agit d'un phénomène naturel qui ne peut être complètement évité. Malheureusement, l'intervention humaine peut parfois aggraver cette situation. Cela a été le cas lors des inondations de Bâb El Oued le 10 novembre 2001 à Alger. Des pluies exceptionnelles et intenses, sur une zone de 40 km², avec environ 214 mm de précipitations en 24 heures, ont entraîné la mort de 750 personnes, la disparition de 120 personnes et ont affecté plus de 10 000 familles sinistrées.



Figure 6 : *Inondation par ruissellement dans un secteur urbain.*

e. Inondations par rupture d'ouvrage ou d'embâcle :

Dans le cas des rivières endiguées, les inondations peuvent se produire brusquement par débordement ou rupture de la digue, augmentant ainsi le risque pour les zones proches. Les embâcles, formés par des obstructions naturelles, peuvent entraîner une rétention d'eau importante et leur rupture peut survenir après des pluies intenses ou des mouvements de terrain.



Figure 7 : *Rupture d'une digue d'un barrage à Conflandey(France).*

f. Inondations marines :

Les submersions marines sont des inondations temporaires de la zone côtière causées par des conditions météorologiques et des marées élevées. Elles peuvent être provoquées par des raz-de-marée, des tempêtes ou des ruptures de défenses côtières. Elles entraînent l'intrusion d'eaux salées agressives. Les risques se concentrent le long du littoral dans les zones dépressionnaires.

I.3-Paramètres qui caractérise une inondation :

a) Période de retour des crues :

La notion de période de retour est couramment associée aux crues et elle permet d'évaluer la fréquence de ces phénomènes. En général, plus la période de retour est longue, plus les débits et l'intensité des crues sont élevés. On peut classer les crues en fonction de leur période de retour comme suit :

- Les crues fréquentes, qui se produisent avec une période de retour d'un à deux ans.
- Les crues de période de retour moyenne, qui surviennent tous les dix à vingt ans.
- Les crues exceptionnelles, qui ont une période de retour d'environ cent ans.
- La crue maximale vraisemblable, qui correspond à une inondation qui occuperait l'ensemble du lit majeur.

Chapitre I: Généralités sur les inondations

b) Hauteur et durée de submersion :

La hauteur de submersion a un impact considérable sur les structures, en particulier lorsqu'elle dépasse la cote de référence. Une période prolongée d'immersion peut entraîner des problèmes sanitaires, car l'eau est souvent contaminée par les égouts ou d'autres substances nocives. En ce qui concerne la sécurité des personnes, on considère généralement que des hauteurs d'eau supérieures à 50 cm sont dangereuses. Par exemple, à partir de 30 cm d'eau, une voiture commence à flotter. Il est donc crucial de prendre en compte ces facteurs lors de l'évaluation des risques associés aux inondations.

c) Vitesse du courant :

La vitesse de l'écoulement de l'eau dépend de la pente du cours d'eau et de sa rugosité. La dangerosité de cet écoulement est déterminée par la combinaison de la hauteur de l'eau et de sa vitesse. Par exemple, à partir d'une vitesse de 0,5 m/s, le courant devient dangereux pour les personnes, car il existe un risque d'être emporté par le flux ou d'être blessé par des objets transportés rapidement. Il est donc impératif de prendre en considération ces facteurs pour évaluer les risques potentiels et assurer la sécurité des individus en cas d'inondation.

d) Volume de matière transportée :

Le volume de matériaux communément appelé "transport solide" comprend une variété de matériaux tels que des argiles, des limons, des sables, des graviers, des galets, des blocs, etc. Ces matériaux se trouvent dans les cours d'eau et sont transportés soit en suspension dans l'eau, soit en déplacement sur le fond du lit, sous l'influence des forces générées par le courant. En cas d'inondation provoquée par une rivière torrentielle, les caractéristiques essentielles de l'aléa sont une vitesse de courant élevée et un transport solide important.

I.4-Qu'est-ce-qui aggrave l'inondation :

En zones sujettes aux inondations, le développement urbain et économique est l'un des principaux facteurs qui aggrave la situation en augmentant la vulnérabilité. De plus, les aménagements tels que les activités humaines et les infrastructures modifient les conditions d'écoulement, notamment en augmentant l'imperméabilisation du sol et en favorisant le ruissellement, tout en réduisant les zones d'expansion disponibles pour les crues. Sur les cours d'eau, les aménagements tels que les ponts et les enrochements, combinés au manque d'entretien chronique de la part des riverains, contribuent également à aggraver le risque.

En outre, l'occupation des zones inondables par des bâtiments et des matériaux sensibles à l'eau peut entraîner le transport et le dépôt de substances indésirables en cas de crue, créant ainsi des embâcles. La rupture de ces embâcles peut provoquer des inondations soudaines dans les zones en aval, ce qui aggrave davantage la situation.

Chapitre I: Généralités sur les inondations

I.5-Typologie des crues :

Une crue résulte de l'interaction de multiples facteurs dynamiques et complexes. Tout d'abord, il y a les précipitations, généralement sous forme de pluie, puis le bassin versant qui collecte, modifie et restitue ces précipitations à travers son exutoire.

Cette restitution suscite un vif intérêt chez les ingénieurs, les aménageurs, et le grand public, car elle peut avoir un impact significatif sur la vie quotidienne. Selon le problème auquel on est confronté, différents paramètres de cette restitution retiennent notre attention : le volume de la crue, le débit maximal atteint (ou le niveau d'eau correspondant), le temps nécessaire pour atteindre le pic de débit, et le temps de décrue. Tous ces paramètres contribuent à former ce que l'on appelle l'hydrogramme de crue. Les niveaux, volumes et durées des débordements sont des éléments déterminants lorsqu'on s'intéresse aux inondations.

La forme de l'hydrogramme de crue est influencée par divers facteurs, notamment :

- Les caractéristiques de la pluie génératrice, y compris son intensité, sa durée et la proximité temporelle des précipitations sur le bassin versant.
- Les caractéristiques du bassin, telles que sa superficie de collecte, sa forme, son relief, le réseau hydrographique qui le traverse, sa perméabilité, son degré d'humidité et la couverture végétale.

Ces données sont souvent complexes à évaluer, à caractériser et à cartographier en détail. Cependant, l'observation des crues aux points de décharge permet de simplifier leur classification et d'en comprendre les tendances.

I.6-Les atteintes à l'homme, aux biens et aux activités :

La vulnérabilité d'une personne est principalement liée à sa présence dans une zone sujette aux inondations. Les situations de danger surviennent particulièrement lorsque les avertissements et les délais d'évacuation sont insuffisants pour faire face à des crues soudaines ou torrentielles. Dans les zones urbanisées, les dangers incluent le risque d'être emporté par les eaux ou noyé, ainsi que d'être isolé sur des îlots inaccessibles.

L'interruption des communications peut avoir des conséquences graves en entravant l'intervention des services de secours. Bien que les dommages matériels touchent principalement les biens meubles et immobiliers, il est important de noter que les dommages indirects, tels que la perte d'activité et le chômage technique, sont souvent plus importants que les dommages directs.

De plus, les dégâts infligés à l'environnement naturel résultent de l'érosion, de l'accumulation de sédiments et du déplacement du lit des cours d'eau. Lorsque des zones industrielles sont situées dans des zones inondables, il existe également un risque de pollution ou d'accidents technologiques qui peuvent s'ajouter aux inondations.

Chapitre I: Généralités sur les inondations

I.7-La protection contre les inondations :

Le phénomène d'inondation peut être prévenu, ou du moins ses effets atténués, en particulier dans les zones les plus sensibles et exposées. Ces mesures de protection se divisent en deux catégories : les protections directes et indirectes.

I.7.1-Protection directe

La protection directe implique une intervention directe sur le site menacé par la mise en œuvre des actions suivantes :

a. Le curage

Le curage consiste à éliminer tous les obstacles et les dépôts qui entravent l'écoulement de l'eau dans le cours d'eau. Cela améliore considérablement les conditions de circulation de l'eau. Le débroussaillage est également nécessaire dans les zones urbaines pour des raisons sanitaires et dans les sections à fort débit pour réduire la rugosité et augmenter la capacité d'écoulement.

b. Le recalibrage

Le recalibrage consiste à élargir et approfondir les sections des cours d'eau pour augmenter leur capacité à évacuer l'eau, garantissant ainsi une section mouillée conforme aux critères de protection requis.

c. Renforcement des ouvrages

Le renforcement des ouvrages implique la modification des caractéristiques des cours d'eau et des infrastructures existantes en cas d'insuffisance, comme les ponts, les dalots, les buses, etc.

d. Réalisation des canaux

La réalisation de canaux vise à restaurer le lit d'origine de l'oued. Cette mesure est essentielle lorsque le lit de la rivière et sa zone d'inondation ont été entièrement occupés par des bâtiments ou des routes.

e. Protection des berges

La protection des berges comprend tous les ouvrages destinés à préserver la stabilité des sols malgré l'impact de l'eau. Les berges sont sujettes à l'érosion causée par les courants turbulents provoqués par les crues. Cette protection est particulièrement essentielle aux abords de certaines infrastructures telles que les ponts.

Chapitre I: Généralités sur les inondations

I.7.2-Protection indirecte

La protection indirecte implique d'intervenir en dehors des zones d'aménagement en construisant des ouvrages sur les cours d'eau responsables des inondations.

a. Création des canaux périphériques

La création de canaux périphériques implique la mise en place de canaux de dérivation pour diriger les eaux vers des cours d'eau en dehors des zones à risque.

b. Réalisation des barrages ou seuils

La réalisation de barrages ou de seuils vise à stocker et à réguler le débit des crues en amont des zones à risque.

c. Aménagement des bassins versants

L'aménagement des bassins versants consiste à gérer de manière planifiée et efficace l'ensemble du territoire drainé par un cours d'eau ou un système hydrologique particulier. Il vise à prévenir les inondations, à protéger les ressources en eau, à gérer les sols et la végétation, et à promouvoir un équilibre entre les besoins humains et la préservation de l'environnement. Cet aménagement peut inclure la construction de barrages, de canaux, de systèmes de gestion des eaux pluviales, ainsi que des pratiques de conservation des sols et de gestion durable des ressources en eau. L'objectif ultime est de minimiser les risques liés aux catastrophes naturelles, de favoriser le développement durable et de protéger l'écosystème.

I.8-Les inondations en Algérie et au monde :

L'Algérie, à l'instar d'autres nations à travers le monde, a malheureusement été touchée par des inondations particulièrement meurtrières et destructrices, dépassant parfois l'ampleur de celles observées dans d'autres pays du bassin méditerranéen. Au cours de la dernière décennie, notre pays a été confronté à plusieurs épisodes d'inondations, parmi lesquels :

- Le 20 octobre 1993 (Ouest algérien) : Tragiquement, cette date a été marquée par 22 décès et 14 blessés à Oued Rhiou à la suite d'inondations.

- En octobre 1994, le pays a également été touché par des inondations dans diverses régions, avec un bilan tragique de 60 décès et de nombreuses personnes portées disparues au cours de dix jours d'intempéries.

- Le 22 octobre 2000, des inondations ont frappé l'Ouest algérien, en particulier au niveau d'Oued Mekerra (Sidi Bel Abbès), entraînant la perte tragique de plus de 24 vies.

Chapitre I: Généralités sur les inondations

- Les 10 et 11 novembre 2001, des pluies diluviennes ont touché Bab El Oued à Alger, causant la perte de 733 vies, laissant 30 000 personnes sans abri et provoquant d'importants dégâts matériels.

- Le 14 octobre 2006, des pluies torrentielles ont frappé la wilaya de Tamanrasset, située dans le sud du pays. Ces intempéries ont entraîné la destruction de maisons et causé plusieurs décès. Les fortes pluies ont persisté pendant trois jours, provoquant ces graves conséquences.

- Le 21 octobre 2007, des inondations survenues à Béchar ont causé la mort de deux personnes. Ces inondations ont été déclenchées par des pluies persistantes qui ont duré plus de trois jours.

-Le mercredi 1er octobre 2008, la région de Ghardaïa, située à 500 km au sud d'Alger, a été frappée par des pluies diluviennes qui ont provoqué une dangereuse montée des cours d'eau. Cette catastrophe a entraîné la perte tragique d'au moins 33 vies, avec 84 personnes blessées et près de 600 maisons détruites.

- Le 31 mai 2023 Boumerdes, La montée des eaux, due aux pluies diluviennes enregistrées entre mardi et mercredi, a causé la fermeture à la circulation de certains axes routiers et l'inondation d'un nombre de bâtisses par les eaux, sans pour autant causer des pertes humaines ou d'importants dégâts matériels.

-Le 4 septembre 2023, Les inondations provoquées par des pluies torrentielles qui se sont abattues samedi dans l'ouest de l'Algérie Huit personnes ont été emportées par les eaux pluviales à Tlemcen et El Bayadh selon un bilan de la Protection civile algérienne.

-10 septembre 2023, Libye : au moins 11 300 morts à Derna dans les inondations et plus de 10 000 personnes disparues à cause de la tempête Daniel qui frappé la ville de Derna. Cette tempête à entraîner la rupture de deux barrages en amont provoquant une crue de l'ampleur d'un tsunami le long de l'oued qui traverse la ville. Elle a tout emporté sur son passage.

- La semaine avant, les pluies résiduelles du typhon Haikui ont déversé sur Hong Kong les plus fortes précipitations jamais enregistrées depuis le début des relevés, il y a 140 ans. Au moins deux personnes ont été tuées et des centaines d'autres hospitalisées.

-Dans le sud du Brésil, un cyclone a déversé plus de 300 millimètres de pluie sur l'État du Rio Grande do Sul en moins de 24 heures, à partir du 4 septembre. Cela a provoqué des inondations et des glissements de terrain qui ont tué au moins 39 personnes.

Parmi les causes fondamentales à l'origine de ces catastrophes, il convient de citer notamment:

- Une situation météorologique particulière se traduisant par une forte pluviométrie.
- Une défaillance des réseaux d'évacuation.
- Des gonflements d'oueds par des décombres et détritits.
- L'extension urbanistique des villes dont certaines se sont développées dans des zones

Chapitre I: Généralités sur les inondations

Conclusion :

La description détaillée de l'aléa inondation dans ce chapitre met en évidence sa complexité et son caractère dangereux. Il est essentiel de comprendre les mécanismes de ce phénomène afin de prévenir efficacement les risques associés. Par conséquent, il est recommandé de réaliser une étude approfondie pour évaluer les crues maximales dans notre zone d'étude. Cette étude permettra d'obtenir des informations précises sur les débits et les hauteurs d'eau attendus lors des périodes d'inondation, ce qui contribuera à la mise en place de mesures de prévention et de gestion des risques adaptées.

Chapitre 2 :
présentation de la zone d'étude

Chapitre 2 : présentation de la zone d'étude

II.1-Introduction

La présentation de la zone d'étude est une phase nécessaire qui consiste à la description du site des points de vue hydrologiques, climatiques et hydrauliques. Ce qui aide à prendre les décisions dans le choix de la variante d'aménagement.

II.2-Situation géographique et administrative

La commune de Sidi Daoud est située à l'extrême Est de la Wilaya de Boumerdes, entre 3°46' et 3°52' longitude Est et entre 36°49' et 36°54' latitude Nord, sur une superficie de 63.3 km² et une population de 16900 habitants (Recensement 2008, Office National des Statistiques).

Administrativement la commune de Sidi Daoud est affiliée au Daira de Baghlia et elle est délimitée par les communes suivantes :

-EST : Dellys, Benchoud.

-OUEST : Djinet.

-SUD : Baghlia. Ouled aissa.

-NORD : La mer méditerranéenne.

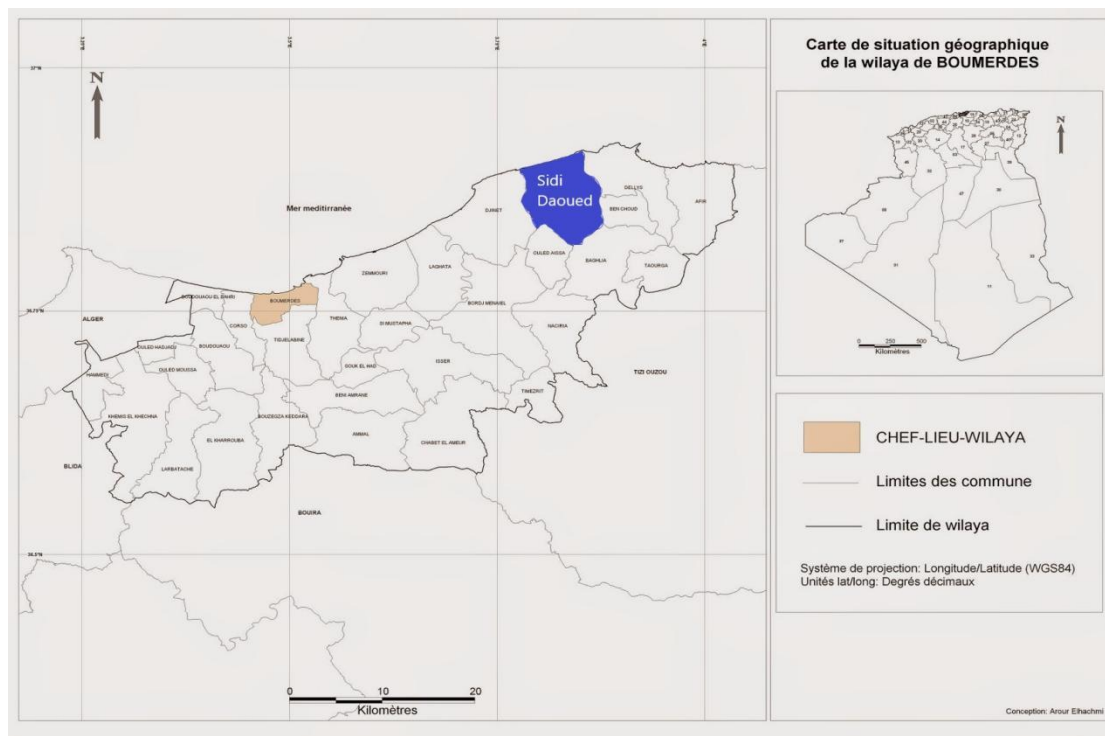


Figure 8 : situation de la commune de Sidi Daoud dans la carte administrative de la wilaya de boumerdes. (<https://decoupageadministratifalgerie.blogspot.com/2014/10/cartegeographiqueBOUMERDES.html>)

Chapitre 2 : présentation de la zone d'étude

II.3-Situation climatique :

II.3.1-Climat :

Comme la wilaya de Boumerdes fait partie du nord algérien La région de Sidi Daoud est caractérisée par un climat méditerranéen avec une période froide et humide allant de Novembre à Mai et une période chaude et sèche qui s'étend de juin à Septembre.

II.3.2-Pluviométrie :

Les précipitations sont généralement insuffisantes et irrégulières le long de l'année, offrant un hiver froid et un été relativement chaud D'après le tableau ci-dessous la moyenne annuelle de précipitations qui tombent sur la zone d'étude est de 697mm/an.

Tableau 1 : précipitations mensuelles et annuel de la station de Baghlia.

Mois Année	Sep	Oct	Nov	Déc	Jan	Fév	Mars	Avr	Mai	Juin	Juill	Aout	P Ann Mm
1988-1989	71.2	4.2	90	255.2	46.7	25.7	37.5	96.7	6	17.1	3.9	4.4	658.6
1989-1990	33.8	24.1	100.7	49	84.2	0	35.6	61	79.6	13.8	42	0	523.8
1990-1991	1.8	70.2	56.5	200.2	91.5	143.4	64.5	53	38.5	3	0	2.5	725.1
1991-1992	15.8	190.3	51.9	14.2	157.3	52.5	90.2	102.6	57.9	31.4	2.3	0	766.4
1992-1993	6	78.9	119.3	164.6	36.5	92	23.9	105.3	39.2	0	0	3.9	669.6
1993-1994	29.4	53.3	83.4	130	94.2	64.3	0	56.6	4.8	0	0	0	516
1994-1995	68.9	70	29.3	121.7	212.2	40.6	101.4	41.1	0.2	10.4	0	38.9	734.7
1995-1996	11.7	18.4	17.1	80.6	166.2	221.2	46.2	143.6	34.2	12.6	6.1	9.2	52.4
1996-1997	30.3	112.1	57.6	70.2	47.8	16	24.6	100.9	14	6.2	1.3	18.6	499.6
1997-1998	61	71.4	160.5	144.9	56.9	91.5	62.4	110.5	269.2	1.1	0	1.8	1031.2
1998-1999	44.1	51.5	139.4	111.6	148.3	103.2	83	32.5	21.7	0	0	2.4	737.7

Chapitre 2 : présentation de la zone d'étude

1999-2000	25.7	22.4	169.8	227.9	18.1	8.1	15.3	42.6	33.1	4.7	0	0	567.7
2000-2001	25.2	75.7	71.5	53.8	226.7	86.7	1.5	40.3	30.9	0	0	7.8	620.1
2001-2002	15.2	0	104.7	69.7	71.8	37	61.7	64.8	17.3	2.7	0	12	456.9
2002-2003	18.1	40.4	228.5	234.4	267.4	105.9	41.3	118.2	42.1	0	3.5	0	1099.8
2003-2004	46.1	39.9	59.4	151.4	115.2	54.1	112.4	79.2	177.7	0.5	0	9.9	845.8
2004-2005	25.4	44.9	110.9	169.8	133.8	143.9	28.2	55.2	3.1	0	1.4	0	716.6
2005-2006	54.7	51.8	102.8	108.6	112.7	154.6	20	18.5	98.3	2.2	1.9	3	729.1
2006-2007	19.6	25.1	4.4	261	15.4	51.3	232.1	212	20.8	3	5.3	32.8	882.7
2007-2008	50.1	254.9	212.6	86.1	4.8	17.6	97	39.8	84.1	8.5	15.4	0	870.9
2008-2009	24.2	51.1	202	136.4	193.8	33	84.8	87	114.3	0	0	6.6	933.2

Source : ANRH

II.3.3-Température :

Les données enregistrées par la station de Tizi- Ouzou montrent que la région de Sidi Daoud est caractérisée par une température moyenne annuelle de l'ordre de 19°C. Le mois le plus froid est le mois de Janvier avec une moyenne de 11°C et le plus chaud est le mois d'Aout, avec une température moyenne qui atteint les 27°C.

Tableau 2 : Températures maximales, moyennes et annuels mensuelles (2000-2021).

Mois	Jan	Fév	Mars	Avril	Mai	Juin	Juill	Aout	Sept	Oct	Nov	Déc	Annuel
T_{max}(°c)	20.44	23.17	26.21	25.28	32.59	34.51	36.11	37.91	33.59	31.95	27.04	22.16	37.91
T_{min}(°c)	5.71	5.06	6.23	9.4	11.16	15.69	19.83	20.96	18.64	12.72	10.05	7.72	5.06
T_{moy}(°c)	11.73	13.23	14.58	16.27	19.32	21.77	25.07	26.36	24.03	20.03	16.95	15.03	18.72

Source : NASA POWER data, 16/09/2023

Chapitre 2 : présentation de la zone d'étude

II.3.4-Humidité

La ville de Sidi Daoud est une région humide en été avec un pourcentage de 98% tandis qu'en hiver descend jusqu'à 57%.

Tableau 3 : Humidités relatives moyennes mensuelles (2000-2021).

Mois	Jan	Fév	Mars	Avril	Mai	Juin	Juill	Aout	Sept	Oct	Nov	Déc	Annuel
Humidité(%)	75.7	75.5	76.8	77.6	76.4	73.7	71.2	71.4	73.0	72.1	73.4	75.3	74.3

Source : NASA POWER data, 16/09/2023.

II.3.5-Le vent :

Les vents dominants dans la région sont les vents du Ouest et Nord-ouest pendant la période qui s'étale du mois de mai jusqu'à septembre. Le sirocco est fréquent en été, il souffle en moyenne pendant 15 jours par an.

Tableau 4 : Vitesse moyenne de vent mensuelles (2000-2021).

Mois	Jan	Fév	Mars	Avril	Mai	Juin	Juill	Aout	Sept	Oct	Nov	Déc	Annuel
Vitesse de vent (m/s)	4.5	4.4	4.0	3.8	3.4	3.2	3.4	3.4	3.5	3.5	4.4	4.4	3.8

Source : NASA POWER data, 16/09/2023

II.3.6-Relief :

Après une lecture sur la carte topographique. On constate un relief accidenté et montagneux formant un bassin ouvert avec des hauteurs de 200m jusqu'à 500m. la ville de Sidi Daoud se trouve en aval de ce bassin versant à une altitude de 20m à 60m, drainé par oued el Besbes.

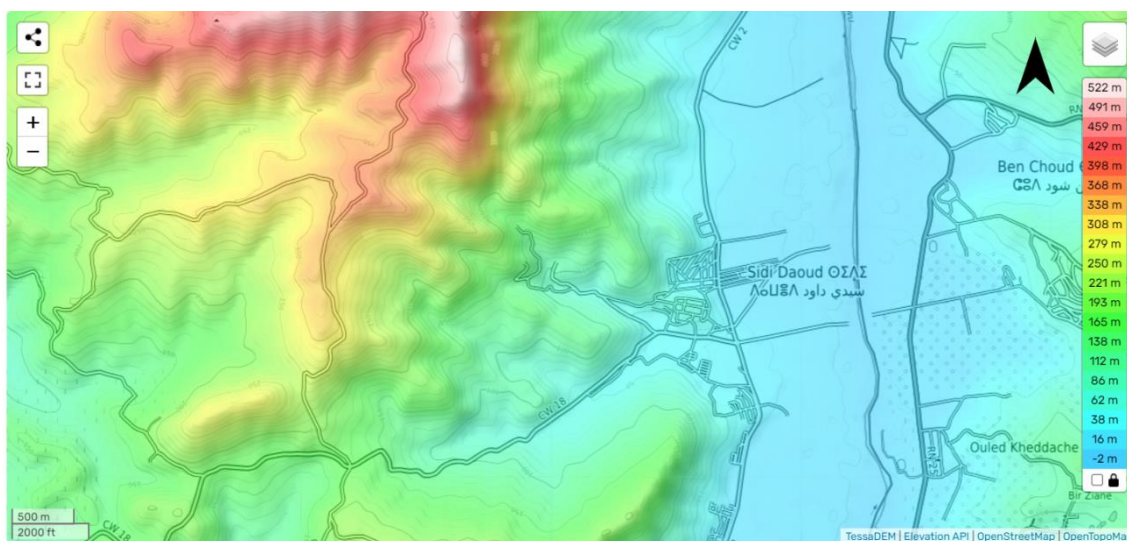


Figure 9 : Relief de la ville de Sidi Daoud. (<https://fr-fr.topographic-map.com/map-3rq418/Sidi-Daoud/?center=36.85847%2C3.84707&zoom=14&base=2>).

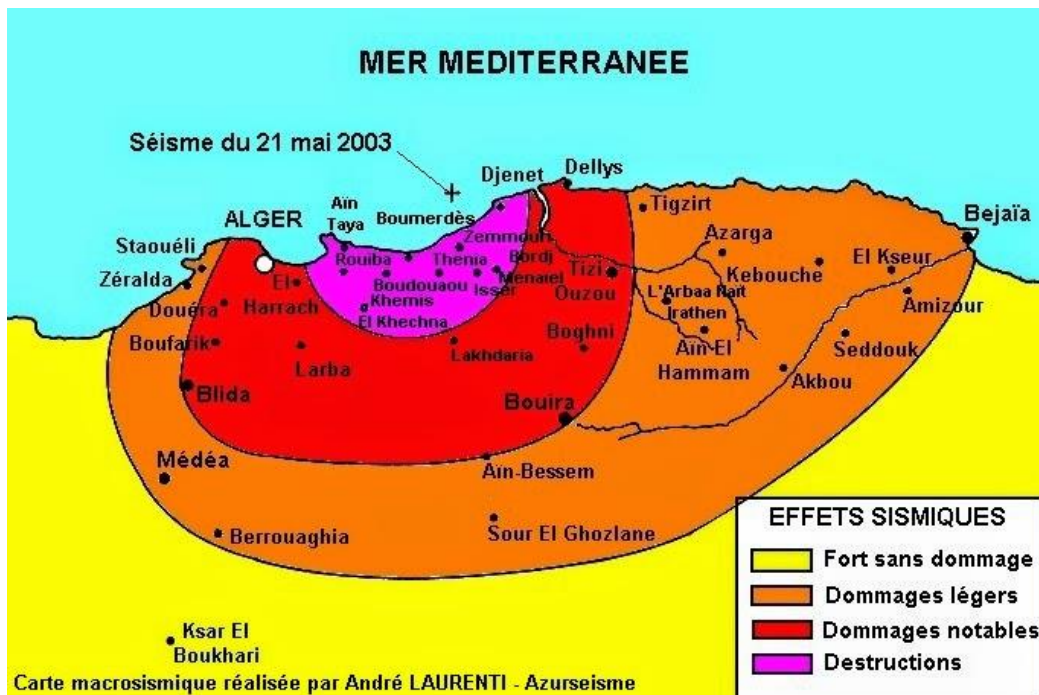
Chapitre 2 : présentation de la zone d'étude

II.4-Sismicité :

Le nord algérien est connu par sa forte sismicité en raison de la collision des plaques africaines et euro-asiatiques. Selon les **Règles Parasismiques Algérienne (RPA99/Versin2003)** qui nous donne la classification des zones sismique :

- Zone III : zone d'aléa sismique le plus élevé (intensité maximale) ;
- Zone II a : zone à très fort risque sismique ;
- Zone II b : zone à fort risque sismique ;
- Zone I : zone à faible risque sismique ;
- Zone 0 : zone à très faible risque sismique.

La commune de Sidi Daoud est classée en **Zone III**, alors c'est une zone à très fort risque sismique.



II.5-Structure géologique et géotechnique

La région de Sidi Daoud faisant partie de la chaîne des maghrébines de la grande Kabylie, elle appartient au domaine tellien de l'Algérie du Nord.

De point de vue litho stratigraphique, elle est constituée par les formations suivantes (source carte géologique échelle 1/50 000 de Dellys _Tizi-Ouzou édition 1966-1972) :

Chapitre 2 : présentation de la zone d'étude

- Roches volcanique d'âge miocène.
- Formation « post-nappe » miocènes et pliocènes.
- Formations synchro-nappes.
- Sédiments néogènes.

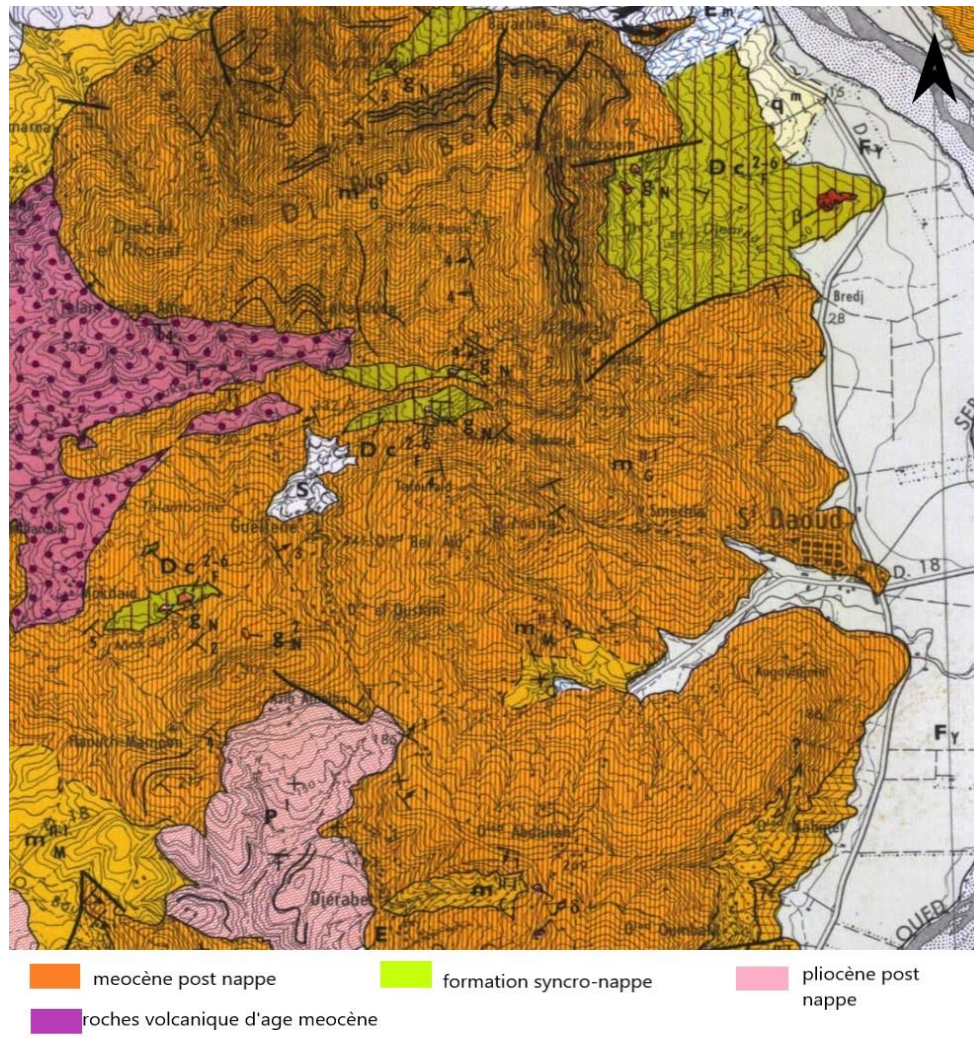


Figure 11 : Extrait de la carte géologique de la région de Sidi Daoud (feuille de Tizi Ouzou) $e= 1/50\ 000$ (Raymond, 1976).

Conclusion

Ce chapitre nous a permis d'avoir un aperçu général sur notre zone d'étude, de présenter et visualiser des données nécessaires à notre étude.

Chapitre 3 :
Etude hydrologique

III.1-Introduction :

L'analyse hydrologique de la zone du projet constitue la première étape vers la réalisation d'une étude de protection contre les inondations urbaines. Cette section se penche en détail sur les paramètres hydrologiques qui jouent un rôle crucial dans les projets d'aménagement et de prévention des crues.

L'objectif de l'étude hydrologique est le suivant :

- Identifier les caractéristiques hydromorphométriques du bassin versant.
- Déterminer les caractéristiques du réseau hydrographique.
- Examiner les modèles de précipitations et les schémas d'écoulement.
- Calculer les propriétés des crues pour différentes périodes de retour.
- Sélectionner la période de retour et le débit de crue pour le projet en question.

III.2-Bassin versant :

III.2.1-Définition :

Un bassin versant est défini comme la zone entière qui est drainée par un cours d'eau et ses affluents en amont d'une section spécifique, également appelée bassin de drainage d'une rivière, à un point précis de son cours. Il s'agit de la région délimitée par le contour où les précipitations s'écoulent vers ce point de la rivière.

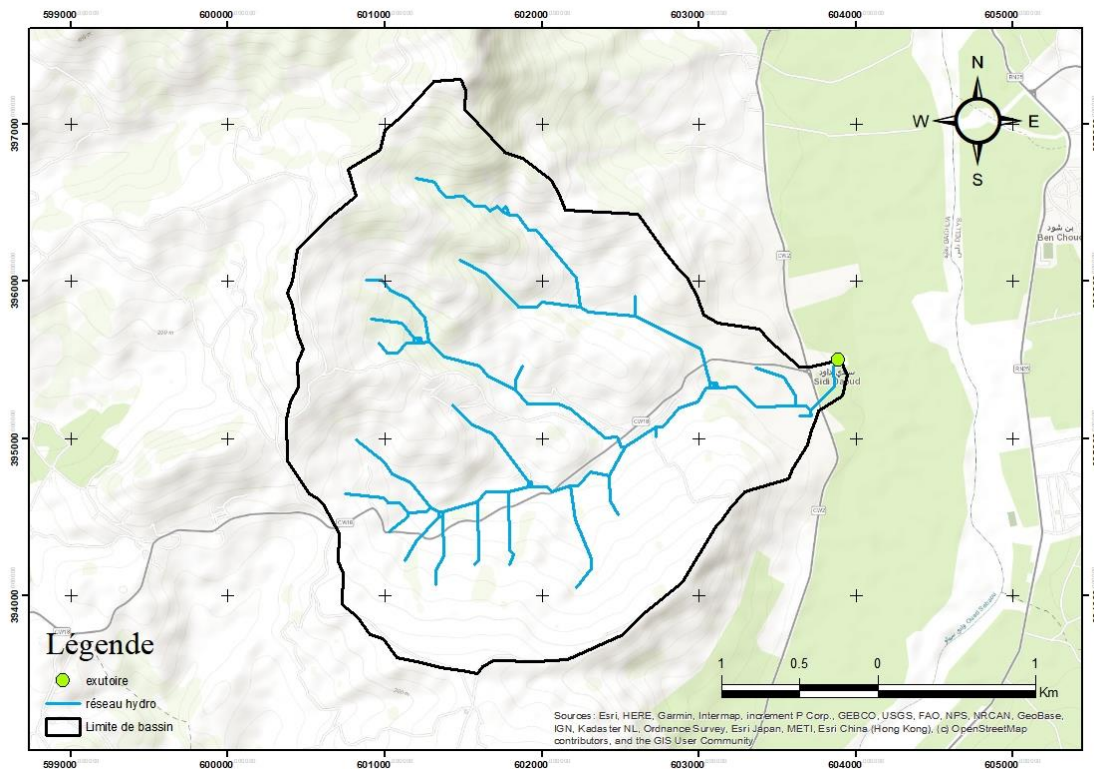


Figure 12 : délimitation du bassin versant d'oued el Besbes.

Chapitre 3 : Etude hydrologique

III.2.2-Caractéristiques hydromorphométriques du bassin versant :

Les caractéristiques hydromorphométriques d'un bassin versant ont un impact significatif sur la réponse hydrologique, en particulier sur le régime d'écoulement pendant les périodes de crue. Elles jouent également un rôle dans le calcul des formules empiriques. Ces facteurs sont évalués en utilisant des cartes topographiques appropriées. Les différents paramètres hydromorphométriques sont déterminés à l'aide du logiciel ARCGIS et un modèle numérique des terrains.

A. Superficie :

La superficie du bassin versant constitue le paramètre le plus crucial parmi ses caractéristiques. Cette valeur est déterminée à l'aide du logiciel ARCGIS à partir de la carte d'état-major. Généralement exprimée en km², la superficie "S" du bassin versant est une mesure fondamentale pour son évaluation.

$$S= 8.11 \text{ Km}^2$$

B. Périmètre :

Le périmètre est délimité par la ligne des sommets qui forme la frontière du bassin versant et est également calculé à l'aide du logiciel ARCGIS. L'expression du périmètre d'un bassin versant se fait en kilomètres (Km).

$$P= 11.85 \text{ Km}$$

C. Indice de compacité de Gravelius « K_g » :

L'indice de compacité « K_g » définit l'allure de l'écoulement général en relation avec la forme du bassin versant. Il est calculé à l'aide de la formule suivante :

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

Avec :

P : Périmètre du bassin versant en (km)

S : Surface du bassin versant en (Km²)

Si K_g = 1 => bassin ramassé

Chapitre 3 : Etude hydrologique

Si $K_g > 1 \Rightarrow$ bassin allongé ;

On trouve : $K_g=1.17$, ce qui implique que notre bassin est de forme allongé.

D. Rectangle équivalent :

On suppose que l'écoulement sur un bassin versant donné, est le même que sur un rectangle de même superficie. Ayant le même indice de Gravelius. La même répartition hypsométrique. La même distribution des sols et de la végétation et la même densité de drainage.

Le rectangle équivalent est caractérisé par la longueur « L » et la largeur « l » définit respectivement par :

$$L = \frac{Kc \cdot \sqrt{S}}{1,128} \left(1 + \sqrt{1 - \left(\frac{1,128}{Kc} \right)^2} \right)$$
$$l = \frac{Kc \cdot \sqrt{S}}{1,128} \left(1 - \sqrt{1 - \left(\frac{1,128}{Kc} \right)^2} \right)$$

Où : (L) représente la longueur du rectangle équivalent et (l) sa largeur.

Tableau 5 : récapitulatif des résultats de calcul des paramètres.

Bassin	S (km ²) (surfaces)	P (km) (Périmètre)	K _g	Le (Km)	le (Km)
BV	8.11	11.85	1.17	3.74	2.17

III.2.3-Relief :

III.2.3.1-Répartition et courbe hypsométrique

C'est une courbe exprimant le pourcentage de superficie du bassin versant au-delà d'une certaine élévation (Llamas, 1993). Elle porte en ordonnée l'altitude en (m) et en abscisse la surface cumulée en (%). La construction de cette courbe est indispensable dans une étude de relief d'un bassin versant.

Chapitre 3 : Etude hydrologique

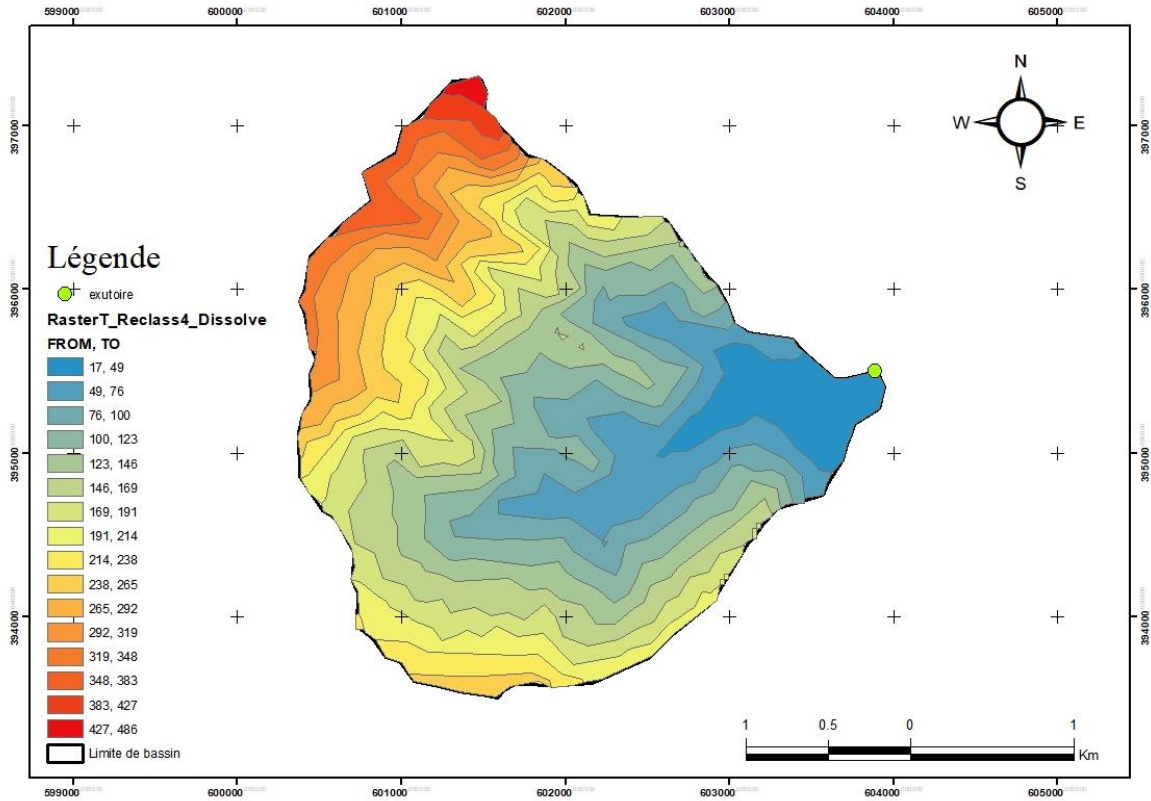


Figure 13 : Carte hypsométrique.

Tableau 6 : répartition de la surface selon l'altitude.

Altitude (m)	Surfaces partielles (km ²)	Surfaces partielles (%)	Surfaces cumulées (%)
17-49	0.516	6.37	100
49-76	0.742	9.17	93.63
76-100	0.814	10.05	84.46
100-123	0.931	11.49	74.41
123-146	0.848	10.47	62.92
146-169	0.858	10.6	52.45
169-191	0.789	9.74	41.85
191-214	0.626	7.73	32.11
214-238	0.483	5.97	24.38
238-265	0.403	4.97	18.41

Chapitre 3 : Etude hydrologique

265-292	0.318	3.93	13.44
292-319	0.265	3.27	9.51
319-348	0.226	2.8	6.24
348-383	0.186	2.3	3.44
383-427	0.064	0.79	1.14
427-486	0.028	0.35	0.35
total	8.11	100	

Courbe Hypsométrique

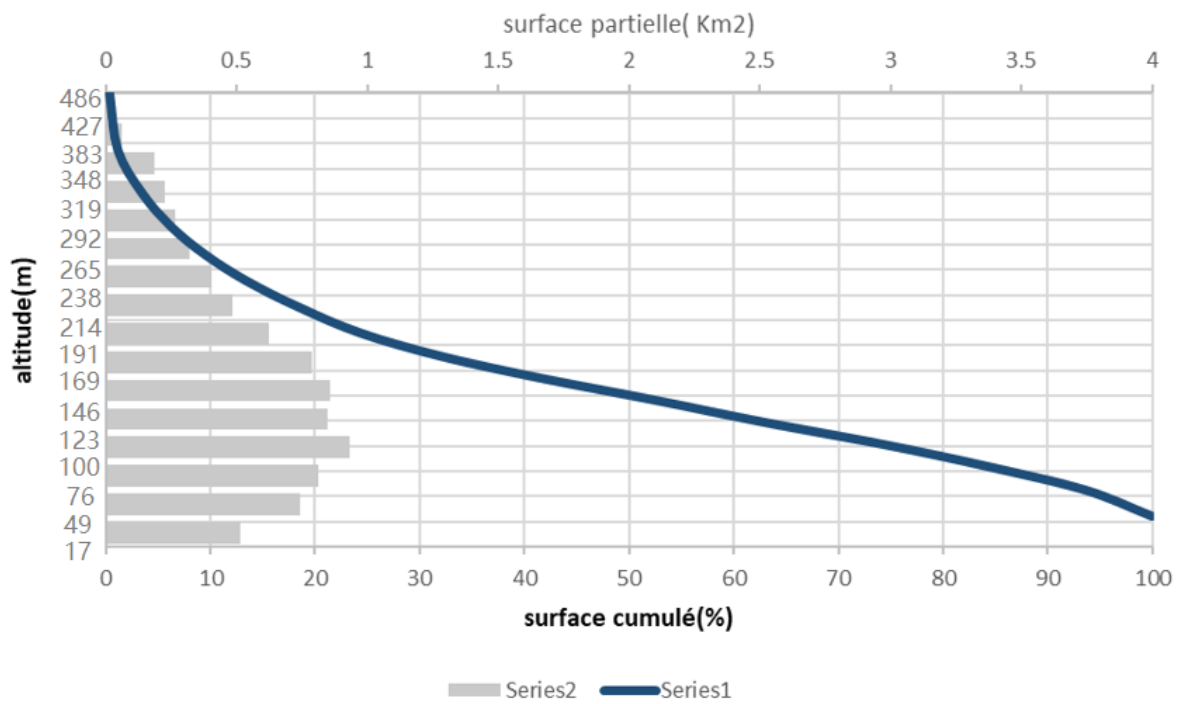


Figure 14 : Répartition et courbe hypsométrique.

Chapitre 3 : Etude hydrologique

III.2.3.2-Altitudes caractéristiques :

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

$$H_{\max} = 486 \text{ m NGA} \qquad H_{\min} = 17 \text{ m NGA}$$

-L'altitude médiane ou $H_{50\%}$ est déterminée sur la courbe hypsométrique.

$$H_{\text{méd}} = 174 \text{ m NGA}$$

-L'altitude moyenne H_{moy} est calculée par la formule suivante :

$$H_{\text{moy}} = \frac{\sum_{i=1}^n S_i \cdot H_i}{S}$$

Avec :

$$H_i = \frac{H_{n-1} + H_n}{2}$$

H_i : Altitude moyenne entre 2 courbes de niveaux consécutives (n-1) et (n), exprimée en (m).

S_i : Surface partielle comprise entre 2 courbes de niveaux consécutives (n-1) et (n), exprimée en (Km²).

S : Surface totale du bassin versant en (Km²)

Tableau 7 : Les altitudes moyennes multiplié par les surfaces partielles.

Altitude(m)	H_i (m)	S_i (km ²)	$H_i * S_i$ (Km ² .m)
17-49	33	0.516	17.028
49-76	62.5	0.742	46.375
76-100	88	0.814	71.632
100-123	111.5	0.931	103.8065
123-146	134.5	0.848	114.056
146-169	157.5	0.858	135.135
169-191	180	0.789	142.02
191-214	202.5	0.626	126.765
214-238	226	0.483	109.158
238-265	251.5	0.403	101.3545

Chapitre 3 : Etude hydrologique

265-292	278.5	0.318	88.563
292-319	305.5	0.265	80.9575
319-348	333.5	0.226	75.371
348-383	365.5	0.186	67.983
383-427	405	0.064	25.92
427-486	456.5	0.028	12.782
		Total	1318.907

$$H_{moy} = \frac{1318.907}{8.11} = 162 \text{ m}$$

Tableau 8 : Récapitulatif des hauteurs caractéristiques.

H_{max}	H_{min}	H_{méd}	H_{moy}
486	17	174	162

III.2.3.3-Indice de pente globale (I_g) :

Cet indice est défini comme le rapport entre l'altitude comprise entre 5% et 95% de la surface du bassin versant, et la longueur d'un rectangle équivalent. Pour le calcul de cet indice, on prend deux points, S1 et S2, sur l'axe des abscisses, de telle manière que 90% de la surface du bassin versant soit comprise entre ces deux valeurs, et que 5% de la surface totale du bassin versant soit inférieure à S1, tandis que 5% soit supérieure à S2.

Les altitudes correspondantes sont lues à partir de la courbe hypsométrique, cet indice est calculé à partir de la formule suivante :

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

Avec : **H_{5%}** et **H_{95%}** : sont respectivement les altitudes correspondantes à S_{5%} et S_{95%} :

H_{5%} = 371m

H_{95%} = 68 m

Le=3.74km (longueur du rectangle équivalent).

Chapitre 3 : Etude hydrologique

$$I_g = \frac{371 - 68}{3740} * 100\% = 8.1\% = 0.081m/m$$

Tableau 9 : Classification du relief (O.R.S.T.O.M).

R1	Relief très faible	$I_g \leq 0,002$
R2	Relief faible	$0,002 \leq I_g \leq 0,005$
R3	Relief assez faible	$0,005 \leq I_g \leq 0,01$
R4	Relief modéré	$0,01 \leq I_g \leq 0,02$
R5	Relief assez fort	$0,02 \leq I_g \leq 0,05$
R6	Relief fort	$0,05 \leq I_g \leq 0,1$
R7	Relief très fort	$0.1 \leq I_g$

Pour notre cas : **$I_g=0,081$** donc notre relief d'après le tableau est classé type R5 c'est-à-dire un relief fort.

III.2.3.4-D. Pente moyenne du bassin versant (I_m)

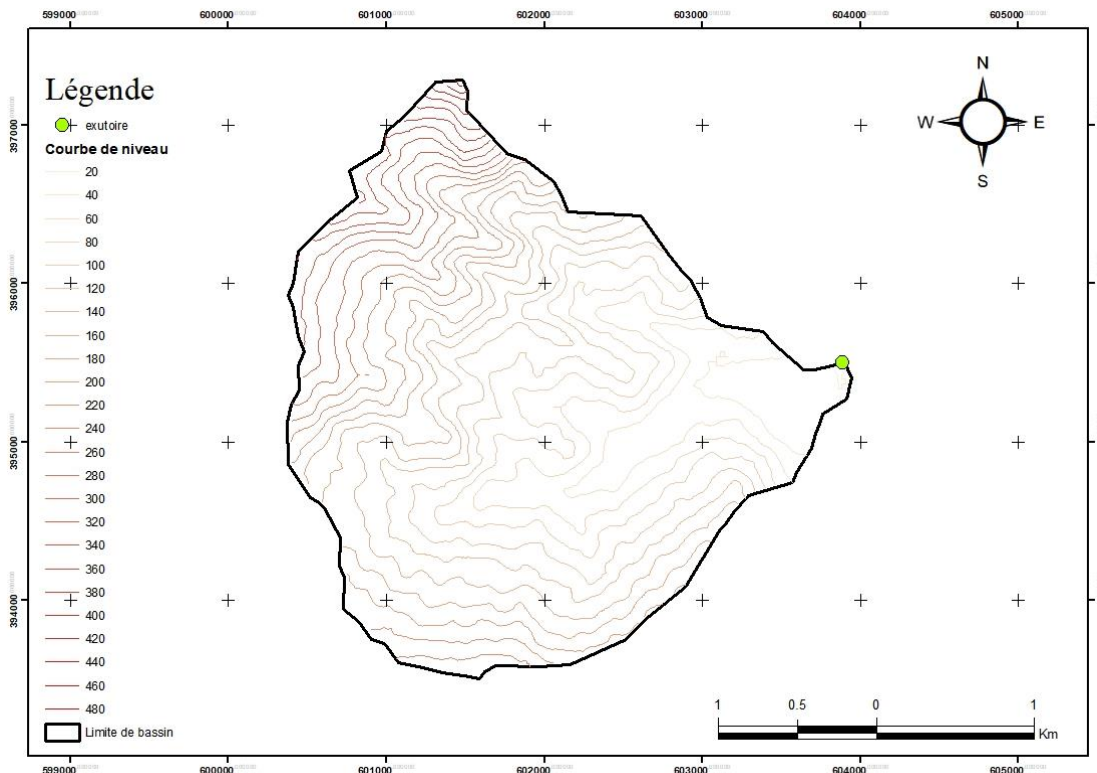


Figure 15 : Courbe de niveau.

Chapitre 3 : Etude hydrologique

La pente moyenne 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. Elle est donnée par :

$$I_m = \frac{\Delta H (0.5l_1 + l_2 + l_3 + \dots + 0.5l_n)}{S}$$

Avec :

ΔH : dénivelée en (m)

L_i : longueur de la courbe de niveau d'ordre 1,2,n (m)

S : surface du bassin versant (Km^2)

Tableau 10 : calcul de la pente moyen.

Altitude(m)	Longueur(Km)	Altitude(m)	Longueur(Km)
20	0.338	260	3.283
40	1.821	280	2.88
60	4.245	300	2.612
80	6.31	320	2.459
100	7.78	340	1.94
120	7.583	360	1.779
140	7.524	380	0.718
160	7.498	400	0.479
180	7.592	420	0.329
200	6.511	440	0.238
220	5.123	460	0.14
240	4.621	480	0.064
I_m		0.21	

III.2.4- Caractéristiques du réseau d'écoulement :

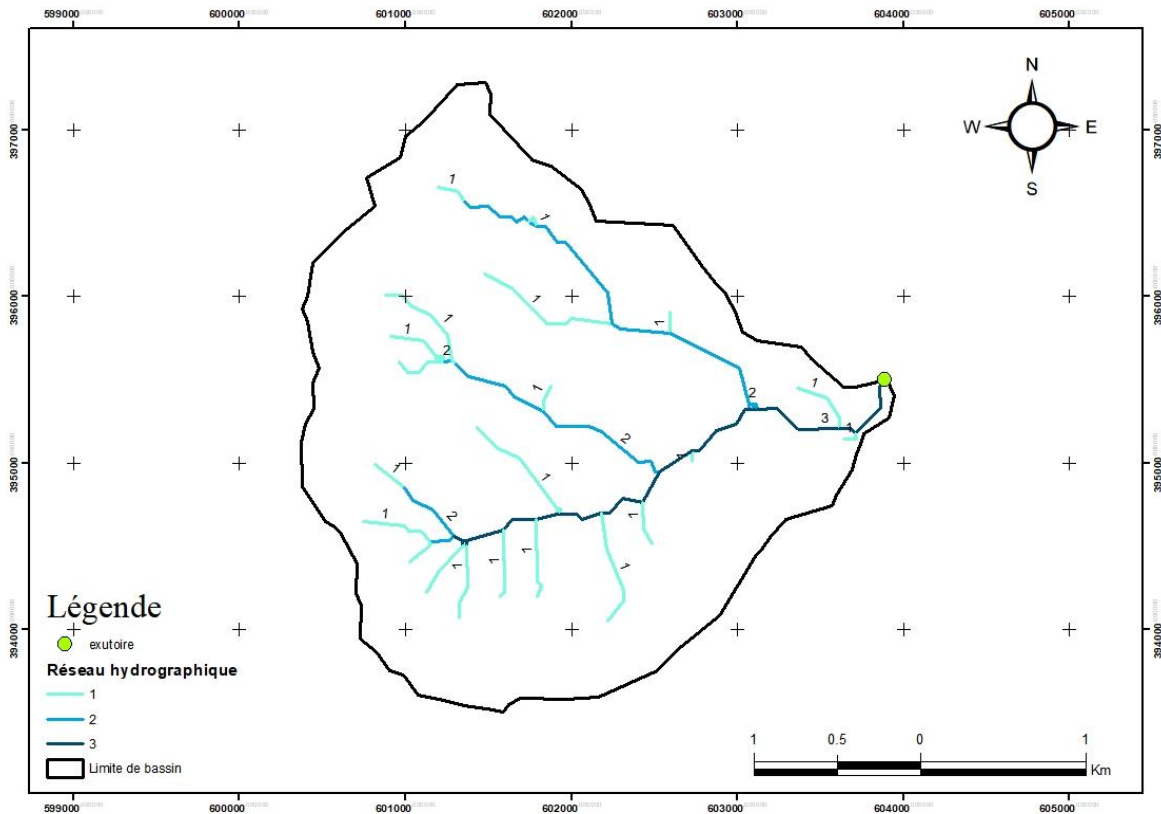


Figure 16 : Carte hydrographique et classification du bassin versant de Oued el Besbes.

III.2.4.1- Densité de drainage (D_d)

La densité de drainage se définit comme le rapport entre la longueur totale de tous les cours d'eau ou des talwegs, notée " L_i ", présents dans le bassin versant, et la surface totale de ce même bassin, représentée par " S ". Ce coefficient est révélateur de la dynamique du bassin, de la stabilité du réseau hydrographique, ainsi que du type de ruissellement de surface qui y prédomine. (B. Touaibia, 2004).

Elle est exprimée en (Km/ Km^2), à l'aide de la formule suivante

$$D_d = \frac{\sum L_i}{S}$$

Avec :

- D_d : densité de drainage [km/km^2] ;
- L_i : longueur du cours d'eau [km] ;
- S : surface du bassin versant [km^2]

$$D_d = \frac{15.73}{8.11} = 1.93 \text{ km}/km^2$$

III.2.4.2-Pente moyenne du cours d'eau principal (I_c)

La pente moyenne du cours d'eau joue un rôle crucial dans la détermination de la vitesse à laquelle l'eau atteint l'exutoire du bassin, donc dans le calcul du temps de concentration. Cette variable a également une incidence sur le débit maximal observé. Une pente prononcée favorise un écoulement en surface rapide, tandis qu'une pente douce ou inexistante permet à l'eau de s'infiltrer en totalité ou en partie dans le sol.

Le calcul des pentes moyennes et partielles d'un cours d'eau se base sur le profil en long du cours d'eau principal ainsi que de ses affluents. La méthode couramment utilisée pour calculer la pente longitudinale d'un cours d'eau consiste à diviser la différence d'altitude entre les points les plus hauts et les plus bas du profil par la longueur totale du cours d'eau.

$$I_c = \frac{\Delta H}{\Delta L} = \frac{140 - 17}{3740} = 0.032 = 3.2\%$$

III.2.4.3-Le temps de concentration

Le temps de concentration (T_c) représente la période nécessaire à la particule d'eau la plus éloignée hydrauliquement pour atteindre le point de sortie du bassin, et ce temps influe directement sur les débits de crues. En théorie, on définit le temps de concentration (T_c) comme la période entre la fin des précipitations nettes et la fin de l'écoulement de surface. En pratique, le temps de concentration peut être déterminé à partir de mesures sur le terrain ou estimé à l'aide de formules généralement empiriques.

- **Formule de GIANDOTTI :**

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

Avec :

S : Surface du bassin versant en [Km²] ;

L : longueur du talweg principal en [Km];

H_{moy}, H_{min} : respectivement la hauteur moyenne et minimale du Bassin versant en [m] ;

Chapitre 3 : Etude hydrologique

- **Formule de KIRPICH**

$$Tc = 0.1147 \frac{L^{0.77}}{I_{moy}^{0.385}}$$

Avec :

L : longueur du talweg principal en [m],

I_{moy} : pente moyenne du cours d'eau principal (m/m),

- **Formule Espagnole**

$$Tc = 0.126 \left[\frac{L}{I_{moy}^{0.25}} \right]^{0.76}$$

Avec :

L : longueur du talweg principal en [Km] ;

I_{moy} : pente moyenne du cours d'eau principal (m/m) ;

- **Formule de PASSINI**

$$Tc = 0.108 * \frac{(S * L)^{\frac{1}{3}}}{\sqrt{I_{moy}}}$$

Avec :

S : Surface du bassin versant en [Km²] ;

L : longueur du talweg principal en [Km];

I_{moy} : pente moyenne du cours d'eau principal (m/m),

Tableau 11 : Résultat des formules de calcul.

Formule	T _c (h)
GIANDOTTI	1.76
KIRPICH	1.19
Espagnole	0.66
PASSINI	1.88

Chapitre 3 : Etude hydrologique

Interprétation :

Les résultats obtenus sont généralement cohérents, à l'exception de la formule espagnole qui donne une valeur nettement plus faible que les autres. Par mesure de précaution, nous optons pour le temps de concentration le plus court, ce qui correspond au scénario le moins favorable en termes de vitesse d'écoulement. Par conséquent, nous choisissons d'utiliser la formule espagnole avec un temps de concentration égal à 0,66 heure.

III.2.5-Vitesse moyenne de ruissellement

Cette vitesse est donnée par la formule :

$$Vr = \frac{L}{T_c}$$

Avec :

L : Longueur de talweg principal en [Km];

Tc : temps de concentration en [heure]

$$Vr = 5.66km/h$$

Chapitre 3 : Etude hydrologique

Tableau 12 : récapitulatif des caractéristiques de bassin versant d'Oued el Besbes.

Caractéristiques		Valeurs
Surface (S)	Km ²	8.11
Périmètre (P)	Km	11.85
Longueur du rectangle équivalent (Le)	Km	3.74
Largeur du rectangle équivalent (le)	Km	2.17
Indice de compacité de Gravelius (K _G)	/	1.17
Altitude maximale(H _{max})	m	486
Altitude minimale(H _{min})	m	17
Altitude moyenne(H _{moy})	m	162
Altitude médiane(H _{méd})	m	174
Indice de pente globale (I _g)	%	8.1
Pente moyenne du bassin versant (I _m)	%	21
Densité de drainage (D _d)	Km/km ²	1.93
Pente moyenne du cours d'eau (I _c)	%	3.2
Longueur du cours d'eau principal (L)	Km	3.74
Temps de concentration (T _c)	H	0.66
Vitesse moyenne de ruissellement (V _R)	Km/h	5.66

Chapitre 3 : Etude hydrologique

III.3-Etude hydrologique :

Introduction :

En Algérie, les inondations sont généralement déclenchées par des épisodes de fortes précipitations. Par conséquent, une analyse des précipitations journalières maximales est entreprise pour évaluer les précipitations exceptionnelles associées à différentes périodes de retour. Cette démarche nous permettra ultérieurement de calculer les précipitations sur de courtes durées.

III.3.1-Choix de la station pluviométrique :

Nous avons opté pour l'utilisation des données de mesure de la station pluviométrique de **Baghlia (02-20-02)** fourni par l'ANRH en raison de sa proximité avec la zone d'étude, ainsi que de la disponibilité de données continues sur une longue période.

Tableau 13 : caractéristiques de la station pluviométrique de Baghlia.

Station Pluviométrique de Baghlia	Code	X(km)	Y(km)	Z(m)	Période d'observation	Nombre d'années
	022002	603,65	39	30	1980-2008	29

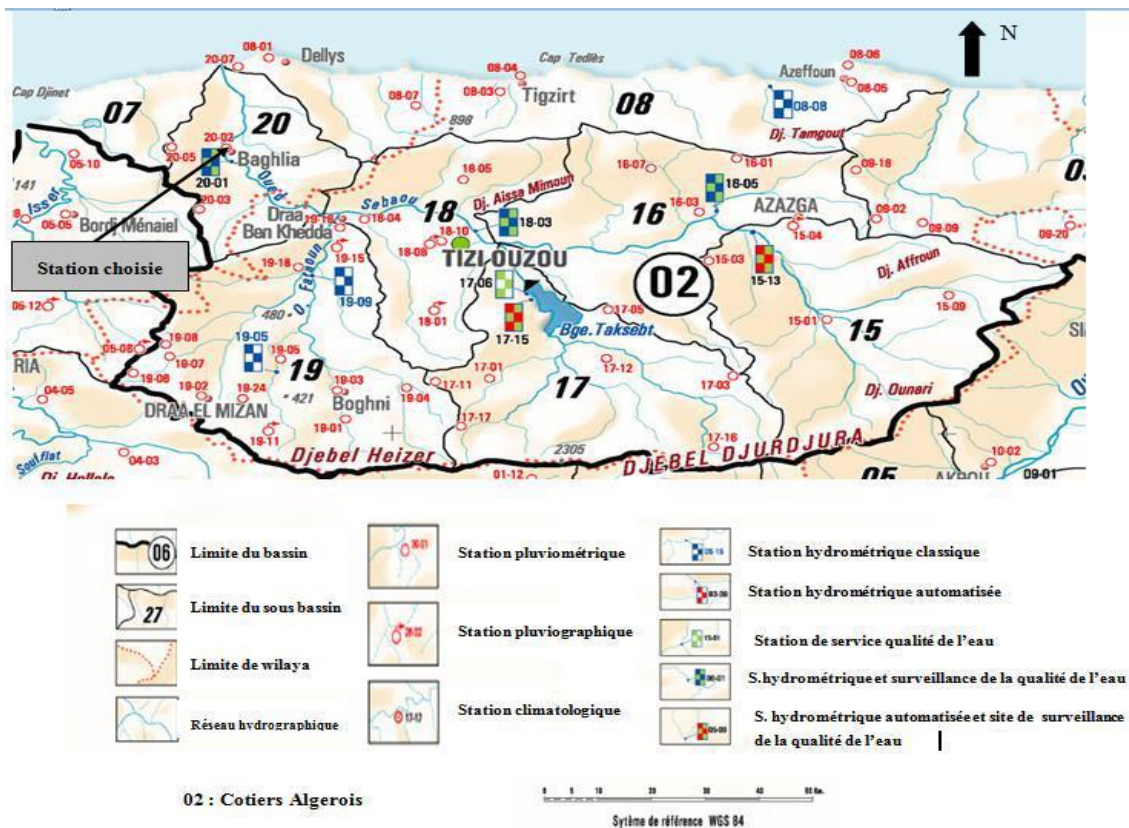


Figure 17 : Extrait de la carte du réseau hydro climatologique et de la surveillance de la qualité des eaux (ANRH)

Chapitre 3 : Etude hydrologique

Tableau 14 : Pluies maximales journalières

Année	P_{maxj}	Année	P_{maxj}
1980	49,50	1995	52,40
1981	33,50	1996	44,60
1982	47,50	1997	91,00
1983	35,70	1998	36,30
1984	50,30	1999	62,70
1985	62,00	2000	68,40
1986	49,50	2001	43,60
1987	80,40	2002	82,00
1988	75,70	2003	91,00
1989	32,70	2004	58,30
1990	57,40	2005	58,20
1991	78,60	2006	74,40
1992	67,30	2007	97,40
1993	36,50	2008	85,10
1994	41,60		

Source : ANRH.

Notre série pluviométrique s'arrête en 2008 se qui crie un écart de 15 ans alors on ajoute une série complémentaire de NASA Power Data pour que nos données seront à jour :

Tableau 15 : caractéristiques de la deuxième station.

Station de NASA	Latitude	Longitude	hauteur	Année d'observation	Nombre d'observation
Power Data	36.87	3.85	83.27	2008-2021	13

Chapitre 3 : Etude hydrologique

Tableau 16 : *Pluies maximales journalières complémentaire.*

Année	Pmaxj	Année	Pmaxj
2009	82,20	2016	42.3
2010	61,90	2017	46.3
2011	89,30	2018	50.9
2012	39.6	2019	31.2
2013	25.7	2020	75.3
2014	39.3	2021	76.3
2015	35		

Source : NASA Power data.

III.3.1.1-Test d'homogénéité :

Le test d'homogénéité est fait en entrant les deux séries sur HYFRAN et en appliquant le test d'homogénéité de Willcoxon qui nous donne le résultat suivant :

haricana.hyf

Description | Données | Statistiques de base | Tests d'hypothèse | Graphiques

Nom du test : Test d'homogénéité à l'échelle annuelle (Wilcoxon) [Subdiviser l'échantillon]

Titre du projet : Rivière Haricana à Amos

Hypothèses

H0 : Les moyennes des deux sous-échantillons sont égales

H1 : Les moyennes des deux sous-échantillons sont différentes

Résultats

Valeur de la statistique	WI = 1.06
p-value	p = 0.288
Début du premier groupe	1980
Fin du premier groupe	2008

Conclusion

Nous pouvons accepter H0 au niveau de signification de 5 %
On ne peut pas conclure que les moyennes des deux sous-échantillons sont différentes

Figure 18 : *résultat de test d'homogénéité (Willcoxon) sur HYFRAN.*

Chapitre 3 : Etude hydrologique

Le résultat de test d'homogénéité indique que les deux séries sont homogène, alors on peut les utiliser comme une seule pour l'ajustement.

III.3.1.2-Les caractéristiques de la série pluviométrique :

Les caractéristiques de la série ont été déterminées à l'aide du logiciel « HYFRAN » présenté dans le tableau suivant :

Tableau 17 : Caractéristiques de série pluviométrique

Paramètre	Valeur
Nombre de données	42
Minimum	25.7
Maximum	97.4
Moyenne	58.1
Ecart-type	19.8
Médiane	54.9
Coefficient de variation Cv	0.341
Coefficient d'asymétrie Cs	0.307
Coefficient d'aplatissement Ck	1.79

III.3.2-Choix de la loi d'ajustement :

Le choix de la loi de probabilité pour l'ajustement des pluies maximales journalières dépend de plusieurs critères. Il est essentiel que les conditions d'homogénéité et de stationnarité des données soient satisfaites pour que ces lois puissent être appliquées à un échantillon.

Pour prendre cette décision, on commence par effectuer un ajustement graphique, en observant l'allure des points sur un papier à probabilité. Si l'allure présente des sinuosités, une mauvaise courbure ou des cassures de pente, cela peut indiquer un mauvais ajustement de la loi.

Dans notre étude, nous allons utiliser deux lois de probabilité spécifiques :

- Loi de Gumbel.
- La loi GEV.

Chapitre 3 : Etude hydrologique

Ces deux lois seront appliquées en utilisant le logiciel "HYFRAN" pour déterminer laquelle d'entre elles s'ajuste le mieux à nos données de pluies maximales journalières.

III.3.2.1-Ajustement suivant la loi de GUMBEL :

$$F(x) = e^{-a(x-x_0)}$$

Avec :

F(x) : Fréquence au dépassement de la valeur de x ;

a, x₀ : Coefficients d'ajustement ;

- **x₀** est le paramètre de position (mode) ;

- **a** est le paramètre d'échelle différent de zéro et positif appelé aussi « gradex » quand il se trouve sous forme 1/a.

Par un changement de variable $y = a(x-x_0)$; la loi de Gumbel s'écrit :

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

$y = a(x-x_0)$ est la variable réduite de Gumbel. L'avantage d'utiliser la variable réduite est que l'expression d'un quantile est alors linéaire.

Et l'équation de la droite de Gumbel est $x = (1/a)y + x_0$.

✓ La fréquence expérimentale en utilisant la formule de Hazen qui s'applique pour les lois normales et quasi normales :

$$F(x) = \frac{m - 0.5}{n} \times 100$$

- **m** : le rang dans la série de données classée par valeurs croissantes ;

- **n** : la taille de l'échantillon ;

✓ La variable de Gumbel pour chaque valeur observée ;

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

Chapitre 3 : Etude hydrologique

Résultat de l'ajustement :

Tableau 18 : Résultat de l'ajustement à la loi GUMBEL.

Période de retour (ans)	Probabilité de fréquence (q)	Pmaxj	Ecart type
100	0.99	125	10.6
50	0.98	114	9.20
20	0.95	98.2	7.38
10	0.90	86.2	6.02
5	0.80	73.6	4.67

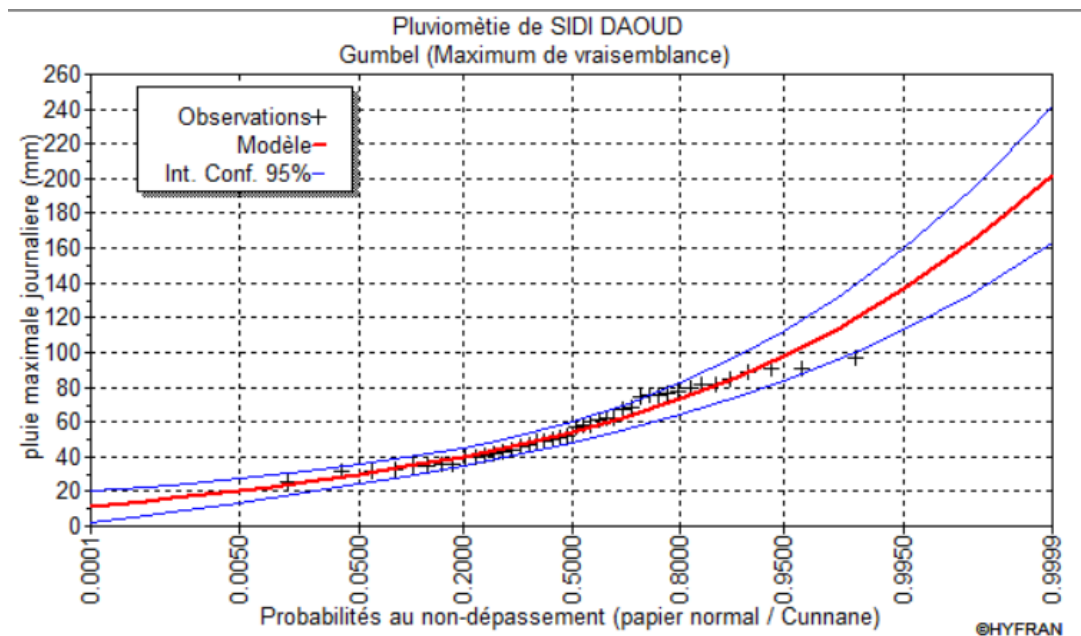


Figure 19 : Représentation graphique de la loi de Gumbel.

III.3.2.2-Ajustement suivant la loi GEV :

La loi des extrêmes généralisée (GEV) est une loi à trois paramètres qui peut être grossièrement considérée comme une généralisation de la loi de Gumbel. La fonction de répartition est donnée comme suit :

$$F(x) = \exp \left[- \left(1 - C \frac{x - a}{b} \right)^{\frac{1}{c}} \right]$$

a: Paramètre de position ;

b: Paramètre de dispersion ;

c: Paramètre de forme.

Chapitre 3 : Etude hydrologique

Résultat de l'ajustement :

Tableau 19 : Résultat de l'ajustement à la loi GEV.

Période de retour (ans)	Probabilité de fréquence (q)	Pmaxj	Ecart type
100	0.99	108	10.1
50	0.98	102	8.06
20	0.95	92.0	5.88
10	0.90	83.4	4.70
5	0.80	73.4	3.90

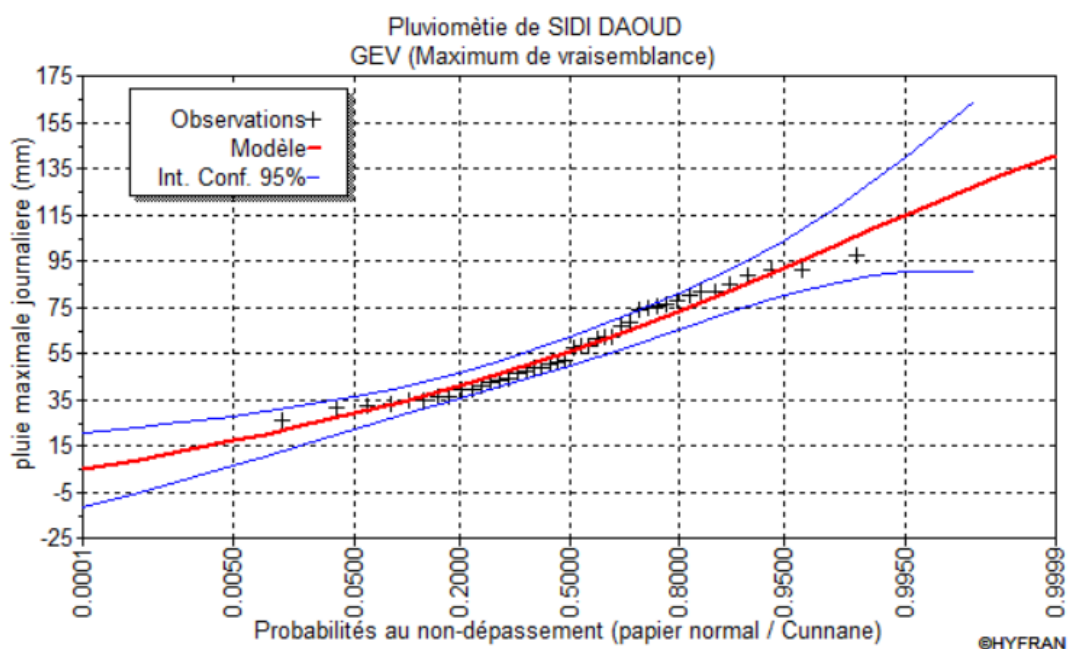


Figure 20 : Représentation graphique de la loi de GEV.

Remarque :

On remarque que la loi GEV demande plus de paramètres statistiques (3 paramètres : α , k , u) que la loi de GUMBEL (2 : α , u). Test d'adéquation du χ^2 (Pearson) :

Pour décider quelle loi choisir, nous allons comparer les variables χ^2 théorique et χ^2 calculé à un niveau de risque α de 5%, ce qui équivaut à un seuil de signification de 95%, en utilisant un nombre de degrés de liberté γ donné.

Chapitre 3 : Etude hydrologique

Tableau 20 : Résultats du Test de χ^2

Lois statistiques	Degré de liberté γ	χ^2 calculé	χ^2 Théorique	Observations	Remarques
Gumbel	5	2.19	11.07	χ^2 calculée < χ^2 théorique	Ajustement valide
GEV	4	4.10	9.48	χ^2 calculée < χ^2 théorique	Ajustement valide

Remarque :

On remarque que les deux lois d'ajustement sont adéquates.

III.3.2.3-Le Test visuel :

Le test se fait en comparant les 2 graphes au même temps.

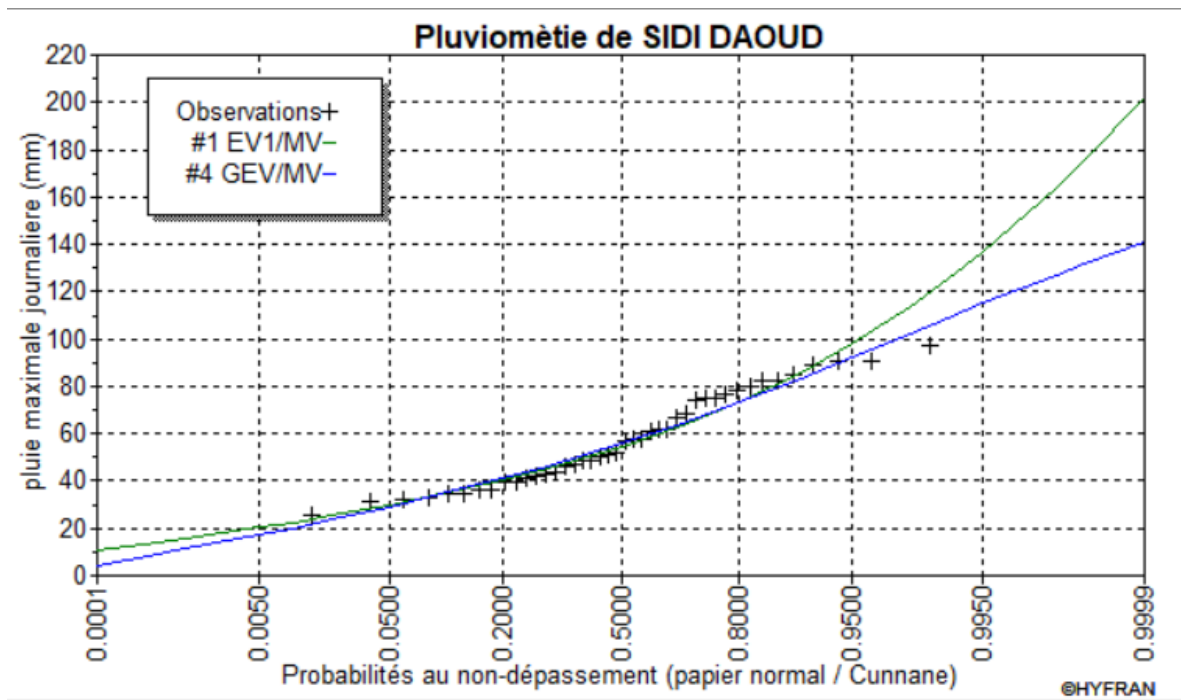


Figure 21 : comparaison des 3 lois.

Après l'analyse graphique des deux méthodes d'ajustement, on constate que le graphe d'ajustement à la loi de Gumbel montre un point qui se situe en dehors de l'intervalle de confiance, donc elle n'est pas à considérer. Par contre les points restent à l'intérieur de l'intervalle de confiance de la loi GEV.

Donc on opte pour la loi GEV.

Chapitre 3 : Etude hydrologique

Conclusion :

Après la comparaison des trois lois, on constate que les trois lois sont adéquates pour notre série, mais on opte pour la loi GEV car elle est plus optimisée pour notre cas.

Résultat de loi choisi (loi GEV) :

Tableau 21 : Résultat de loi GEV.

Période de retour (ans)	fréquence	Quantiles (mm)	Ecart type
100	0.99	108	10.1
50	0.98	102	8.06
20	0.95	92.0	5.88
10	0.90	83.4	4.70
5	0.80	73.4	3.90

III.3.3-Pluies de courte durée :

Pour une période donnée, la quantité de pluie tombée dans un intervalle de temps spécifique "t" est déterminée en utilisant la formule de Body (ANRH 1984) :

$$P_{ct} = P_{maxj} \left(\frac{t}{24} \right)^b$$

Avec :

t : durée de l'averse.

b : exposant climatique (**b = 0.37**, selon l'ANRH).

Les intensités maximales de période t (h) et période de retour T=100 (ans) sont calculées par la relation :

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

Avec :

I : l'intensité maximale de période t (h).

Le tableau suivant montre le résultat des précipitations et intensités maximales pour différentes durées :

Chapitre 3 : Etude hydrologique

Tableau 22 : Pluies et intensités de courtes durées

Quantiles	108		102		92		83.4		73.4	
T(années)	100		50		20		10		5	
Durée	Pct(mm)	It(m/h)	Pct(mm)	It(m/h)	Pct(mm)	It(m/h)	Pct(mm)	It(m/h)	Pct(mm)	It(m/h)
0.66	28.57	43.29	26.98	40.88	24.34	36.87	22.06	33.43	19.41	29.40
1	33.32	33.32	31.47	31.47	28.39	28.39	25.73	25.73	22.65	22.65
2	43.07	21.53	40.67	20.34	36.69	18.34	33.26	16.63	29.27	14.63
3	50.04	16.68	47.26	15.75	42.62	14.21	38.64	12.88	34.01	11.34
4	55.66	13.91	52.56	13.14	47.41	11.85	42.98	10.74	37.83	9.46
5	60.45	12.09	57.09	11.42	51.49	10.30	46.68	9.34	41.08	8.22
6	64.66	10.78	61.07	10.18	55.08	9.18	49.93	8.32	43.95	7.32
7	68.46	9.78	64.66	9.24	58.32	8.33	52.87	7.55	46.53	6.65
8	71.93	8.99	67.93	8.49	61.27	7.66	55.54	6.94	48.88	6.11
9	75.13	8.35	70.96	7.88	64.00	7.11	58.02	6.45	51.06	5.67
10	78.12	7.81	73.78	7.38	66.54	6.65	60.32	6.03	53.09	5.31
11	80.92	7.36	76.43	6.95	68.93	6.27	62.49	5.68	55.00	5.00
12	83.57	6.96	78.93	6.58	71.19	5.93	64.53	5.38	56.80	4.73
13	86.08	6.62	81.30	6.25	73.33	5.64	66.47	5.11	58.50	4.50
14	88.47	6.32	83.56	5.97	75.37	5.38	68.32	4.88	60.13	4.29
15	90.76	6.05	85.72	5.71	77.31	5.15	70.09	4.67	61.68	4.11
16	92.95	5.81	87.79	5.49	79.18	4.95	71.78	4.49	63.17	3.95
17	95.06	5.59	89.78	5.28	80.98	4.76	73.41	4.32	64.61	3.80
18	97.09	5.39	91.70	5.09	82.71	4.60	74.98	4.17	65.99	3.67
19	99.06	5.21	93.55	4.92	84.38	4.44	76.49	4.03	67.32	3.54
20	100.9	5.05	95.35	4.77	86.00	4.30	77.96	3.90	68.61	3.43
21	102.8	4.89	97.08	4.62	87.57	4.17	79.38	3.78	69.86	3.33
22	104.6	4.75	98.77	4.49	89.09	4.05	80.76	3.67	71.07	3.23
23	106.3	4.62	100.4	4.37	90.56	3.94	82.10	3.57	72.25	3.14
24	108.0	4.50	102.0	4.25	92.00	3.83	83.40	3.48	73.40	3.06

Chapitre 3 : Etude hydrologique

On peut présenter le tableau dans les courbes (courbes-pluie, intensité-pluie) suivantes :

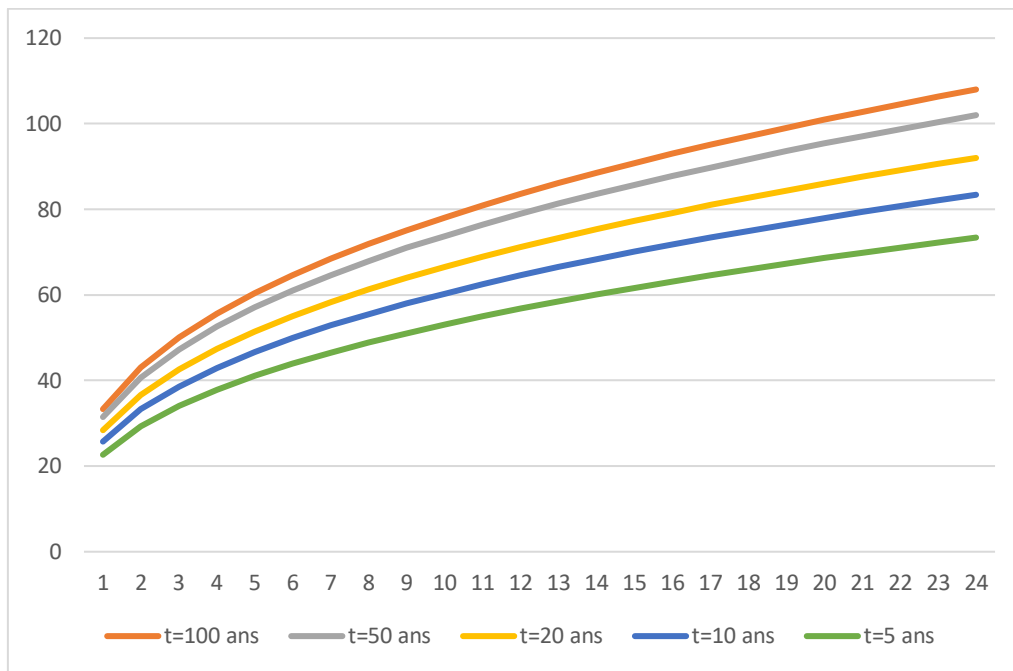


Figure 22 : Courbes Pluie- Durée.

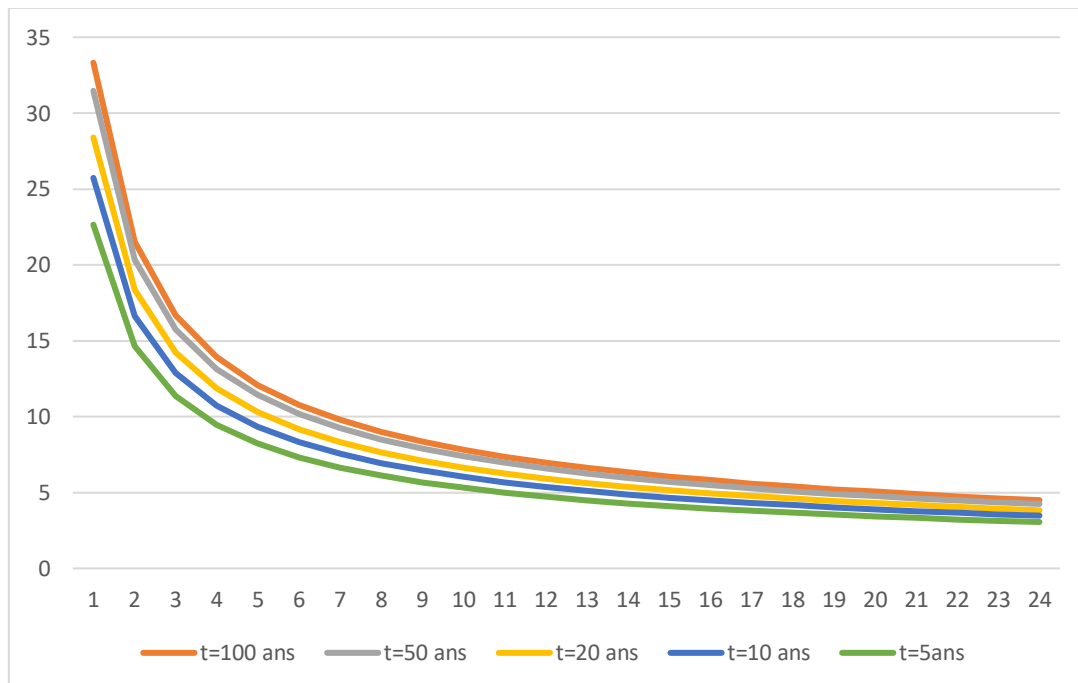


Figure 23 : Courbes Intensité- Durée.

Chapitre 3 : Etude hydrologique

III.3.3.1-Calcul de l'intensité de pluie de courte durée :

Pour le calcul de l'intensité moyenne de précipitation ; nous utilisons la formule de Montana:

$$I_t(t_c)(p\%) = I_{24}(p\%) \left(\frac{t_c}{24}\right)^{b-1}$$

Pour une averse de fréquence (p%) :

I₂₄ (p%) : Intensité moyenne de précipitation pour une journée de fréquence (p%) donnée

t_c : Temps de concentration.

b : Exposant climatique de la région (b = 0.37) qui est donné par l'ANRH.

Pour l'estimation de l'intensité moyenne des précipitations, nous admettons qu'une averse ayant lieu une fois tous les (10,50,100) ans ; durant son temps de concentration. Nous aurons donc :

Pour 10 ans :

$$I_t(t_c)(10\%) = I_{24}(10\%) \left(\frac{t_c}{24}\right)^{b-1}$$

D'après la loi de Galton on a : **P₂₄ (10%)** = 83.4 mm

$$I_t(t_c)(10\%) = \frac{83.4}{24} \left(\frac{0.66}{24}\right)^{0.37-1}$$

$$I_t(t_c)(10\%) = 33.43 \text{ mm/h}$$

Pour 50 ans :

$$I_t(t_c)(2\%) = I_{24}(2\%) \left(\frac{t_c}{24}\right)^{b-1}$$

D'après la loi de Galton on a : **P₂₄ (2%)** = 102 mm

$$I_t(t_c)(2\%) = \frac{102}{24} \left(\frac{0.66}{24}\right)^{0.37-1}$$

$$I_t(t_c)(2\%) = 40.88 \text{ mm/h}$$

Pour 100 ans :

$$I_t(t_c)(1\%) = I_{24}(1\%) \left(\frac{t_c}{24}\right)^{b-1}$$

D'après la loi de Galton on a : **P₂₄ (1%)** = 108 mm

$$I_t(t_c)(1\%) = \frac{108}{24} \left(\frac{0.66}{24}\right)^{0.37-1}$$

$$I_t(t_c)(1\%) = 43.29 \text{ mm/h}$$

Chapitre 3 : Etude hydrologique

Tableau 23 : Intensité moyenne de précipitation.

Période de retour	10	50	100
Fréquence	0.1	0.02	0.01
Pluie de courtes durée(mm)	22.06	26.98	28.57
Intensité I_{tc} (mm/h)	33.43	40.88	43.29

III.3.4-Estimation des débits de crues des cours d'eau :

La problématique se concentre principalement sur la gestion des débits des crues exceptionnelles, en tenant compte d'autres facteurs qui contribuent à l'augmentation des risques. Ces facteurs comprennent:

- L'urbanisation anarchique implantée dans les lits des oueds et sur le réseau hydrographique du bassin versant.
- La couverture végétale dense dans le lit des oueds.
- L'érosion des berges.
- Le manque d'opérations de curage et de nettoyage des cours d'eau.
- Les précipitations généralement brèves et torrentielles.

L'estimation des débits de crues pour différentes périodes de retour dépend en grande partie des données disponibles, telles que les données morphologiques, pluviométriques, et d'occupation du sol. Dans notre étude, nous avons choisi de travailler avec trois approches différentes et de sélectionner celle qui conviendra le mieux à notre contexte. Les méthodes utilisées sont les suivantes :

1. La formule de Turazza.
2. La méthode de Sokolovski.
3. La formule de MALLET-GAUTHIER.

Ces méthodes seront utilisées pour estimer les débits de crues avec différentes périodes de retour, dans le but de mieux comprendre et gérer les risques d'inondation dans la région.

- **Formule de Turazza :**

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

$$Q_{max,p\%} = \frac{c \cdot I_{tc} \cdot S}{3.6}$$

Chapitre 3 : Etude hydrologique

I_{tc} : Intensité moyenne maximale des précipitations pendant une durée égale au temps de concentration en mm/h.

C : coefficient de ruissellement de la crue considérée pour une probabilité P%,

S : Aire de bassin versant en km²

Cette formule est bien adaptée pour les cas d'études sur les petits bassins (de même que pour des réseaux d'assainissement urbains ou ruraux). La notion de fréquence (ou encore de période de retour) du débit de crue apparaît implicitement dans cette formule. En effet, on suppose ici que la fréquence du débit déterminé est égale à celle de la pluie maximale observée sur une durée équivalente au temps de concentration. C'est pourquoi l'on dit qu'il s'agit en fait d'une formule de type rationnelle.

Tableau 24 : valeur de coefficient de ruissellement C

Fréquence %	1	2	5	10	20
Période de Retour	100	50	20	10	5
C	0.6	0.6	0.6	0.5	0.5

Tableau 25 : Résultats de calcul de débit de crue par la formule de Turazza

T (ans)	I _{tc} (mm/h)	Q _{max,p%} (m ³ /s)
10	33.43	37.65
50	40.88	55.25
100	43.29	58.51

• **Méthode de Sokolovski :**

Le débit maximum probable est donné par la formule suivante :

$$Q_{max,p\%} = 0.28 \frac{(P_{tc,p\%} - H_0) \times \alpha_{p\%} \times S \times f}{t_c}$$

Avec :

- **α_{p%}** : coefficient de ruissellement pour la crue probable.

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

- **S** : Surface du bassin versant (Km²) ;

- **f** : Coefficient de forme de la crue ;

- **T_c** : Temps de concentration du bassin versant (h) ;

- **P_{p%,tc}** : précipitation en mm, de probabilité p% correspondant à un temps t_c ;

- **H₀** : pertes initiales en mm, Au nord de l'Algérie H₀ = 7 mm ;

Chapitre 3 : Etude hydrologique

- **0.28** : coefficient de changement d'unité ;

Le coefficient de forme de la crue peut être calculé par la formule :

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

- Pour $S \leq 50 \text{ Km}^2$ on a: $\gamma = 2$
- Pour des petits bassins non boisé, sol peu perméable, on a $\gamma = (2 \div 2.5)$
- Pour bassin boisé, sol perméable on a $\gamma = (3 \div 4)$

Puisque les bassins versant ont une surface inférieure à 50 Km^2 on prend $\gamma = 2$ alors **f=1,2**. Les débits de crues des bassins versants par la formule de Sokolovski sont représentés dans le tableau suivant :

Tableau 26 : Les débits maximums par Sokolovski.

T (ans)	S[km ²]	Tc	Ptc	H0	Alpha	f	Qmax(m3/s)
10	8.11	0.66	22.06	7	0.27	1.2	16.78
50			26.98		0.32		26.39
100			28.57		0.33		29.38

• **Formule de MALLET-GAUTHIER :**

$$Q_{max p\%} = 2K * \log (1 + A.Pmoy) * \frac{S}{\sqrt{L}} * \sqrt{1 + 4\log T - \log S}$$

Avec :

Qmax p%: Débit maximum pour une fréquence donnée (m³ /s) ;

Pmoy : Pluie moyenne annuelle (m) ;

S : Superficie du bassin versant (Km²) ;

L : Longueur du talweg principal (Km) ;

K : Constante dépendant des caractéristiques du bassin : K (1-3) ; On prend **K = 1**

A = 20 ;

T : Période de retour (an).

Tableau 27 : débit de crue par la méthode de MALLET-GAUTHIER

T (ans)	S(km ²)	L(km)	Pmoy(mm)	K	Q(m ³ /s)
10	8.11	3.74	652.92	1	69.82
50					90.59
100					98.19

Chapitre 3 : Etude hydrologique

III.3.5-Choix de la période de retour

Tableau 28 : comparaison des débits des trois méthodes.

Période de retour (Ans)	Débit maximum (m ³ /s)			La moyenne
	SOKOLOVSKI	TURRAZA	MALLET-GAUTHIER	
10	16.78	37.65	69.82	41.41
50	26.39	55.25	90.59	57.41
100	29.38	58.51	98.19	62.02

On constate que la méthode **SOKOLOVSKI** sous-estime le débit maximal avec un débit centennal de 29.38m³/s seulement. Par contre la méthode **MALLET-GAUTHIER** sur-estime le débit avec un débit de 98.19m³/s. par contre la méthode de **TURRAZA** était la plus proches à la moyenne avec un débit de 58.51m³/s.

Pour cela on va prendre le débit calculé par la formule de **TURRAZA**

III.3.6-Hydrogramme de crue

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

$$Q(t) = Q_{max} \left(\frac{t}{t_m} \right)^m$$

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

$$Q(t) = Q_{max} \left(\frac{t_d - 1}{t_d} \right)^n$$

Avec :

- Qt** : Débit instantané (m³/s).
- m et n** : Coefficient de courbure (m=2; n=3).
- tm**: Temps de montée de la crue, (SOKOLOVSKY).
- tm=tc (h)**.
- td**: Temps de la décrue.

$$td = \delta \cdot tm = \delta \cdot tc$$

δ: Coefficient qui dépend de la capacité de régularisation.

Où :

- δ =2 pour petit cours d'eau à capacité de drainage insignifiant
- δ =2,5 à 3 pour les moyen et grands cours d'eau a lit moyen peu prononce.
- δ =4 pour les grands cours d'eau forestiers et lit important.

Chapitre 3 : Etude hydrologique

Dans notre cas, on prend 2.

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

$$T = (\alpha + 1) * t_m$$

Où ;

α : Paramètre des Sokolovski égale au rapport du temps de décrue sur le temps de montée t_d/t_m .

Tableau 29 : Débit de crue et décrue pour différentes périodes de retour

Temps (h)	Période de retour		
	10	50	100
0	0	0	0
0.1	0.385	1.268	1.343
0.2	1.541	5.073	5.373
0.3	3.467	11.415	12.089
0.4	6.163	20.294	21.491
0.5	9.630	31.709	33.580
0.6	13.868	45.661	48.355
0.66	16.780	55.250	58.510
0.7	13.248	43.620	46.194
0.8	10.250	33.749	35.741
0.9	7.742	25.492	26.997
1	5.681	18.706	19.809
1.1	4.023	13.245	14.027
1.2	2.723	8.966	9.495
1.3	2.098	6.906	7.314
1.32	1.739	5.725	6.063
1.4	1.026	3.378	3.577
1.5	0.541	1.780	1.885
1.6	0.239	0.787	0.834
1.7	0.078	0.256	0.271
1.8	0.013	0.042	0.044
1.9	6E-05	0.0002	0.0002
1.98	0	0	0

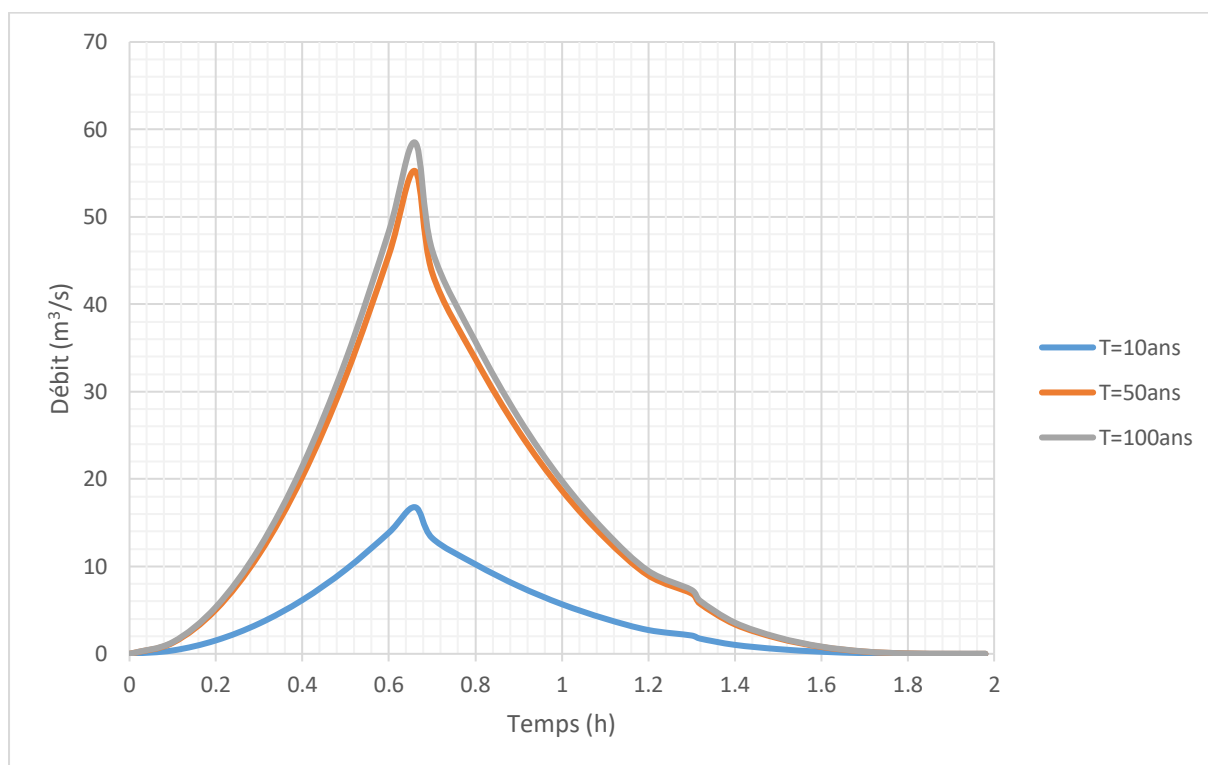


Figure 24 : Hydrogramme de crues

Conclusion

Cette partie de l'étude nous a permis d'extraire les différentes caractéristiques hydromorphométriques du bassin versant qui seront prises en compte dans le calcul du débit du projet

En deuxième partie on a fait une étude hydrologique en réalisant un ajustement sur la série pluviométrique pour extraire les pluies avec les périodes de retour appropriées, puis l'estimation des débits de crue en utilisant plusieurs méthode et l'élaboration de le l'hydrogramme de crue à la fin.

Chapitre 4 :

Calcul hydraulique

IV.1-Introduction

Le calcul hydraulique se base sur les principes des valeurs extrêmes, notamment en ce qui concerne les débits et les vitesses d'écoulement. Ainsi, il est impératif que les canaux soient conçus de manière à répondre aux critères d'évacuation rapide et continue de l'eau, dans le but de garantir une protection adéquate contre les inondations. Cette discipline, connue sous le nom d'hydraulique fluviale, englobe l'étude des écoulements dans les canaux, qu'ils soient naturels ou artificiels, caractérisés par une surface libre exposée à la pression atmosphérique et dont la forme peut varier, ce qui implique une possible modification de la géométrie de la section transversale du liquide.

Historiquement, l'homme a exploité les cours d'eau initialement comme source d'eau potable et de nourriture. Ce n'est qu'au XIXe siècle que les canalisations de cours d'eau ont été introduites, impliquant le redressement des méandres naturels et la stabilisation des berges à l'aide de pierres. Par la suite, la technique des palplanches est devenue une pratique courante. Ces aménagements étaient généralement mis en place pour des raisons légitimes, notamment la protection des terres agricoles et des habitations contre les inondations, la prévention de l'érosion des berges, l'irrigation des terres, ainsi que l'approvisionnement en eau potable pour les êtres humains et le bétail.

IV.2-Généralités sur les écoulements

IV.2.1-Ecoulement à surface libre

Il est défini comme un écoulement de liquide dont la surface est en contact avec l'air libre et soumise à la pression atmosphérique. Cet écoulement se produit sous l'influence de la gravité en raison de la présence d'une pente.

IV.2.2-Canaux à ciel ouvert

Un canal est défini comme un système de transport dans lequel l'eau s'écoule et dont la surface libre est soumise à la pression atmosphérique. Le profil de meilleure conductivité est le profil qui permet de transporter le débit maximum. Dans un canal de pente "i" et de coefficient de rugosité "n", la section qui transporte le débit maximum est celle où le rayon hydraulique est le plus grand, tandis que la section est minimale.

IV.2.3-Types de Canaux

On distingue deux catégories de canaux :

1) Canaux naturels :

Les cours d'eau naturels sont ceux qui existent naturellement sur ou sous la terre, tels que les ruisseaux, torrents, rivières, fleuves et estuaires. Les caractéristiques géométriques et hydrauliques de ces cours d'eau naturels sont souvent irrégulières.

Chapitre 4 : Calcul hydraulique

L'application de la théorie hydraulique à ces cours d'eau ne donne que des résultats approximatifs, sous certaines hypothèses.

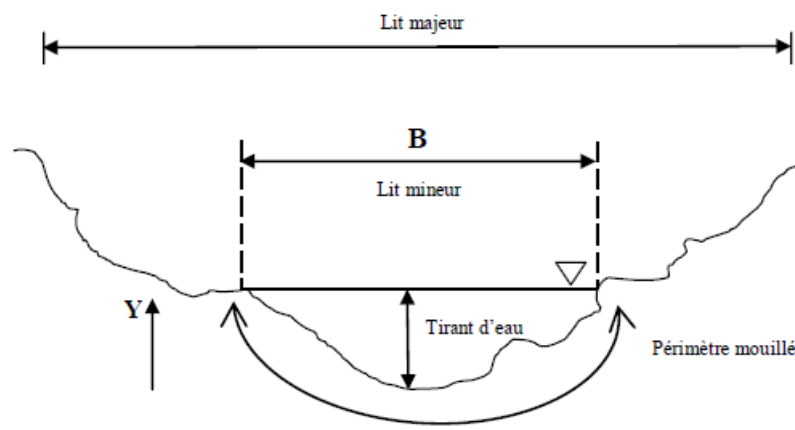


Figure 25 : Vue en profil d'un canal naturel (M. HASSANE, 2009/2010)

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

2) Canaux artificiels :

Les cours d'eau artificiels sont des cours d'eau créés par l'homme sur ou sous la terre. Ils peuvent prendre la forme de canaux découverts construits au niveau du sol, tels que les canaux de navigation, d'adduction et d'évacuation, d'irrigation et de drainage, ou de canaux couverts dans lesquels les liquides ne remplissent pas toute la section, comme les tunnels hydrauliques, les aqueducs, les drains et les égouts. Les caractéristiques hydrauliques de ces cours d'eau artificiels sont généralement plus régulières, et l'application de la théorie hydraulique conduit souvent à des résultats satisfaisants.

IV.2.4-Types d'écoulements

IV.2.4.1-Variabilité dans le temps

Chapitre 4 : Calcul hydraulique

a. Écoulement permanent

Un écoulement est considéré comme permanent lorsque les paramètres tels que la vitesse, le débit et la profondeur demeurent constants en termes de magnitude et de direction au fil du temps. En d'autres termes,

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

b. Écoulement non permanent :

Un écoulement est qualifié de non permanent, ou non stationnaire, lorsque les paramètres tels que la vitesse, la profondeur et le débit varient à la fois en termes de magnitude et de direction au fil du temps. En d'autres termes, ces paramètres ne restent pas constants et présentent des changements au cours de l'évolution temporelle de l'écoulement.

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

IV.2.4.2-Variabilité dans l'espace

c. Régime uniforme :

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

$$\frac{dv}{dx} = \frac{di}{dx} = \frac{dh}{dx} = \frac{ds}{dx} = 0$$

d. Régime non uniforme :

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

$$\frac{dv}{dx} \neq \frac{di}{dx} \neq \frac{dh}{dx} \neq \frac{ds}{dx} \neq 0$$

IV.2.5-Régime d'écoulement

Dans l'écoulement d'un fluide réel dans un canal à surface libre, plusieurs forces entrent en jeu, y compris les forces d'inertie, de gravité et de frottement (en raison de la viscosité et de la rugosité du canal). Les équations réduites du mouvement dans de telles situations font intervenir

Chapitre 4 : Calcul hydraulique

plusieurs coefficients ou nombres adimensionnels importants pour caractériser l'écoulement. Parmi les principaux, on trouve :

- **Nombre de Reynolds (Re)** : Il caractérise la nature de l'écoulement par rapport aux forces d'inertie et de viscosité. Il est défini comme le rapport de l'inertie au frottement et est calculé comme

$$Re = (\rho u L) / \mu,$$

Où :

- ρ est la densité du fluide,
- u est la vitesse.
- L est une longueur caractéristique et.
- μ est la viscosité dynamique du fluide.

Le nombre de Reynolds permet de distinguer les écoulements laminaires des écoulements turbulents :

- écoulement laminaire $Re < 500$;
- écoulement turbulent $Re > 2000$;
- transitoire $500 < Re < 2000$.

- **Nombre de Froude (Fr)** : Il caractérise l'importance de la gravité par rapport aux forces d'inertie. Son rôle est de permettre le classement des écoulements comme suit :
 - écoulement fluvial $Fr < 1$;
 - écoulement torrentiel $Fr > 1$;
 - écoulement critique $Fr = 1$.
- **Coefficient de rugosité (n)** : Il caractérise la rugosité de la paroi du canal. Différents types de canaux auront des valeurs de coefficient de rugosité différentes, ce qui affecte la perte de charge due au frottement.
- **Nombre de Strickler (Ks)** : Il est utilisé pour caractériser la rugosité relative d'un canal. Il est souvent utilisé dans l'équation de Manning-Strickler pour calculer la vitesse d'écoulement.

Ces nombres adimensionnels sont essentiels pour comprendre et modéliser le comportement des écoulements dans les canaux à surface libre, en prenant en compte les interactions entre les forces d'inertie, de gravité et de frottement.

IV.2.6-Dimensionnement des canaux

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

Chapitre 4 : Calcul hydraulique

IV.2.6.1-Conditions de l'écoulement uniforme

- 1- le débit de l'eau dans chaque section des tronçons proposés est constant.
- 2- le canal est prismatique.
- 3- La profondeur h du courant est constante en sa longueur.
- 4- La pente de chaque section est constante.
- 5- La rugosité des parois est constante.
- 6- Les résistances locales sont absentes

IV.2.6.2-Formules de calcul

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

$$V = C\sqrt{Rh \cdot i}$$

En utilisant le produit suivant :

$$Q = V \cdot S$$

On obtient :

$$Q = c S\sqrt{Rh I}$$

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

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

Rh= S_m/P_m (m)

I : Pente de fond du canal (radier).

IV.2.6.3-Détermination de coefficient de Chézy

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

- **Formule d'AGROSKINE :**

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

Avec :

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

-**Rh** : Rayon hydraulique,

-**n** : Coefficient de rugosité

- **Formule de MANING-STRICKLER :**

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

Avec :

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

Rh : Rayon hydraulique.

n : Coefficient de rugosité avec $1/n = \mathbf{Ks}$ (coefficient de Strickler).

Chapitre 4 : Calcul hydraulique

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

$$V = K_s R_h^{\frac{2}{3}} I^{\frac{1}{2}}$$

Avec :

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

R_h : le rayon hydraulique (m).

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

IV.2.7-Paramètres géométriques :

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

$$S_m = \frac{\pi \cdot r^2}{2}$$
$$P_m = \pi \cdot r$$
$$R_H = \frac{r}{2} = \frac{h}{2}$$

Avec:

S_m: section mouille (m²)

P_m: périmètre mouille en (m).

R_h : rayon hydraulique en (m).

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

IV.2.7.1-Canal à section rectangulaire :

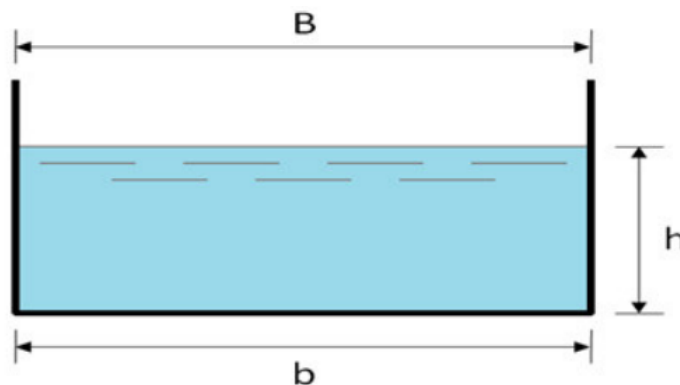


Figure 26 : Canal à forme rectangulaire

Chapitre 4 : Calcul hydraulique

h : tirant d'eau maximum (pour Qmax), en m.

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

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

B = b parce que m = 0.

On définit la surface mouillée Sm et le périmètre mouillé Pm par :

$$\begin{aligned} S_m &= h \times b \\ P_m &= b + 2 \times h \\ R_h &= \frac{S_m}{P_m} \end{aligned}$$

Alors:

Le rayon hydraulique sera max pour une valeur de Pmin.

Le périmètre soit min pour dP = 0.

$$\begin{aligned} dS &= h db + (b + m \cdot h) dh = 0 \\ dP &= db + 2(1 + m^2) \cdot 0.5 dh = 0 \end{aligned}$$

Les équations dernières équations donnent :

$$\begin{aligned} b &= 2h(1 + m^2) \cdot 0.5 - m \\ \beta &= 2 \times (\sqrt{1 - m^2} - m) \end{aligned}$$

Pour la section rectangulaire (m = 0) :

$$\beta = \frac{b}{h} = 2$$

Avec : β = Largeur relative

Donc : $R_h = \frac{h}{2}$

Tableau 30 : Paramètres géométriques d'un canal à section rectangulaire de largeur b et de profondeur h

Désignation	Expression
B(m)	2h
S(m ²)	h . b
P(m)	B+2h=4h
R _h (m)	s/p=h/2

IV.2.7.2-Canal à section trapézoïdale :

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

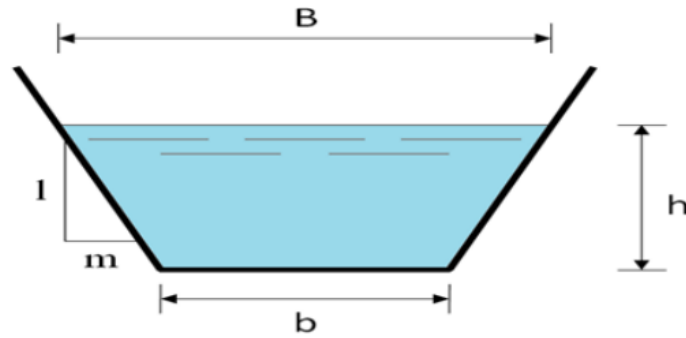


Figure 27 : Canal à forme trapézoïdale

Où :

m : Le fruit des talus.

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

B : La largeur supérieure du canal, en mètre.

b : La largeur inférieure du canal, en mètre.

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

$$S_m = h \cdot (b + m \cdot h)$$

$$P_m = b + 2 \cdot h \cdot \sqrt{1 + m^2}$$

a) Calcul du rayon hydraulique maximal :

On a :

$$RH = \frac{S_m}{P_m}$$

Alors :

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

Le périmètre soit min pour $dP = 0$.

On a :

$$dS = h db + (b + m \cdot h)dh = 0$$

$$dP = db + 2(1 + m^2)^{0.5}dh = 0$$

Les equations 1 et 2 donnent:

$$b = 2 h (1 + m^2)^{0.5} - m$$

Avec cette valeur de b on trouve que :

$$Rh = \frac{H}{2}$$

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

Chapitre 4 : Calcul hydraulique

Tableau 31 : Paramètres géométriques d'un canal à section trapézoïdale

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

IV.2.7.3-Forme des profils en travers :

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

Tableau 32 : Quelques ordres de grandeur de fruit de talus

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

Source (futura-sciences)

IV.2.7.4-Calcul de la profondeur normal h_n :

A un débit donné, h_n est appelé profondeur normale, une fois fixée la nature de la paroi et la pente, on dispose en régime permanent et uniforme d'une relation reliant la profondeur h au débit Q . Dans les sections évasées, le débit croît toujours lorsque la profondeur de l'eau augmente. La détermination de la profondeur normale (h_n) se fait par plusieurs méthodes ; et parmi ces méthodes on a la méthode graphique et la méthode itérative.

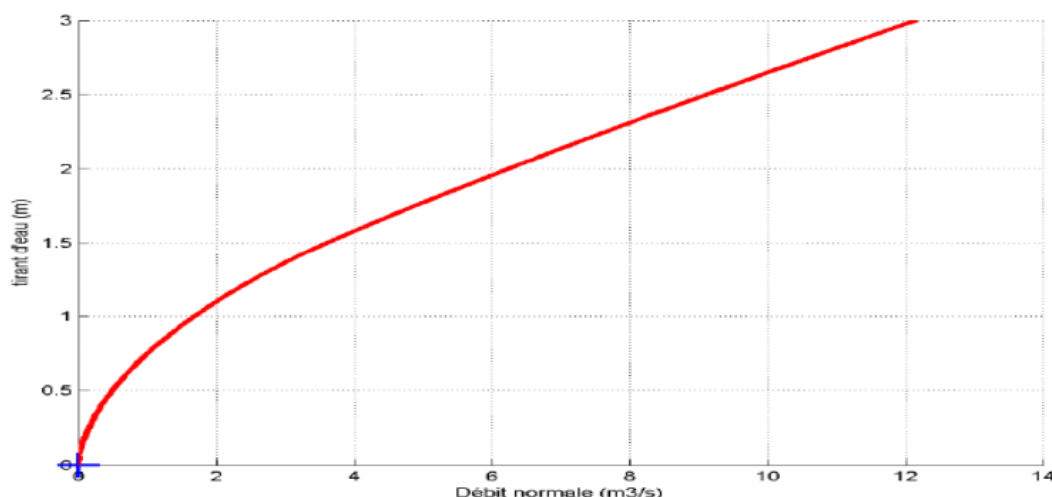


Figure 28 : Relation entre le tirant d'eau et le débit normal

- **Méthode graphique :**

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

$$I = \frac{Q_{normal}}{C^2 S^2 R}$$

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

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

- **Méthode itérative :**

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

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

Donc, on fixe la valeur de (H) et on donne des valeurs a (b) et on détermine Q jusqu'à une valeur de débit très proche on égale au Q_n Par la suite on trace la courbe $Q=f(b)$, et on détermine la valeur de b correspondante à Q_n .

IV.2.7.5-Calcul de la profondeur critique h_{cr} :

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

- La méthode graphique.
- La méthode d'AGROSKINE.
- La méthode itérative...

- **Méthode graphique :**

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

L'énergie spécifique :

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

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

$$H_s = H_p + H_c$$

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

H_c : Energie cinétique est égale à ; ($H_c = V^2/2g$)

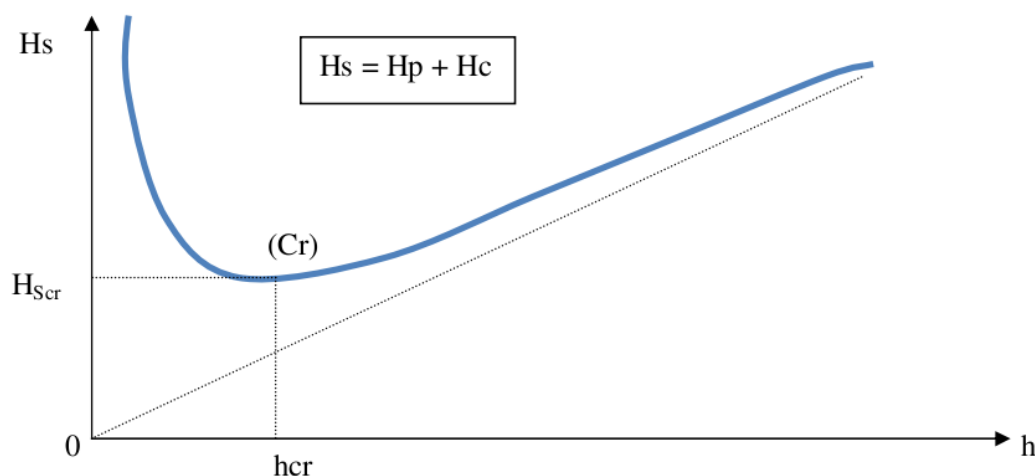


Figure 29 : Energie spécifique en fonction de profondeur.

Chapitre 4 : Calcul hydraulique

- **Méthode analytique d'AGROSKINE :**

La méthode d'AGROSKINE utilise la formule suivante :

La condition de criticité est :

$$\frac{\alpha \cdot Q^2 \cdot B_{cr}}{g \cdot S_{cr}^3}$$

Avec :

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

B : Largeur du plan d'eau en surface.

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

- **Méthode itérative :**

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

IV.2.7.6-Calcul de la pente critique :

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

Elle est donnée par la formule suivante :

$$Q = S_{cr} \cdot C \sqrt{R_h \cdot I_{cr}}$$

Donc :

$$I = \frac{Q^2}{C^2 S_{cr}^2 R_h}$$

IV.2.7.7-Nombre de Froude :

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

$$Fr = \frac{V}{\sqrt{g \cdot h}}$$

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

- Écoulement fluvial $Fr < 1 \Rightarrow h_{cr} < h_n$
- Écoulement torrentiel $Fr > 1 \Rightarrow h_{cr} > h_n$
- Écoulement critique $Fr = Fr_{cr} = 1 \Rightarrow h_{cr} = h_n$

Chapitre 4 : Calcul hydraulique

IV.2.8 Calcul de ligne d'eau :

IV.2.8.1-Equation de la ligne d'eau :

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

$$H = Z + \frac{V^2}{2g} + h$$

Et sur l'équation de la continuité :

$$Q = \frac{V}{S}$$

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

$$\frac{dH}{dx} = \frac{dZ}{dx} + \frac{d}{dx} \left(\frac{\left(\frac{Q}{S}\right)^2}{2g} \right) + \frac{dh}{dx}$$

Comme :

$$\frac{dZ}{dx} = -J_e = -\frac{\left(\frac{Q}{S}\right)^2}{C^2 R_h}$$

On trouve :

$$\frac{dh}{dx} = J_e \frac{1 - \frac{\left(\frac{Q}{S}\right)^2}{C^2 R_h J_f}}{1 - \frac{\left(\frac{Q}{S}\right)^2}{g \cdot \frac{S}{B}}}$$

IV.2.8.2-Différentes formes de courbe de remous

Les courbes représentant la ligne d'eau d'un tel mouvement sont généralement appelées courbes de remous. D'après la formule on a :

$$\frac{Q}{\sqrt{I}} = S \cdot C \cdot \sqrt{R_h} = K$$
$$S n \cdot C n \cdot \sqrt{R_h} = K n$$

$J_f = i =$ pente de fond

Donc l'équation devient :

$$\frac{dh}{dx} = J_f \frac{1 - \left(\frac{K n}{K}\right)^2}{1 - Fr^2}$$

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

Chapitre 4 : Calcul hydraulique

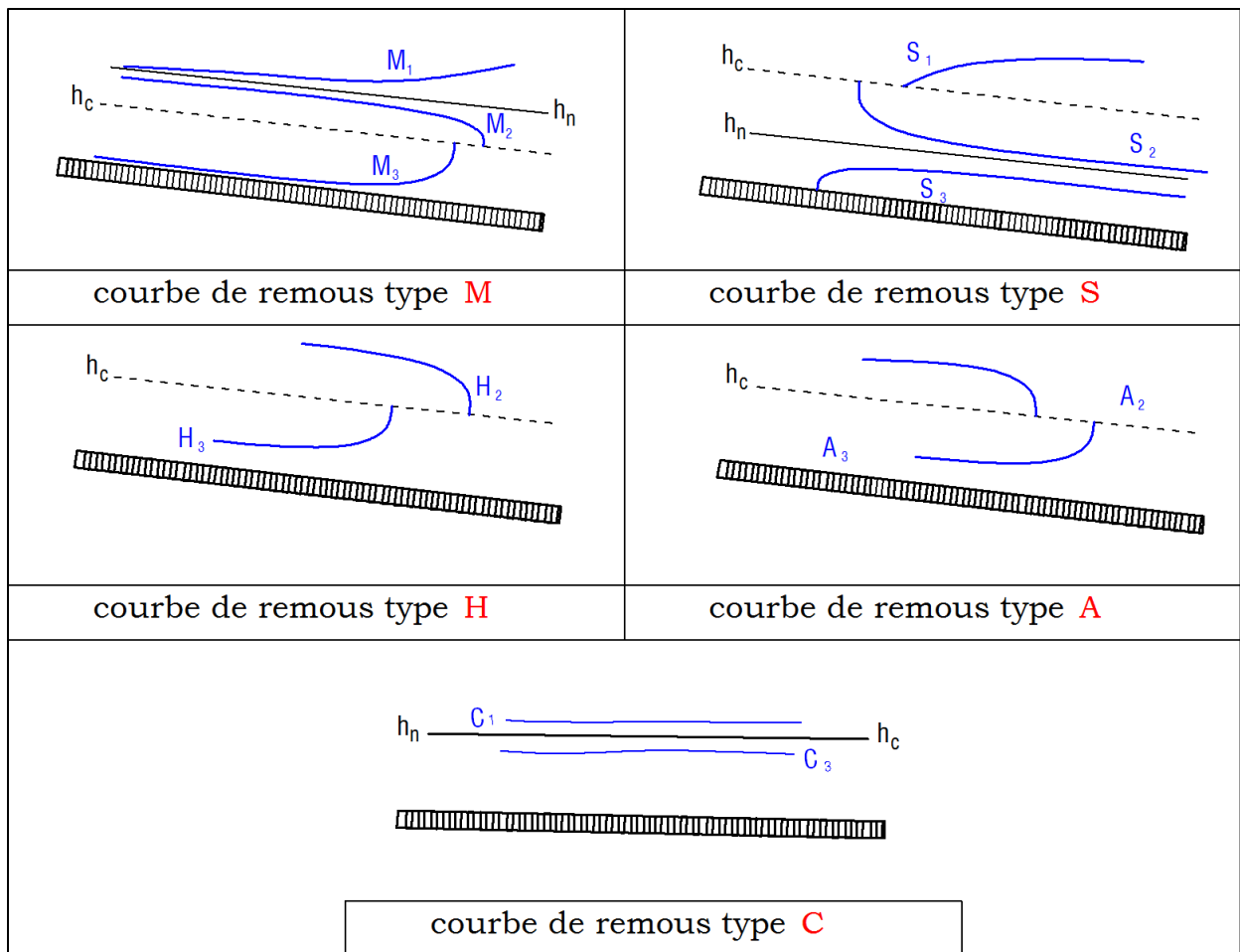


Figure 30 : Différentes formes de courbes de remous

Chapitre 4 : Calcul hydraulique

Tableau 33 : Différentes formes de courbes de remous

Conditions	$(K_n/K) = (h_n/h)$	Signe de numérateur	$Fr = (hc/h_n)$	Signe de dénumérateur	Signe de dh/dx	Nom de la courbe
$i > 0$	< 1	+	< 1	+	+	M1
$i < i_c$	< 1	+	> 1	-	-	
$h_n > h_c$	> 1	-	< 1	+	-	M2
	> 1	-	> 1	-	+	M3
$i > 0$	< 1	+	< 1	+	+	S1
$i > i_c$	< 1	+	> 1	-	-	S2
$h < h_c$	> 1	-	> 1	-	+	S3
$i > 0$	< 1	+	< 1	+	+	C1
$i = i_c$	> 1	-	> 1	-	+	C3
$h_n = h_c$						
$i = 0$		-	< 1	+	-	H2
$h_n \rightarrow \infty$		-	> 1	-	+	H3
$i < 0$		-	< 1	+	-	A2
$h_n \rightarrow \infty$		-	> 1	-	+	A3

IV.3-Modélisation de l'écoulement :

La modélisation hydraulique des cours d'eau naturels pendant les crues est liée à l'obtention de données topographiques précises, qui servent une base pour créer un modèle géométrique juste utilisé dans les simulations. Il est donc essentiel d'examiner les caractéristiques des principaux modèles existants en hydraulique fluviale, en tenant compte de leurs avantages et de leurs limites.

Étant donné que le tronçon à aménager est relativement court et que notre intérêt se porte uniquement sur la hauteur maximale de la ligne d'eau pour des débits spécifiques, la modélisation des écoulements en régime permanent est suffisante.

Nous avons choisi d'utiliser le logiciel HEC-RAS pour notre simulation.

Chapitre 4 : Calcul hydraulique

IV.3.1-Présentation du logiciel HEC-RAS

HEC-RAS est un logiciel développé par l'US Army Corps of Engineers, conçu principalement pour analyser et simuler les écoulements à surface libre dans les rivières et les cours d'eau, en particulier en régime fluvial et torrentiel. Ce programme est également capable de prendre en compte le déplacement des sédiments et de simuler des phénomènes tels que l'érosion et la sédimentation.

La manière dont HEC-RAS fonctionne est en divisant le réseau hydrographique (simple ou complexe), en plusieurs sections ou profils en travers perpendiculaires à la direction de l'écoulement. Cette division permet une analyse détaillée de la dynamique de l'eau dans les rivières et les cours d'eau, en prenant en compte les variations des caractéristiques de la section transversale le long du cours d'eau. Cette approche permet de modéliser avec précision les débits d'eau, les niveaux d'eau, les vitesses d'écoulement et d'autres paramètres hydrauliques.

IV.3.2-Données nécessaires pour la simulation :

IV.3.2.1-Données géométriques du réseau hydrographique

La saisie des données géométriques dans HEC-RAS se déroule en deux étapes distinctes :

1. Traçage du schéma du système hydrographique: Cette étape consiste à dessiner le schéma du réseau hydrographique. Le schéma est généralement tracé en suivant le cours d'eau, du point d'amont vers l'aval, c'est-à-dire dans le sens de l'écoulement de l'eau.
2. Saisie des données pour les profils en travers : Une fois que le schéma global est établi, on entre des données spécifiques pour chaque section transversale du cours d'eau. Ces données incluent :

- **Coordonnées X et Y du profil en travers**: Pour chaque section transversale, vous devez fournir les coordonnées X et Y, qui indiquent la position de la section par rapport à un point de référence. Ces coordonnées permettent de localiser chaque section de manière précise.
- **Distances à la section suivante**: Pour chaque section, il faut spécifier la distance entre cette section et la section suivante, tant pour la rive gauche que pour la rive droite. Ces distances décrivent la configuration géométrique du canal.
- **Valeurs de la rugosité n de Manning**: La rugosité est une mesure de la friction de l'écoulement avec le lit et les berges du canal. Vous devez entrer des valeurs de rugosité pour chaque section.
- **Stations des berges du lit mineur**: Les stations des berges du lit mineur sont utilisées pour définir quelle partie de la section est considérée comme faisant partie du lit mineur du canal. Cela aide à déterminer la zone d'écoulement principal.

Chapitre 4 : Calcul hydraulique

- Coefficients de Contraction et d'Expansion: Ces coefficients sont utilisés pour quantifier les pertes d'énergie dues à la contraction ou à l'expansion de l'écoulement à travers des structures telles que des ponts ou des seuils.

Nous avons utilisé le module RAS Mapper accessible à partir du programme principal HEC-RAS (version 6.4) qui fournit une visualisation géo spatiale pour créer les profils en travers qui représentent de manière précise la géométrie d'Oued el Besbes. Cette création s'est basée sur l'utilisation du modèle numérique de terrain (MNT) de la zone d'étude.

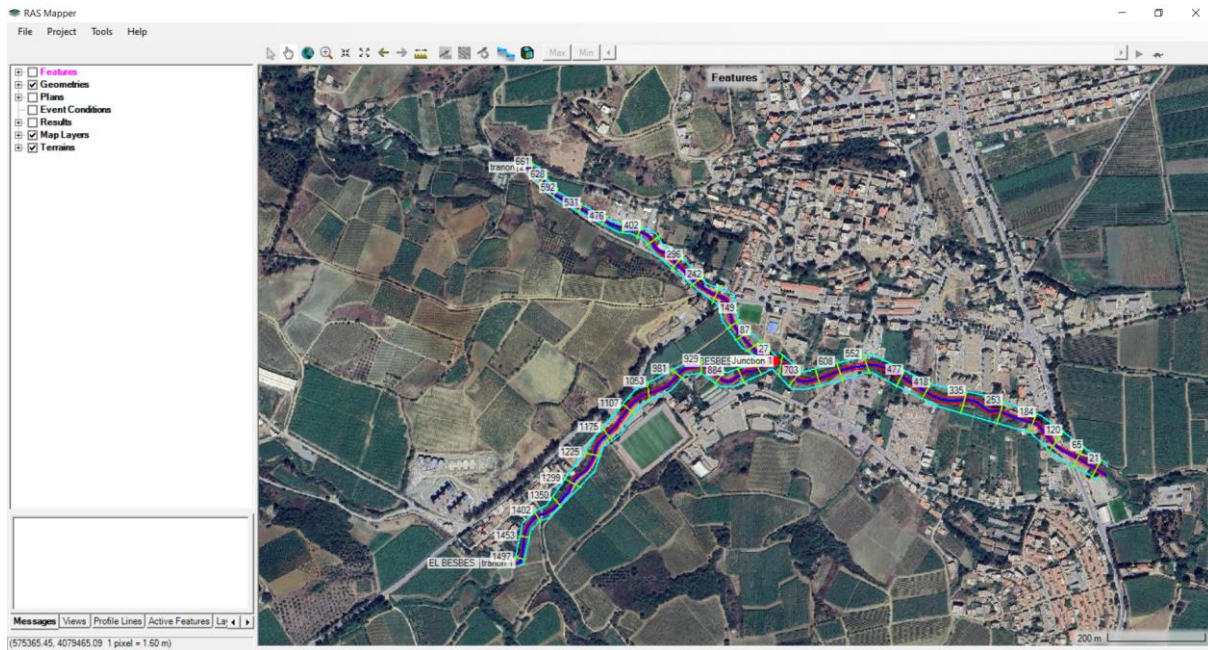


Figure 31: Oued el Besbes dessiner avec Ras Mapper

IV.3.2.2-Données hydrométriques et conditions aux limites :

Après avoir entré les caractéristiques géométriques de chaque section, la prochaine étape de la modélisation hydraulique avec HEC-RAS consiste à définir les débits d'entrée ainsi que toutes les conditions aux limites nécessaires pour effectuer le calcul des profils de la surface de l'eau dans chaque section de l'Oued.

Dans notre situation, nous choisissons la hauteur critique comme condition limite, car nous ne disposons pas d'informations telles que la courbe débit-hauteur ou des mesures exhaustives qui nous permettraient d'utiliser d'autres alternatives, comme la hauteur normale ou la hauteur d'eau connue.

IV.3.3-Résultat de la simulation :

Les valeurs numériques des paramètres hydrauliques pour la période de retour centennale sont présentées dans un tableau, les résultats visuels de la simulation après la crue montrant les profils en longs ainsi les profile en travers sont montrées dans les figures suivantes :

1. les profils en longs :

Chapitre 4 : Calcul hydraulique

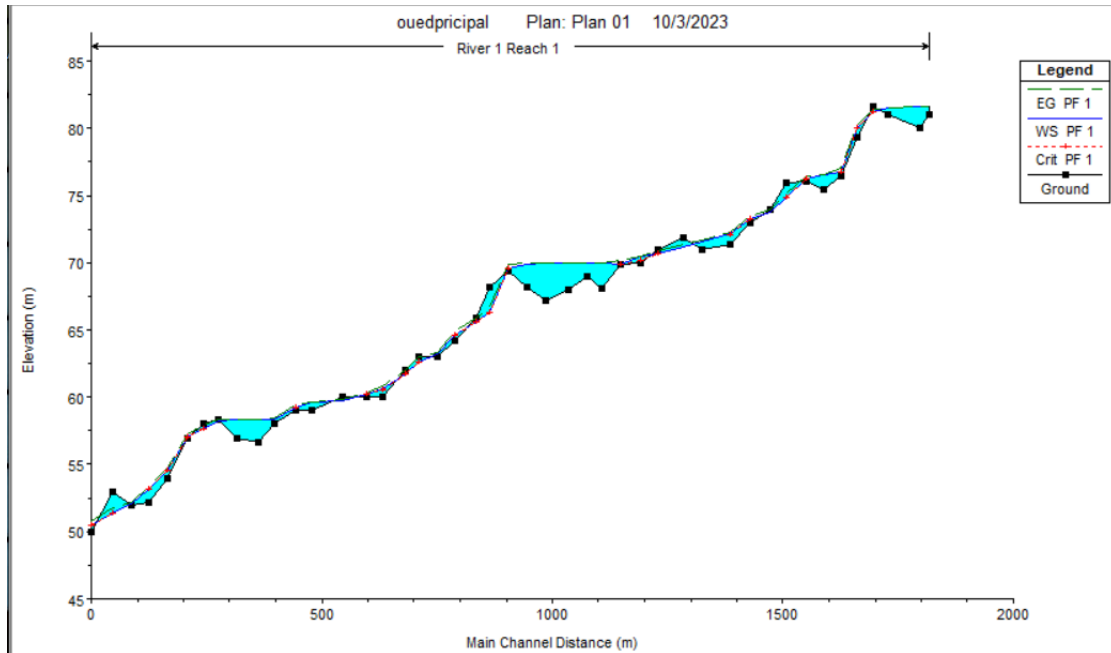


Figure 31 : *profile en long de l'oued principale d'Oued el Besbes.*

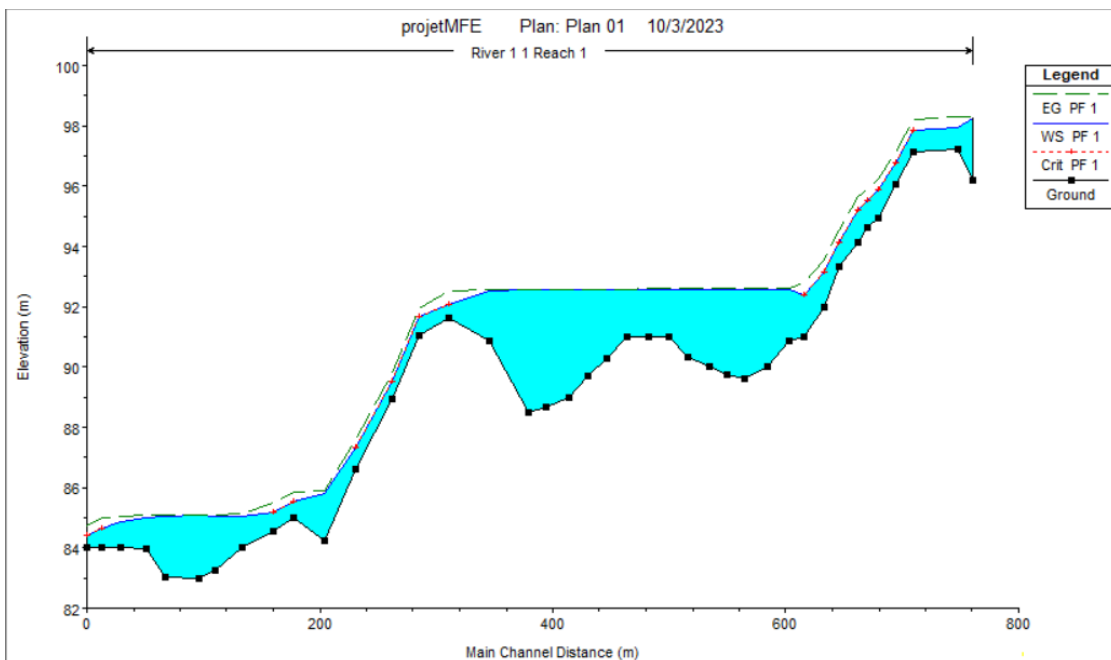


Figure 32 : *profile en long de l'oued 1 d'Oued el Besbes.*

Chapitre 4 : Calcul hydraulique

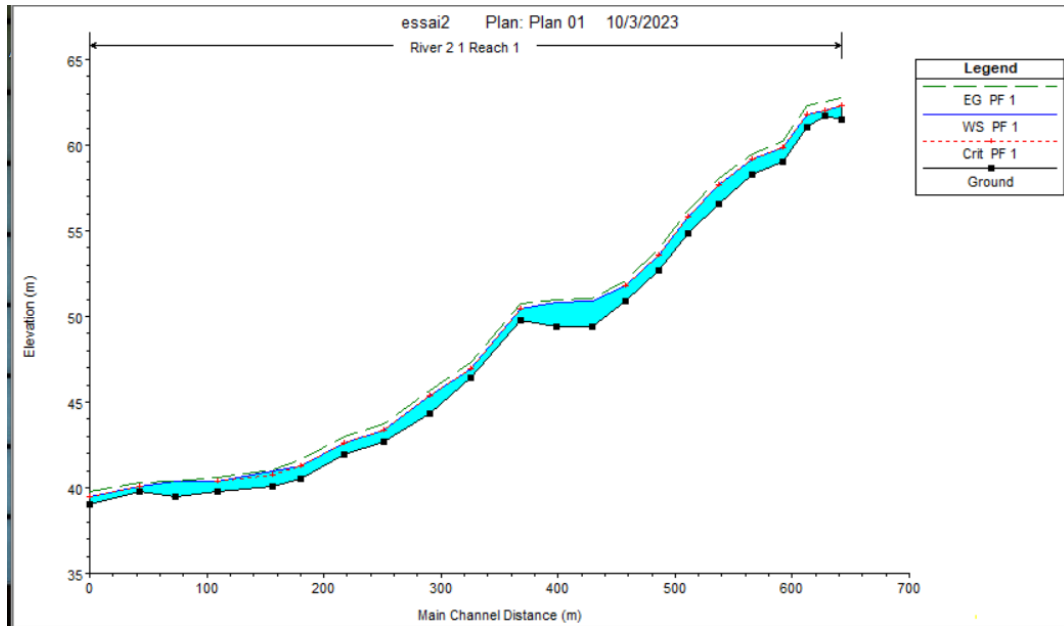
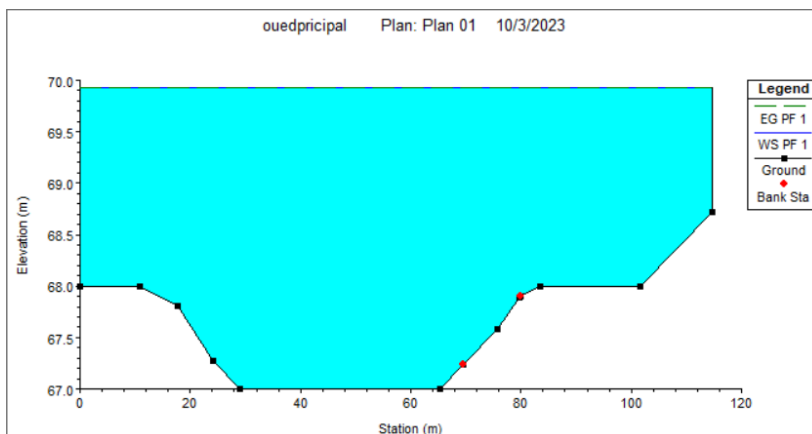
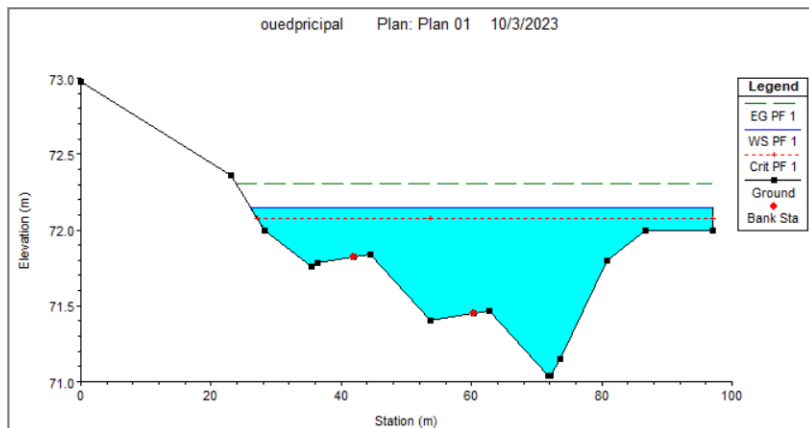


Figure 33 : profile en long de l'oued principale d'Oued el Besbes.

2. profils en travers :



Chapitre 4 : Calcul hydraulique

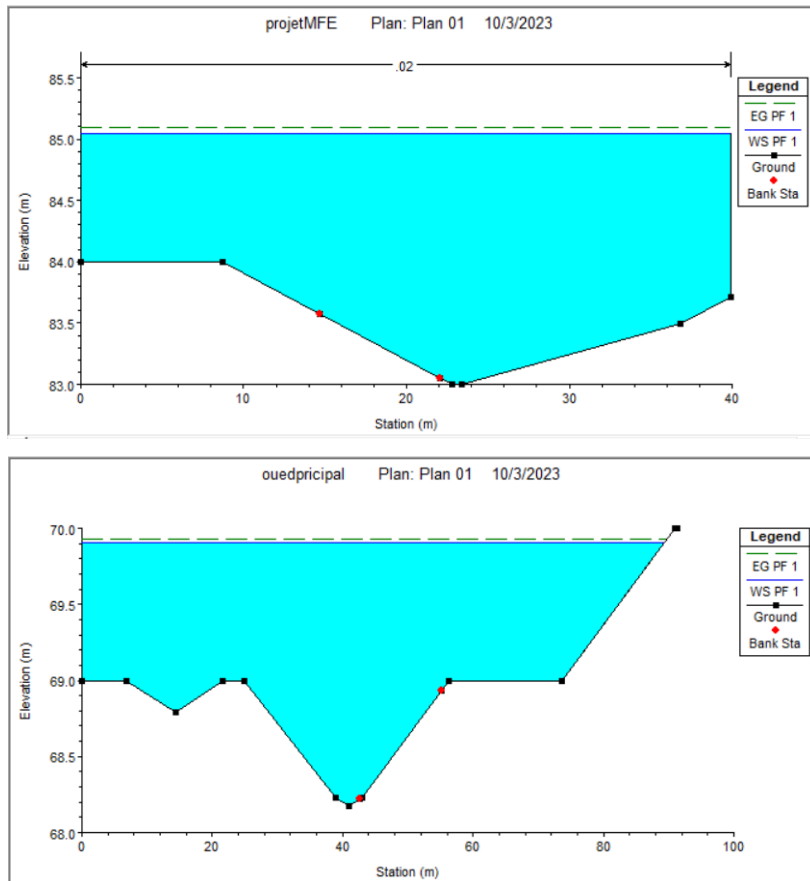
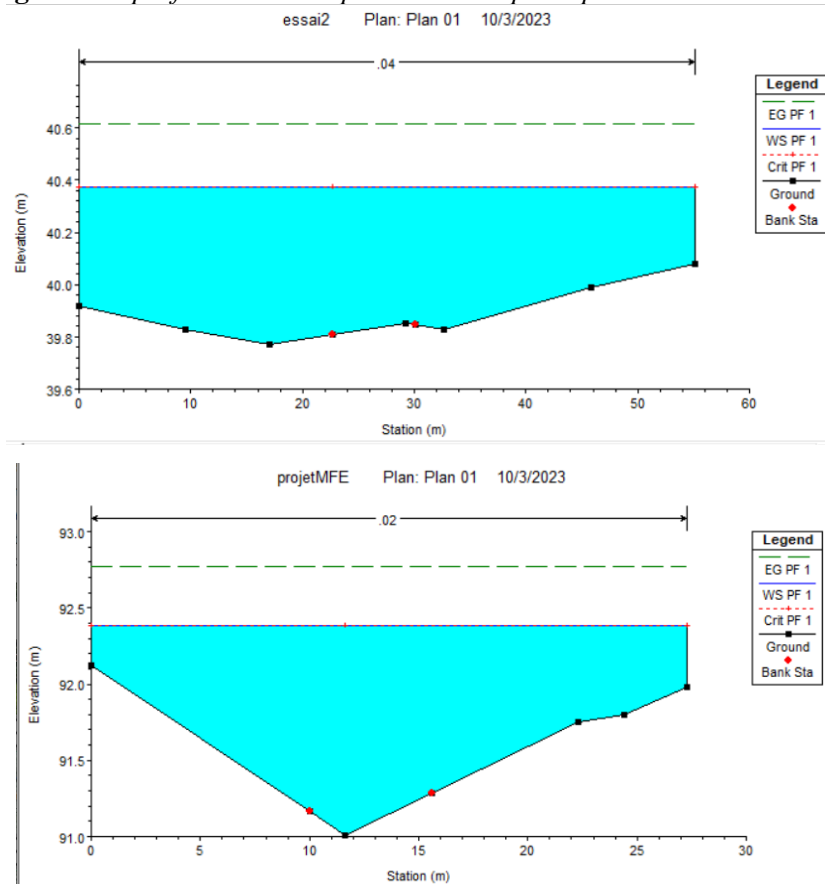


Figure 34 : profils en travers pris de l'oued principale d'Oued el Besbes.



Chapitre 4 : Calcul hydraulique

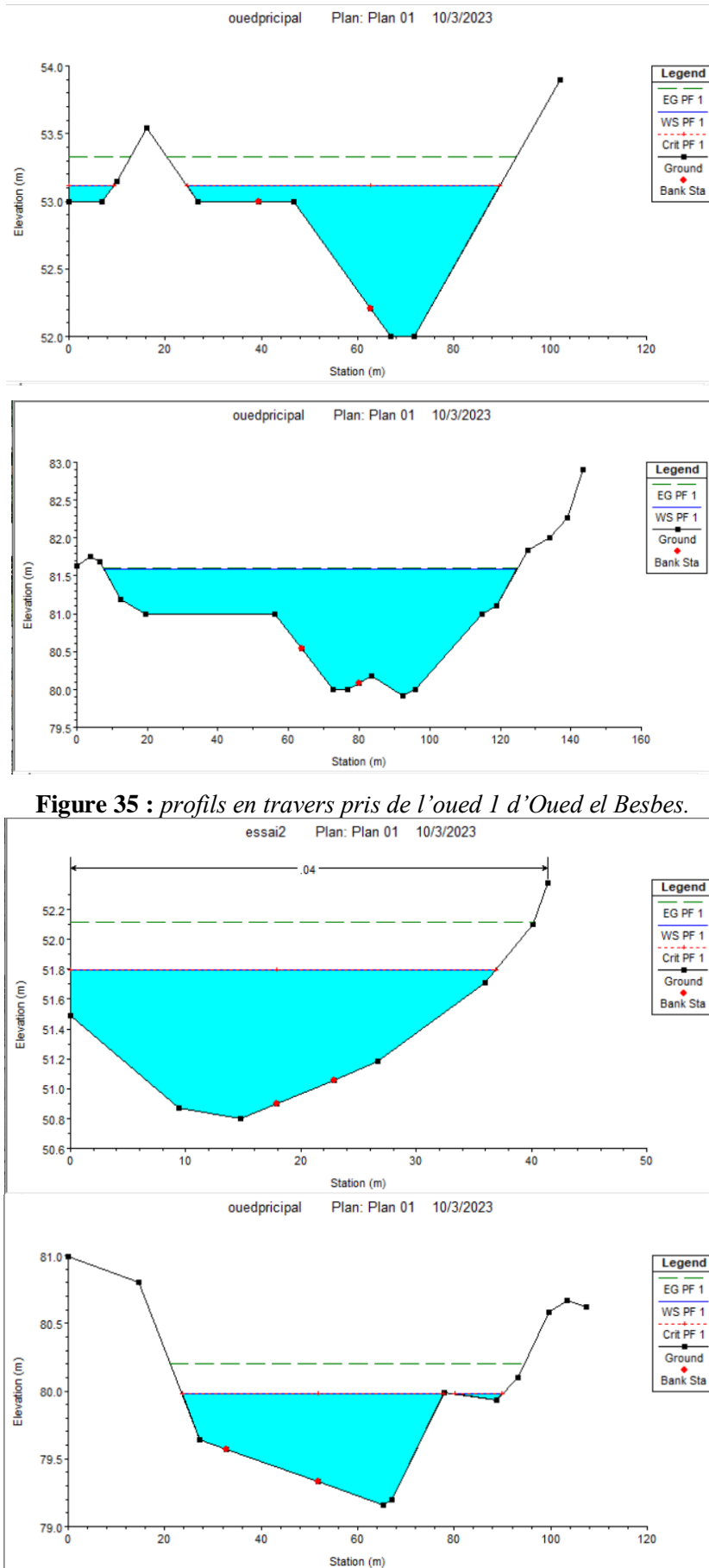


Figure 35 : profils en travers pris de l'oued 1 d'Oued el Besbes.

Chapitre 4 : Calcul hydraulique

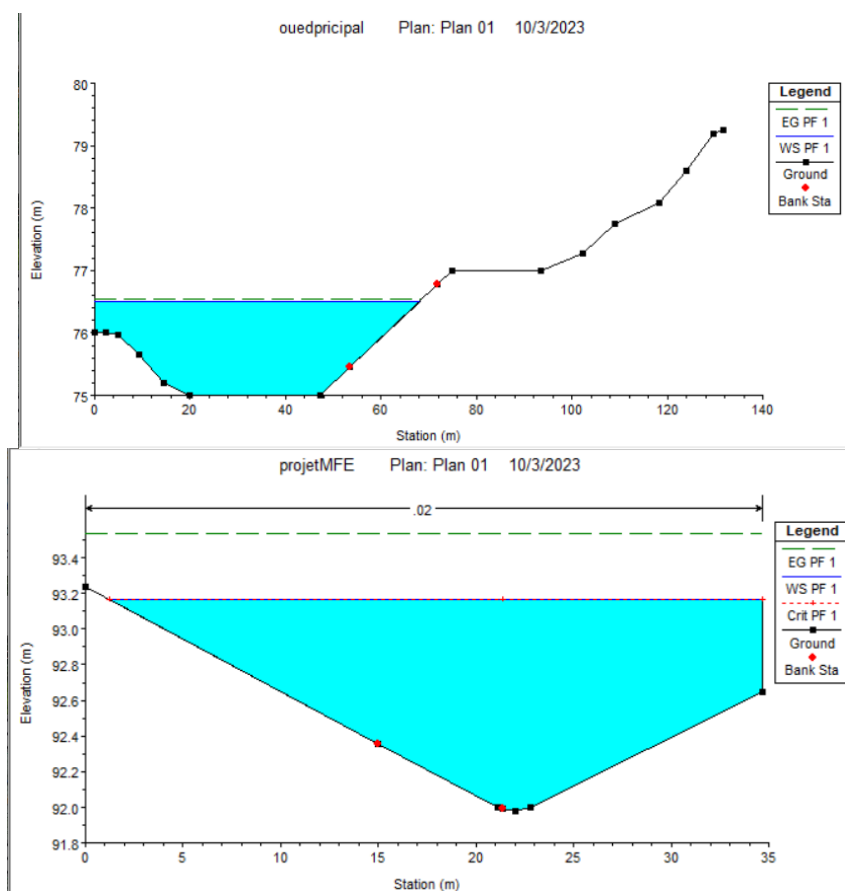


Figure 36 : profils en travers pris de l'oued 2 d'Oued el Besbes.

Tableau 34 : Résultats de la simulation de l'Oued el Besbes à l'état naturel sur HEC-RAS

	Station	Débit	Altitude du lit	Hauteur de la surface d'eau	Altitude à la hauteur critique	Altitude de la ligne d'énergie	Vitesse	Surface mouillée	Largeur de miroir	Nombre de Froude
		(m ³ /s)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m/s)	(m ²)	(m)	
Tronçon 2	661	23.52	59.92	61.45	61.45	61.85	2.82	8.34	10.36	1
Tronçon 2	628	23.52	58	58.51	58.91	60.16	5.69	4.14	11.13	2.98
Tronçon 2	592	23.52	57.75	58.41	58.41	58.66	2.28	10.73	21.2	0.98
Tronçon 2	531	23.52	53.06	53.57	53.97	55.51	6.18	3.81	12.31	3.55
Tronçon 2	476	23.52	49.85	50.43	50.5	50.78	2.61	9.02	20.8	1.27
Tronçon 2	437	23.52	48.22	50.5	49.06	50.52	0.57	42.2	23.7	0.13
Tronçon 2	402	23.52	49.47	50.2	50.2	50.47	2.29	10.51	21.2	0.96
Tronçon 2	369	23.52	46.86	47.13	47.37	48.54	5.54	4.51	28.36	4.24
Tronçon 2	296	23.52	42.58	43.47	43.25	43.56	1.37	17.17	28.2	0.56

Chapitre 4 : Calcul hydraulique

Tronçon 2	242	23.52	42.12	42.76	42.76	43.04	1.39	10.58	19.65	0.83
Tronçon 2	192	23.52	41	41.72	41.39	41.77	0.97	24.17	37.87	0.39
Tronçon 2	149	23.52	41	41.33	41.33	41.49	1.82	13.03	39.7	1.02
Tronçon 2	117	23.52	40	41	40.42	41.03	0.77	31.69	33.2	0.25
Tronçon 2	87	23.52	40.25	40.83		40.95	0.87	16.13	33.86	0.56
Tronçon 2	57	23.52	39.12	40.26	40.26	40.55	2.37	9.91	17.36	1
Tronçon 2	27	23.52	39	39.39	39.47	39.7	2.44	9.49	27.27	1.35
tronçon 1	1497	35.1	52.21	53.31	53.31	53.6	2.48	14.99	24.6	0.94
tronçon 1	1453	35.1	49.92	50.38	50.73	51.81	5.29	6.64	18.82	2.84
tronçon 1	1402	35.1	46.81	47.52	47.62	47.94	2.89	12.16	25.65	1.34
tronçon 1	1350	35.1	44.93	46.87	45.92	46.91	0.86	42.35	30.4	0.22
tronçon 1	1299	35.1	45	46.85		46.87	0.71	52.31	41	0.19
tronçon 1	1225	35.1	44.97	46.79		46.82	0.95	43.75	38.8	0.25
tronçon 1	1175	35.1	41	46.81		46.81	0.27	136.91	33.87	0.04
tronçon 1	1107	35.1	45.15	46.49		46.78	2.36	14.89	17.63	0.82
tronçon 1	1053	35.1	44.6	45.84	45.84	46.1	2.39	16.49	29.71	0.89
tronçon 1	981	35.1	39.6	39.95	40.41	42.84	7.73	4.68	18.37	4.79
tronçon 1	929	35.1	39.08	39.96	39.7	40.08	1.51	23.22	30	0.55
tronçon 1	884	35.1	38.12	39.99		40.01	0.63	57.19	35.9	0.16
tronçon 1	835	35.1	38.51	39.95		39.98	0.83	44.01	37.9	0.24
tronçon 1	795	35.1	38.82	39.6	39.6	39.87	2.27	15.48	29.95	1.01
principal	746	58.51	36	37.8	38.03	38.43	3.97	16.94	25.45	1.34
principal	703	58.51	35	37.7	35.81	37.72	0.59	103.09	42.5	0.12
principal	654	58.51	35.54	37.68		37.71	0.73	82.32	41.9	0.17
principal	608	58.51	36	37.34	37.34	37.63	2.56	26.32	42.5	0.86
principal	552	58.51	32.95	33.49	33.9	35.51	6.3	9.28	29.69	3.6
principal	477	58.51	31	32.51	32.31	32.69	1.92	33.03	39	0.61
principal	418	58.51	31	31.8	31.8	32.1	2.49	24.06	39.6	1
principal	335	58.51	27.77	28.25	28.47	29.05	4.32	15.19	48.9	2.23
principal	253	58.51	25	27.29	25.79	27.31	0.63	99.36	51.2	0.14
principal	184	58.51	26.52	26.75	26.75	27.21	0.78	19.58	22.92	0.73
principal	120	58.51	25	25.82	25.58	25.94	1.53	39.41	53.1	0.56

Chapitre 4 : Calcul hydraulique

principal	65	58.51	24.82	25.26	25.26	25.52	1.22	28.47	51.5	0.7
principal	21	58.51	23.59	24.48	24.53	24.87	2.59	22.15	35.96	1.01

Interprétation:

- La vitesse d'écoulement moyenne dans l'Oued est entre 0.44 et 9.44m/s causée par des pentes fortes et la présence des contre pentes.
- La hauteur de miroir varie entre 0.31 m et 2.92 m, mais sa largeur varie de 5 jusqu'au 40 m ce qui indique que le lit de l'oued n'est pas bien défini dans quelques tronçons.
- La variation du régime d'écoulement le long de l'Oued. Cette constatation est confirmée par les valeurs du nombre de Froude qui variant entre 0.13 et 4.79.

Conclusion

Ce chapitre nous a permis, d'une part, de modéliser l'écoulement d'eau le long d'Oued El Besbes et de comprendre son comportement lorsqu'il est soumis à une crue centennale. D'autre part, il nous a permis d'identifier les zones touchées par les inondations et de recueillir des informations sur divers paramètres hydrauliques.

Comme nous avons constaté que la majeure partie des zones près des cours d'eau sont soumis au risque d'inondation lors d'une crue centennale, soit par le débordement de l'eau du lit mineur ou par la stagnation des eaux à cause de la présence des contre pentes. Le prochain chapitre sera consacré à l'examen des aménagements structurels appropriés pour faire face aux conséquences sociales et économiques de telles catastrophes.

Chapitre 5 :

Etude des variantes

V.1-Introduction

Dans ce chapitre, plusieurs options d'aménagement seront présentées en se basant sur les résultats obtenus dans les chapitres précédents et en tenant compte de l'analyse de notre zone d'étude. L'objectif est de remédier aux dysfonctionnements observés dans le cours d'eau.

V.2-Principe d'aménagement

V.2.1-Les différents types d'aménagements envisageables :

V.2.1.1-Curage :

Cette approche vise à considérablement améliorer les conditions d'écoulement en éliminant tous les obstacles et les dépôts qui entravent le flux d'eau dans le cours d'eau. L'objectif est de réduire la rugosité et d'augmenter la capacité de débit. (BEN SIDI AHMED L'HACHIMI, 2015)

V.2.1.2-Recalibrage :

Cette approche vise à élargir et approfondir les sections des cours d'eau afin d'augmenter leur capacité à évacuer les eaux et de garantir une section mouillée qui répond aux critères de protection souhaités. (BEN SIDI AHMED L'HACHIMI, 2015)

V.2.1.3-Réalisation des canaux :

Cette approche vise à restaurer le cours d'eau à son tracé initial. Elle est essentielle lorsque le lit de la rivière et sa zone hydraulique ont été entièrement occupés par des bâtiments ou des infrastructures routières. (BEN SIDI AHMED L'HACHIMI, 2015)

V.2.1.4-Protection des berges :

Ce type d'aménagement englobe toutes les structures conçues pour préserver la stabilité des sols malgré l'impact de l'eau. Les berges sont vulnérables aux turbulences provoquées par les crues, et les sols peuvent glisser en raison de l'infiltration d'eau après le retrait des crues. La protection des berges est particulièrement importante à proximité de certaines infrastructures.

V.2.1.5-Création des canaux de dérivation :

Cela implique de diriger les eaux d'un cours d'eau vers d'autres oueds, les éloignant ainsi des zones à protéger. Cette dérivation peut concerner tout ou une partie des eaux d'un oued, et elle vise à réduire le risque d'inondation dans les zones vulnérables.

V.2.2-Les formules de dimensionnement des canaux :

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

$$Q = \frac{1}{n} \cdot R_h^{\frac{2}{3}} \cdot S_m \cdot \sqrt{I}$$

Où les différents paramètres sont :

Q : débit de dimensionnement (m³/s).

n : rugosité du canal.

S_m : section mouillée du canal en (m²).

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

Chapitre 5 : Etude des variantes

R_h : rayon hydraulique en (m) tel que :

$$R_h = \frac{S_m}{P_m}$$

Tableau 35 : Caractéristiques géométrique et hydraulique de défient forme de canaux

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

V.2.3-Choix des paramètres de dimensionnement :

V.2.3.1-La pente du projet :

Le choix de la pente du projet relève d'une grande importance avant de procéder au calcul hydraulique. Nous avons choisi des différentes pentes pour des tronçons et différents partie de l'oued, le choix des pentes étai influencer par la pente de terrain naturelle.

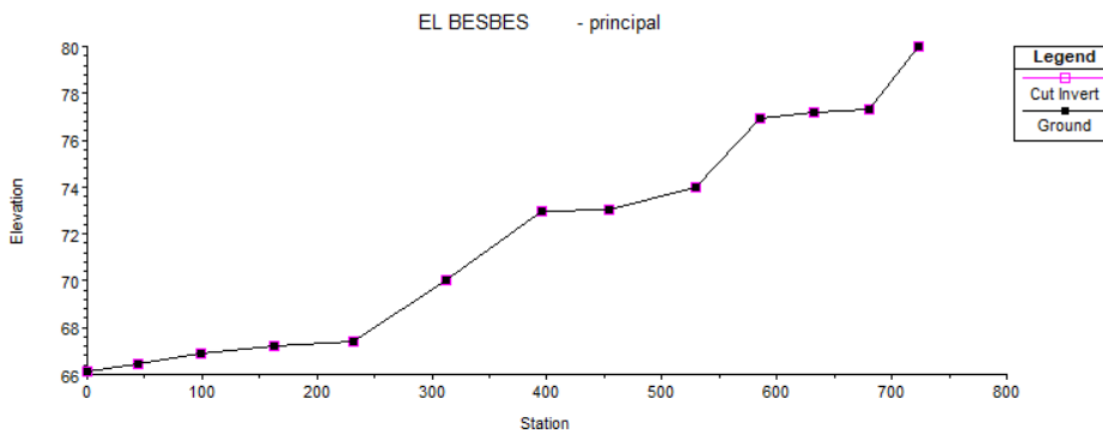


Figure 37 : pente de projet en comparaison avec la pente naturelle de l'oued principale

Chapitre 5 : Etude des variantes

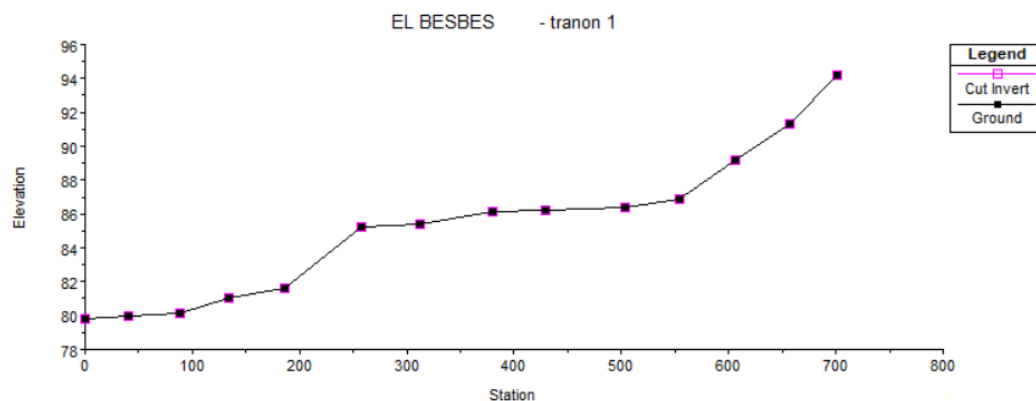


Figure 38 : pente de projet en comparaison avec la pente naturelle de l'oued 1

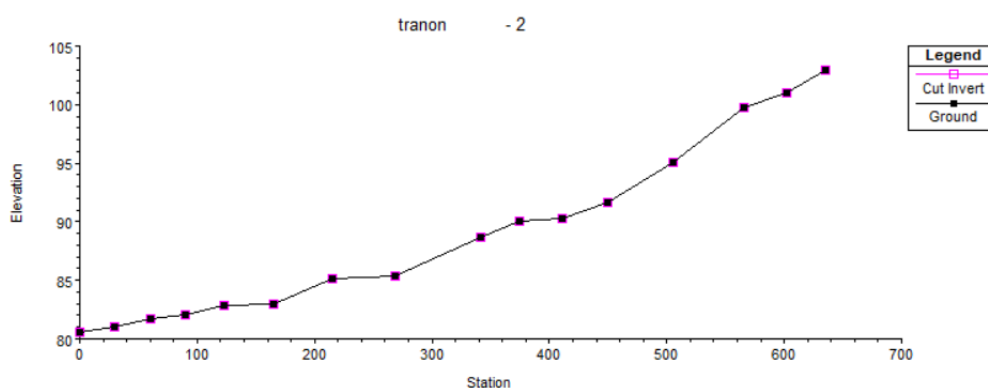


Figure 39 : pente de projet en comparaison avec la pente naturelle de l'oued 1.

V.2.3.2-Le coefficient de rugosité :

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

Tableau 36 : Coefficient de rugosité pour différents matériaux.

Type des matériaux	Rugosité n
Revêtement en béton	0.015
Terre	0.021
Gabion	0.03

V.2.3.3-Vitesse d'érosion :

Pour prévenir les ruptures du fond et des berges des canaux dues à l'action dynamique du courant d'eau, il est essentiel de maintenir la vitesse du courant en dessous de la vitesse limite maximale. Les valeurs de vitesse limite moyenne pour l'érosion des lits consolidés sont fournies dans le tableau de l'annexe (Deggoute Gérard, 2012).

Chapitre 5 : Etude des variantes

Tableau 37 : *Quelque vitesse moyenne limite d'érosion pour les lits consolident.*

Lit	Vitesse admissible (m/s)
Pavage de pierre	2.0 – 4.0
Revêtement en béton	4.1 – 6.0
Béton amélioré	Supérieure à 10
Gabion	4.1 – 60

V.2.4-Revanche des canaux :

Dans la conception des canaux à surface libre, il est impératif de prévoir une revanche de sécurité au-dessus de la ligne d'eau calculée. Cette marge vise à prendre en compte divers facteurs tels que l'accumulation de dépôts solides, la croissance de la végétation, les vagues induites par le vent, et d'autres paramètres. Cette marge de sécurité est essentielle dans le processus de dimensionnement du canal.

On opte une pour une revanche à les environs de 0.5 m.

V.3-Etudes des variantes

Dans cette étude, nous examinons plusieurs options d'aménagement pour le tronçon 3 du cours d'eau. Les variantes proposées sont les suivantes :

1. Un canal en béton armé : Cette option implique la création d'un canal revêtu de béton armé, ayant une section transversale trapézoïdale ou rectangulaire.

2. Un canal en gabion : Cette variante consiste à construire un canal en utilisant des gabions, qui sont des cages remplies de pierres ou de gravier. Ces gabions forment les parois du canal. Pour chaque variante d'aménagement, nous effectuerons un calcul hydraulique en utilisant une simulation avec HEC-RAS pour évaluer l'état d'écoulement. L'objectif est de déterminer la variante la plus appropriée d'un point de vue technico-économique. Cela permettra de choisir la solution qui offre la meilleure performance hydraulique tout en respectant les contraintes budgétaires et les considérations techniques.

V.3.1-Canal en béton armé :

Le premier choix des variantes proposée implique la construction d'un canal en béton armé de forme trapézoïdale. Pour la pente des talus, nous choisissons un coefficient $m = 1$, ce qui permet une réalisation plus simple d'un angle de 45° sur le terrain. Un canal en béton présente plusieurs avantages, notamment :

- Une durée de vie plus longue.
- Une forme étroite qui convient bien à un environnement urbain.
- Les meilleures caractéristiques hydrauliques pour une efficacité maximale.
- Une durée de construction considérablement réduite.

Chapitre 5 : Etude des variantes

V.3.1.1-Dimensionnement :

Les résultats de calcul pour les différents tronçons sont donnés dans les tableaux suivants :

Tableau 38 : dimensionnement d'un canal en béton pour l'oued principal.

Section	Distance (m)	Pente de projet (m/m)	Fruit de talus	Larguer du fond (m)	Hauteur de canal (m)
746	43	0.02	1	5	2
703	49	0.011	1	5	1.8
654	46	0.017	1	5	1.8
608	56	0.017	1	5	1.8
552	75	0.017	1	5	1.8
477	59	0.017	1	5	1.8
418	83	0.041	1	5	2.1
335	82	0.029	1	5	1.6
253	69	0.0041	1	5	1.6
184	64	0.0041	1	5	1.8
120	55	0.0041	1	5	2
65	44	0.0041	1	5	2.1
21	0	0.009	1	5	2.1

Tableau 39 : dimensionnement d'un canal en béton pour l'oued 1

Section	Distance (m)	Pente de projet (m/m)	Fruit de talus	Larguer du fond (m)	Hauteur de canal (m)
1497	44	0.049	1	5	2.1
1453	51	0.049	1	5	1.5
1402	52	0.049	1	5	1.2
1350	51	0.006	1	5	1.2
1299	74	0.006	1	5	1.7
1225	50	0.006	1	5	1.5
1175	68	0.006	1	5	1.5
1107	54	0.006	1	5	1.5

Chapitre 5 : Etude des variantes

1053	72	0.05	1	5	1.5
981	52	0.01	1	5	1.2
929	45	0.01	1	5	1.5
884	49	0.01	1	5	1.5
835	40	0.01	1	5	1.4
795	0	0.01	1	5	1.5

Tableau 40 : dimensionnement d'un canal en béton pour l'oued 2.

Section	Distance (m)	Pente de projet (m/m)	Fruit de talus	Larguer du fond (m)	Hauteur de canal (m)
661	33	0.045	1	5	1.7
628	36	0.045	1	5	1.2
592	61	0.07	1	5	1.1
531	55	0.07	1	5	1.1
476	39	0.021	1	5	1
437	35	0.021	1	5	1.1
402	33	0.043	1	5	1.1
369	73	0.043	1	5	1.1
296	54	0.006	1	5	1.1
242	50	0.042	1	5	1.2
192	43	0.014	1	5	1.1
149	32	0.014	1	5	1.3
117	30	0.014	1	5	1.2
87	30	0.014	1	5	1.3
57	30	0.014	1	5	1.3
27	0	0.014	1	5	1.3

Chapitre 5 : Etude des variantes

V.3.1.2-Les paramètres d'écoulement :

Les résultats de la simulation pour les trois tronçons seront représentés dans les tableaux suivants :

Tableau 41 : résultat de simulation après l'aménagement en béton armé pour l'oued principal.

Section	Débit (m ³ /s)	Vitesse (m/s)	Tirant d'eau (m)	Surface mouillée (m ²)	Périmètre mouillé (m)	Rayon hydraulique (m)	Nombre de Froude	Régime
746	58.51	6.29	1.44	9.31	9.08	1.02	1.85	Torrentiel
703	58.51	7.26	1.25	8.17	8.57	0.95	2.96	Torrentiel
654	58.51	7.01	1.32	8.35	8.68	0.94	2.14	Torrentiel
608	58.51	7.33	1.27	7.98	8.56	0.92	2.28	Torrentiel
552	58.51	7.59	1.24	7.71	8.48	0.9	2.39	Torrentiel
477	58.51	5.97	1.31	9.8	16.42	0.6	2.4	Torrentiel
418	58.51	5.69	1.57	10.28	9.43	1.09	1.62	Torrentiel
335	58.51	9.25	1.05	6.32	7.96	0.79	3.13	Torrentiel
253	58.51	9.46	1.03	6.19	7.9	0.78	3.22	Torrentiel
184	58.51	7.39	1.26	7.92	8.58	0.92	2.3	Torrentiel
120	58.51	6.14	1.47	9.52	9.16	1.04	1.79	Torrentiel
65	58.51	5.45	1.62	10.74	9.59	1.12	1.52	Torrentiel
21	58.51	3.73	1.55	11.16	11.05	1.09	1.24	Torrentiel

Interprétation :

Les résultats de simulation ont montré un régime torrentiel le long du traçons, avec une hauteur d'eau comprise entre 1.03 à 1.62 m et une vitesse varie de 3.73 m/s à 9.46 m/s, qui est une vitesse admissible pour le béton armé.

Chapitre 5 : Etude des variantes

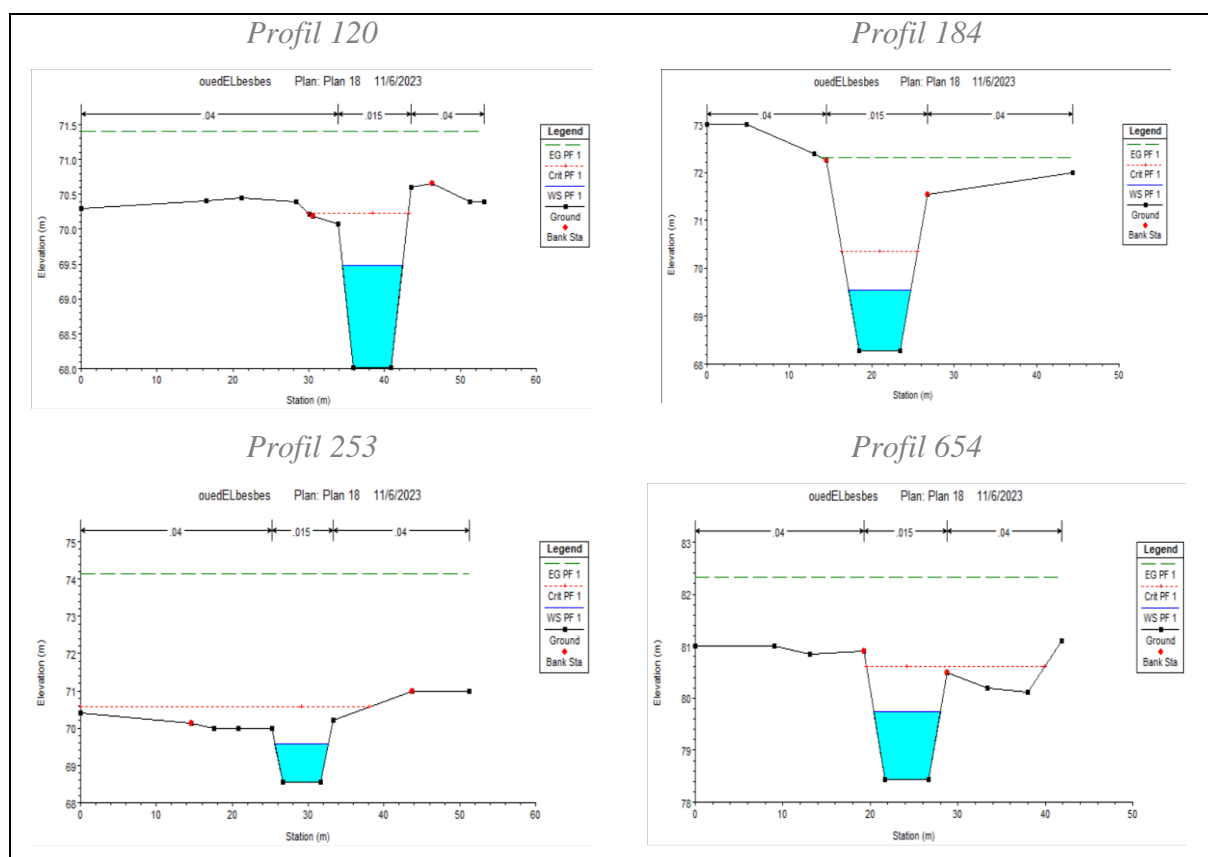


Figure 40 : Profil en travers de l'oued principal aménagé avec un canal en béton armé.

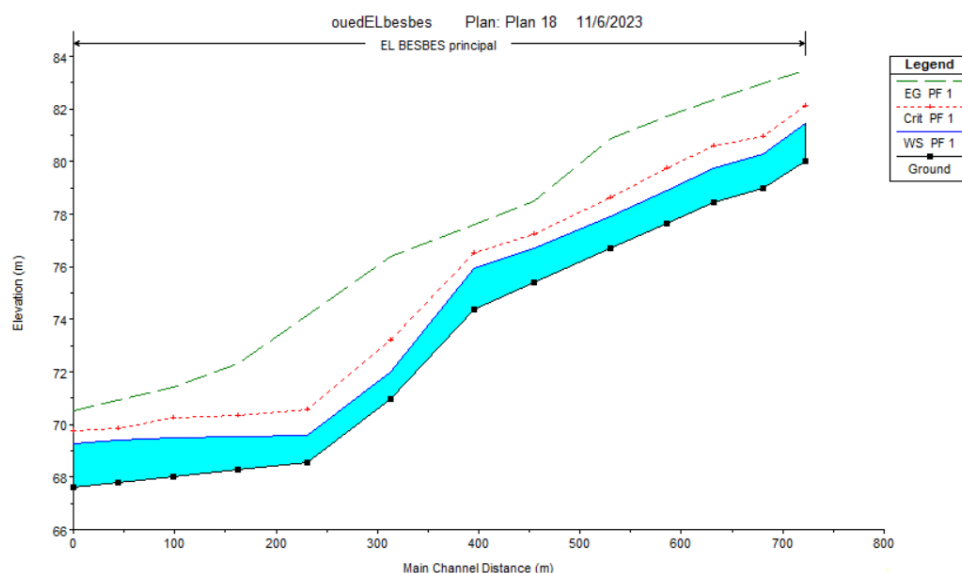


Figure 41 : Profil en long de l'oued principal aménagé avec un canal en béton armé.

Avec :

- EG PF : linge d'énergie.
- CRIT PF : la hauteur critique.
- WS PF : la hauteur de plan d'eau
- GROUND : le lit de l'oued.

Chapitre 5 : Etude des variantes

Tableau 42 : résultat de simulation après l'aménagement en béton armé pour l'oued 1

Section	Débit (m ³ /s)	Vitesse (m/s)	Tirant d'eau (m)	Surface mouillé (m ²)	Périmètre mouillé (m)	Rayon hydraulique (m)	Nombre de Froude	Régime
1497	35.1	3.54	1.54	9.91	9.22	1.08	1.01	Torrentiel
1453	35.1	6.82	0.89	5.15	7.22	0.72	2.84	Torrentiel
1402	35.1	9.99	0.62	3.51	6.76	0.52	4.25	Torrentiel
1350	35.1	8.44	0.73	4.16	7.05	0.59	3.36	Torrentiel
1299	35.1	5.22	1.18	6.73	8.34	0.8	1.74	Torrentiel
1225	35.1	5.78	1.01	6.08	7.85	0.77	1.98	Torrentiel
1175	35.1	5.83	1	6.02	7.83	0.77	2.01	Torrentiel
1107	35.1	5.85	1	6	7.83	0.77	2.02	Torrentiel
1053	35.1	5.88	1	5.97	7.82	0.76	2.03	Torrentiel
981	35.1	8.94	0.69	3.92	6.95	0.56	3.64	Torrentiel
929	35.1	6.29	0.94	5.58	7.66	0.73	2.23	Torrentiel
884	35.1	6.51	0.93	5.39	7.47	0.72	2.3	Torrentiel
835	35.1	6.65	0.9	5.28	7.53	0.7	2.41	Torrentiel
795	35.1	5.82	1	6.03	7.84	0.77	2	Torrentiel

Interprétation :

Les résultats de simulation ont montré un régime torrentiel le long du traçons, avec une hauteur d'eau comprise entre 0.69 m à 1.54 m et une vitesse varie de 3.54 m/s à 9.99 m/s, qui est une vitesse admissible pour le béton armé.

Chapitre 5 : Etude des variantes

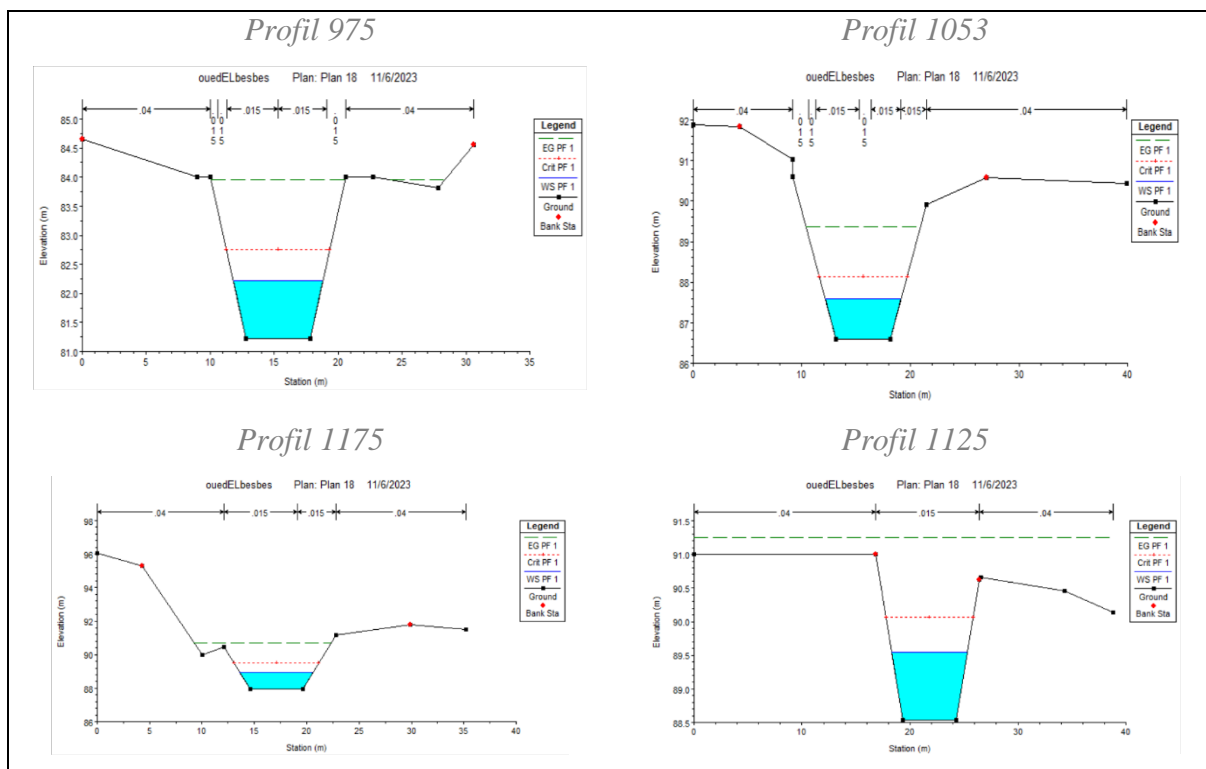


Figure 42 : Profil en travers de l'oued 1 aménagé avec un canal en béton armé.

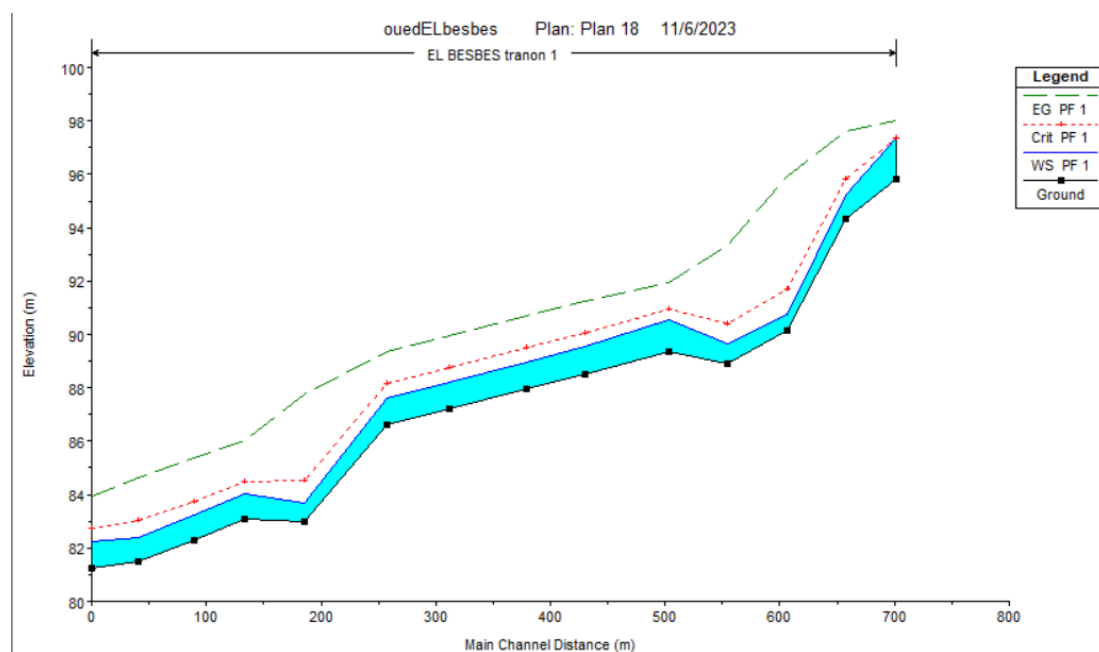


Figure 43 : Profil en long de l'oued 1 aménagé avec un canal en béton armé.

Avec :

- EG PF : linge d'énergie.
- CRIT PF : la hauteur critique.
- WS PF : la hauteur de plan d'eau
- GROUND : le lit de l'oued.

Chapitre 5 : Etude des variantes

Tableau 43 : résultat de simulation après l'aménagement en béton armé pour l'oued 2

Section	Débit (m ³ /s)	Vitesse (m/s)	Tirant d'eau (m)	Surface mouillé (m ²)	Périmètre mouillé (m)	Rayon hydraulique (m)	Nombre de Froude	Régime
661	23.52	3.15	1.2	7.46	8.4	0.89	1	Torrentiel
628	23.52	6.69	0.62	3.52	6.77	0.52	2.85	Torrentiel
592	23.52	7.63	0.56	3.08	6.57	0.47	3.43	Torrentiel
531	23.52	8.19	0.52	2.87	6.65	0.43	3.86	Torrentiel
476	23.52	9.05	0.47	2.6	6.34	0.41	4.37	Torrentiel
437	23.52	8.21	0.52	2.86	6.47	0.44	3.81	Torrentiel
402	23.52	7.18	0.59	3.27	6.66	0.49	3.15	Torrentiel
369	23.52	7.59	0.56	3.1	6.58	0.47	3.41	Torrentiel
296	23.52	8.32	0.51	2.83	6.45	0.44	3.88	Torrentiel
242	23.52	5.75	0.72	4.09	7.02	0.58	2.3	Torrentiel
192	23.52	6.49	0.64	3.63	6.82	0.53	2.73	Torrentiel
149	23.52	5.03	0.81	4.68	7.28	0.64	1.91	Torrentiel
117	23.52	6.11	0.68	3.85	6.92	0.56	2.51	Torrentiel
87	23.52	5.15	0.79	4.57	7.23	0.63	1.97	Torrentiel
57	23.52	5	0.81	4.71	7.29	0.65	1.89	Torrentiel
27	23.52	5.55	0.74	4.24	7.09	0.6	2.19	Torrentiel

Interprétation :

Les résultats de simulation ont montré un régime torrentiel le long du traçons, avec une hauteur d'eau comprise entre 0.51 m à 1.2 m et une vitesse varie de 3.15 m/s à 9.05 m/s, qui reste admissible pour le béton armé.

Chapitre 5 : Etude des variantes

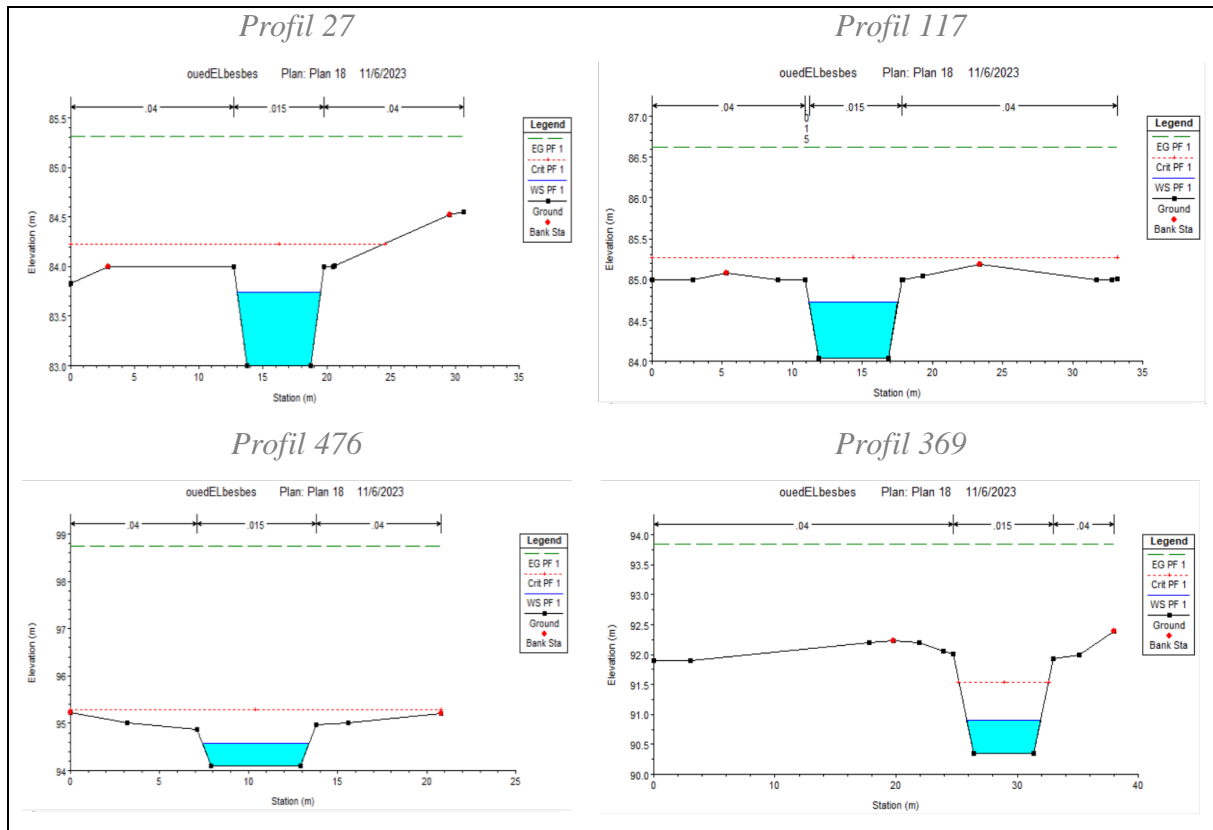


Figure 44 : Profil en travers de l'oued 2 aménagé avec un canal en béton armé.

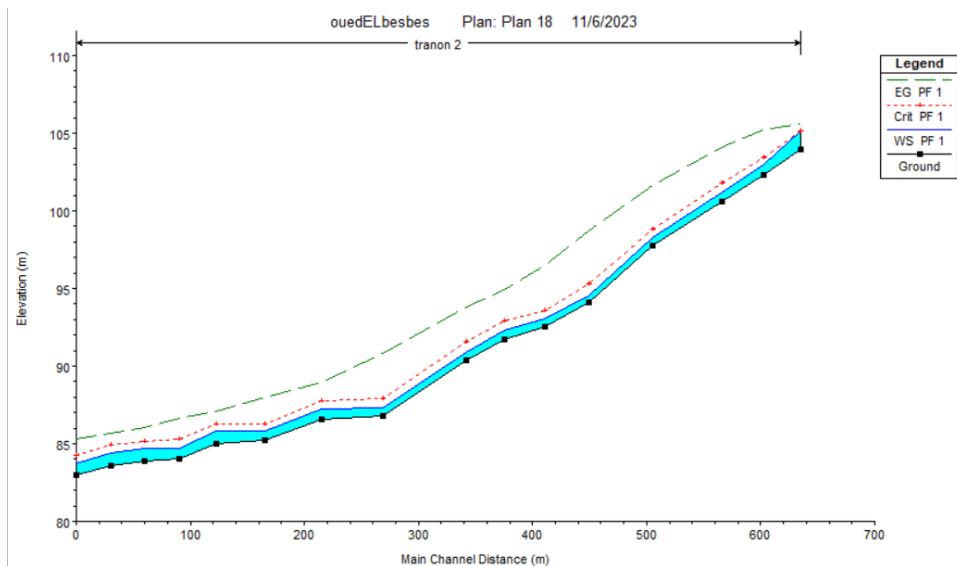


Figure 45 : Profil en long de l'oued 2 aménagé avec un canal en béton armé.

Avec :

- EG PF : linge d'énergie.
- CRIT PF : la hauteur critique.
- WS PF : la hauteur de plan d'eau
- GROUND : le lit de l'oued.

Chapitre 5 : Etude des variantes

V.3.2-Canal en gabion :

Les matelas en gabions sont principalement employés pour la construction de revêtements et de dispositifs de protection contre l'érosion. Ils se trouvent dans diverses dimensions, parmi lesquelles les plus courantes sont de 2,0 mètres de long sur 1,0 mètre de large et 0,5 mètre de hauteur, ainsi que 2,0 mètres de long sur 1,0 mètre de large et 1,0 mètre de hauteur. Les canaux en gabion sont installés de manière particulière, où les sacs sont disposés de manière à former un escalier, favorisant ainsi la stabilité des berges.

Les avantages des gabions comprennent :

- Flexibilité : Les gabions sont flexibles, ce qui leur permet de s'adapter aux déformations du terrain
- Facilité de mise en œuvre.
- Coût avantageux : Les ouvrages en gabions, offrent une option économique par rapport à leurs équivalents en béton.

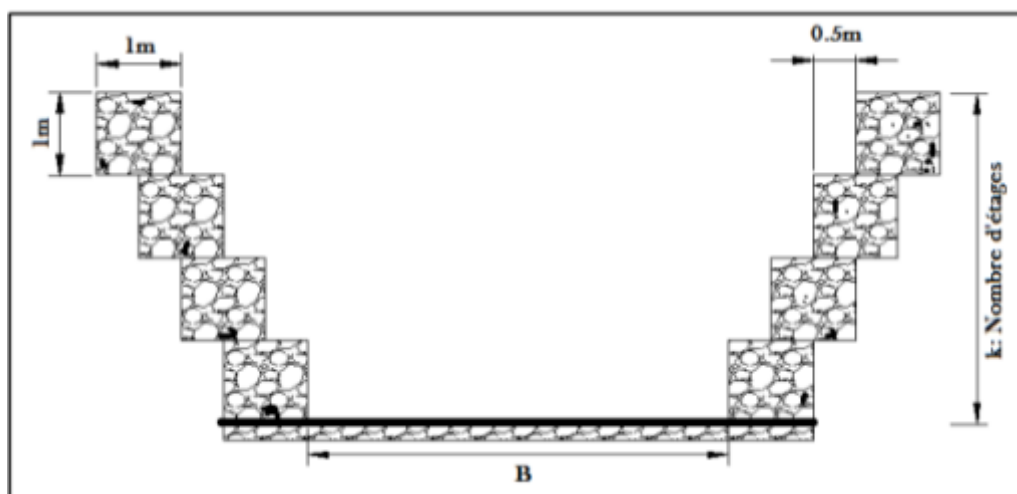


Figure 46 : schéma d'une coupe en travers d'un canal en gabion.

caractéristiques	formules
Section mouillée	$\frac{1}{2} k(k - 1) + bk$
Périmètre mouillé	$b + 3k - 1$
Rayon hydraulique	$\frac{0.5k(k - 1) + bk}{b + 3k - 1}$

Avec :

K : nombre d'étage.

B : largeur du lit.

Chapitre 5 : Etude des variantes

V.3.2.1-Dimensionnement :

Les tableaux ci-après résume les dimensions de l'aménagement pour tous les tançons :

Tableau 44 : *dimensionnement d'un canal en gabion pour l'oued principal.*

Section	Distance (m)	Pente de projet (m/m)	Larguer du fond (m)	Hauteur de canal (m)
746	43	0.02	5	3
703	49	0.011	5	2
654	46	0.017	5	3
608	56	0.017	5	3
552	75	0.017	5	2
477	59	0.017	5	4
418	83	0.041	5	3
335	82	0.029	5	2
253	69	0.0041	5	4
184	64	0.0041	5	3
120	55	0.0041	5	3
65	44	0.0041	5	3
21	0	0.009	5	3

Tableau 45 : *dimensionnement d'un canal en gabion pour l'oued 1*

Section	Distance (m)	Pente de projet (m/m)	Larguer du fond (m)	Hauteur de canal (m)
1497	44	0.049	5	2
1453	51	0.049	5	2
1402	52	0.049	5	2
1350	51	0.006	5	2
1299	74	0.006	5	3
1225	50	0.006	5	3
1175	68	0.006	5	2

Chapitre 5 : Etude des variantes

1107	54	0.006	5	3
1053	72	0.05	5	2
981	52	0.01	5	2
929	45	0.01	5	3
884	49	0.01	5	4
835	40	0.01	5	4
795	0	0.01	5	4

Tableau 46 : *dimensionnement d'un canal en gabion pour l'oued 2.*

Section	Distance (m)	Pente de projet (m/m)	Larguer du fond (m)	Hauteur de canal (m)
661	33	0.045	5	2
628	36	0.045	5	1
592	61	0.07	5	2
531	55	0.07	5	1
476	39	0.021	5	1
437	35	0.021	5	2
402	33	0.043	5	2
369	73	0.043	5	1
296	54	0.006	5	1
242	50	0.042	5	2
192	43	0.014	5	1
149	32	0.014	5	2
117	30	0.014	5	2
87	30	0.014	5	2
57	30	0.014	5	3
27	0	0.014	5	3

Chapitre 5 : Etude des variantes

V.3.2.2-Les paramètres d'écoulement :

Les résultats de la simulation pour les trois tronçons seront représentés dans les tableaux suivants :

Tableau 47 : résultat de simulation après l'aménagement en gabion pour l'oued principal.

Section	Débit (m ³ /s)	Vitesse (m/s)	Tirant d'eau (m)	Surface mouillée (m ²)	Périmètre mouillé (m)	Rayon hydraulique (m)	Nombre de Froude	Régime
746	58.51	3.43	2.39	19.77	25.62	0.77	0.83	Fluvial
703	58.51	7.88	1.35	7.43	9.69	0.77	2.44	Torrentiel
654	58.51	3.04	2.8	19.22	14.61	1.32	0.66	Fluvial
608	58.51	4	2.29	14.61	13.58	1.08	1	Torrentiel
552	58.51	7.71	1.37	7.59	9.74	0.78	2.36	Torrentiel
477	58.51	2.5	3.18	23.37	21	1.11	0.63	Fluvial
418	58.51	4	2.29	14.61	13.58	1.08	1	Torrentiel
335	58.51	6.93	1.49	8.45	9.98	0.85	2.01	Torrentiel
253	58.51	1.92	3.18	33.74	43.84	0.77	0.55	Fluvial
184	58.51	3.02	2.82	19.4	14.64	1.32	0.66	Fluvial
120	58.51	3.35	2.61	17.48	14.22	1.23	0.77	Fluvial
65	58.51	3.25	2.66	18.3	18.81	0.97	0.73	Fluvial
21	58.51	4	2.29	14.62	13.58	1.08	1	Torrentiel

Interprétation :

Les résultats de simulation ont montré une alternance entre le régime torrentiel et le régime fluvial le long du tronçon. Une hauteur de plan d'eau comprise entre 1.35 m à 2.66 m et une vitesse qui varie de 1.92 m/s à 7.88 m/s, qui est une vitesse admissible pour le gabion.

Chapitre 5 : Etude des variantes

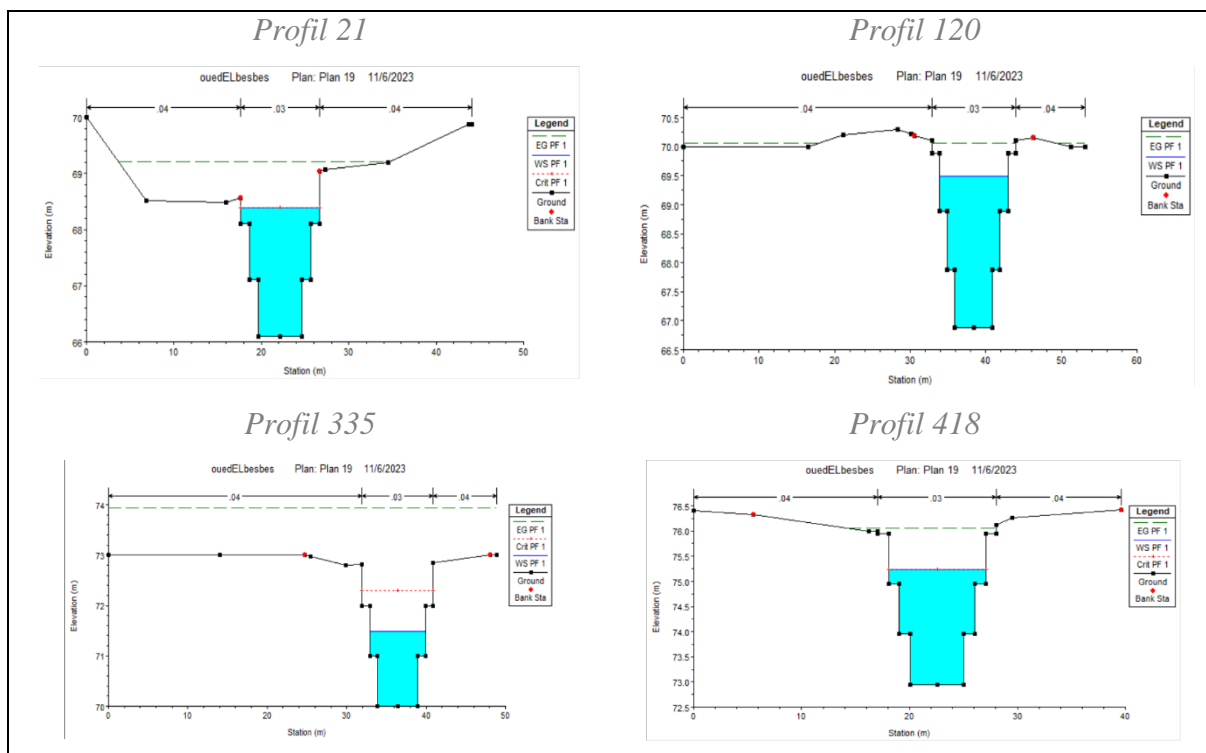


Figure 47 : Profil en travers de l'oued principal aménagé avec le gabion.

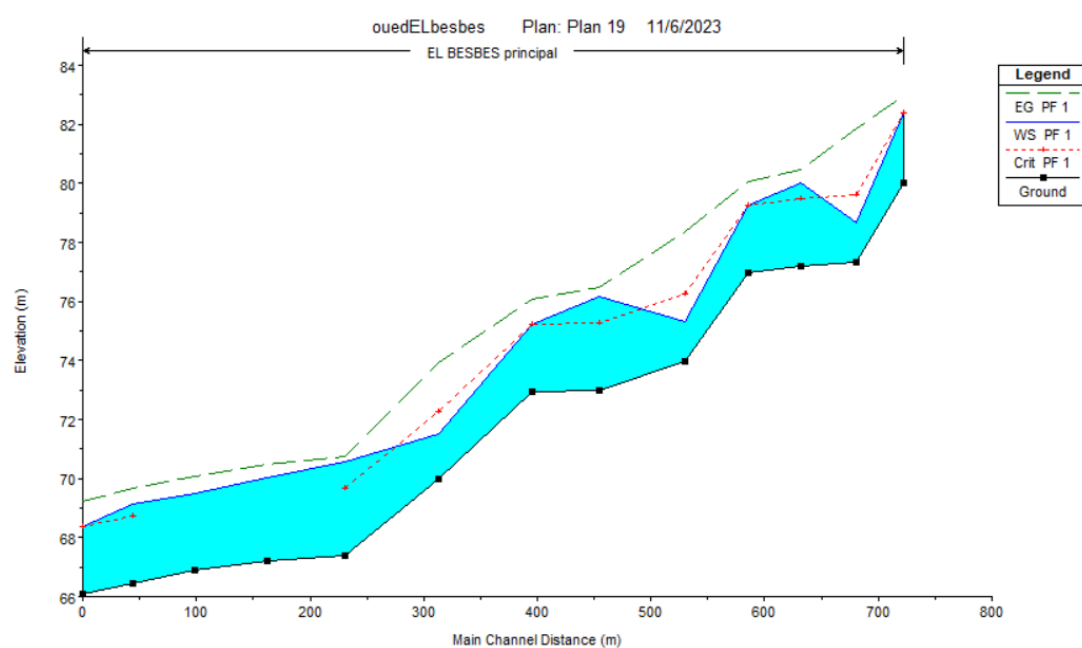


Figure 48 : Profil en long de l'oued principal aménagé avec le gabion.

Avec :

- EG PF : linge d'énergie.
- CRIT PF : la hauteur critique.
- WS PF : la hauteur de plan d'eau
- GROUND : le lit de l'oued.

Chapitre 5 : Etude des variantes

Tableau 48 : résultat de simulation après l'aménagement en gabion pour l'oued 1

Section	Débit (m ³ /s)	Vitesse (m/s)	Tirant d'eau (m)	Surface mouillé (m ²)	Périmètre mouillé (m)	Rayon hydraulique (m)	Nombre de Froude	Régime
1497	35.1	3.67	1.65	9.58	10.31	0.93	1	Torrentiel
1453	35.1	7.49	0.94	4.68	6.87	0.68	2.47	Torrentiel
1402	35.1	5.29	1.23	6.63	9.47	0.7	1.73	Torrentiel
1350	35.1	5.43	1.21	6.47	9.42	0.69	1.8	Torrentiel
1299	35.1	2.13	2.5	16.5	14	1.18	0.5	Fluvial
1225	35.1	2.35	2.32	14.91	13.65	1.09	0.58	Fluvial
1175	35.1	3.19	1.86	11	10.71	1.03	0.81	Fluvial
1107	35.1	2.41	2.28	14.55	13.57	1.07	0.61	Fluvial
1053	35.1	3.67	1.65	9.58	10.31	0.93	1	Torrentiel
981	35.1	7.44	0.94	4.71	6.89	0.68	2.45	Torrentiel
929	35.1	2.61	2.16	13.43	13.32	1.01	0.68	Fluvial
884	35.1	1.62	3.06	22.26	24.16	0.92	0.38	Fluvial
835	35.1	1.55	3.15	22.61	17.29	1.31	0.35	Fluvial
795	35.1	1.49	3.24	23.6	17.47	1.35	0.32	Fluvial

Interprétation :

Les résultats de simulation ont montré une alternance entre le régime torrentiel et le régime fluvial (torrentiel-fluvial-torrentiel-fluvial), avec une hauteur d'eau comprise entre 0.94 m à 3.34 m et une vitesse varie de 1.49 m/s à 7.49 m/s, qui respecte la vitesse admissible pour le gabion.

Chapitre 5 : Etude des variantes

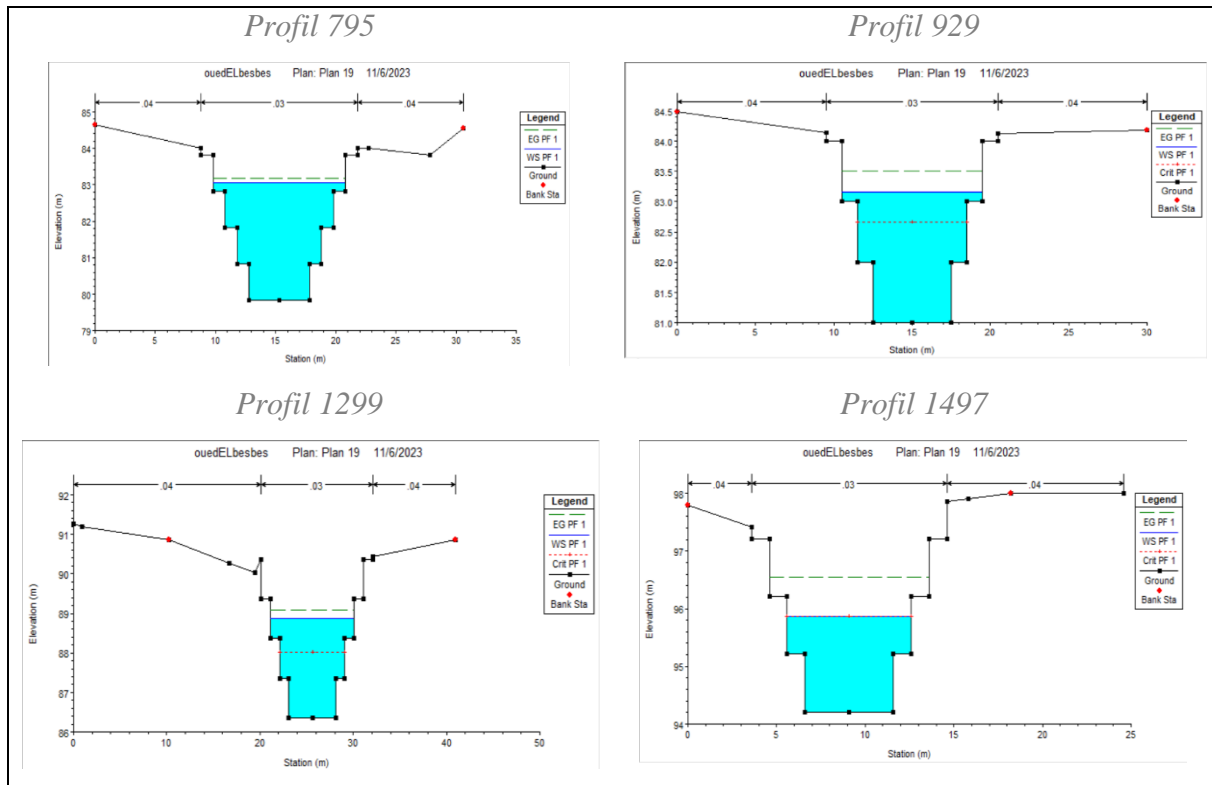


Figure 49 : Profil en travers de l'oued 1 aménagé avec un canal en gabion.

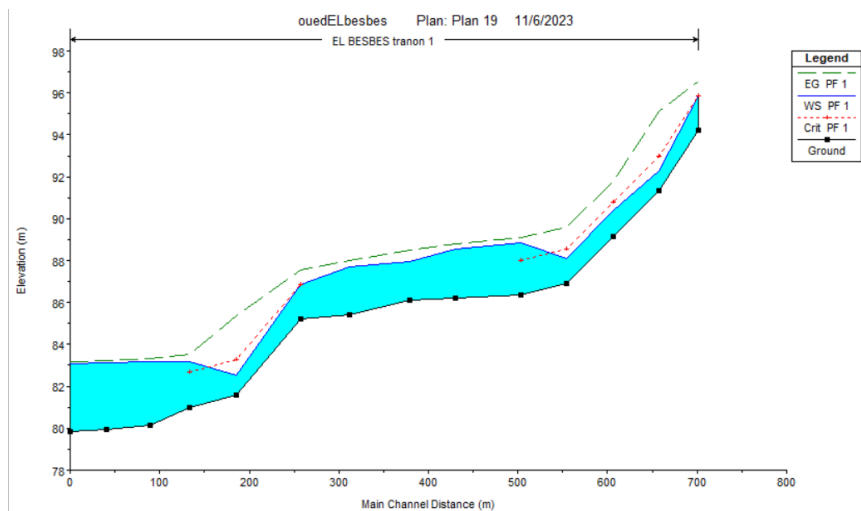


Figure 50 : Profil en long de l'oued 1 aménagé avec un canal en gabion.

Avec :

- EG PF : linge d'énergie.
- CRIT PF : la hauteur critique.
- WS PF : la hauteur de plan d'eau
- GROUND : le lit de l'oued.

Chapitre 5 : Etude des variantes

Tableau 49 : résultat de simulation après l'aménagement en gabion pour l'oued 2.

Section	Débit (m ³ /s)	Vitesse (m/s)	Tirant d'eau (m)	Surface mouillé (m ²)	Périmètre mouillé (m)	Rayon hydraulique (m)	Nombre de Froude	Régime
661	23.52	3.22	1.33	7.3	9.66	0.76	1.01	Torrentiel
628	23.52	6.28	0.75	3.75	6.5	0.58	2.32	Torrentiel
592	23.52	4.24	1.08	5.54	9.16	0.61	1.52	Torrentiel
531	23.52	7.16	0.66	3.29	6.32	0.52	2.82	Torrentiel
476	23.52	5.55	0.85	4.24	6.7	0.63	1.92	Torrentiel
437	23.52	4.17	1.09	5.64	9.18	0.61	1.48	Torrentiel
402	23.52	3.22	1.33	7.3	9.66	0.76	1.01	Torrentiel
369	23.52	5.34	0.88	4.4	6.76	0.65	1.82	Torrentiel
296	23.52	5.29	0.89	4.44	6.78	0.66	1.79	Torrentiel
242	23.52	3.22	1.33	7.3	9.66	0.76	1.01	Torrentiel
192	23.52	5.96	0.79	3.95	6.58	0.6	2.14	Torrentiel
149	23.52	3.22	1.33	7.3	9.66	0.76	1.01	Torrentiel
117	23.52	4.35	1.06	5.41	9.12	0.59	1.58	Torrentiel
87	23.52	3.22	1.33	7.31	9.66	0.76	1.01	Torrentiel
57	23.52	1.82	2.1	12.89	13.2	0.98	0.49	Fluvial
27	23.52	1.45	2.47	16.22	13.94	1.16	0.34	Fluvial

Interprétation :

Les résultats de simulation ont montré un régime torrentiel après une conversion vers le régime fluvial vers la fin, avec une hauteur d'eau comprise entre 0.66 m à 2.47 m et une vitesse varie de 1.45 m/s à 7.16 m/s, qui reste admissible pour le gabion.

Chapitre 5 : Etude des variantes

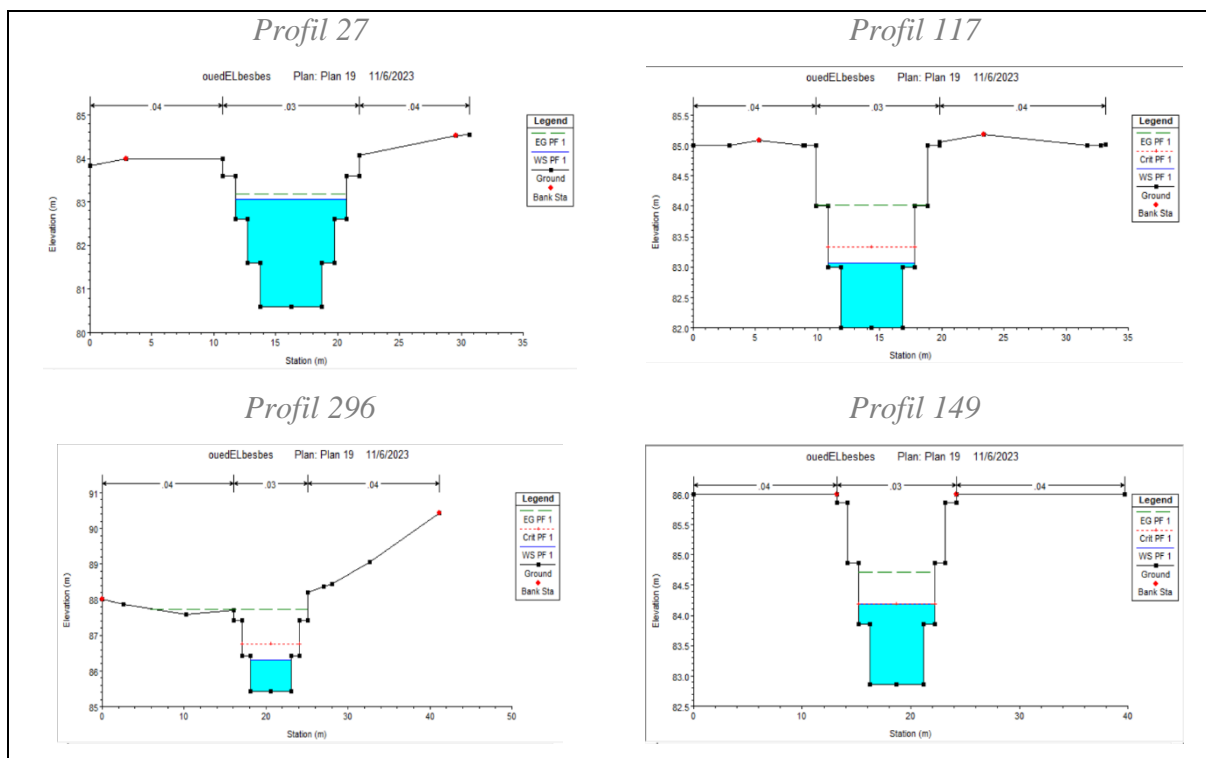


Figure 51 : Profil en travers de l'oued 2 aménagé avec un canal en gabion.

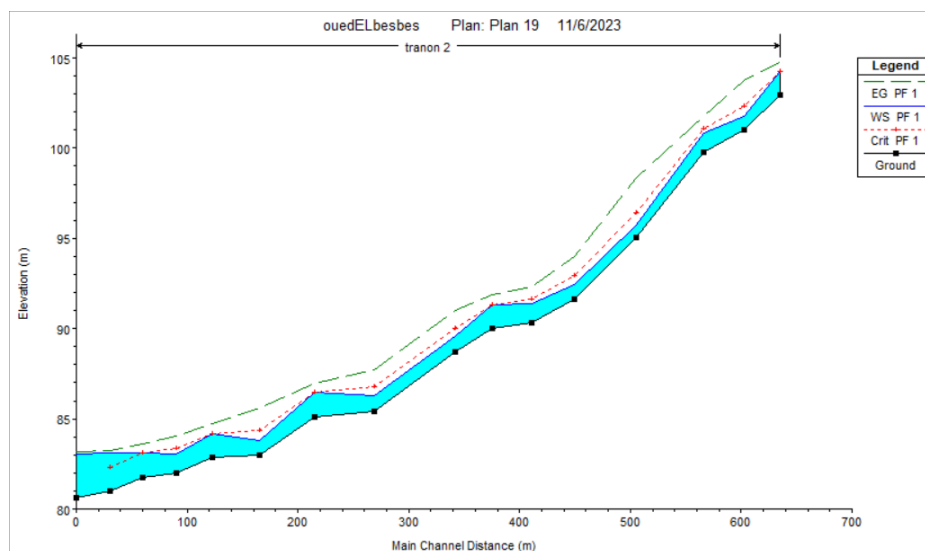


Figure 52 : Profil en long de l'oued 2 aménagé avec un canal en gabion.

Avec :

- EG PF : linge d'énergie.
- CRIT PF : la hauteur critique.
- WS PF : la hauteur de plan d'eau
- GROUND : le lit de l'oued.

Chapitre 5 : Etude des variantes

V.3.3-Comparaison

Le régime d'écoulement pour le revêtement en béton est torrentiel sur toutes longueurs de l'oued par contre le régime change fréquemment du torrentiel au fluvial ou l'inverse pour le gabion.

La vitesse en revêtement en béton est plus importante par rapport au gabion mais la hauteur du plan d'eau est plus grande en gabion.

On constate que les deux types d'aménagement ont pu contenir une crue centennale en terme de vitesse et hauteur de l'eau mais le revêtement en béton est plus efficace en temps d'évacuation de la crue.

V.4 Dimensionnement des Dalot

Le chemin wilaya CW 18 qui va de Sidi Daoud vers Baghlia passe par oued el Besbes pose la nécessité de dimensionner un ouvrage de franchissement pour passer la route sans gêner l'écoulement de l'oued.

Pour régler ce problème on va dimensionner un dalot qui peut contenir une crue centennale sans débordement de l'eau.



Figure 53: photo qui montre le croisement d'Oued el Besbes avec CW18

V.4.1 Définition d'un dalot

Le dalot est un ouvrage de franchissement placé sous la chaussée. Il est généralement en béton armé et présente une section rectangulaire ou carrée. Le dalot est constitué par les éléments suivants :

- Un radier ou une semelle en béton armé ;
- Des piliers ;
- Une dalle ou des dalles en béton ;
- Deux murs de tête ;
- Quatre murs en aile, en amont et en aval ;
- L'enrochement de protection amont et aval ;
- Les remblais d'accès.

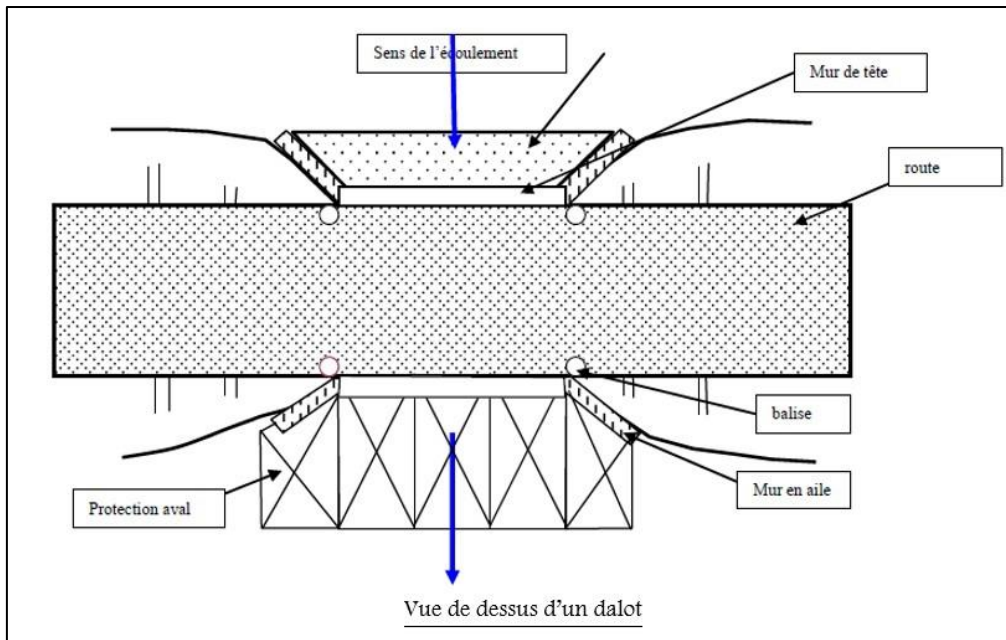


Figure 54: schéma représentant la vue de dessus d'un dalot(fasoeducation.net)

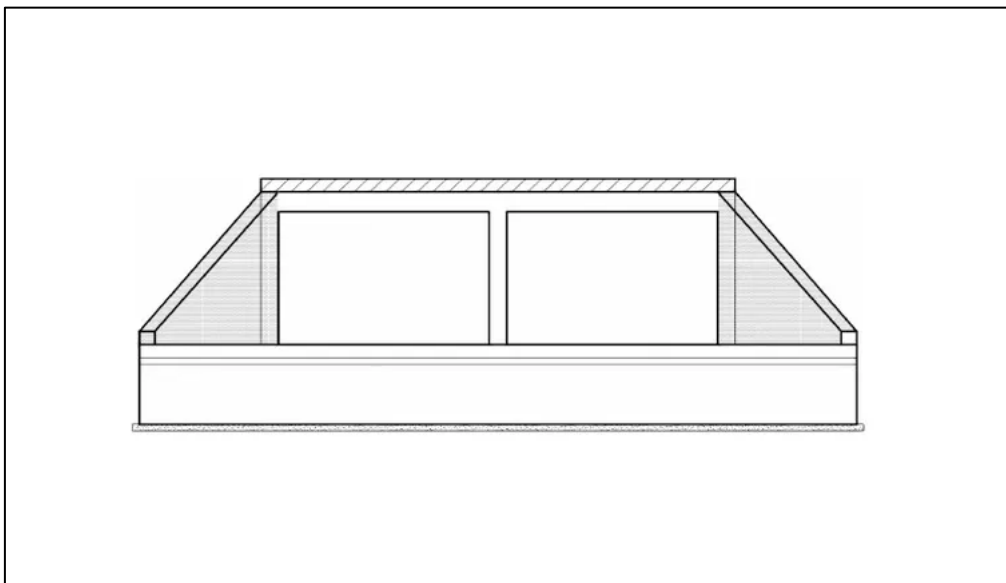


Figure 55 : vue de face d'un dalot(fasoeducation.net)

V.4.2 Dimensionnement

Le dimensionnement sera fait l'aide de HEC-RAS en allant vers Geometric Data et utilisant l'outil Bridge/ Culvert, les résultat somme comme suivant :

Chapitre 5 : Etude des variantes

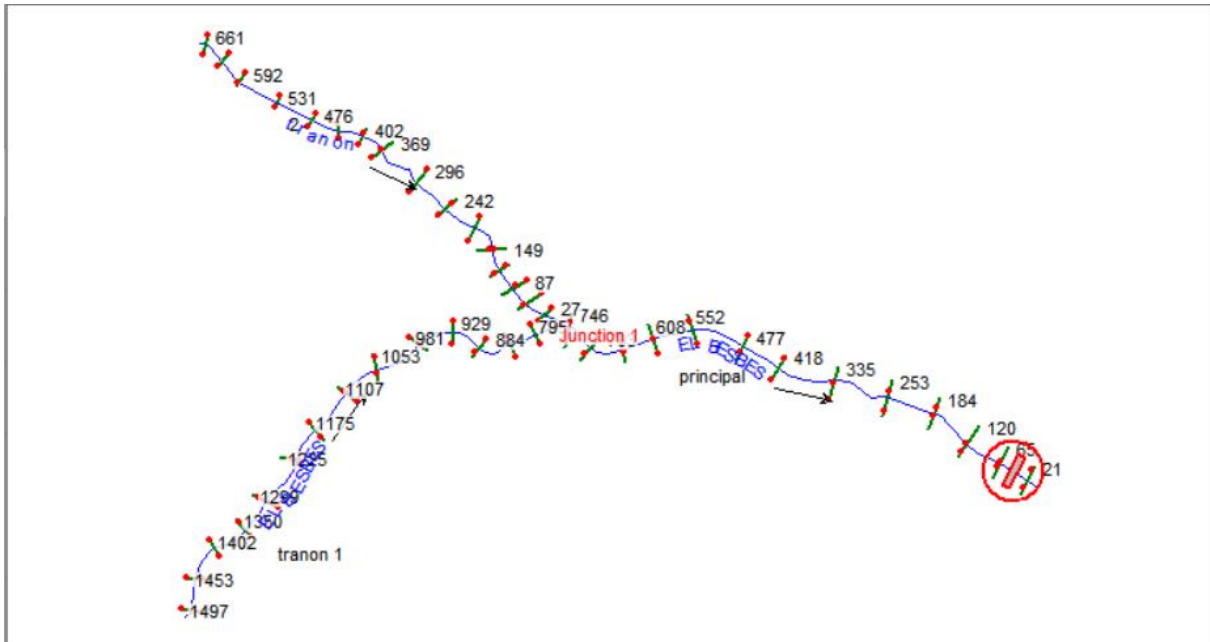


Figure 56 : l'emplacement de du dalot dans l'oued

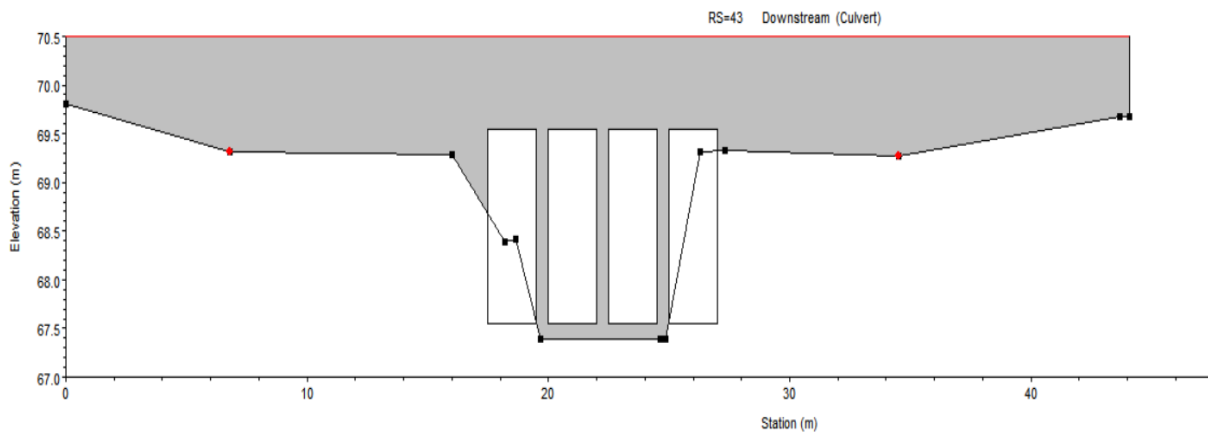


Figure 57 : Dimensionnement du dalot

Le tableau suivant résume les caractéristiques du dalot :

Caractéristique	Valeur
Distance a l'exutoire	43 m
Hauteur	2 m
Largeur	2 m
Longueur	10 m
Nombre de dalot	4
Espacement	0.5 m
Coefficient de Manning	0.014
Pente	0.009

Chapitre 5 : Etude des variantes

Résultat de la simulation

La simulation sur HEC-RAS nous a donné les résultats suivants :

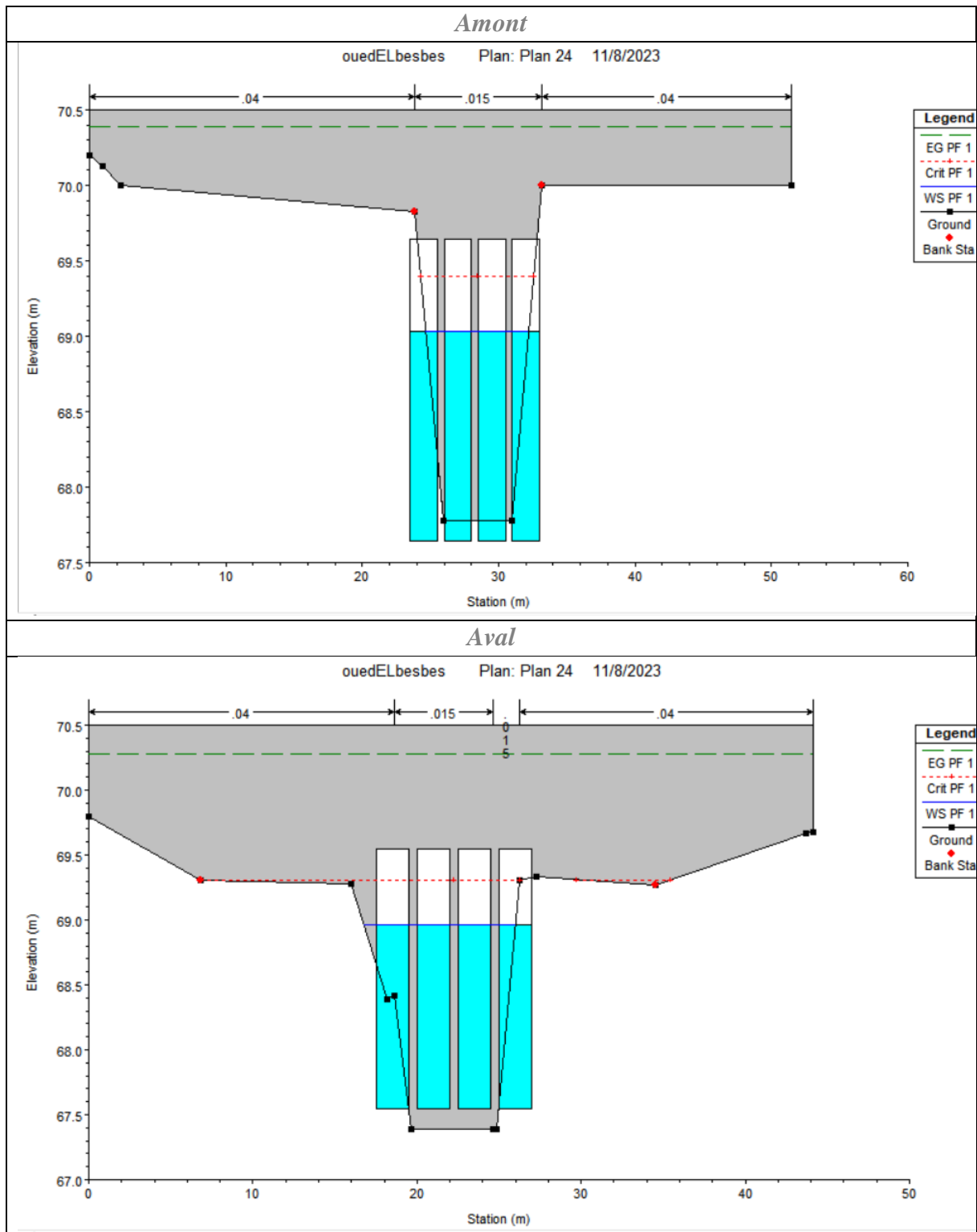


Figure 58: résultat de la simulation de dalot

Chapitre 5 : Etude des variantes

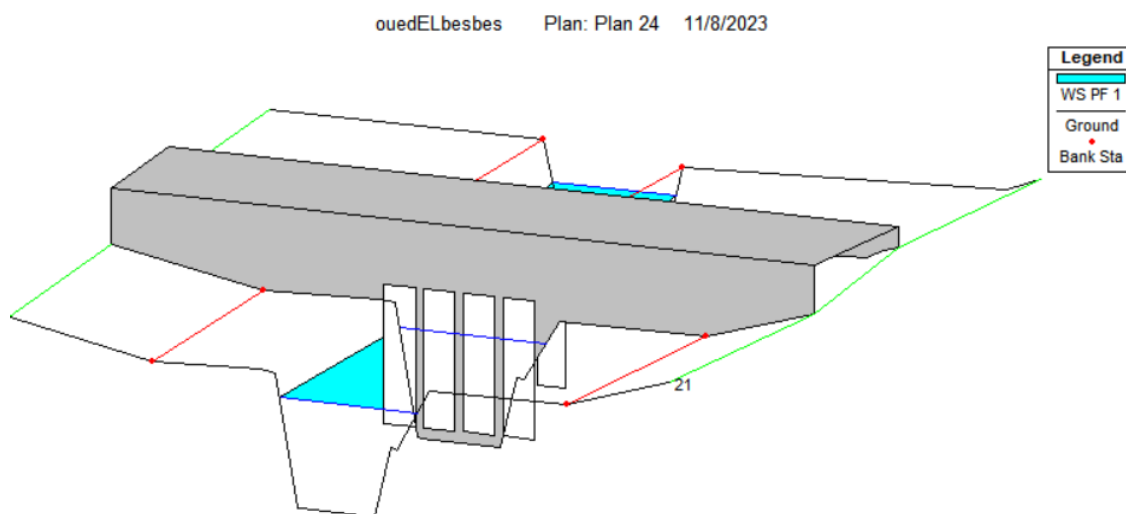


Figure 59 : Vue en 3D du dalot

Tableau 50 :résultat de la simulation

Caractéristique	valeur
Débit	57.41
Nombre de dalot	4
Débit de dalot	14.35
Hauteur normal	1.49
Hauteur critique	1.76
Vitesse	5.15

Interprétation

Après la simulation on trouve que le dalot a pu évacuer la crue centennale sans être submerger La hauteur de l'eau et 1.49 m à l'intérieur des dalots et la vitesse et de 5.15m/s

Conclusion

Dans ce chapitre, on a proposé et dimensionner 2 variantes pour l'aménagement d'oued el Besbes et tester leur capacité hydraulique lors d'une crue.

On a constaté que les 2 variantes on la capacité de contenir une crue centennale sans risque de débordement. Mais on préfère le revêtement en béton vue de sa capacité d'évacuer le débit de crue dans la plus courte durée possible.

A la fin on a dimensionner un dalot au niveau de l'intersection de l'oued avec une route et on a vérifié sa capacité d'évacuation sans submersion qui est le bon dimensionnement.

Chapitre 6 :
Etude technico-économique.

Chapitre 6 : Etude technico-économique.

VI.1-Introduction

Après la réalisation de l'étude hydraulique précédemment on va faire une dans ce chapitre étude technico-économique pour faire le choix final de la variante à réaliser

VI.2-Réalisation d'un aménagement

La réussite d'un projet d'aménagement d'un oued ne dépend pas uniquement de notre connaissance approfondie du site et de la conception soigneusement réfléchi d'une structure adaptée à cet environnement. Il est tout aussi crucial de prêter une attention particulière à la phase d'exécution du canal d'aménagement, ainsi qu'aux ressources que nous allouons à cette étape. Par conséquent, il est impératif de nous assurer que le chantier dispose de tous les moyens nécessaires pour mener à bien la construction de l'ouvrage dans des conditions optimales.

L'organisation du chantier joue un rôle essentiel, car elle consiste à rechercher en permanence la meilleure manière d'utiliser de manière économique la main-d'œuvre et les autres ressources nécessaires pour la gestion du chantier. Pour atteindre cet objectif, nous devons prendre plusieurs mesures importantes :

- Nous devons définir de manière précise les méthodes d'exécution, y compris les procédures permettant de mettre en œuvre les techniques modernes de construction de manière à obtenir un rendement élevé.
- Il est crucial de sélectionner minutieusement, en termes de quantité et de qualité, le personnel à affecter, car nous savons que le coût de la main-d'œuvre a un impact significatif sur le coût global du projet.
- Une répartition efficace des tâches est nécessaire, en mettant l'accent sur la concentration d'une main-d'œuvre spécialisée dans des domaines spécifiques pour garantir une exécution optimale.
- En ce qui concerne les postes de travaux stabilisés, il est important d'adopter progressivement la mécanisation pour améliorer l'efficacité et la productivité du chantier.

La réalisation d'un projet d'aménagement d'un oued repose non seulement sur la conception initiale, mais également sur une exécution méticuleuse, planifiée et coordonnée. Une organisation adéquate du chantier est essentielle pour garantir la qualité et la sécurité de l'ouvrage.

VI.2.1-Rôles des intervenants sur le chantier

Il est important de souligner le rôle de chacun des acteurs impliqués dans le processus de construction.

VI.2.1.1-Maître de l'ouvrage

Couramment appelé le client. Le maître de l'ouvrage peut être une personne physique ou morale, et il est responsable de plusieurs aspects clés du projet. Son rôle consiste à définir les objectifs à atteindre, à mettre en place le financement nécessaire, à conclure et à gérer les contrats de travaux. Une fois les travaux achevés et acceptés, le client devient le propriétaire des ouvrages et peut également en assurer la gestion.

VI.2.1.2-Maître d'œuvre

C'est une personne physique ou morale, désignée par le maître de l'ouvrage pour assumer plusieurs responsabilités essentielles. Le maître d'œuvre est chargé de recevoir l'ouvrage, de préparer le dossier de consultation des entreprises, d'aider le maître de l'ouvrage dans l'analyse des offres soumises, de surveiller et de contrôler l'exécution des travaux, et enfin, de proposer

Chapitre 6 : Etude technico-économique.

la réception de l'ouvrage une fois qu'il est achevé, en établissant le décompte des travaux réalisés.

VI.2.2-Les étapes d'exécution chantier

VI.2.2.1-Travaux préparatoires

Les travaux préparatoires englobent diverses actions essentielles pour préparer le terrain en vue de la construction. Ces étapes incluent :

- L'aménagement des pistes de circulation pour les engins de construction et la création d'aires de stockage pour les matériaux de construction.
- L'abattage des arbres et l'élimination des roseaux, si nécessaire pour libérer l'espace de construction.
- La démolition et/ou le démontage des bâtiments ou des clôtures existantes, le cas échéant, pour permettre la mise en œuvre du projet.

VI.2.2.2-Réalisation de l'ouvrage

Pour le cas de béton, la réalisation consiste essentiellement les étapes suivantes :

- Piquetage d'implantation pour le terrassement : Marquage précis du site pour délimiter l'emplacement de la future structure.
- Exécution des déblais et des remblais : Déplacement de la terre pour créer les niveaux et les pentes requis.
- Exécution de la couche de béton de propreté (d = 10 cm) : Application d'une couche de béton de propreté de 10 centimètres d'épaisseur.
- Exécution de béton armé (d = 20 cm) : Construction des parois en béton armé avec une épaisseur de 20 centimètres.
- Ferraillage des parois : Installation de l'armature en acier pour renforcer les parois en béton.
- Coffrage des parois : Mise en place du coffrage pour donner forme aux parois de béton.
- Bétonnage des parois : Remplissage du coffrage avec du béton pour former les parois.
- Décoffrage des parois : Retrait du coffrage après que le béton ait durci.
- Ferraillage de la dalle : Pose de l'armature en acier pour renforcer la dalle de béton.
- Coffrage de la dalle : Création du coffrage pour contenir le béton de la dalle.
- Bétonnage de la dalle : Remplissage du coffrage avec du béton pour créer la dalle.
- Décoffrage de la dalle : Retrait du coffrage après que le béton de la dalle ait pris.

VI.3-Etude de variante : BETON

Dans les projets d'aménagement d'oueds, l'utilisation de revêtement en béton est utilisé fréquemment, spécialement dans les zones urbaines. Ces revêtements, conçus pour résister aux forces hydrauliques et protéger les rives contre les dégradations dues aux fluctuations de l'eau, offrent des solutions durables pour la gestion efficace des cours d'eau.

VI.3.1-Avantages du revêtement en béton

1. Durabilité exceptionnelle, assurant une protection à long terme contre l'érosion et les intempéries.
2. Résistance robuste aux forces hydrauliques, réduisant les risques d'affouillement des berges.
3. Faible entretien nécessaire une fois le revêtement installé, ce qui réduit les coûts à long terme.

Chapitre 6 : Etude technico-économique.

4. Possibilité de conception personnalisée, offrant des options esthétiques et fonctionnelles pour s'adapter aux besoins du projet.
5. Stabilité accrue des rives, ce qui permet de prévenir les glissements de terrain et les perturbations des écosystèmes.

VI.3.2-Inconvénients du revêtement en béton

1. Cout élevé de réalisation par rapport d'autres alternatives comme le gabion par exemple.
1. Impact potentiel sur l'habitat aquatique en réduisant la diversité des substrats disponibles.
3. Modification des caractéristiques hydrauliques naturelles, pouvant entraîner des conséquences imprévues sur l'écosystème fluvial.

Bien que le revêtement en béton soit une solution robuste pour la protection et la stabilisation des berges des oueds, le cout de réalisation et l'impact sur l'écosystème local doit être soigneusement pris en compte.

VI.3.3-Devis quantitatif et estimatif du béton

Tableau 51 : devis pour les différents travaux d'aménagement en béton.

Désignation Des Travaux	Unité	Quantité	Prix unitaire (DA)	Montant (DA)
Terrassement				
Déblais en terrain de toute nature	m ³	15363	250	3 840 750
Remblai compacté	m ³	1608	2 400	3 859 200
Génie civil				
Béton de propreté	m ³	1 812.7	9 250	16 767 475
Béton armé	m ³	3 625.4	45 000	163 143 000
TOTAL HT				187 610 425
TVA 19%				35 645 980.8
TOTAL TTC				223 256 406

VI.4-Etude de variante : GABION

L'aménagement en gabion, une technique de génie civil vieille de plusieurs siècles, est largement utilisé dans la gestion des cours d'eau et des oueds. Cette approche repose sur l'utilisation de gabions, des boîtes en treillis métallique remplies de pierres, de cailloux ou de gravier, pour la construction de revêtements de berges et de structures de contrôle des eaux.

VI.4.1-Avantages de l'aménagement en gabion

1. Cout faible de réalisation en utilisant des ressources locales.
2. Facilité de mise en œuvre.
3. Excellente protection contre l'érosion.
4. Le gabion est flexible et adaptatif aux mouvements naturels du cours d'eau,

Chapitre 6 : Etude technico-économique.

5. Favorise un drainage naturel et s'intègre avec l'environnement grâce à l'utilisation de pierres naturelles.

VI.4.2-Inconvénients de l'aménagement en gabion

1. Insuffisance de cailloux de diamètres appropriés.
2. Stabilité réduite, en particulier pendant les périodes de crues.
3. Altération du régime hydraulique le long de la zone d'enrochement.
4. Les zones amont et aval de la ligne d'enrochement sont particulièrement sensibles, exposant toute la structure à un risque accru d'érosion en cas de passage de l'eau derrière les blocs en amont.

L'aménagement en gabion pour les oueds présente des avantages significatifs, notamment sa flexibilité, sa facilité de mise en œuvre et sa durabilité. Il est efficace pour la protection contre l'érosion et la stabilisation des berges. Cependant, il peut présenter un risque de stabilité et nécessiter une surveillance continue. Le choix d'utiliser des gabions dans un projet d'aménagement d'oued doit être fait en tenant compte des besoins spécifiques du site.

VI.4.3-Devis quantitatif et estimatif du gabion

Tableau 52 : devis pour les différents travaux d'aménagement en gabion.

Désignation Des Travaux	Unité	Quantité	Prix unitaire (DA)	Montant (DA)
Terrassement				
Déblais en terrain de toute nature	m ³	15363	250	3 840 750
Remblai compacté	m ³	1608	2 400	3 859 200
Génie civil				
Gabion pour les talus	m ³	11 644	7 500	87 330 000
Lit matelas Reno	m ³	5 400	7 500	40 500 000
TOTAL HT				127 830 000
TVA 19%				24 287 700
TOTAL TTC				152 117 700

VI.5-Choix de variante d'aménagement

Après avoir donné une étude et comparaison du point de vue hydraulique dans le chapitre précédent et une étude technico-économique dans ce chapitre, nous optons pour la réalisation d'un canal en béton armé avec une section de forme trapézoïdale. Cette variante a été choisie du fait que l'ouvrage présente une meilleure capacité hydraulique et s'avère plus stable, durable et résistant au crue exceptionnelle, et ce malgré son cout élevé.

VI.6 Planification

VI.6.1 Définition :

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

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

VI.6.2-Techniques de la planification :

Il existe deux méthodes principales de planification à savoir :

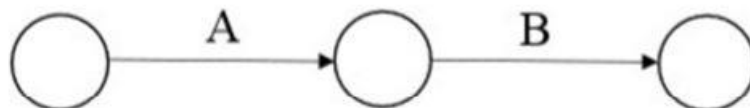
- ◆ Méthodes basées sur le réseau.
- ◆ Méthodes basées sur le graphique.

VI.6.2.1 Méthodes basées sur le réseau :

a. Définition

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

- **Le réseau à nœud :** L'opération est mentionnée dans un cercle appelé nœud ; et la relation entre deux opérations est assurée par une flèche.



L'opération **B** ne peut commencer que si l'opération **A** est complètement achevée.

- **Le réseau à flèche :** L'opération est mentionnée sur la flèche, et la relation entre 2 opérations est assurée par un cercle appelé nœud



L'opération **A** précède l'opération **B**.

Chapitre 6 : Etude technico-économique.

b. Construction du réseau

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

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

c. Méthodes utilisant le réseau :

a. Méthode C.P.M (Critical path method):

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

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

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

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

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

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

VI.6.2.2 Méthode basée sur le graphique

a. Méthode linéaire (ligne of balance technic) : Cette méthode est destinée à la planification des projets de construction dont les travaux son répétitifs.

b. Méthode a barre : Cette technique consiste à déterminer deux réseaux et un diagramme à barres (plan de travail).

VI.6.3 Choix de la méthode de calcul

Le type d'ouvrage à construire va nous permet de bien choisir la méthode de calcul. Il est préférable dans le cas où les opérations se suivent comme dans notre cas d'opter pour la méthode C.P.M.

Chapitre 6 : Etude technico-économique.

VI.6.3.1 Les paramètres de la méthode C.P.M

Les paramètres nécessaires pour l'exécution de cette méthode sont les suivantes :

DCP	TR
DFP	DCPP
DFPP	MT

Avec :

T : temps de réalisation de l'opération (c'est la durée nécessaire pour que l'opération soit réalisé);

DCP : date de commencement au plus tôt (c'est la date où l'opération peut être commencée) ;

DCPP : date de commencement au plus tard (c'est la date où l'opération doit être commencée).

DFP : date de finition au plus tôt (c'est la date où l'opération peut être achevée).

DFPP : date de finition au plus tard (c'est la date où l'opération doit être achevée). }

MT : marge totale (c'est l'intervalle de temps disponible pour ne pas retarder le projet).

$$\begin{array}{l} \{MT=DCPP-DCP \quad \{DFP=DCP+T \\ \{MT=DFPP-DFP \quad \text{ET} \quad \{DCPP=DFPP-T \end{array}$$

Pour calcul allé on a :

$$\begin{array}{l} \{DFP_i = DCP_i + T_i \\ \{DFP_i = DCP_i \end{array}$$

VI.6.3.2 Chemin critique (C.C)

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

$$\begin{array}{l} \text{C.C} = \{MT = 0 \\ \{\sum T_{c.c} = DTP \end{array}$$

VI.6.3.3 Elaboration du réseau selon la méthode CPM

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

Chapitre 6 : Etude technico-économique.

Tableau 53: Liste des opérations avec leurs durées.

Désignation d'opération Code	Code	Durée (Jours)
Installation du chantier	A	15
Travaux de terrassement sur tronçon 1	B	25
Compactage sur tronçon 1	C	30
Travaux de terrassement sur tronçon 2	D	20
Compactage sur tronçon 2	E	27
Travaux de terrassement sur tronçon principal	F	30
Compactage sur tronçon principal	G	35
Exécution de lit du béton de propreté sur le tronçon 1	H	52
Exécution de lit du béton de propreté sur le tronçon 2	I	45
Exécution de lit du béton de propreté sur le tronçon principal	J	66
Exécution de béton armé pour les canaux de tronçon 1	K	98
Exécution de béton armé pour les canaux de tronçon 2	L	86
Exécution de béton armé pour les canaux de tronçon principal	M	110
Déménagement du chantier	N	10

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

Chapitre 6 : Etude technico-économique.

Tableau 54: Succession des tâches

Code	Précède	Durée (Jours)
A	*	10
B	A	25
C	B	30
D	A	20
E	D	27
F	A	30
G	F	35
H	C	52
I	E	45
J	G	66
K	H	98
L	I	86
M	J	110
N	K ,L,M	15

Après la définition des successions des tâches on peut maintenant dessiner le réseau à nœuds de notre projet

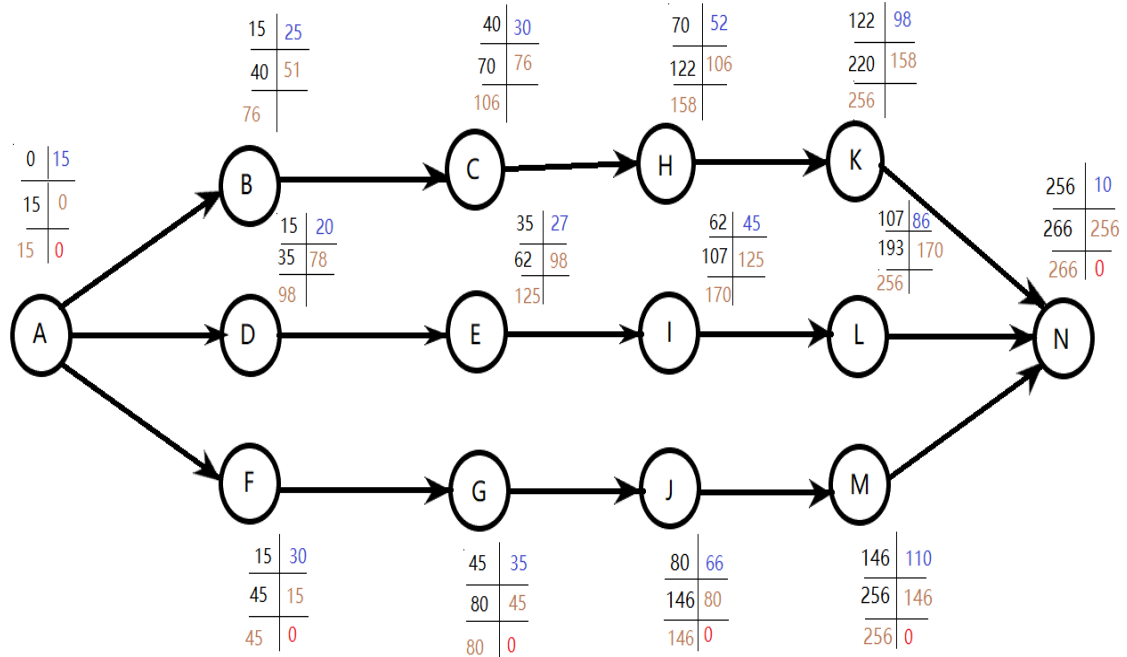


Figure 60: Réseau à nœuds

VI.6.4 Diagramme de Gantt

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

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

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

Chapitre 6 : Etude technico-économique.

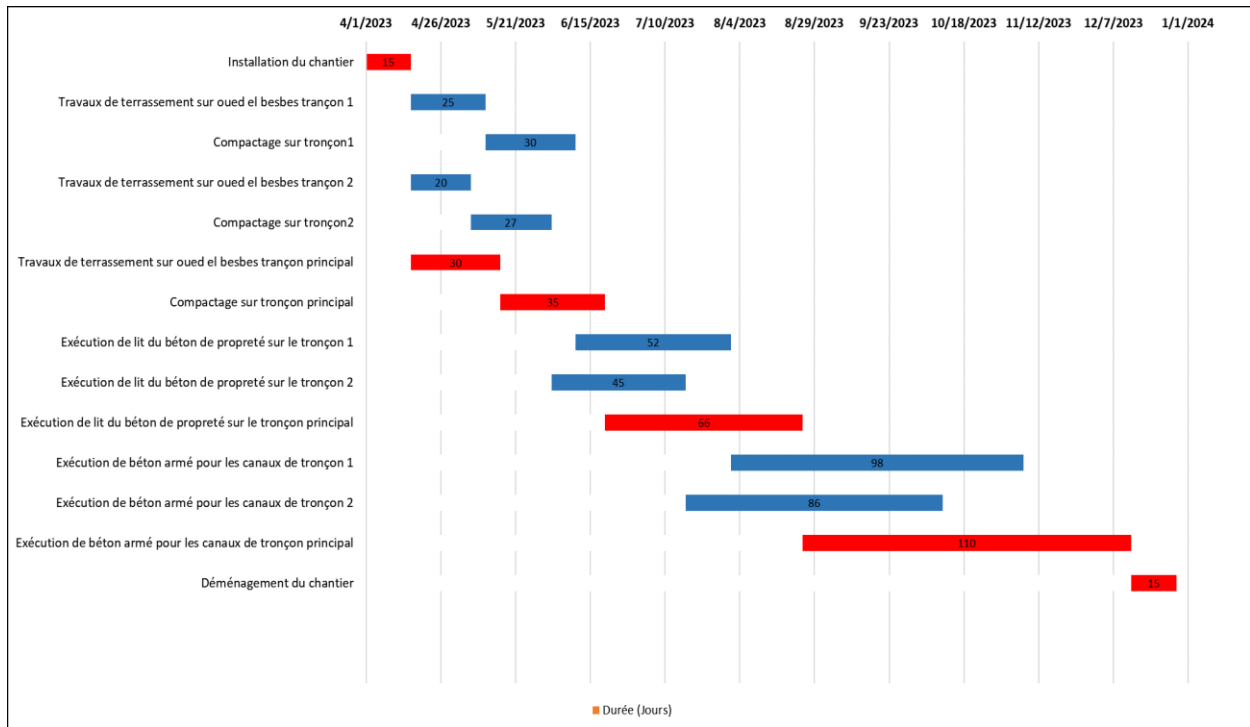


Figure 61: Diagramme de GANTT avec le chemin critique en rouge

Conclusion

Dans ce chapitre on a fait une étude technico-économique des variantes proposé en présentant les avantages, les inconvénients et le cout estimatif de chaque variante.

Ensuite on a choisi la variante basée sur cette étude qui est un aménagement en béton armé de section trapézoïdale.

A la fin, on la fait la planification de la réalisation de projet d'aménagement avec la variante choisie.

CONCLUSION GENERALE

Au travers de cette étude, une prise de conscience s'est opérée quant à la nécessité d'entretenir l'Oued El Besbes qui traverse la ville de Sidi Daoud, située à l'est de la wilaya de Boumerdes, afin de résoudre le problème des inondations. Le travail a été divisé en trois étapes essentielles.

Tout d'abord, une estimation du débit maximal à évacuer par les cours d'eau a été réalisée en se basant sur l'estimation de l'hydrogramme des crues. Ensuite, les zones à risque d'inondation ont été déterminées en simulant l'écoulement dans les cours d'eau non aménagés à l'aide du logiciel HEC-RAS, basant sur le modèle de Saint-Venant monodimensionnel.

Ensuite, un dimensionnement de deux variantes proposées pour extraire leurs paramètres hydrauliques et vérifier leur comportement avec le débit à évacuer lors d'une crue.

Finalement, après une analyse technico-économique approfondie, la variante finale a été sélectionnée. Il s'agit de la construction d'un canal trapézoïdal en béton armé le long de l'ensemble des cours d'eau. Le coût total du projet a été estimé à 307 313 275 DA.

Ce choix reflète une approche globale visant à résoudre les problèmes d'inondation le long de l'Oued El Besbes, en combinant des considérations techniques et économiques qui nous ont permis d'aboutir à une solution durable.

Références Bibliographiques

BACHI, MOHAMED (2011). Problématique du risque inondation en milieu urbain; cas de l'agglomération de Sidi Bel Abbes.

BEN SIDI AHMED L'HACHIMI (2015). Etude d'aménagement d'oued Réghaia et ses affluents pour la protection contre les inondations des communes de REGHAIA et OULED HEDADJ (W. ALGER). Mémoire d'ingénieur d'Etat en Hydraulique. Ecole Nationale Supérieure de l'Hydraulique. Blida. Algérie.

HEC-RAS (2019). Users Manuel. US Army corps of engineers Hydrologic Engineering Center, version 6.4.1.

HEC-RAS MAPPER (2019). Users Manuel. US Army corps of engineers Hydrologic Engineering Center, version 6.4.1.

TOUAÏBIA, B (2004). Manuel pratique d'hydrologie. Edition Madani, Blida, Algérie.

Yahiaoui, A. (2012). Inondations Torrentielles. Cartographie des zones vulnérables en Algérie du Nord. Cas de l'oued Mekerra, Wilaya de Sidi Bel Abbès) Thèse de doctorat. Ecole Nationale Polytechnique d'Alger.

Annexe 1 : extrait de la classification sismique des wilaya et commune d'Algérie.

N	Wilaya ou commune	Zone sismique
	Groupe de communes B Toutes les communes autres que celles figurant au groupe de communes A	I
29	MASCARA Groupe de communes A Toutes les communes autres que celles figurant au groupe de communes B	IIa
	Groupe de communes B Ain Fares, Ain fekran, Bouhanifia, Guerdjou, Oued Taria, Ghri, Benain, Mokhda, Aouf, Gharous, Nesmot, M'hamid, Hachem, Oued El Abtal, Ain Ferrah.	I
30	OUARGLA	0
31	ORAN	IIa
32	EL BAYADH	I
33	ILLIZI	0
34	BORDJ BOU ARRERIDJ	IIa
35	BOUMERDES Groupe de communes A Toutes les communes autres que celles figurant au groupe de communes B et C	III
	Groupe de communes B Afir, Benchoud, Taouerga, Baghlia, Oued Aissa, Naciria, Bordj Menail, Isser, Beni Amrane, Souk El Had, Bouzegza Kedar, El Kharouba, Larbatache, Khemis El khechna, Ouled Moussa, Hammadi.	IIb
	Groupe de communes C Timezrit, Ammal, Chaabet El Aneur	IIa

Annexe 2 : Table de loi de khi 2.

v	α					
	0.100	0.050	0.025	0.010	0.005	0.001
1	2.7055	3.8415	5.0239	6.6349	7.8794	10.8276
2	4.6052	5.9915	7.3778	9.2103	10.5966	13.8155
3	6.2514	7.8147	9.3484	11.3449	12.8382	16.2662
4	7.7794	9.4877	11.1433	13.2767	14.8603	18.4668
5	9.2364	11.0705	12.8325	15.0863	16.7496	20.5150
6	10.6446	12.5916	14.4494	16.8119	18.5476	22.4577
7	12.0170	14.0671	16.0128	18.4753	20.2777	24.3219
8	13.3616	15.5073	17.5345	20.0902	21.9550	26.1245
9	14.6837	16.9190	19.0228	21.6660	23.5894	27.8772
10	15.9872	18.3070	20.4832	23.2093	25.1882	29.5883
11	17.2750	19.6751	21.9200	24.7250	26.7568	31.2641
12	18.5493	21.0261	23.3367	26.2170	28.2995	32.9095
13	19.8119	22.3620	24.7356	27.6882	29.8195	34.5282
14	21.0641	23.6848	26.1189	29.1412	31.3193	36.1233
15	22.3071	24.9958	27.4884	30.5779	32.8013	37.6973
16	23.5418	26.2962	28.8454	31.9999	34.2672	39.2524
17	24.7690	27.5871	30.1910	33.4087	35.7185	40.7902
18	25.9894	28.8693	31.5264	34.8053	37.1565	42.3124
19	27.2036	30.1435	32.8523	36.1909	38.5823	43.8202
20	28.4120	31.4104	34.1696	37.5662	39.9968	45.3147
21	29.6151	32.6706	35.4789	38.9322	41.4011	46.7970
22	30.8133	33.9244	36.7807	40.2894	42.7957	48.2679
23	32.0069	35.1725	38.0756	41.6384	44.1813	49.7282
24	33.1962	36.4150	39.3641	42.9798	45.5585	51.1786
25	34.3816	37.6525	40.6465	44.3141	46.9279	52.6197
26	35.5632	38.8851	41.9232	45.6417	48.2899	54.0520
27	36.7412	40.1133	43.1945	46.9629	49.6449	55.4760
28	37.9159	41.3371	44.4608	48.2782	50.9934	56.8923
29	39.0875	42.5570	45.7223	49.5879	52.3356	58.3012
30	40.2560	43.7730	46.9792	50.8922	53.6720	59.7031
31	41.4217	44.9853	48.2319	52.1914	55.0027	61.0983
63	77.7454	82.5287	86.8296	92.0100	95.6493	103.4424
127	147.8048	154.3015	160.0858	166.9874	171.7961	181.9930
255	284.3359	293.2478	301.1250	310.4574	316.9194	330.5197
511	552.3739	564.6961	575.5298	588.2978	597.0978	615.5149
1023	1081.3794	1098.5208	1113.5334	1131.1587	1143.2653	1168.4972