

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE

UNIVERSITE MOHAMED BOUDIAF - M'SILA

FACULTE DE TECHNOLOGIE

DEPARTEMENT D'HYDRAULIQUE

N° :



DOMAINE : SCIENCE ET TECHNIQUE

FILIERE : HYDRAULIQUE

OPTION : OUVRAGE HYDRAULIQUE

**Mémoire présenté pour l'obtention
Du diplôme de Master OUVRAGE HYDRAULIQUE**

Présenté par:

GANA Moustafa

BOUREZG Moundhir

Intitulé :

**Choix et dimensionnement des ouvrages
hydrauliques de traversés d'oueds
Cas des ouvrages hydrauliques de la
rocade à Barika (w) BATNA**

Soutenu devant le Jury :

Mr. BENIA Mounir

Mr MEZALI Farouk

Mr SAHLI Youcef

Président

Examineur

Encadreur

Année universitaire : 2022 /2023

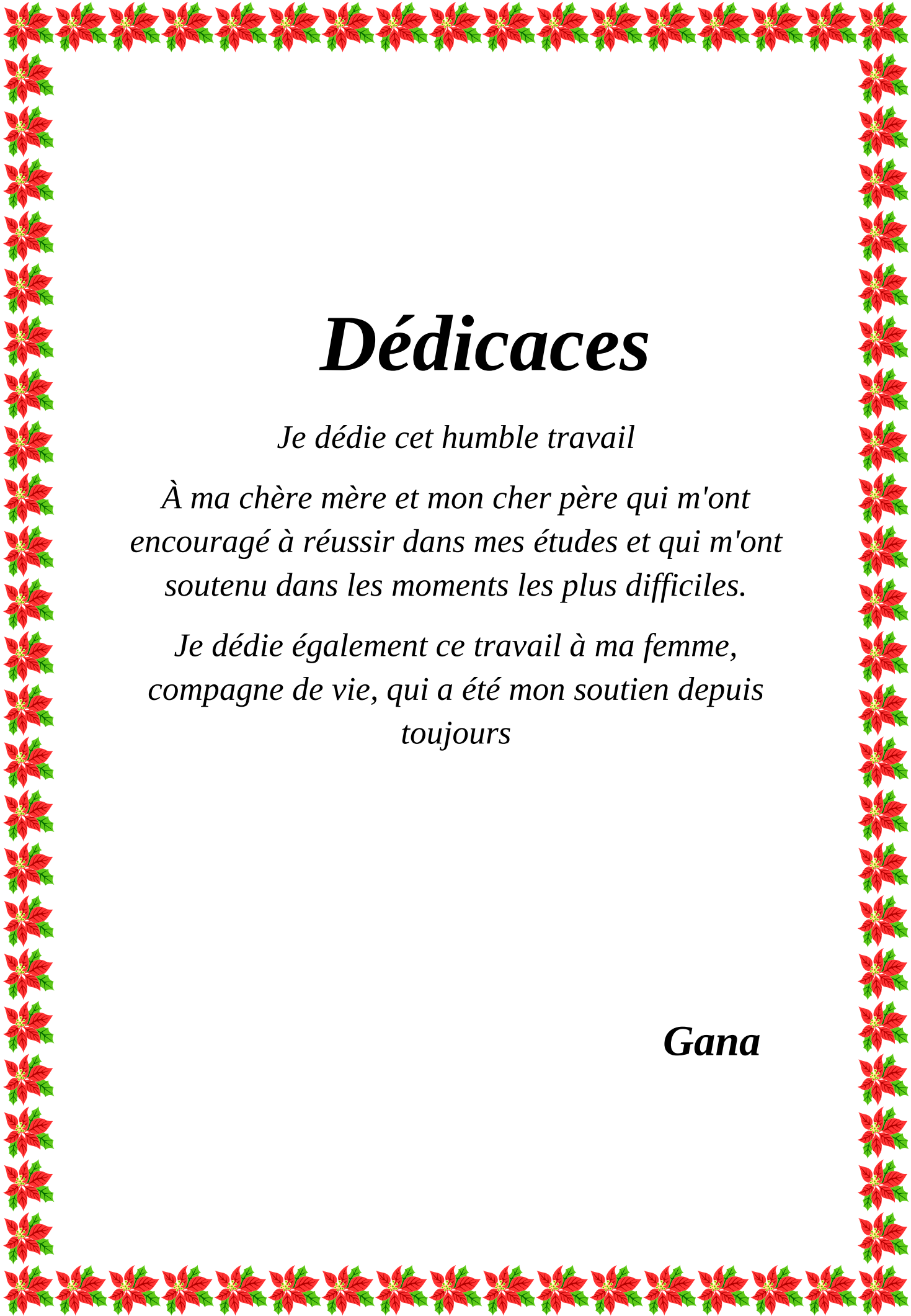
Remerciements

Nous remercions notre Encadreur Mr **SAHLI Youcef** ; pour ses orientations, ses conseils et son suivi permanent. Nous lui souhaitons la bonne santé et le bien-être.

Nous adressons également nos sincères remerciements à la famille universitaire de l'Université de M'sila.

Nous adressons notre reconnaissance et remerciements à nos Enseignants du département d'Hydraulique, sans oublier les membres de jury de ce mémoire.

Nous dirons surtout à Mr. **Berghout Ali**, merci beaucoup.



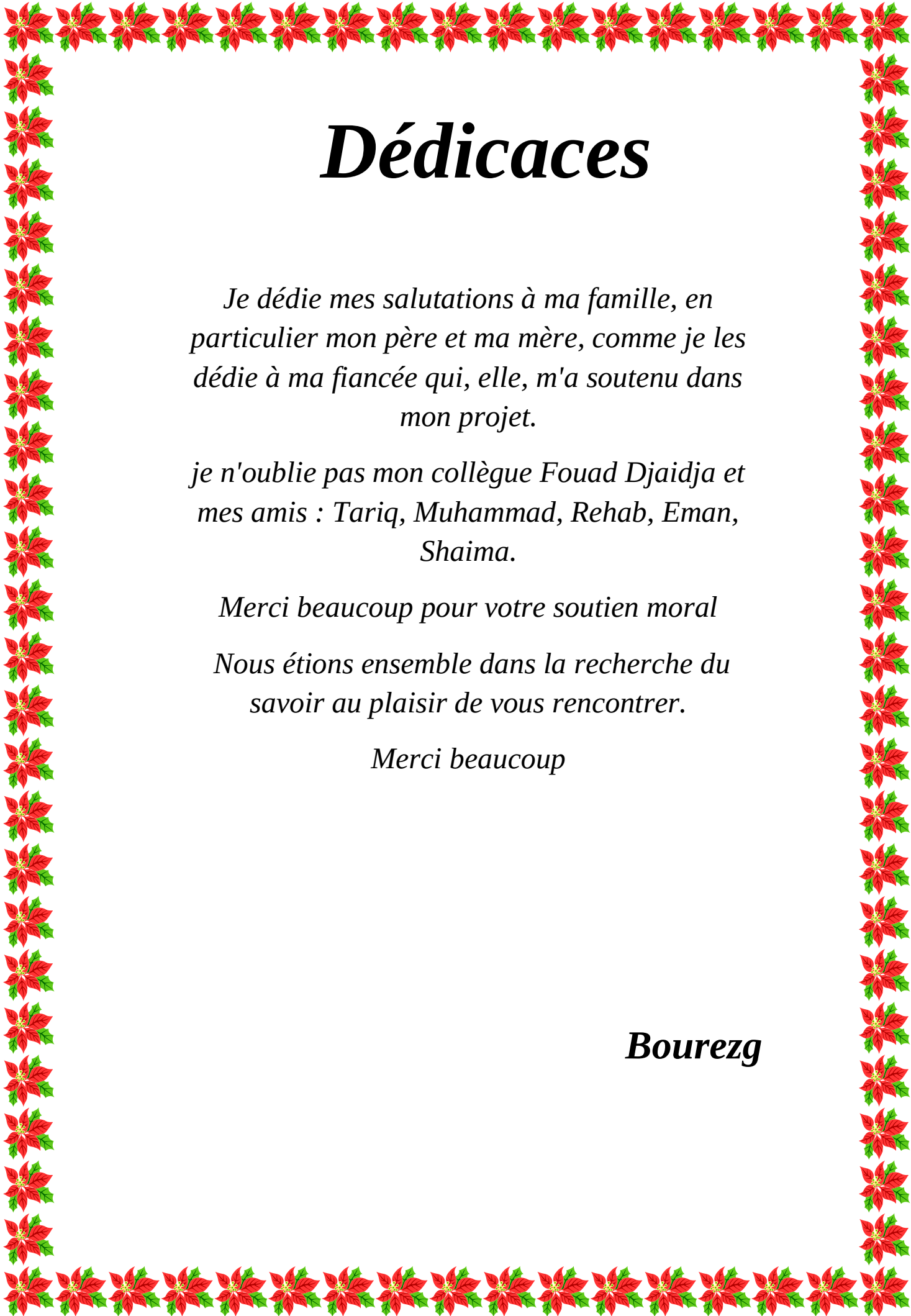
Dédicaces

Je dédie cet humble travail

*À ma chère mère et mon cher père qui m'ont
encouragé à réussir dans mes études et qui m'ont
soutenu dans les moments les plus difficiles.*

*Je dédie également ce travail à ma femme,
compagne de vie, qui a été mon soutien depuis
toujours*

Gana



Dédicaces

Je dédie mes salutations à ma famille, en particulier mon père et ma mère, comme je les dédie à ma fiancée qui, elle, m'a soutenu dans mon projet.

je n'oublie pas mon collègue Fouad Djaidja et mes amis : Tariq, Muhammad, Rehab, Eman, Shaima.

Merci beaucoup pour votre soutien moral

Nous étions ensemble dans la recherche du savoir au plaisir de vous rencontrer.

Merci beaucoup

Bourezg

Table des matières

Remerciements

Dédicaces

Table des matières

Liste des tableaux

Liste des figures

Résumé : 8

Introduction Générale : 1

Chapitre 1

Présentation de la zone d'étude

1.1 Introduction : 2

1.2 Situation géographique de Barika : 2

1.3 Découpage administratif de la wilaya de Batna : 3

1.4 Situation Climatique : 4

1.5 Température : 4

1.6 Pluviométrie : 6

1.7 Humidité : 6

1.8. Conclusion : 8

Chapitre 2

Aperçu sur quelques notions d'hydrologie

2.1 Introduction : 9

2.2 Données topographiques : 9

2.3 Définition d'un bassin versant : 9

2.3 Caractéristiques morphologiques du bassin versant d'Oued 9

2.4 Caractéristiques de forme 10

2.5 Le Relief : 10

2.6 Le temps de concentration t_c 14

2.7 Précipitations : 14

2.8 Différents types de lois utilisées pour l'ajustement 15

2.9 Choix d'une loi de Probabilité : 19

2.10 Appareils de mesure des débits : 21

2.11 Conclusion :	25
-------------------	----

Chapitre 3

Estimation des débits après le choix et analyse des données hydrologiques

3.1 Introduction :	26
3.2 Données topographiques	26
3.3 Données pluviométriques	28
3.4 Estimation du débit de crue	31
3.5 Conclusion :	39

Chapitre 4

Dimensionnement des ouvrages de traversés d'oueds

4.1 Introduction :	40
4.2 Calcul hydraulique des ouvrages traversant	40
4.3 Applications de calculs avec la formule Manning Strickler :	44
4.4 Conclusion :	50

Chapitre 5

Calcul des plus hautes eaux des oueds au niveau des ponts

5.1 Introduction :	51
5.2 Utilisation du logiciel HEC-RAS pour le calcul de la PHE :	51
5.3 Utilisation de méthode classique pour calcul de la PHE :	60
5.4 Conclusion :	64

Chapitre 6

Protection et stabilité en amont et aval des ouvrages hydraulique de traversés

6.1 Introduction	65
6.2. Protections des ouvrages hydrauliques sous-chaussés	65
6.3. Ouvrages de traversées	65
6.4 Les Techniques mécaniques :	69
6.5 Conclusion.....	71
Conclusion générale :	72
Références bibliographie :	73
Annexes	69

Liste des Tableaux

Tableau 1.1. Température mini moyenne mensuelle (1984 – 1993).....	5
Tableau 1.2 Température mini maximale moyenne (1984 – 1993)	5
Tableau 1.3. Les pluies moyennes mensuelles	6
Tableau 1.5. Les variations concernant l'humidité (1984 - 1993).....	7
Tableau 2.1 : Classification O.R.S.T.O.M.....	12
Tableau 2.2 : Classifications O.R.S.T.O.M.....	12
Tableau 2.3 : Valeur de γ en fonction de bassin versant.....	24
Tableau 3.1 : Inventaire des bassins versants étudiés.....	27
Tableau 3.2 : Implantation et données pluviométriques de la station de Brika.....	28
Tableau 3.3 Intensité Durée Fréquence de la station de Barika	29
Tableau 3.4 : Coefficients de la formule Montana (Station de Barika).....	29
Tableau 3.5 : Calcul des débits des ouvrages hydrauliques.....	37
Tableau 4.1 : Paramètres à utiliser pour le choix et le dimensionnement des ouvrages hydrauliques de traversés.....	43
Tableau 4.2 : Résultats de dimensionnement des ouvrages hydrauliques avec la Méthode de Manning Strickle.....	48
Tableau 5.1 : Débits des oueds au niveau des ponts.....	60

Liste des figures

Figure 1.1 : Délimitation géographique de Barika.....	3
Figure 1.2 : Délimitation géographique des communes de la wilaya de Batna.	4
Figure 1.3 Distribution mensuelle de température moyenne.....	6
Figure 3.1 : Courbes IDF (Intensité – Durée – Fréquence) de la station de Barika	30
Figure 3.2 : carte délimitation des bassins versants de BARIKA.....	38
Figure 4.1 : carte délimitation des bassins versants de BARIKA.....	49
Figure 6.1: exemple de buse et dalot.....	67
Figure 6.2 : exemple de pont LAGHOUAT	69
Figure 6.3 : dégâts du bloc en béton	70
Figure 6. 5: Exemple en gabion	71

Résumé :

Le thème de notre projet de fin d'étude a pour objectif de savoir choisir et savoir dimensionner par la suite les ouvrages hydrauliques de traversés d'Oueds. Notre travail nous permet de connaître dans quel cas on doit utiliser une buse, un dalot ou un pont pour faire traverser un oued ou un écoulement. Le choix de la période de retour (10ans, 50ans et 100ans) à utiliser est abordé dans notre mémoire. En fin, nous avons calculé et maîtriser la Plus Haute Eau (PHE) des oueds au niveau des ponts.

Abstract:

The theme of our end-of-study project aims to know how to choose and then know how to size hydraulic structures for crossing Oued. Our work allows us to know in which case we must use a culvert, a scupper or a bridge to cross a wadi or a flow. The choice of the return period (10 years, 50 years and 100 years) to be used is discussed in our brief. Finally, we calculated and mastered the Highest Water (PHE) of the wadis at the level of the bridges.

ملخص:

يهدف موضوع مشروع نهاية الدراسة إلى معرفة كيفية الاختيار ثم معرفة كيفية تحديد حجم الهياكل الهيدروليكية لعبور الوديان. يسمح لنا عملنا بمعرفة في هذه الحالة يجب أن نستخدم قنوات الصرف المائية المصنوعة من الإسمنت أو مجرفة إسمنتية أو جسرًا لعبور الوادي. تمت مناقشة اختيار فترة العودة (10 سنوات و 50 سنة و 100 سنة) لاستخدامها في موجزنا. أخيرًا، قمنا بحساب وإتقان أعلى مستوى للمياه (PHE) في الوديان على مستوى الجسور.

Introduction générale

Introduction Générale :

Dans les aménagements urbains ou hors zones urbaines ainsi que dans les projets routiers et autres, la traversée des oueds et écoulements nécessitent des ouvrages hydrauliques (buses, dalots et ponts). Cette tâche de choix du type d'ouvrage à projeter avec son dimensionnement est confiée aux hydrauliciens.

L'objectif de notre mémoire de fin d'études est particulièrement la maîtrise de ces types de conceptions, cela par la maîtrise du principe de conception et les formules et méthodes de dimensionnement des ouvrages hydrauliques.

Le choix de ce thème est lié au contexte du changement climatique qui se manifeste par des inondations. ce dernier est souvent aussi la conséquence de deux autres paramètres à savoir : l'eau qui peut sortir de son lit habituel d'écoulement ainsi que l'homme qui s'installe dans l'espace alluvial pour y implanter toutes sortes de constructions, d'équipements et d'activités.

Dans cette modeste étude, nous allons tenter d'expliquer les méthodes de calcul et de procéder aux calcul des débits des eaux pluviales en périodes de crues pour différentes périodes de retour (10ans, 50ans et 100ans) au niveau des endroits concernés par l'emplacement des ouvrages hydrauliques de traversés à savoir : buses, dalots et ponts.

En plus du dimensionnement des ouvrages hydrauliques de traverses des oueds, l'autre objectif de notre travail est de déterminer les plus hautes eaux (PHE) sur les sections considérées des oueds concernés par des traversées par ponts.

Le dernier aspect étudié dans notre projet de fin d'études est les techniques assurant la stabilité en amont et aval des ouvrages de traversés d'oueds. Cette partie contribuera à la stabilité des fondations et la protection contre l'érosion des lits d'oueds à l'amont et aval de chaque ouvrage hydraulique réalisé.

Le site choisit pour notre étude est situé sur l'axe de la rocade au niveau de Barika (w) Batna.

Chapitre 1

Présentation de la zone d'étude

Chapitre 1 : Présentation de la zone d'étude

1.1 Introduction :

Les écoulements et oueds concernés par notre étude se situent dans la wilaya de Batna plus exactement dans le territoire de Barika. Les oueds concernés seront traversés par l'axe autoroutier de la rocade des hauts plateaux. Notre étude sera effectuée sur la section traversant la wilaya de Batna dont le point kilométrique de démarrage correspond à sa limite avec la wilaya de M'sila.

1.2 Situation géographique de Barika :

La ville de Barika concernée par l'étude de protection est située à environ 85 Km au Sud – Ouest du chef-lieu de la wilaya de Batna, à vol d'oiseau à l'est du chott El Honda. Le centre de Barika est localisé sur la carte d'état-major N 227 les coordonnées (UTM 1959) du site Sont :[1]

$$X = 715.370$$

$$Y = 3918.312.$$

Elle est limitée par :

- ✚ La commune DJEZZAR au nord.
- ✚ La commune BITAM au sud.
- ✚ La commune SEGGANA à l'Est.
- ✚ La commune ABDELKADER AZIL à l'Ouest.

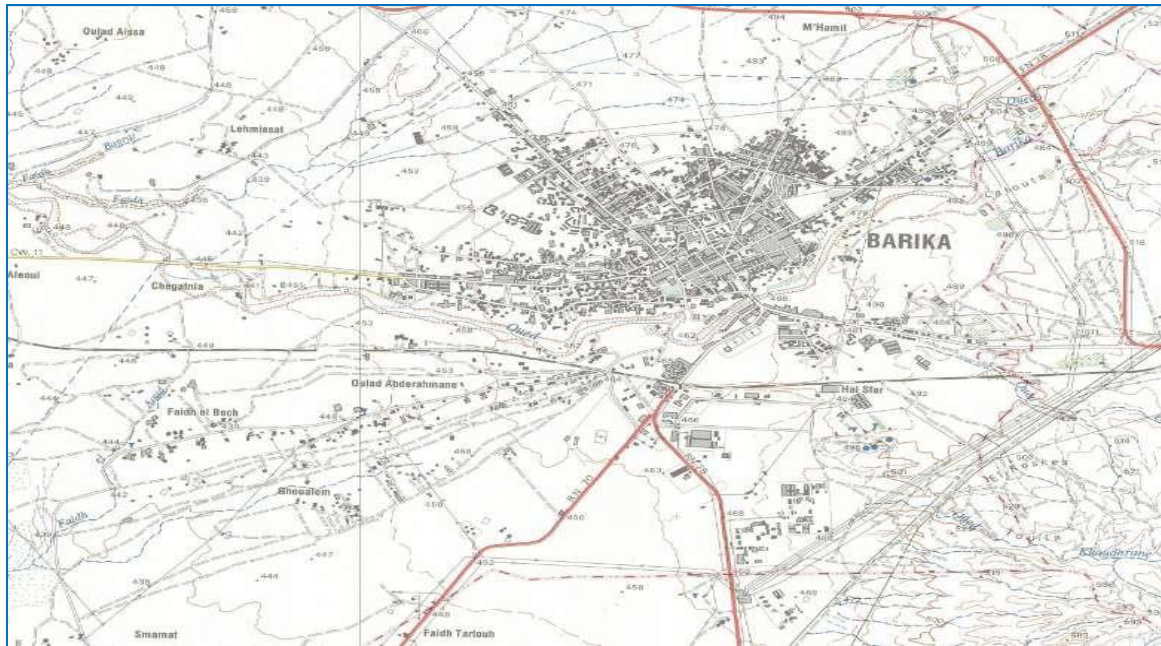


Figure 1.1 : Délimitation géographique de Barika [10].

1.3 Découpage administratif de la wilaya de Batna :

Le tracé de la rocade des hauts plateaux traversant la wilaya de Barika traverse évidemment quelques communes se trouvent sur l'axe centrale à commencer par la limite avec M'sila (limite Ouest) jusqu'à la limite avec la wilaya de Khenchla (limite Est). Les ouvrages hydrauliques de traversés des oueds seront donc implantés dans plusieurs communes de la wilaya.



Figure 1.2 : Délimitation géographique des communes de la wilaya de Batna [10].

1.4 Situation Climatique :

L'étude de la climatologie est très importante car avant toute projection ou dimensionnement d'un aménagement ou d'un ouvrage hydraulique, il faut impérativement tenir compte des facteurs climatiques.

1.5 Température :

L'ensemble des données de températures montre que l'hiver est très froid et l'été très chaud.

Les mois les plus froids sont janvier, février et décembre. Les mois les plus chauds sont juin, juillet et août.

Les données concernant les températures relèvent toujours de la station de Barika (période d'observation 1984/93). Les tableaux en 2 et 3 montrent des minima moyens mensuels oscillant entre 0°C en hiver (janvier) et 23,5 °C au mois d'août. Les maximums moyens sont de 14.3°C en hiver et 37.9 °C en été. L'amplitude est de 15.7°C environ.

Tableau 1.1. Température mini moyenne mensuelle (1984 – 1993)

années	jan	fev	Mars	avr	mai	juin	juil	août	sep	oct.	nov.	Dec.
1984	2.3	4	5.1	10.3	12.8	19.9	22.4	22.1	17.7	11.9	8.1	3.8
1985	1.4	6.2	5.3	10.6	14.2	21.7	23.7	23.5	18.1	13.1	9.5	2.8
1986	2.4	3.3	6.2	8.2	15.9	19.2	21	22.9	18.3	14.7	7.6	3.9
1987	2	4.1	7.3	11.3	14.5	20.4	24	22.8	20.4	15.9	8.1	5.9
1988	4.9	3.8	6.9	10.5	16.9	19.9	24	24.2	17.4	14.7	9.7	2.5
1989	2.3	4.4	8.2	9.3	14.6	17.8	21.4	23.3	18.4	13.1	8.3	6.7
1990	3.8	4.9	6.9	8.3	14.5	20.7	21.3	20.1	19.9	12.8	8	2
1991	1	2.3	7.6	8.2	9.7	17.3	22	21	18	11.9	4.7	2.3
1992	1.1	2.3	6	8	13.5	17.5	20.7	22	18.6	12.2	7.6	3.8
1993	0.8	3.5	5.6	8.3	14.6	20.9	22.6	22.8	16.9	14.4	8.7	4

Tableau 1.2 Température mini maximale moyenne (1984 – 1993)

années	jan	fev	mars	avr	mai	juin	juil	août	sep	oct.	nov.	Dec.
1984	12.5	13.5	17.3	23.1	25.7	32.2	36.7	35.8	30.3	21.9	18.7	14
1985	11.3	18.2	15.5	23.7	25.8	35.3	38.4	37.8	31.6	24	19.7	12.2
1986	12.4	14.2	16.6	22	30	33	35.7	31.8	31.3	24.5	17.3	13.3
1987	12.3	13.9	18.3	25	27.4	33.8	36.9	37.8	34.1	28.1	17.2	13.3
1988	15.1	15.4	19	23.6	29.6	31.9	39.2	37.1	30.4	27	18.8	12.3
1989	12.9	14.8	20.8	21.1	27.6	30.6	35.7	36.6	30.2	25.2	20.3	16.8
1990	12.5	19.9	19.3	20.6	25.9	35	36.3	34.4	34.6	26.4	18.1	12.2
1991	13.5	13.2	17.9	19.3	23.6	33.1	38	37.3	31.3	22.4	16.7	11.3
1992	11.6	14.4	16.5	20.5	16.5	30.5	35.1	37.2	32.2	25.6	19.5	14.9
1993	14.3	13.3	17.1	22.7	28.7	36.5	37.9	37.7	31	26.1	18.2	15.3

1.6 Pluviométrie : [3]

Les pluies moyennes mensuelles sont représentées dans le tableau 1.3.

Tableau 1.3. Les pluies moyennes mensuelles

Mois	Sept	Octo	Nov	Déc	Jan	Fév	Mar	Avr	Mai	Juin	Juil	Août	P(mm)
%	11,5	8,2	10,3	8,1	7,5	8,9	12,4	10,0	9,1	6,4	2,4	5,2	100,0
P(mm)	24,4	17,4	21,9	17,2	16,0	18,9	26,5	21,3	19,4	13,6	5,2	11,2	213,0

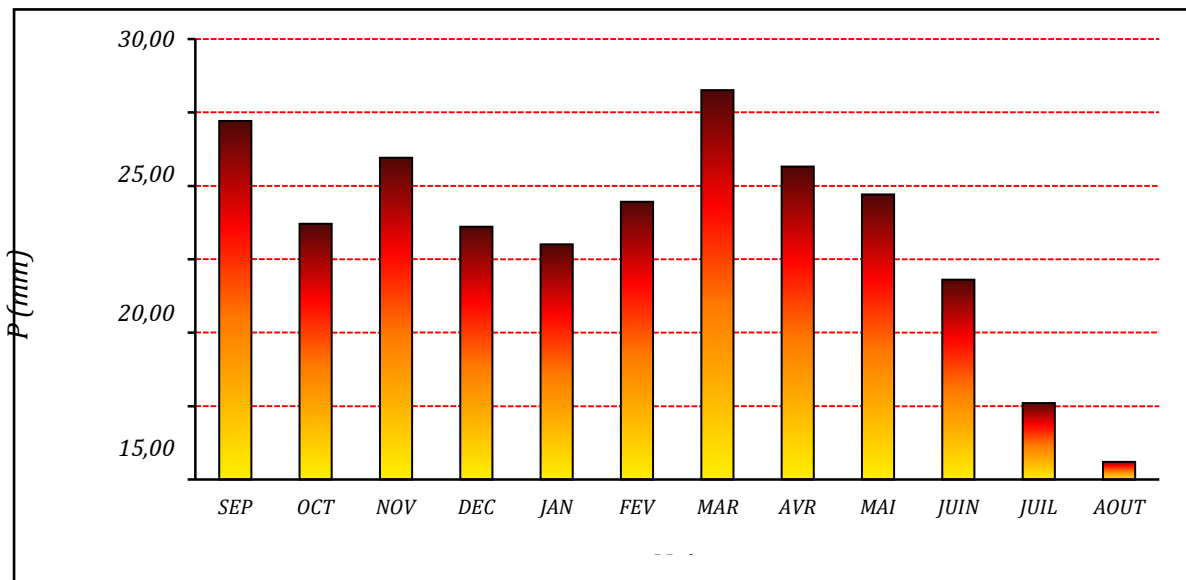


Figure 1.3 Distribution mensuelle de température moyenne[10]

1.7 Humidité : [2]

L'humidité relative est le rapport exprimé en pourcentage entre la masse d'eau contenu dans l'air et celle que contiendrait le même volume.

D'après le tableau, on enregistre une moyenne saisonnière inférieure à 50 % dans les saisons du printemps et de l'été où l'air est très sec. Par contre, dans les beaux autres saisons on voit que l'air est relativement humide.

Tableau 1.5. Les variations concernant l'humidité (1984 - 1993)

années	jan	fév.	mars	avr.	mai	juin	juil.	août	Sep	oct.	nov.	Déc.
1984	56	52	50	35	29	24	26	31	31	47	55	58
1985	66	56	52	34	38	30	25	27	36	47	67	69
1986	65	61	51	35	28	28	31	30	54	52	70	73
1987	62	59	48	29	48	32	30	31	27	35	56	74
1988	58	55	41	35	34	38	25	31	29	37	48	61
1989	55	48	32	31	22	27	24	27	38	44	45	54
1990	62	45	44	45	46	28	26	36	29	41	61	68
1991	59	55	46	46	38	27	24	27	39	53	49	67
1992	68	61	51	39	36	32	33	29	36	40	58	55
1993	56	59	46	31	29	23	24	25	34	36	61	63

1.8. Conclusion :

Toutes ces informations sur la zone d'étude seront prises en compte pour le choix des données hydrologiques à utiliser.

Le choix des types d'ouvrages hydrauliques à projeter tiendra compte de l'importance et l'allure de chaque oued et cours d'eau.

Pour ce qui est de la nature du sol et la géologie sera prise en compte dans la partie consacrée à la protection amont et aval contre l'érosion du lit des oueds.

Chapitre 2

***Aperçu sur quelques notions
d'hydrologie***

Chapitre 2 : Aperçu sur quelques notions d'hydrologie

2.1 Introduction :

La maîtrise et connaissance des notions d'hydrologiques est indispensable pour toute étude de dimensionnement des ouvrages hydrauliques destinés aux eaux pluviales.

Ses notions sont réparties en plusieurs points : le bassin versant et ses caractéristiques, la pluviométrie et les débits aux exutoires des bassins versants. Le ruissèlement a son poids aussi dans les études hydrologiques.

2.2 Données topographiques :

Le bassin d'apport d'eau pluviale a été délimité en fonction de la structure des talwegs et des lignes de crêtes sur ces cartes, leurs surfaces sont déterminées à l'aide du logiciel Autocar.

Il est à savoir que les supports topographiques utilisés dans ces types d'études sont les cartes d'états-majors à plusieurs échelles.

2.3 Définition d'un bassin versant :

Le bassin versant est défini comme la totalité de la surface topographique drainée par ce cours d'eau et ses affluents. Tous les écoulements qui prennent naissance à l'intérieur de cette surface topographique passe obligatoirement par la section de mesure pour poursuivre leur trajet. [9]

Une ligne de partage des eaux sépare un bassin versant de l'autre. Cette limite est déterminée sur la carte topographique. En commençant par l'exutoire, en trace à main levée des segments perpendiculairement aux courbes de niveau en passant par les crêtes, aboutissant automatiquement à l'exutoire.

2.3 Caractéristiques morphologiques du bassin versant d'Oued :

2.3.1 Le Périmètre :

Le périmètre correspond à la limite extérieure du bassin. Chaque sous bassin réagit d'une façon propre aux précipitations qu'il reçoit.

2.3.2 La surface :

La surface topographique est le paramètre le plus important, il permet de contrôler l'intensité de plusieurs phénomènes hydrologique (apport ; volume de précipitation ou infiltration), elle est déterminée par logiciel AUTOCAD sur la carte topographique.

2.4 Caractéristiques de forme

La forme du bassin versant influence fortement l'écoulement globale et notamment le temps de repense du bassin versant.

C'est la configuration géométrique projetée sur un plan horizontal

2.4.1 Le Rectangle Equivalent :

C'est une transformation purement géométrique en un rectangle de dimensions (L, l) ayant la même surface que celle du bassin. Le rectangle équivalent est caractérisé par la longueur « L » la largeur « l » définit respectivement par les formules suivantes :

- Longueur du rectangle équivalent :

$$L = \frac{k_c \sqrt{s}}{1.128} \left[1 + \sqrt{\left(1 - \frac{1.128}{k_c} \right)^2} \right] \dots\dots\dots 2.1$$

- La largeur du rectangle équivalent :

$$l = \frac{k_c \sqrt{s}}{1.128} \left[1 - \sqrt{\left(1 - \frac{1.128}{k_c} \right)^2} \right] \dots\dots\dots 2.2$$

k_c = Indice de Graveleuse

L : La longueur du rectangle équivalent.

l : La largeur du rectangle équivalent.

2.4.2 Indice de compacité de graveleuse k_c :

Indice de Graveleuse « k_c » appelé aussi indice de forme, cet indice caractérise la forme du bassin et exprime l'allongement de bassins versant :

$$k_c = 0.28 \frac{P}{\sqrt{s}} \dots\dots\dots 2.3$$

2.5 Le Relief :

L'influence du relief sur l'écoulement est évidente en raison de nombreux paramètres hydrométéorologiques qui varient avec l'altitude (précipitations, végétation, températures, etc.) et la morphologie du bassin. En outre, la pente influe sur la vitesse d'écoulement. Le relief se détermine au moyen de caractéristiques suivantes :

2.5.1 Courbe hypsométrique :

La courbe hypsométrique traduit une vue synthétique sur la pente du bassin, donc du relief. Cette courbe représente la répartition de la surface du bassin versant en fonction de son altitude. Elle exprime la superficie du bassin ou le pourcentage de superficie, au-delà d'une certaine altitude. La courbe hypsométrique sert en particulier à déterminer la pluie moyenne sur un bassin versant et donne des indications quant au comportement hydrologique et hydraulique du bassin et de son système de drainage

A. Caractéristiques d'altitudes :

- Les altitudes maximale et minimale
- L'altitude moyenne
- L'altitude médiane

B. Les indices de pente :

L'objet de ces indices est de caractériser les pentes d'un bassin et de permettre des comparaisons classifications.

B.1 Indice de pente globale (I_g) :

Sur la courbe hypsométrique, on prend les points tels que la surface supérieure ou inférieure soit égale à 5% de la surface totale, on aura les altitudes H5% et H95% entre lesquelles s'inscrivent l'indice de pente globale. Il est déterminé à partir de la formule suivante

$$I_g = \frac{D}{L} \dots\dots\dots 2.4$$

Avec

D : dénivelée entre H95% et H5% en (m)

-Leq : longueur du rectangle équivalent en Km.

-H95% et H5% : sont respectivement les altitudes correspondantes à S95% et S5%.

Tableau 2.1 : Classification O.R.S.T.O.M [9]

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

B.2 Dénivelée spécifique (D_s) :

$$D_s = I_g \times \sqrt{S} \dots \dots \dots 2.5$$

Avec :

- I_g : Indice de pente globale ; (m/m)

- S : superficie du bassin versant ;(km²)

- D_s : Dénivelée spécifique (m)

Tableau 2.2 : Classifications O.R.S.T.O.M [9]

R1	Relief très faible	$DS < 10m$
R2	Relief faible	$10m < DS < 25m$
R3	Relief assez faible	$5m < DS < 50m$
R4	Relief modéré	$50m < DS < 100m$
R5	Relief assez fort	$100m < DS < 250m$
R6	Relief fort	$250m < DS < 500m$
R7	Relief très fort	$DS > 500m$

B.3 Indice de pente de roche (I_p) :

Indice de pente de roche est moyenne de la racine carrée des pentes mesurées sur le rectangle équivalent, et pondérée par les surfaces comprises entre 2 courbes de niveau H_i et H_{i-1} . Il est donné par la formule

$$I_p = \frac{1}{\sqrt{L}} \sum_i^n \sqrt{s_i(H_i - H_{i-1})} \dots\dots\dots 2.6$$

L : longueur du bassin versant (m)

s_i : Surface partielle (%) comprise entre 2 courbes de niveau consécutives H_i et H_{i-1} (m)

C. La densité de drainage :

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

$$Dd = \frac{\sum_{i=1}^n L_i}{S} \dots\dots\dots 2.7$$

Avec :

-Dd : densité de drainage [km/km²]

-L_i : Somme des longueurs de tous les thalwegs y compris le thalweg principal [km]

-S : superficie du bassin versant [km²]

D. La pente moyenne du cours d'eau : [9]

La pente moyenne du cours d'eau détermine la vitesse avec laquelle l'eau se rend à l'exutoire du bassin donc le temps de concentration. Cette variable influe sur le débit maximal observé, Une pente abrupte favorise et accélère l'écoulement superficiel, tandis qu'une pente douce ou nulle donne à l'eau le temps de s'infiltrer, entièrement ou une partie, dans le sol. Le calcul des pentes moyennes et partielles de cours d'eau s'effectue à partir du profil longitudinal du cours d'eau principal et de ses affluents. La méthode la plus fréquemment utilisée pour calculer la pente longitudinale du cours d'eau consiste à diviser la valeur de différence d'altitude entre les points extrêmes du profil par la longueur totale de la cour d'eau.

$$I_{moy} = \frac{D}{L} \dots\dots\dots 2.8$$

Avec :

- I_{moy} : Pente moyenne du cours d'eau principal %
- D : Dénivelée entre H_{max} et H_{min} (m).
- L : Longueur du cours d'eau principal (Km).

2.6 Le temps de concentration t_c : [9]

Le temps de concentration t_c des eaux pour un bassin se définit comme la plus grande durée nécessaire à une goutte d'eau pour parcourir le chemin hydrologique entre un point du bassin et l'exutoire de ce dernier

Théoriquement, on estime que t_c est la durée comprise entre la fin de la pluie nette et la fin du ruissellement. Pratiquement le temps de concentration peut être déduit des mesures sur le terrain ou s'estimer à l'aide des formules le plus souvent empiriques.

2.7 Précipitations :

Les précipitations sont définies comme l'ensemble des eaux météorologiques recueillies par un bassin versant ou une surface bien déterminée. Elles peuvent se présenter sous forme liquide (pluie, brouillard, rosée.....) ou sous forme solide (neige, grêle, ...).

La hauteur des précipitations représente la hauteur de la lame d'eau précipitée qui s'accumulerait sous forme liquide. Son unité de mesure est le mm sur une surface de 1ha. [4]

2.7 Appareils de mesure des précipitations :

2.7.1 Les pluviomètres :

Le pluviomètre est un appareil très simple qui comporte une surface réceptrice limitée par une collerette cylindrique ; l'eau traversant cette surface est dirigée par un entonnoir vers un seau récepteur.

 Pluie moyenne annuelle:

Avant d'évaluer les précipitations sur les bassins versant nous avons analysé les données disponibles au niveau de la station pluviométrique. L'estimation de la pluie moyenne est faite à partir de station pluviométrique

 Pluies maximales journalières:

Les pluies maximales journalières de rares fréquences sont des pluies génératrices des crues d'importants débits, contre lesquels il faut protéger les ouvrages.

2.7.2 Les pluviographes :

Dans les études hydrologique, il est important de connaître non seulement la lame d'eau précipitée totale pour une période donnée, mais aussi sa variation dans le temps, c'est -à-dire son intensité en mm/h ou mm/mn, surtout lors d'une averse (ex : orage).

Ces appareils sont destinés à l'enregistrement de la hauteur de pluie cumulée en fonction du temps.

Plusieurs types de pluviographes existent : les pluviographes à balance et les pluviographes à siphon. [5]

2.8 Différents types de lois utilisées pour l'ajustement : [6]

Nous nous contenterons de signaler les lois les plus fréquemment utilisées.

2.8.1 Loi de GAUSS (Loi Normale):

 . *Fonction de répartition*

$$F(X) = \int_{-\infty}^u \frac{1}{\sqrt{2\pi}} e^{-\frac{\mu^2}{2}} \cdot d\mu \dots \dots \dots 2.9$$

Avec
$$U = \frac{x_i - \bar{x}}{\sigma} \dots \dots \dots 2.10$$

u est appelée variable réduite de Gauss. L'intervalle de définition est donc:

$$x \in] - \infty, + \infty [$$

Cette loi est symétrique ($\beta_1 = 0$) et présente, par définition, l'aplatissement moyen ($\beta_2 = 0$).

Le tableau ci-dessous donne la fréquence au non-dépassement de u :

$$F(u) = \text{Prob}(U \leq u) \dots \dots \dots 2.11$$

Le paramètre de tendance centrale $\bar{x}$ et à la fois la moyenne, le mode et la médiane. Le paramètre de dispersion σ_x est l'écart-type (racine carrée de la variance).

Le paramètre de tendance centrale $\bar{x}$ et à la fois la moyenne, le mode et la médiane. Le paramètre de dispersion σ_x est l'écart-type (racine carrée de la variance).

La densité de probabilité a pour expression :

$$f(u) = \frac{1}{\sqrt{2\pi}} e^{-\frac{u^2}{2}} \dots\dots\dots 2.12$$

La dérivée première s'annule pour $u = 0$ (valeur modale) et la dérivée seconde pour $u \pm 1$.

La fonction de densité est représentée par la courbe "*en cloche*" symétrique par rapport au mode $u = 0$ et avec des points d'inflexion pour $u \pm 1$.

2.8.2 Loi Log Normale (Loi de GALTON) :

Elle résulte de la loi normale mais rendus dissymétrique par le changement de variables, sa fonction de répartition pour des fréquences au non dépassement est la suivante :

$$F(X) = \int_{-\infty}^u \frac{1}{\sqrt{2\pi}} e^{-\frac{\mu^2}{2}} \cdot d\mu \dots\dots\dots 2.13$$

$$U = \frac{x_i - \bar{x}}{\sigma} : (\text{variable réduite de GAUSS}) \dots\dots\dots 2.14$$

L'équation de la droite de **GALTON** est donnée par la relation suivante :

$$\log x P\% = \overline{\log x} + \log \mu(P\%) \dots\dots\dots 2.15$$

Avec :

$\log x$: La moyenne de la série $\log x_i$;

σ : Ecart type de la série $\log x_i$;

U : variable réduite de Gauss.

$$\log x = \frac{\sum_{i=1}^n \log x_i}{n} \dots\dots\dots 2.16$$

2.8.3 Loi de GUMBEL :

La fonction de répartition de la loi Gumbel pour des fréquences au dépassement est la suivante:

$$F(x) = f(y) = e^{-e^{-y}} \dots\dots\dots 2.17$$

Ou : $y = 1/\alpha(x - x_0)$ variable réduite de Gumbel

Avec :

$F(x)$: Fréquence au dépassement de valeur de x ,

α, x_0 : Coefficient d'ajustement (méthode des moindres carrés) ;

x_0 : Paramètre de position (mode) ;

α : Paramètre d'échelle différent de zéro et positif appelé aussi « grade x »

$1/\alpha$: Pente de la droite de régression ;

x : Variable étudiée ; la précipitation maximale journalière « p_{maxj} » ;

Cette variable x , exprimée en fonction de la variable réduite y , est l'équation de la droite de

Gumbel sur papier à probabilité Gumbel.

2.8.4 Loi de FRECHET :

Parmi les distributions exponentielles généralisées, nous ne citerons que la loi de Fréchet qui est la plus fréquemment utilisée.

- Fonction de répartition

Sous sa forme simplifiée, la fonction de distribution s'écrit :

$$F(x) = e^{-e^{-u}} \dots\dots\dots 2.18$$

$$\text{Avec } u = \frac{\log(x - x_0) - s}{\delta} \quad \text{et} \quad x \in]x_0, +\infty[$$

Cette loi a trois paramètres :

x_0 = paramètre de position

s = paramètre d'échelle

δ = paramètre de forme

2.8.5 Loi de Pearson III ou loi Gamma incomplète :

Parmi les différentes lois de Pearson, la loi de type III est la plus utilisée en hydrologie.

- Fonction de distribution

Sous sa forme générale, elle s'écrit :

$$F(x) = \frac{1}{\Gamma(\gamma)} \int_0^u u^{\gamma-1} e^{-u} du \dots\dots\dots 2.19$$

$$u = \frac{x-x_0}{s} \dots\dots\dots 2.20$$

$\Gamma(\gamma)$: Fonction gamma complète :

$$\Gamma(\gamma) = \sum_0^\infty u^{\gamma-1} e^{-u} du \dots\dots\dots 2.21$$

L'intervalle de variation de x est $[x_0, \infty[$ et les trois paramètres d'ajustement sont :

x_0 : Paramètre de position (borne inférieure)

x : paramètre d'échelle (de même dimension que x)

γ : paramètre de forme (positif différent de zéro)

Le coefficient d'asymétrie est toujours positif et il diminue lorsque γ augmente. Il est égal à

$$\beta_1 = \frac{2}{\sqrt{\gamma}} \dots\dots\dots 2.22$$

Le coefficient d'aplatissement est positif et égal à $\beta_2 = \frac{6}{\sqrt{\gamma}}$

Si γ croît indéfiniment, la loi gamma incomplète tend vers une loi de Gauss ($\beta_1 \rightarrow 0, \beta_2 \rightarrow 0$).

La densité de probabilité a pour expression :

$$F(u) = \frac{1}{\Gamma(y)} u^{y-1} e^{-u} \dots\dots\dots 2.23$$

Remarque : Elles existent d'autres lois d'ajustement qui sont citées dans les références bibliographiques de ce mémoire.

2.9 Choix d'une loi de Probabilité :

Nous avons vu qu'il existait plusieurs méthodes pour déterminer les paramètres d'une loi en fonction de l'échantillon disponible. Mais comment choisir le type de loi de distribution ?

2.9.1 Ajustement des pluies maximales journalières avec la Loi de GUMBEL:

Les paramètres statistiques de l'échantillon sont : [7]

- Nombres des échantillons : n
- La moyenne $\bar{p}_{max,j}$
- L'écart type σ

$$\text{Coefficient de variation } c_v = \frac{\sigma}{\bar{p}_{max,j}}$$

L'équation de droite de GUMBEL :

$$\bar{p}_{max,j} = \frac{1}{\alpha} y + x_0 \dots\dots\dots 2.24$$

Y : variable de la droite de GUMBEL :

$$Y = -[\ln(-\ln(f(x)))] \dots\dots\dots 2.25$$

$$\text{Où : } f(x) = \frac{m-0,5}{N}$$

m : ordre de classement ;

N : taille de l'échantillon ;

$\frac{1}{\alpha}, x_0$: Sont déterminés par la méthode des moindres carrées ;

Donc

Tableau ajustement à une loi gumbel se compose des éléments suivants :

Valeur de départ ; valeur classement ; fréquence expérimentale ; variable réduite ;
valeur expérimentale valeur théorique ; borne inférieure ; borne supérieure

Fréquence ; U. gumbel ; valeur théorique ; borne inférieure ; borne supérieure ; fréquence théorique.

➤ **Test d'adéquation ou test de Pearson**

Lorsqu'on a procédé à un ajustement d'une loi de probabilité, le problème théorique, le problème qui se pose est de savoir si cette loi s'adapte. L'examen graphique ne peut suffire. Il faut pouvoir tester par le calcul, la qualité de l'ajustement réalisé.

➤ **Les tests de χ^2**

Comme critère de comparaison la variable χ^2 est utilisée pour un risque $\alpha = 5\%$ et un nombre de degré de liberté $\gamma = k - 1 - m$

Avec

K : nombre de classes

m : nombre de paramètres de loi qui égal à 2

$$\chi^2_{cal} = \sum_{i=1}^k \frac{(n_i - \mu_i)^2}{\mu_i} \dots\dots\dots 2.26$$

Où :

n_i : Nombre d'observations contenues dans la classe i

μ_i : Nombre d'observations théoriques calculés dans la classe i

Ce nombre doit être supérieur ou égale à 5

χ^2 : Est une variable aléatoire qui peut varier de 0 à ∞

2.9.2 Ajustement des pluies pluie annuelle suivant la loi normale :

Calcul des fréquences expérimentales (au non dépassement) :

$$Q = f(x_i) = \frac{m - 0,5}{N} \text{ et } T = \frac{1}{1 - f(x)}$$

$$F(x) = \frac{1}{\sqrt{2\pi}} \int_{-\infty}^u e^{-\frac{1}{2}u^2} \quad (\text{réquence au non dépassement})$$

$$u = \frac{x - \bar{x}}{\sigma}$$

m : nombre d'ordre de la valeur

N : taille de l'échantillon

➤ **Le test de χ^2**

Comme critère de comparaison la variable χ^2 est utilisée pour un risque $\alpha = 5\%$ et un nombre de degré de liberté $\gamma = k - 1 - m$

Avec:

K : nombre de classes

m : nombre de paramètres de loi qui égal à 2

$$\chi^2_{cal} = \sum_{i=1}^k \frac{(n_i - \mu_i)^2}{\mu_i}$$

Où :

n_i : Nombre d'observations contenues dans la classe i

μ_i : Nombre d'observations théoriques calculés dans la classe i

Ce nombre doit être supérieur ou égale à 5

χ^2 : Est une variable aléatoire qui peut varier de 0 à ∞

Dd : Densité de drainage (km/km²)

S : Surface du bassin en [km²] ;

Le : Lane d'eau écoulée en [mm] ;

2.10. Appareils de mesure des débits :

Sont des appareils fixés dans les lits des oueds. Ces derniers permettent de s'occuper du volet qui s'appelle : l'hydrométrie

2.11. Formules et méthodes de calcul et d'estimation des débits : [7]

2.11.1. Méthode Rationnelle : utilisée pour les petits et moyens bassins versant

$$Q_p = \alpha * C_r * i * A \dots\dots\dots 2.27$$

- Q_p : débit d'eau de ruissellement (l/s).
- A : surface de l'aire d'influence (ha).
- C_r : coefficient de ruissellement, limite $0 < C_r < 1$.

- i : intensité de précipitation (l/s/ha).
- α : Coefficient correcteur de l'intensité).

A fin de prendre de prendre en compte l'homogénéisation des unités, cette Formule rationnelle s'écrit sous deux formes :

$$Qp(T) = 0.167 \cdot C \cdot i \cdot A \dots\dots\dots 2.28$$

Avec : Q_p en (m³/s)

i en (mm/min)

A en (ha)

$$Qp(T) = \frac{1}{360} \cdot C \cdot i \cdot A \dots\dots\dots 2.29$$

Avec :

Q_p en (m³/s)

i en (mm/h)

A en (ha)

2.11.2. La Méthode Superficielle (Méthode de Caquot) :

Le modèle de Caquot ou la méthode superficielle est une forme globaliste de la méthode rationnelle. D'une manière générale, en faisant intervenir tous les mécanismes de l'écoulement, cette méthode permet de calculer, aux divers points caractéristiques des tronçons, le débit de pointe qui servira à la détermination ultérieure des dimensions hydrauliques des ouvrages évacuateurs. C'est un modèle déterministe de définition du débit de pointe s'appliquant à toute la surface considérée, d'où l'expression de la méthode superficielle de Caquot, mais à la différence de la méthode rationnelle, il ne s'applique qu'aux surfaces urbaines drainées par des réseaux à moins d'ajuster les paramètres.

- **Hypothèse et base de calcul du modèle :**

- Le débit de pointe ne peut être observé à l'exutoire que si l'averse à une durée au moins égale au temps de concentration.
- Le débit de pointe est proportionnel à l'intensité moyenne de l'averse au cours du temps de concentration.
- Le débit de pointe de la même période de retour que l'intensité qui le provoque.

- **Validité de la méthode superficielle :**

Les limites d'application de la méthode superficielle sont :

- La limite supérieure de la surface du sou bassin est de 200 ha.
- Le coefficient de ruissellement doit être compris entre 0.2 et 1.
- Le coefficient d'allongement "M" doit être compris entre $0.8 < M < 2$.
- La pente doit être comprise entre 0.2 et 5%.

La formule superficielle générale s'écrit :

$$Q_p(T) = K \cdot I^a \cdot C^b \cdot A^c \dots\dots\dots 2.30$$

Avec :

Q_p : débit de pointe en (m³/s)

I : pente moyenne du BV

C : Coefficient de ruissellement pondéré

K, a, b, c : coefficients spécifiques au site considéré.

La formule simplifiée de CAQUOT devienne :

$$Q_p = 0.520 \cdot I^{0.20} \cdot C^{1.11} \cdot A^{0.83} \quad \text{Pour } T=10\text{Ans} \dots\dots\dots 2.31$$

Avec :

Q_p : débit de pointe en (m³/s)

I : pente moyenne du BV en (m/m)

C : Coefficient de ruissellement

A : surface du BV en (ha).

2.11.3 Formule de Turraza :

L'une des formules les plus utilisées est celle de TURAZZA qui s'exprime de la manière suivante :

$$Q_{p\%} = (C \times I_{p\%} \times S) / 3.6 \dots\dots\dots 2.32$$

Où :

$Q_{p\%}$ = Débit maximum de fréquence (P%)

C= Coefficient de ruissellement lié à la probabilité d'occurrence

$I (P\%)$ = Intensité de la pluie de fréquence (P%) pour une durée égale au temps de concentration T_c .

S = Superficie du bassin versant.

D'après son auteur, il est recommandé d'affecter les valeurs suivantes au coefficient (C)

2.11.4 Formule de SOKOLOVSKY

$$Q_{\max} = \frac{0.28 P_{tcP\%} \cdot C_e \cdot S}{t_m} * f \dots\dots\dots 2.33$$

f : coefficient de forme de la crue

Tableau 2.3 : Valeur de γ en fonction de bassin versant

Pour $1 < S < 50 \text{ Km}^2$	$\gamma = 2$
Pour un bassin boisé avec un sol peu perméable	$2 \leq \gamma \leq 2.5$
Pour un bassin boisé	$3 \leq \gamma \leq 4$

S : Superficie du bassin [Km^2].

T_c : temps de concentration[h]

2.11.5 Méthode fréquentielle ANRH

Elle a été établie par TAIBI. (ANRH) pour les cours d'eau d'Algérie. Cette méthode est donnée par la relation suivante:

$$Q_{PT} = e^{0.95u} \cdot Q_P \dots\dots\dots 2.34$$

Avec :

Q_{PT} : Débit de pointe fréquentiel (m^3/s).

u : Variable réduite de Gauss.

Q_P : Débit de pointe annuel (m^3/s).

Le débit de pointe moyen annuel est calculé par la relation:

$$Q_P = 0,000781 \cdot S^{0,688} \cdot P^{1,275} \dots\dots\dots 2.35$$

P : Pluie moyenne annuelle reçue par le bassin versant (mm).

S : Surface du bassin versant en Km^2

2.11.6 Autres formules :

Il ya d'autres formules utilisées pour quantifier les débits de crue et de ruissèlement à l'exutoire d'un bassin versants. Trois formules très utilisées dans l'étude hydrologique et hydraulique des bassins versants situés en dehors des zones urbaines à savoir : Formule **Rationnelle**, Formule de **Transition** et Formule de **Crupedix**. Les détails de ces formules sont donnés dans le prochain chapitre.

2.11. Conclusion :

Ce chapitre est reparti en trois parties qui sont indispensables pour toute étude hydrologique sur un bassin versant. C'est des rappels théoriques sur le bassin versant, les précipitations et les débits aux exutoires des bassins versants. Les formules de calculs pour notre cas sont récapitulées dans le chapitre 3 qui est concerné par le calcul des débits aux exutoires des bassins versants.

Chapitre 3

***Estimation des débits après le choix et
analyse des données hydrologiques***

Chapitre 3 : Estimation des débits après le choix et analyse des données hydrologiques.

3.1 Introduction :

Les méthodes de calcul des débits de ruissellement utilisent généralement un modèle statique de la relation “pluie - ruissellement” ($Q = f(I)$) en utilisant les caractéristiques morphologiques du bassin versant tels que forme, pente et superficie du bassin versant ; longueur du cours d’eau principal, temps de concentration et le coefficient de ruissellement.

Les données utilisées pour notre mémoire sont issues des supports suivants :

3.2 Données topographiques

Les supports topographiques utilisés à ces types d’études sont les cartes d’états-majors éditées au 1/50000 ou 1/25000, ces dernières sont scannées et numérisées.

Les bassins d’apports d’eaux pluviales ont été délimités en fonction de la structure des talwegs et des lignes de crêtes sur ces cartes, leurs surfaces sont déterminées à l’aide du logiciel Autocad ou Covadis.

Les caractéristiques morphologiques : Surfaces des bassins versants, pente du talweg principal qui représente la différence d’altitude par la longueur, sont tirées à partir de ces cartes et sont représentées dans le tableau 3.1 suivant :

Tableau 3.1 : Inventaire des bassins versants étudiés

N° BV	Surface B.V (km2)	Longueur du Talweg principal (km)	Altitude (m)			Pente (%)
			Cote Max (m)	Cote Min (m)	Différence (m)	
1	3,413	3,576	527	474	51	1.43
2	0,140	0,775	490	476	14	1.81
3	1,496	3,760	546	474	72	1.91
4	0,227	0,731	492	476	16	2.19
5	12,715	9,019	589	471	118	1.31
6	335,880	44,072	1562	470	1092	2.48
7	1,889	2,354	506	477	29	1.23
8	36,835	9,744	629	473	156	1.60
9	30,158	11,302	725	474	251	2.22
10	0,061	0,187	476	473	3	1.60
11	0,288	0,247	476	474	2	0.81
12	1,045	0,933	473	469	4	0.43
13	1,478	1,622	474	464	10	0.62
14	91,675	21,036	951	455	496	2.36
15	1961,129	104,546	1975	447	1528	1.46
16	2,116	3,185	464	456	8	0.25
17	3,950	3,746	464	453	11	0.29
18	4,499	4,352	464	453	11	0.25
19	2,559	3,983	466	456	10	0.25
20	3,440	2,514	465	458	7	0.28
21	1,537	3,444	629	483	146	4.24
22	0,459	1,615	566	493	73	4.52
23	0,067	0,402	554	511	43	10.70
24	0,353	0,971	593	523	70	7.21
25	3,487	3,111	582	511	71	2.28
26	0,109	0,276	556	531	25	9.06
27	1,610	2,153	582	523	59	2.74
28	0,205	0,856	568	532	36	4.21
29	0,738	0,938	566	553	13	1.39

30	1,160	0,893	566	539	27	3.02
31	1,097	2,109	574	556	18	0.85
32	0,168	0,517	606	590	16	3.09
33	349,293	62,695	1833	585	1248	1.99
34	0,235	0,836	646	632	14	1.67

3.3 Données pluviométriques

Nous avons recueillis toutes les renseignements pluviométriques disponibles au niveau de l'Agence Nationale des Ressources Hydrauliques (A.N.R.H.) Bir-Mourad-Rais (Alger) qui couvrent cette zone d'étude et qui se trouvent à proximité du tracé.

Ces renseignements existent sous forme de courbes Intensité-Durée-Fréquence (IDF) au niveau de certaines régions et sous forme d'un listing de pluies journalières mensuelles annuelles maximales dans d'autres régions.

3.3.1. Les précipitations

Les données pluviométriques données en termes de pluies journalières mensuelles et annuelles maximales, relative à la section étudiée sont ceux de la station de Barika. Cette station est située dans un rayon ne dépassant pas 50 km par rapport au tracé étudié et contient les informations suivantes :

Tableau 3.2 : Implantation et données pluviométriques de la station de Brika [1]

Nom de la station	Code	X Lambert	Y Lamber	Altitude (m)
Barika	051305	744.85	236.60	471

3.3.2. Intensité [7]

Les données des intensités de pluies enregistrés dans cette station sont mesurées pour des durées allant de 1 heure jusqu'à 24 heures et sont analysées pour les périodes de retour suivantes : 2 ans, 5-ans, 10-ans, 20-ans, 50 ans et 100 ans.

Tableau 3.3 Intensité Durée Fréquence de la station de Barika

Période de Retour	2 ans	5 ans	10 ans	20 ans	50 ans	100 ans
1heure	18.1	23.5	27.1	30.5	35.0	38.3
2heures	10.3	13.4	15.5	17.4	20.0	21.9
3heures	7.4	9.7	11.1	12.5	14.4	15.7
6heures	4.2	5.5	6.4	7.2	8.2	9.0
12 heures	2.4	3.1	3.6	4.1	4.7	5.1
24 heures	1.4	1.8	2.1	2.3	2.7	2.9

L'intensité moyenne de la pluie sur le temps de concentration t_c pour une période de retour T est présentée par la formule de Montana :

$$i = a \times t^b \dots\dots\dots 3.1$$

Avec : **i** Intensité des précipitations (mm/h)

t : Temps de concentration (minutes)

a,b Coefficients de la formule Montana

Les coefficients de la formule de Montana, sont estimés dans le tableau suivant :

Tableau 3.4 : Coefficients de la formule Montana (Station de Barika)

Période de retour (ans)	Coefficient de la formule de Montana	
	a	b
2	14.5	-0.81
5	20.1	-0.81
10	23.8	-0.81
20	27.4	-0.81
50	32.0	-0.81
100	35.4	-0.81

Les courbes d'intensité des précipitations sont montrées dans la figure suivante:

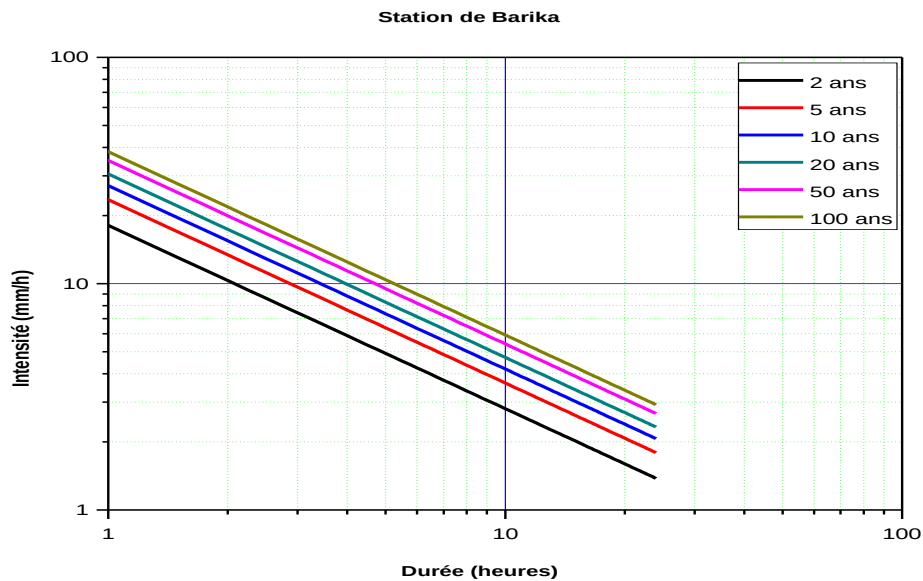


Figure 3.1 : Courbes IDF (Intensité – Durée – Fréquence) de la station de Barika

La détermination de l'intensité de pluie relative à cette station comprend différentes étapes de calcul qui sont :

a. Hauteur de la pluie journalière maximale annuelle[9]

$$P_j = \frac{P_{jmoy}}{\sqrt{C_v^2 + 1}} \cdot \exp\left(u \sqrt{\ln(C_v^2 + 1)}\right) \dots\dots\dots 3.2$$

P_{jmoy} : pluie journalière moyenne (mm).

C_v : Coefficient de variation.

U : Variable de Gauss.

Ln : Log. Népérien.

b. Hauteur de la pluie de durée 't = t_c'

$$P(t) = 1.13 \cdot p_j \cdot \left(\frac{t_c}{24}\right)^b \dots\dots\dots 3.3$$

P_j : Hauteur de la pluie journalière maximale (mm).

b : Exposant climatique.

t_c : Temps de concentration (heure)

c. L'intensité horaire

$$i = \frac{P(t)}{t_c} \dots\dots\dots 3.4$$

i : Intensité de la pluie (mm/h).

t_c : Temps de concentration (heure).

P(t) : Hauteur de la pluie de durée t_c (mm).

3.4 Estimation du débit de crue : [5]

Le débit de projet correspond au débit de pointe pour une période de retour donnée, dimensionnant l'ouvrage hydraulique. Ce débit est calculé par les trois méthodes : Rationnelle, Crupédix et la formule de transition.

Remarque :

La méthode utilisée est celle de SETRA 2006 (méthode française utilisée pour les zones méditerranéennes). Pour le cas de notre projet dans la région des hauts plateaux, cette méthode est toujours valable car il n'existe pas une méthode spécifique aux hauts plateaux.

C'est les indices climatiques des stations utilisées qui change par rapport à celles des zones méditerranéennes ce qui permet l'adaptation de ces méthodes à notre cas. Cette variation des indices climatiques nous avons obtenu des résultats très fiables.

3.4.1 Formule Rationnelle :

Pour les bassins dont la surface ne dépasse pas 10km², nous adoptons cette formule :

$$Q_{(T)} = K.C_{(T)}.I_{(T)}.A \quad \dots\dots\dots 3.4$$

Dont : $Q_{(T)}$: Débit maximum d'eau pluviale de période de retour (m³/s).

$C_{(T)}$: Coefficient de ruissellement pondéré pour la période de retour T.

$I_{(T)}$: Intensité moyenne de pluie en mm/h pour la période de retour T pendant le temps de concentration t_c .

K : Coefficient de conversion des unités.

A : Aire du bassin d'apport (km²).

3.4.2 Formule Crupédix :

Pour les bassins versants de surfaces supérieures à 50km², la formule de Crupédix sera retenue.

$$Q_{10} = R . \left(\frac{P_{10}}{80} \right)^2 . A^{0.8} \quad \dots\dots\dots 3.5$$

Dont : Q_{10} : Débit décennal, en (m³/s).

R : Coefficient régional traduisant l'aptitude de ruissellement :

$R=0.2$ pour des terrains perméables

$R=1.5$ à 1.8 pour des terrains imperméables

$R=1$ pour des terrains intermédiaires

P_{10} : Pluie journalière de période de retour décennale en (mm).

A : Aire du bassin d'apport (km²).

Le débit centennal est obtenu à partir de la corrélation :

$$Q_{100} = \bar{b} \cdot Q_{10} \text{ Avec : } 1.4 \leq \bar{b} \leq 4$$

Jusqu'à 20km², $\bar{b}$ est déterminé en appliquant la formule rationnelle (calcul de Q_{10} et Q_{100} comme si la formule rationnelle était applicable).

Au-delà de 20km², $\bar{b}$ est déterminé à partir des données provenant des cours d'eau jaugés sur des bassins versants représentatifs à proximité du projet. A défaut, $\bar{b} = 2$ au minimum.

Remarque :

Selon les données pluviométriques de la région et les caractéristiques géomorphologiques trouvées des différents bassins versants, nous avons opté dans nos calcul pour la valeur la plus défavorable $\bar{b} = 4$, et ce pour que Les formules de Crupédix et de transition donnent des valeurs de débits plus fiables.

3.4.3 Formule de Transition :

Entre les deux méthodes précédentes, une formule de transition est appliquée pour des surfaces comprises entre 10km² et 50km².

$$Q_{Transition} = \left(\frac{50 - A}{40} \right) \cdot Q_{Rationnelle} + \left(\frac{A - 10}{40} \right) \cdot Q_{Crupédix} \dots\dots\dots 3.6$$

- **Temps de concentration : [8]**

Pour calculer le débit maximal (débit de projet), le temps de concentration (tc) est un facteur prépondérant, ainsi la durée de pluie utilisée sera égale à (tc) du bassin. Le temps de concentration du bassin versant est défini comme le temps nécessaire à une particule d'eau de parcourir le plus éloigné du bassin jusqu'à l'exutoire de ce bassin. Différentes types de formules expérimentales sont utilisées pour calculer (tc), tel que les formules de Ventura, Passini, Giandotti, Pezolli, Horton, Kirpich (1940) et Setra, etc.

 **Pour $S < 5 \text{ km}^2$, on applique la formule de Ventura**

$$t_{C10} = 0,127 \sqrt{\frac{S}{P}} \dots\dots\dots 3.7$$

Avec : **t_{C10}** : Temps de concentration en heure.
 S : Surface du bassin versant en km^2 .
 P : Pente moyenne du bassin versant en m/m.

 **Pour $5 < S < 25 \text{ km}^2$, on applique la formule de Passini**

$$t_{C10} = 0,11 \frac{\sqrt[3]{S \times L}}{\sqrt{P}} \dots\dots\dots 3.8$$

Avec : **L** : Longueur du bassin versant en km.
 S : Surface du bassin versant en km^2 .
 P : Pente moyenne du bassin versant en m/m.

 **Pour $S > 25 \text{ km}^2$, il est calculé à l'aide de la formule de Giandotti**

$$t_{C10} = \frac{4 \sqrt{S} + 1,5 L}{0,8 \sqrt{H}} \dots\dots\dots 3.9$$

Avec : **S** : Surface du bassin versant en km^2 .
 L : Longueur du bassin versant en km.
 H : Altitude moyenne du bassin versant.

Pour une période de retour supérieur à 10ans : le temps de concentration est déterminé par l'expression suivante :

$$tc_T = tc_{10} \cdot \left(\frac{P_{(T)} - P_0}{P_{10} - P_0} \right)^{-0.23} \dots\dots\dots 3.10$$

Avec : T_{ct} : Temps de concentration pour une période de retour T en mn
 T_{c10} : Temps de concentration décennal en mn.
 $P_{(T)}$: Pluie journalière de période de retour T en mm.
 P_{10} : Pluie journalière décennale, en mm.
 P_0 : Rétenion initial, en mm.

• **Coefficient de ruissellement ‘ C ’ : [3]**

Le coefficient de ruissellement « C_{10} », qui est un indicatif du pourcentage de l'eau ruisselée sur un sol saturé par les précipitations antérieures par rapport à la totalité de l'averse, sera estimé à partir de la méthode de Kenessey (Hongrie) où " C_{10} " est la somme de trois coefficients partiels :

$$C_{10} = C_1 + C_2 + C_3 (3.12) \dots\dots\dots 3.11$$

- C_1 : dépend de la pente "p" du thalweg principal estimée comme étant égal au rapport de la dénivelée du talweg (falaises exclues) par sa longueur développée. Ces informations sont obtenues généralement à partir des cartes topographiques disponibles. Les valeurs de « C_1 » sont présentées dans le Tableau 3.4.1 ci-dessous.
- C_2 : dépend de la perméabilité du sol, déterminée à partir des informations concernant la nature du sol et ses caractéristiques. Les valeurs du coefficient « C_2 » sont présentées dans le Tableau 3.4.2 ci-après.
- C_3 : dépend de la couverture végétale du bassin versant. Ces informations seront obtenues à partir d'une inspection visuelle des bassins versants, des photos prises du site et des photos aériennes. Les valeurs du coefficient « C_3 » sont présentées dans le Tableau 3.4.3 ci-après.

Tableau 3.4.1 : Valeur du Coefficient « C_1 » pour diverses pentes

Pente (P) (%)	Coefficient (C_1)
$P \leq 3.5$	0,01 – 0,05
$3,5 \leq P \leq 11$	0,06 – 0,10
$11 < P \leq 35$	0,12 – 0,20
$35 < P$	0,22 – 0,30

Tableau 3.4.2 : Valeur du Coefficient « C_2 » par rapport à la nature du Sol

Nature du Sol	Coefficient (C_2)
Imperméable	0,22 – 0,30
Peu perméable	0,10 – 0,20
Perméable	0,06 – 0,10
Très perméable	0,06 – 0,05

Tableau 3.4.3 : Valeur du Coefficient « C_3 » relative à la couverture du sol

Couverture Végétale	Coefficient (C_3)
Rocheux	0,22 – 0,30
Prairie	0,17 – 0,25
Labours – Champs	0,07 – 0,15
Forêts et Terrains Sableux	0,03 – 0,05

Il est à noter que d'après les visites effectuées sur terrain, nous classons les sols comme étant des sols peu perméable ($C_2=0.2$), la couverture végétale du site étant des prairies et le coefficient C_1 varie en fonction de la pente, De ce fait nous avons choisi : C_3 = variable entre 0.21 et 0.22

Chapitre 3 : Estimation des débits après le choix et analyse des données hydrologiques.

Pour une période de retour supérieur à 10ans : le coefficient de ruissellement est déterminé par l'expression suivante :

$$C_T = 0.8 \cdot \left(1 - \frac{P_{(0)}}{P_{(T)}} \right) \dots\dots\dots 3.12$$

Avec : $P_{(T)}$: Pluie journalière de période de retour T en mm.

P_0 : Rétention initial, en mm, donnée par les formules suivantes :

$$\text{Pour } C_{10} < 0.8, P_0 = \left(1 - \frac{C_{(10)}}{0.8} \right) \cdot P_{10} \dots\dots\dots 3.13$$

$$\text{Pour } C_{10} \geq 0.8 ; C_{(T)} = C_{(10)}$$

Tableau 3.5 : Calcul des débits des ouvrages hydrauliques

N° BV	Surface B.V (km2)	Pente (%)	Tc ₁₀₀ (h)	C ₁₀₀	I ₁₀₀ (mm/h)	Q ₁₀ (m³/s)	Q ₁₀₀ (m³/s)	Formule utilisée
1	3.41	1.43	1.72	0.54	24.65	6.50	12.69	Rationnelle
2	0.14	1.81	0.31	0.55	98.76	1.08	2.10	Rationnelle
3	1.50	1.91	0.99	0.55	38.66	4.53	8.79	Rationnelle
4	0.23	2.19	0.36	0.55	87.65	1.57	3.04	Rationnelle
5	12.72	1.31	4.04	0.54	12.37	11.45	22.39	Transition
6	335.88	2.48	-	-	8.34	31.55	126.21	Crupédix
7	1.89	1.23	1.38	0.54	29.48	4.28	8.38	Rationnelle
8	36.83	1.60	4.84	0.54	10.68	13.67	34.04	Transition
9	30.16	2.22	3.82	0.55	12.93	17.59	38.77	Transition
10	0.06	1.60	0.22	0.54	131.59	0.62	1.21	Rationnelle
11	0.29	0.81	0.66	0.54	53.36	1.17	2.30	Rationnelle
12	1.04	0.43	1.73	0.53	24.52	1.92	3.81	Rationnelle
13	1.48	0.62	1.72	0.54	24.70	2.76	5.44	Rationnelle
14	91.68	2.36	-	-	10.60	11.17	44.66	Crupédix
15	1961.13	1.46	-	-	4.72	129.45	517.78	Crupédix
16	2.12	0.25	3.24	0.53	14.80	2.34	4.64	Rationnelle
17	3.95	0.29	4.10	0.53	12.20	3.60	7.15	Rationnelle
18	4.50	0.25	4.72	0.53	10.90	3.66	7.27	Rationnelle

[illegible]

Remarque : Une carte de délimitation de la totalité des Bassins versants est en Annexe 2.

3.5 Conclusion :

Dans ce chapitre, est vue l'absence de ces données (crues), nous avons opté pour les formules emperruqués basées sur les précipitations extrêmes.

Pour cela une présentation de la théorie de l'analyse statistiques des données (de précipitations extrêmes) est nécessaire, puisque son utilisation avec différentes lois de probabilité théoriques dans l'ajustement des précipitations journalières maximales fréquentielle dans le but de déterminer le débit caractéristique de la crue des différents sous bassins versants, le calcul des différents quantiles de débits est nécessaire dans l'établissement des hydrogrammes synthétiques mono-fréquence.

Les débits maxims fréquentiels déterminés à l'aide de formules empiriques Rationnelle et de Crupédix sont assez proches, tan disque ceux trouvés par la formule de Transition sont plus grands.

Chapitre 4

***Dimensionnement des ouvrages de
traversés d'oueds***

Chapitre 4 : Dimensionnement des ouvrages de traversés d'oueds

4.1 Introduction :

Cette partie de l'étude sera consacrée au dimensionnement des ouvrages hydrauliques de traversés des écoulements et oueds d'importance variables. Elle nous permet de choisir la méthode la plus adéquate en suivant les étapes et vérifications nécessaires. Le dimensionnement tiendra compte des débits à évacuer (débits de pointes des bassins versants) calculés dans le chapitre précédent (chapitre 3).

4.2 Calcul hydraulique des ouvrages traversant : [8]

Les ouvrages hydrauliques sont dimensionnés par la méthode citée ci-dessous avec la valeur Q_{100} , pour les ponts, Q_{50} (ou Q_{100}) pour les dalots et Q_{10} pour les passages busées. Pour ces débits le dimensionnement devra respecter la condition suivante :

$$\frac{H_{am}}{H} \leq 1.2$$

Avec : H_{am} : hauteur d'eau amont, H : hauteur de l'ouvrage

Il est souhaitable d'avoir une revanche de :

- $R \geq 0.3\text{m}$ pour des OH où $H < 1.5\text{m}$,
- $R \geq 0.5\text{m}$ pour des OH où $1.5 < H < 2\text{m}$
- $0.7\text{m} < R < 1.5\text{m}$ au-delà.

4.3 Méthode de vérification hydraulique : [5]

A. Le calcul de la section est effectué par la méthode de Manning Strickler :

$$Q_s = K \cdot S_u \cdot R_h^{2/3} \cdot I^{1/2}$$

Avec :

I : Pente de pose de l'ouvrage (m/m).

S_u : Section utile (m^2).

R_h : Rayon hydraulique moyen (m) avec :

$$R_h = \frac{\text{Section mouillée}}{\text{Périmètre mouillé}}$$

Avec : K : Coefficient de Manning Strickler donné par :

- K = 60 pour les structures en béton coulées sur place
- K = 70 pour les structures préfabriquées en B.A. cas des dalots
- K = 80 pour les passages busés.

S_T : Section totale de l'ouvrage (m^2)

S_u : Section utile de l'ouvrage $b \times H_u$ (m^2)

b : Largeur de l'ouvrage (m)

H_u : Hauteur utile (m)

- Pour $H_t \leq 2,5 \text{ m}$ □ hauteur utile = 80% hauteur totale.
- Pour $H_t > 2,5 \text{ m}$ □ hauteur utile = hauteur totale – 0,50m

En revanche ou tirant (différence entre la côte des plus hautes eaux et la côte de l'intrados) doit être ménagée pour laisser le passage des corps flottant détritiques, branchages, etc.... qui peuvent au passage sous un ouvrage hydraulique (pont, dalot) s'accrocher et boucher peu à peu les sections d'écoulement.

B. Le calcul du remous amont est effectué grâce au théorème de Bernoulli :

On peut obtenir par la formule Manning Strickler la hauteur normale (H_n) d'eau dans l'ouvrage ainsi que la hauteur critique (H_c). En fonction de leur rapport, le régime d'écoulement peut être fluvial ou torrentiel.

Si $H_n > H_c$, le régime d'eau est fluvial. On peut calculer H_{am} comme suit :

$$H_{am} = H_n + \frac{V_n^2}{2g} (1 + K_e)$$

Si $H_n < H_c$, le régime d'eau est torrentiel ; la hauteur d'eau à l'entrée de l'ouvrage est critique .

Selon le niveau d'eau et le régime d'écoulement en aval de l'ouvrage il peut y avoir formation d'un ressaut nécessitant une protection contre les affouillements (lit à enrocher par exemple).

La formule simplifiée fournissant la hauteur d'eau amont par excès s'écrit :

$$H_{am} = H_c + \frac{V_c^2}{2g} (1 + K_e)$$

Dont : K_e : Coefficient de perte de charge à l'entrée de l'ouvrage hydraulique (fonction du type de l'entée)

- $K_e = 0.5$ pour l'extrémité avec mur de tête et murs en aile
- $K_e = 0.7$ pour l'extrémité taillée en sifflet
- $K_e = 0.9$ pour l'extrémité en saillie

V_N : Vitesse d'écoulement correspondant à la hauteur d'eau normale dans l'ouvrage

$$V_N = \frac{Q}{S_N}, S_N \text{ est calculé par la formule de Manning Strickler}$$

V_C : Vitesse d'écoulement correspondant à la hauteur d'eau critique dans l'ouvrage

$$V_C = \frac{Q}{S_C}, S_C \text{ est calculé par la formule de Manning Strickler}$$

C. Vitesse d'écoulement dans l'ouvrage hydraulique

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

Dont : Q : Débit de charge (m^3/s)

S_N : Surface mouillée (m^2)

Il est à noter que les résultats des calculs sont scindés selon le régime d'écoulement en deux tableaux : l'un correspond au régime torrentiel et qui constitue la majeure partie des cas et l'autre correspond au régime fluvial.

Nom de Station Pluviométrique	N° BV	Q ₁₀₀ (m ³ /s)	Q ₁₀ (m ³ /s)	Pente de pose I(%)
Barika	01	12.69	6.50	2,11
	02	2.10	1.08	0,53
	03	8.79	4.53	1,76
	04	3.04	1.57	2,12
	05	22.39	11.45	0,92
	06	126.21	31.55	-
	07	8.38	4.28	0,50
	08	34.04	13.67	1,10
	09	38.77	17.59	-
	10	1.21	0.62	1,01
	11	2.30	1.17	1,80
	12	3.81	1.92	0,30
	13	5.44	2.76	0,53
	14	44.66	11.17	-
	15	517.78	129.45	-
	16	4.64	2.34	0,30
	17	7.15	3.60	0,50
	18	7.27	3.66	0,30
	19	5.20	2.62	0,83
	20	6.49	3.27	0,60
	21	12.78	6.82	-
	22	6.40	3.42	1,64
	23	2.99	1.65	3,00
	24	6.72	3.64	3,6
	25	15.70	8.13	2,75
	26	3.70	2.03	2,90
	27	10.74	5.59	2,46
	28	3.84	2.05	1,96
	29	5.04	2.58	1,45
	30	9.22	4.82	0,92
	31	5.19	2.64	2,00
	32	2.95	1.54	3,45
	33	130.22	32.56	-
	34	2.76	1.42	0,88

Tableau 4.1 : Paramètres à utiliser pour le choix et le dimensionnement des ouvrages hydrauliques de traversés

4.3 Applications de calculs avec la formule Manning Strickler :

$$Q_s = K \cdot S_u \cdot R_h^{2/3} \cdot I^{1/2}$$

$$Q_s = V_s \times S_u \dots$$

$$Q_s = K \cdot I^{1/2} \cdot R_h^{2/3} S_u$$

$$V_s = K \cdot I^{1/2} \cdot R_h^{2/3}$$

$$Q_s \geq Q_p$$

K: Coefficient de rugosité.

K : 30 en terre

K: 40 buses métalliques

K: 50 maçonneries

K : 80 bétons (buses préfabriqués).

I: Pente longitudinale de l'ouvrage (m/m).

R_h : Rayon hydraulique = $\frac{\text{sélection mouillée}}{\text{Périmètre mouillé}}$

$S_t = S$: Section totale de l'ouvrage (m²).

S_u : Section utile de l'ouvrage b x Hu (m²).

b : Largeur de l'ouvrage (m).

hu : Hauteur utile (m).

Pour $h \leq 2,5$ m $\rightarrow$ hauteur utile(hu) = 80 % hauteur totale.

Pour $h > 2,5$ m $\rightarrow$ hauteur utile (hu) = hauteur totale (h=ht) - 0,50 m.

Le tirant d'air (différence entre la côte des plus hautes eaux et la côte de l'intrados) doit être ménagé pour laisser le passage des corps flottant détritits, branchages, etc... qui peuvent au passage sous un ouvrage hydraulique (pont, dalot) s'accrocher et boucher peu à peu les sections d'écoulement.

Le principe de cette méthode consiste à suivre certaines étapes à savoir :

- Connaître en premier lieu le débit à l'amont de l'ouvrage hydraulique qu'on cherche à dimensionner. Ce débit représente le débit à l'exutoire du bassin versant considéré appelé souvent débit théorique ou bien le débit de pointe (Q_p).
- La prochaine étape consiste à proposer une pente de pose de l'ouvrage hydraulique (I). Le choix de cette pente se fait en tenant compte du profil en long et en travers du tracé au niveau de l'endroit de pose ainsi que la topographie du lit de l'écoulement ou de l'oued.
- L'étape suivante est de choisir le coefficient (K) en tenant compte du type de l'ouvrage à projeter (Buse, Dalot,....etc.).
- Procéder au calcul du diamètre en utilisant la condition sur le débit (Q_s supérieur ou égal à Q_p) pour le cas d'une section circulaire).
- Procéder au calcul des dimensions (b et h) en proposant une relation $b=f(h)$ afin de réduire le nombre d'inconnus lors de l'utilisation de la formule de Manning tout en utilisant aussi la condition entre le Q_s et Q_p .

❖ **Application pour le cas d'un ouvrage hydraulique de section rectangulaire (Dalot) :**

Pour dimensionner l'ouvrage hydraulique de section rectangulaire (Dalot) correspondant au bassin versant numéro 3 (BV 3) à titre d'exemple, nous avons :

$$Q_s = V_s \times S_u$$

$$Q_s = K \cdot I^{1/2} \cdot R_h^{2/3} S_u$$

$$V_s = K \cdot I^{1/2} \cdot R_h^{2/3}$$

$$Q_s \geq Q_p$$

K = 70 pour les structures préfabriquées en béton armé. Cas des dalots

Sachant que $Q_p = 8.79 \text{ m}^3/\text{s}$ et $I = 1.76\%$

$$R_h^{2/3} = \left(\frac{s_m}{p_m} \right)^{2/3} = \left(\frac{b \times h}{b + 2h} \right)^{2/3}$$

Supposer que : $b = h$ pour ce cas

$$R_h^{2/3} = \left(\frac{s_m}{p_m} \right)^{2/3} = \left(\frac{b \times h}{b + 2h} \right)^{2/3} = \left(\frac{h^2}{3h} \right)^{2/3} = \left(\frac{h^1}{3} \right)^{2/3}$$

Avec : $Q_p \leq Q_s$

$$Q_p \leq K \cdot R_h^{2/3} \cdot \sqrt{I} \cdot S_U$$

$$8.79 \leq 70 \cdot \left(\frac{h^1}{3} \right)^{2/3} \cdot \sqrt{0.0176} \cdot h^2 = F(h)$$

$$F(h) = 33.66 \left(\frac{h^1}{3} \right)^{2/3} \cdot 0.132671 h^2$$

h	F(h)	b
2.00	14.87	2.00

Alors:

$H = 2.00$; $b = 2.00$

Appliqué dans une équation

$$Q_s = k \cdot \sqrt{I} \cdot S \cdot R_h^{2/3}$$

$$14.87 > 8.79$$

❖ Application pour le cas d'un ouvrage hydraulique de section circulaire (Buse) :

Pour dimensionner l'ouvrage hydraulique de section circulaire (Buse) correspondant au bassin versant numéro 5 (BV 5) à titre d'exemple, nous avons :

$$Q_s = V_s \times S$$

$$Q_s = K \cdot \sqrt{I} \cdot R_h^{2/3} \cdot S$$

$$V_s = K \cdot I^{1/2} \cdot R_h^{2/3}$$

$K = 80$ pour les passages busés

Sachant que $Q_p = 1.57 \text{ m}^3/\text{s}$ et $I = 2.12\%$

$$R_h^{2/3} = \left(\frac{s_m}{p_m} \right)^{2/3} = \left(\frac{d^2 \cdot \pi/4}{d \cdot \pi} \right)^{2/3} = \left(\frac{d}{4} \right)^{2/3}$$

$$Q_p \leq K \cdot R_h^{2/3} \cdot \sqrt{I} \cdot S$$

d	F(d)
1.5	2.04

Avec $d=1.5$ m, nous avons :

$$Q_S = K \cdot \sqrt{I} \cdot S \cdot R_h^{2/3}$$

$$1.57 \leq 7.66$$

❖ **Cas de traversé de l'oued par un Pont :**

Le travail des hydrauliciens dans le dimensionnement et l'implantation d'un pont concerne le calcul de la PHE (Plus Haute Eau). Ce paramètre hydraulique permet de connaître la hauteur maximale de l'eau de l'oued au niveau du point d'implantation du pont.

Les méthodes et les étapes de calcul de ce paramètre important (PHE) est étudié et présenté dans le chapitre suivant (chapitre 5).

N° BV	Q _p (BV) (m ³ /s)	Section (m)	Largeur b en (m)	Hauteur h en (m)	Diamètre Ø en (m)	Pente I en %	R _H (m)	V (m/s)	Qs (OH) (m ³ /s)
01	12.69	3,0x2 0	3	2	-	0.15	0.9	3.46	14.63
02	1.08	Ø1200	-	-	1.2	0.45	0.44	2.65	2.92
03	8.79	2,0x2,0	2	2	-	0.25	0.76	3.51	10.64
04	1.57	Ø1500	-	-	1.5	0.2	0.52	2.75	3.28
05	22.39	4,0x2,0	4	2	-	0.24	1	3.80	27.4
06	126 .21	L=40m				-		5.37	-
07	8.38	2,0x2,0	2	2	-	0.3	0.76	3.45	11.65
08	34.04	4,0x3,0	4	3	-	0.12	1.33	4.37	38.7
09	38.77	4,0x4,0	4	4	-	0.45	0.62	4.56	46.58
10	0.62	Ø1000	-	-	1	0.4	0.39	2.33	1.54
11	1.17	Ø1200	-	-	1.2	0.5	0.44	2.75	2.82
12	1.92	Ø1500	-	-	1.5	0,30	0.52	2.53	2,72
13	5.44	2.0x1.5	2	1.5	-	0,32	0.71	2.92	8.43
14	44.66	4,0x4,0	4	4	-	0.55	0.62	4.78	51.49
15	517.78	L=60m				-		-	-
16	4.64	2,0x1,5	2	1.5	-	0.25	0.62	1.98	6.51
17	7.15	3,0x2,0	3	2	-	00.06	0.9	2.34	9.25
18	7.27	3,0x2,0	3	2	-	0.05	0.9	2.22	8.45
19	5.20	2,0x2,0	2	2	-	0.12	0.76	2.04	7.71
20	6.49	2,0x2,0	2	2	-	0.15	0.76	2.24	8.24
21	12.78	3,0x2,0	3	2	-	015.	0.9	3.47	14.63
22	6.40	2,0x1,5	2	1.5	-	0.4	0.71	3.15	9.48
23	1.65	Ø1500	-	-	1.5	0.55	0.52	2.73	2.28
24	6.72	2,0x1,5	2	1.5	-	0.3	0.71	3.20	8.16
25	15.70	3,0x2,0	3	2	-	0.25	0.9	3.71	18.9
26	2.03	Ø1500	-	-	1.5	0.25	0.52	2.97	3.67
27	10.74	2,0x2,0	2	2	-	0.35	0.76	3.75	12.58
28	2.05	Ø1500	-	-	1.5	0.2	0.52	3.02	3.28
29	5.04	1,5x1,5	1.5	1.5	-	0.3	0.76	3.20	6,55
30	9.22	2,0x2,0	2	2	-	0.4	0.76	3.56	13.44
31	5.19	1,5x1,5	1.5	1.5	-	0.55	0.62	3.21	7.24
32	1.54	Ø1500	-	-	1.5	0.22	0.52	2.72	3.44
33	130.22	L=15m	-	-		-		-	-
34	1.42	Ø1500	-	-	1.5	0.1	0.52	2.65	2.32

Tableau 4.2 : Résultats de dimensionnement des ouvrages hydrauliques avec la Méthode de Manning Strickler

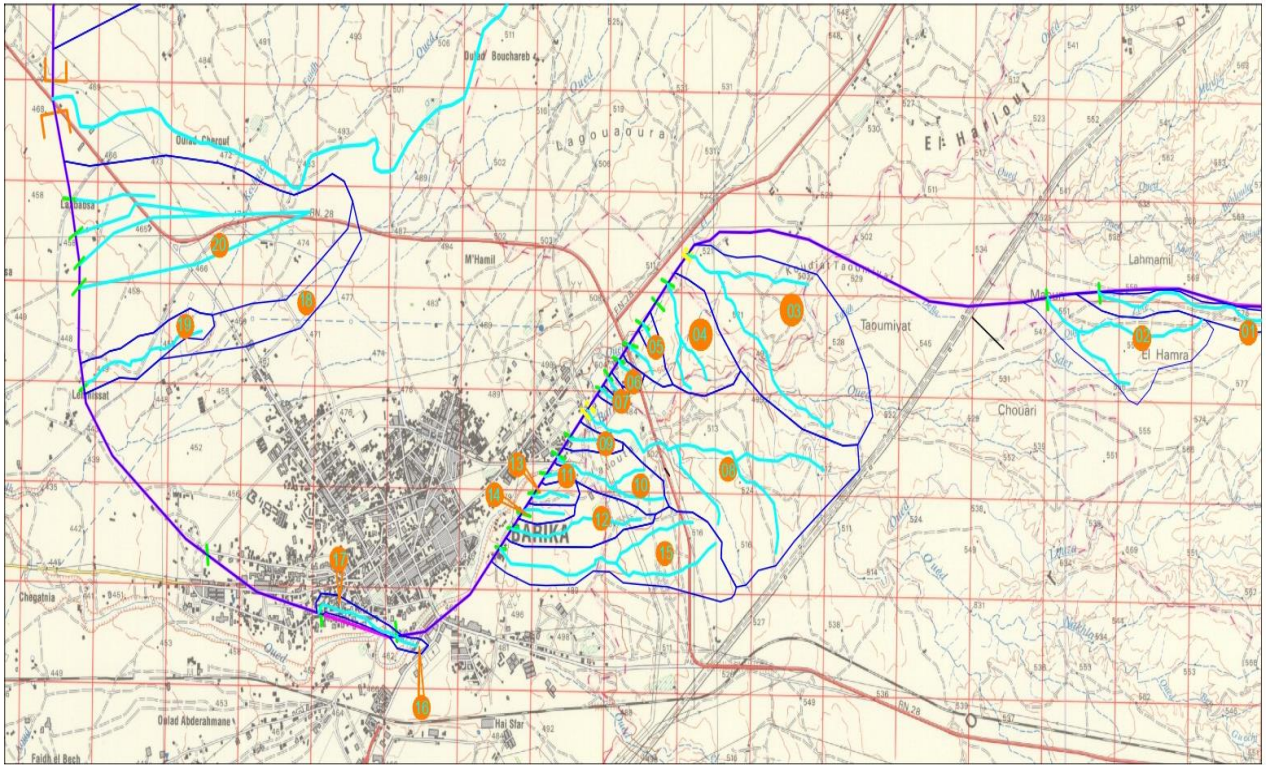


Figure 4.1 : Echantillon d'implantation des ouvrages de traversés aux exutoires des BV.

4.4 Conclusion :

Après avoir calculé les débits à l'exutoire des bassins versants au niveau de l'axe routier concerné par des ouvrages hydrauliques de traversés dans le chapitre précédent (chapitre 3), nous avons procédé dans ce chapitre au choix des types d'ouvrages à projeter (buse, dalot,...) et leurs dimensionnements par la Méthode de Manning Strickler.

Les paramètres les plus importants qui interviennent dans le choix des types avec leurs dimensions sont les débits de pointe à l'entrée ainsi que la topographie du lieu de pose qui nous permet de choisir une pente de pose.

Chapitre 5

***Calcul des plus hautes eaux des oueds au
niveau des ponts***

Chapitre 5 : Calcul des plus hautes eaux des oueds au niveau des ponts

5.1 Introduction :

L'objectif de ce chapitre est présenter les méthodes de calcul du niveau de remonté des eaux (PHE) au niveau des sections d'oueds concernés par des traversés par ponts. Parmi les méthodes, on peut citer celle utilisant le logiciel HEC-RAS avec ARC GIS. Il ya aussi la formule classique de Manning Strickler qui fait une combinaison entre la section réel de l'oued.et le débit de la crue au niveau de la section considérée.

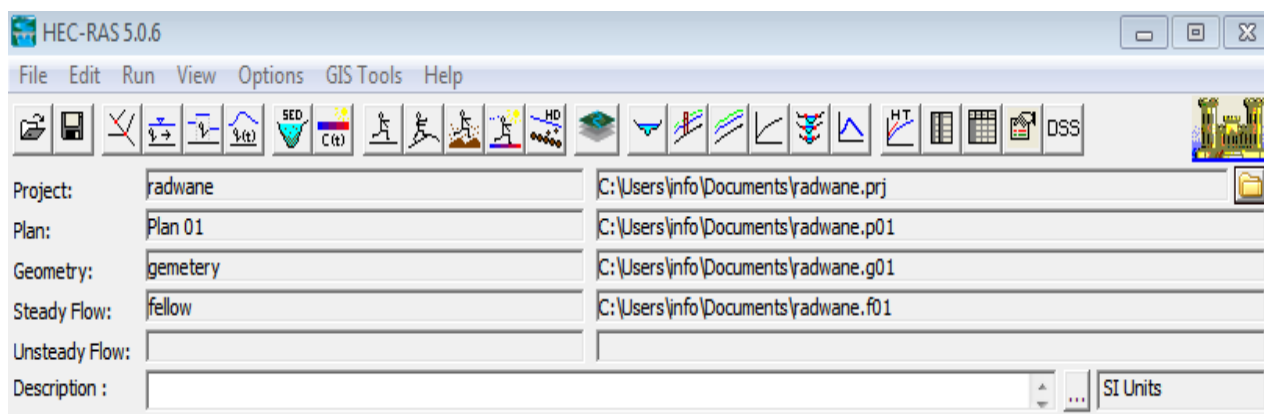
5.2 Utilisation du logiciel HEC-RAS pour le calcul de la PHE :

HEC-RAS est un logiciel intégré pour l'analyse hydraulique qui permet de simuler les écoulements à surface libre. Il a été conçu par le Hydrologic Engineering Center de l'US Army Corps of Enginners.

La version 5.0 Beta de HEC-RAS que nous présentons dans ce chapitre, permet de simuler les écoulements à surface libre permanents et non permanents, le transport de sédiments, la qualité des eaux et certaines fonctions facilitant la conception et l'implantation d'ouvrages hydrauliques.

5.2.1 Les étapes de développement du model HEC-RAS:

A. Ouvrir le HEC-RAS:



B. Entrer les informations du projet, Sélectionnez File, New Project

Créer un répertoire de travail : Create Folder

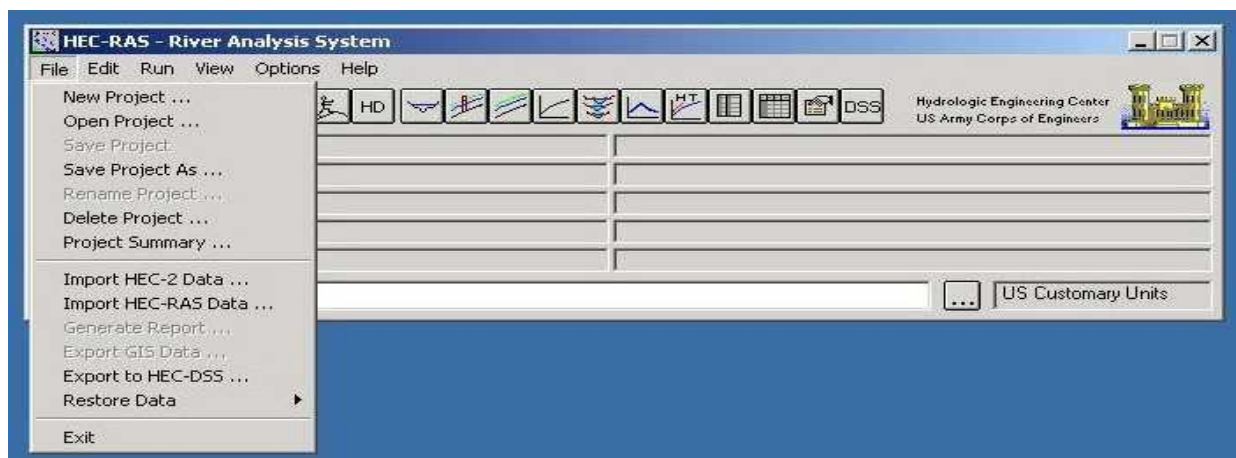
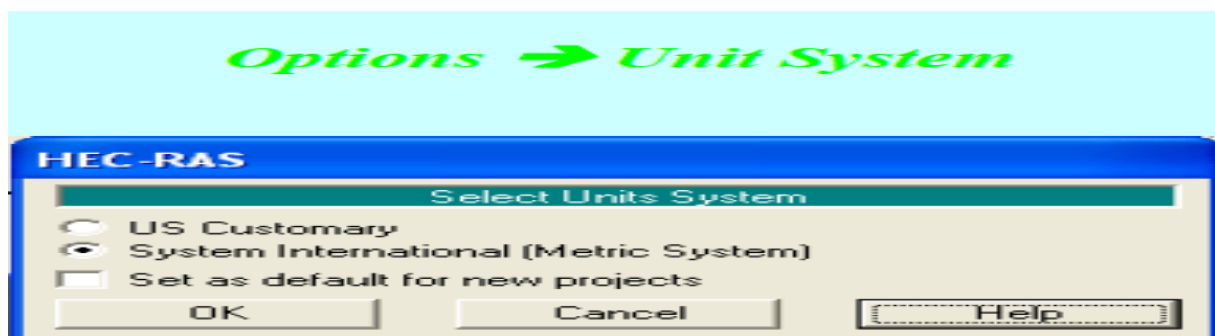
Ajouter Nom du fichier : File Name

Ajouter titre du projet : Title

Cliquer ok

Ajouter la description du projet : **Description**

Enregistrer : **File, Save Project**

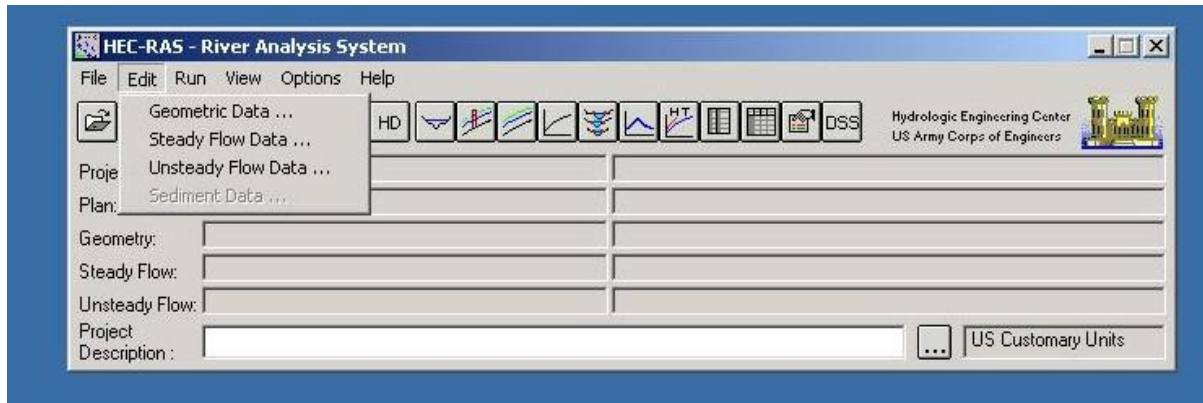
**C. Choisir système d'unités :**

Options, Unit system, System International, Ok

Set as defaults for new projects.

D. Introduire les données géométriques :*Edit → Geometric Data*

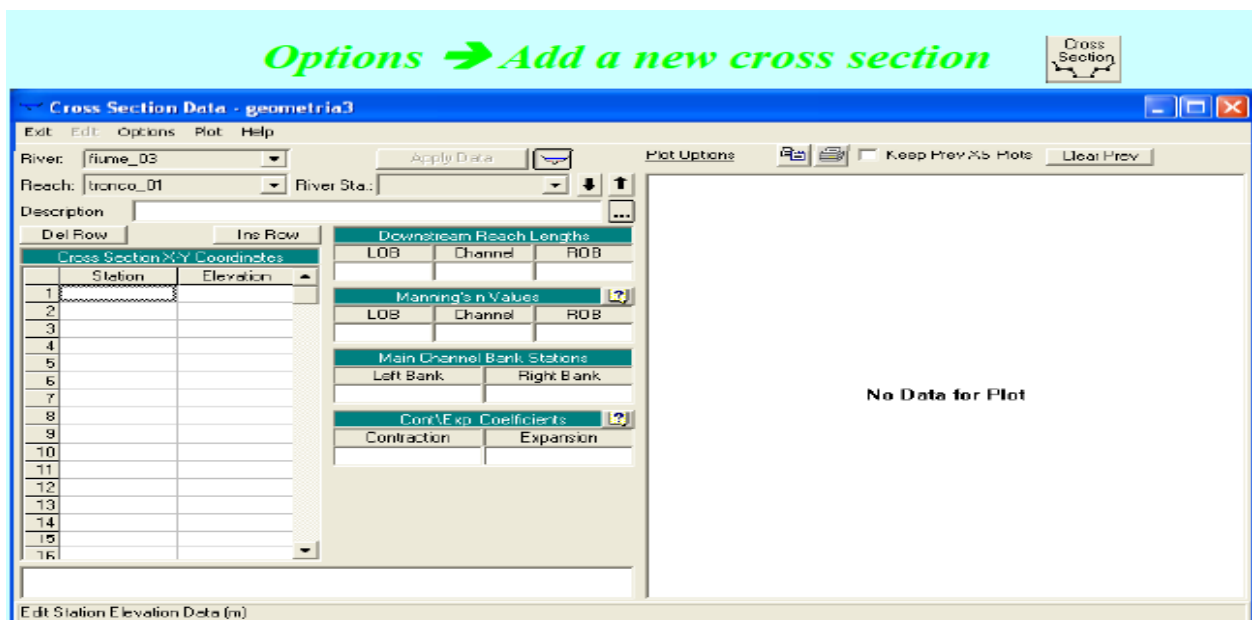
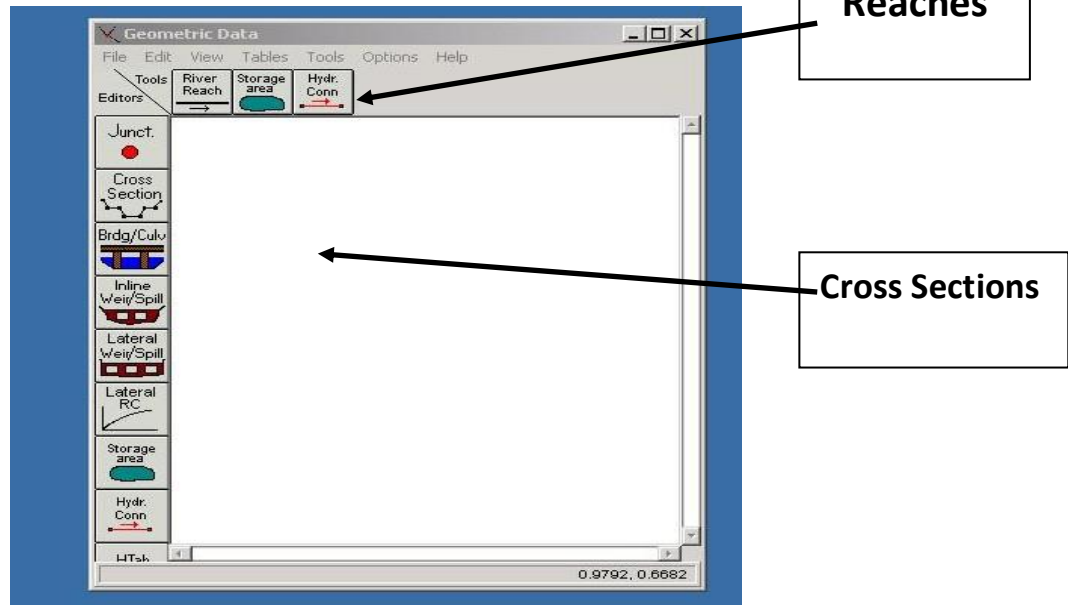
Sélectionner Edit, Geometric Data



- Ajouter :

Reaches: tronçon**Cross Sections :** Sections transversales

- Dessinez le tronçon en sélectionnant le bouton **Reach** (cliquez une fois).
- Déplacez la souris sur l'écran pour dessiner le tronçon.
- Définir le tronçon en procédant d'amont en aval.
- Avec le curseur dans fenêtre de dessin, cliquez une fois sur le bouton de la souris pour commencer.
- Déplacez le curseur, cliquez sur le bouton de la souris une fois pour ajouter un point ou changer de direction.
- Au point Aval, double clic sur la souris pour finir.
- Enter le nom de la rivière **River Name** et le nom du tronçon **Reach Name**.

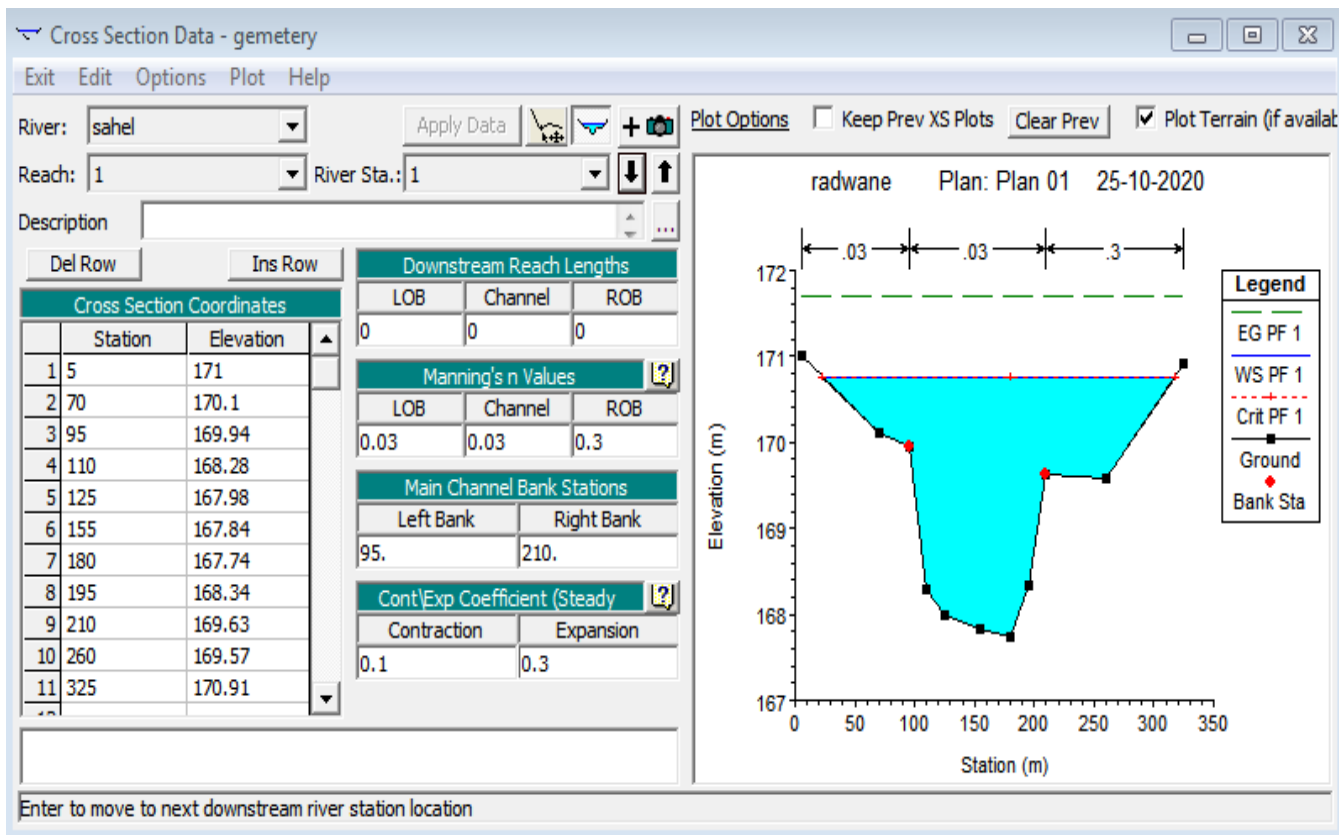


E. Ajouter les sections transversales du tronçon choisi :

- Sélectionner le bouton Cross Section (un seul clic)
- Sélectionner : Options, Add a new Cross Section
- Enter le numéro d'emplacement de la station, saisir (1.0) dans River Sta.
- La station doit être une valeur numérique et sont définis comme suit : Station inférieur aval, stations plus élevées en amont.

Downstream Reach Lengths : Distance en mètres jusqu'à la prochaine section transversale située en aval.

LOB signifie la partie gauche de la plaine inondable et **ROB** sa partie droite, alors que **Channel** désigne le lit principal de la rivière ;



F. Répéter pour les sections transversales supplémentaires

Edit, Copy, Options Add a New Cross Section Name 01

Downstream Reach Lengths:

Exit Cross Section Data Editor

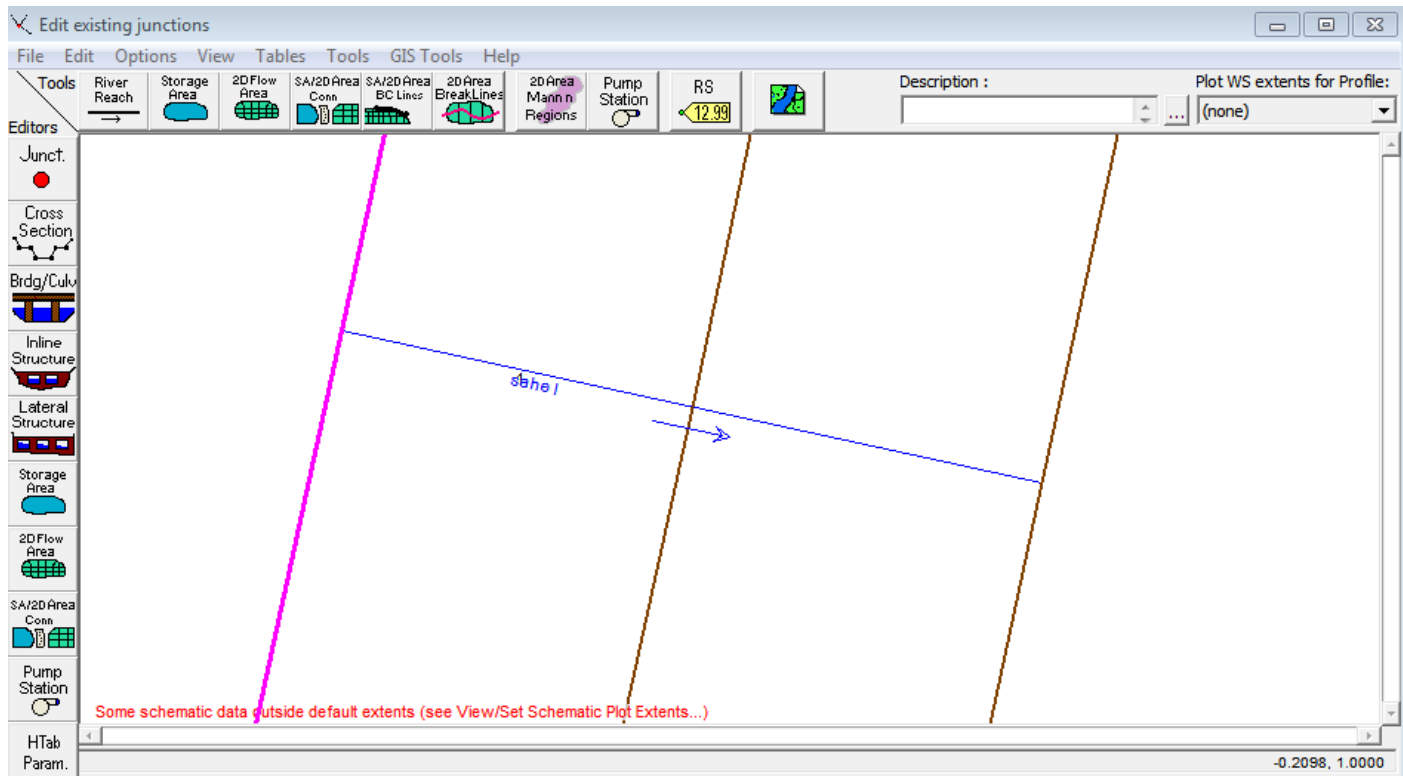
G. Répéter pour les sections transversales supplémentaires

Tools, XS Interpolation, Within a Reach

Maximum distance:

Interpolate XSs, Close

Exit Cross Section Data Editor



Les sections transversales interpolée ont "*" par le nom de la station. On peut changer ce nom comme suit : **Options, Rename River Station**

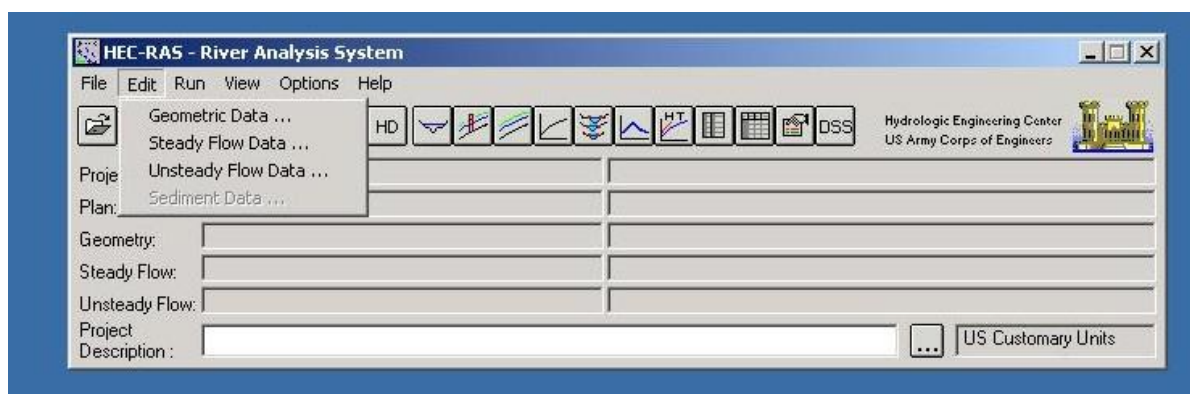
Enregistrer les données géométriques : **Save Geometric Data**, donner le nom du fichier

H. Les données de la simulation :

Edit → Steady Flow data



Démarrez Edit - Steady Flow Data



Entrez le débit de la rivière à la section transversale amont : en (m³/s)

Steady Flow Data - fellow

File Options Help

Description :

Enter/Edit Number of Profiles (32000 max): Reach Boundary Conditions ...

Locations of Flow Data Changes

River: Add Multiple...

Reach: River Sta.: Add A Flow Change Location

Flow Change Location			Profile Names and Flow Rates
River	Reach	RS	PF 1
1 sahel	1	3	1353.132

Edit Steady flow data for the profiles (m3/s)

Enter les conditions aux limites : **Reach Boundary Conditions- Critical Depth**

Steady Flow Boundary Conditions

☒ Set boundary for all profiles ☐ Set boundary for one profile at a time

Available External Boundary Condition Types

Known W.S. Critical Depth Normal Depth Rating Curve Delete

Selected Boundary Condition Locations and Types

River	Reach	Profile	Upstream	Downstream
sahel	1	all		Normal Depth S = 0.01

Steady Flow Reach-Storage Area Optimization ... OK Cancel Help

Select Boundary condition for the upstream side of selected reach.

Run – Steady Flow Analysis

HEC-RAS - River Analysis System

File Edit Run View Options Help

Steady Flow Analysis ...
Unsteady Flow Analysis ...
Sediment Analysis ...
Hydraulic Design Functions ...

Project:

Plan:

Geometry:

Steady Flow:

Unsteady Flow:

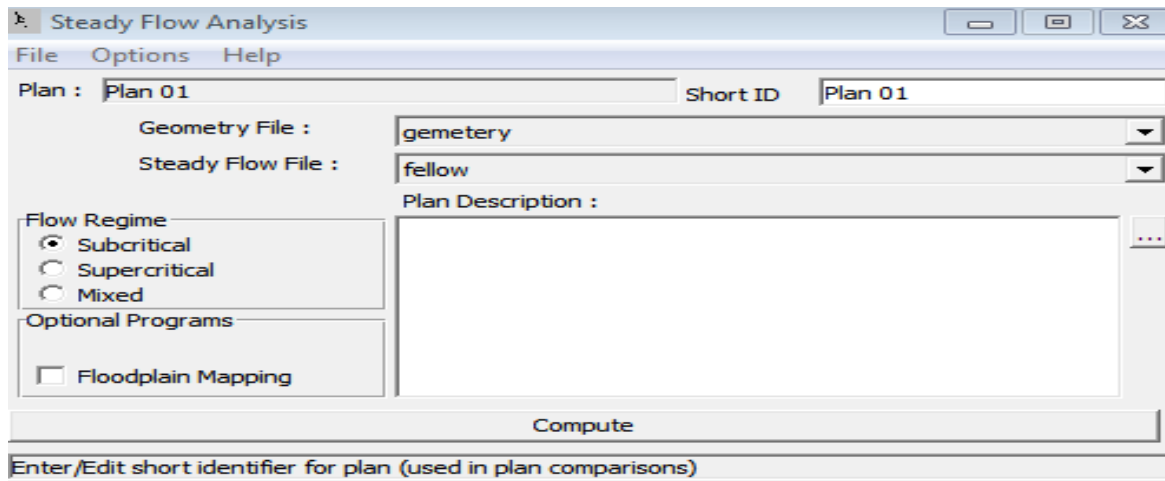
Project Description: US Customary Units

Select Geometry File

Select Steady Flow File

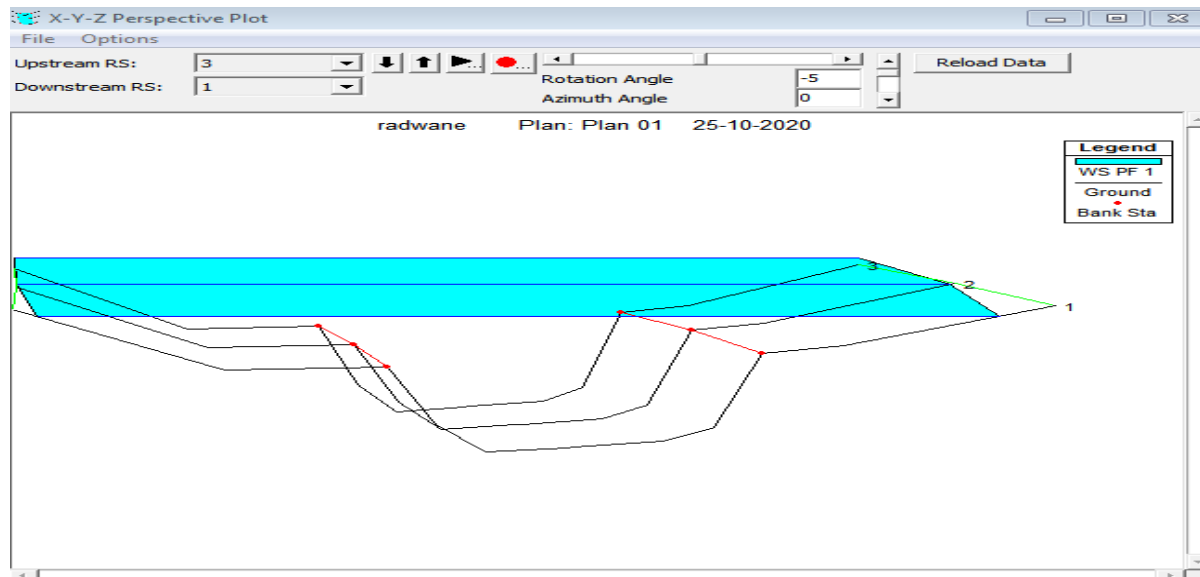
Flow Regime: Subcritical

Save Plan : donner nom fichier

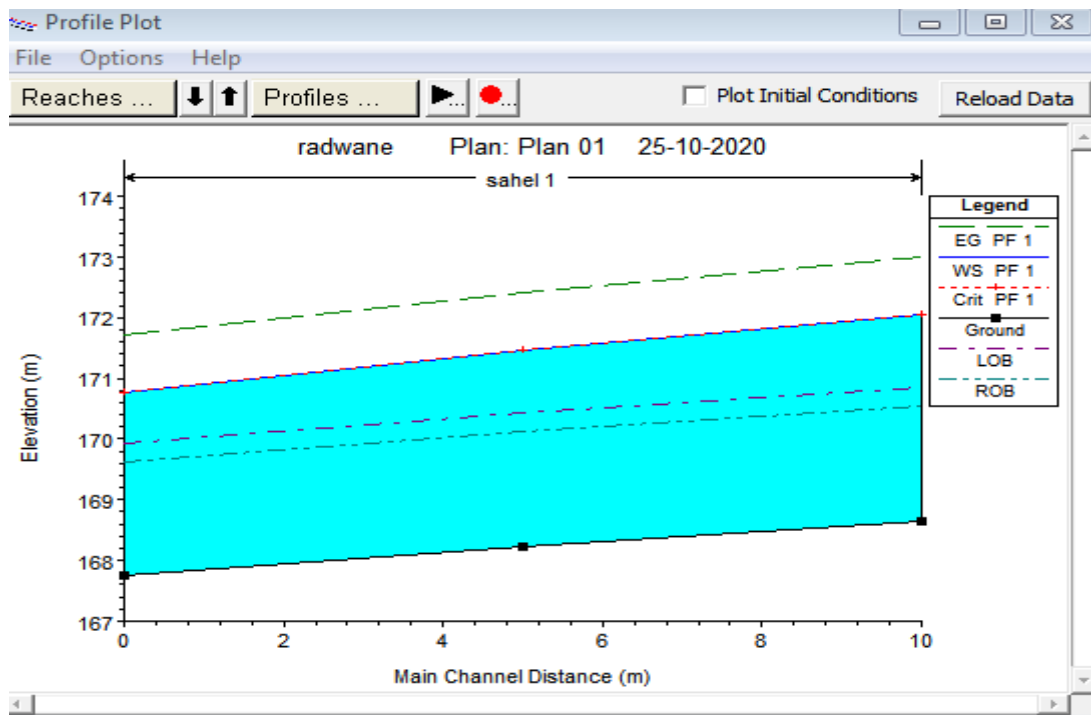


J. Affichages des résultats:

- View, X-Y-Z Perspective Plot, View, Water Surface Profile



- View, Water Surface Profile



5.2.2 Conclusion pour cette méthode:

Par manque d'un levé topographique exploitable (DWG) des sections des oueds concernés par le calcul des plus hautes eaux, nous avons procédé à citer les tapes d'utilisation de HEC-RAS pour ce type d'étude. Ces paramètres hydrauliques recherchés seront calculés par-là l'autre méthode détaillée ci-dessous.

5.3 Utilisation de méthode classique pour calcul de la PHE :

5.3.1 Données nécessaires :

Les résultats obtenus concernant le calcul hydrologique des différents oueds sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau 5.1 : Débits des oueds au niveau des ponts

N° BV	Surface B.V (km ²)	Pente (%)	T _{C100} (h)	C ₁₀₀	I ₁₀₀ (mm/h)	Q ₁₀₀ (m ³ /s)
6	335.88	2.48	-	-	8.34	126.21
15	1961.13	1.46	-	-	4.72	517.78
33	349.29	1.99	-	-	7.55	130.22

5.3.2 Etapes du développement de la méthode de Manning Strickler pour calcul de la PHE:

Pour un ouvrage hydraulique de type pont et pour une son implantation correct, il faut déterminer la côte correspondant au débit de crue centennal. Pour ce faire un calcul dérivant de la formule de Manning Strickler permet d'obtenir avec une approximation acceptable, le niveau d'une crue, connaissant le débit 'Q_E' de crue et les caractéristiques géométriques du cours d'eau (section mouillée S_m et périmètre mouillé P_m).

Cette formule est donnée par l'expression suivante :

$$Q_s = K.S.R_h^{2/3}.I^{1/2}$$

Avec

K : Coefficient de Manning Strickler (ou de rugosité).

I : Pente hydraulique au droit de l'ouvrage (m /m).

S : Section mouillée (m²).

R_h : Rayon hydraulique moyen (m) avec :

$$R_h = \frac{Sm}{Pm}$$

a- Le coefficient de Rugosité : K=30, ce coefficient varie de plusieurs facteurs

- Nature des parois (terre, rocher, gravier fin, gravier grossier).
- Influence des variations, forme et de dimension de la section mouillée.
- Influence des obstructions.
- Influence de la végétation.
- Importance des méandres.

b- La pente hydraulique : la pente hydraulique au droit des ouvrages d'art traversant les oueds est estimée comme étant la moyenne des pentes de l'oued au voisinage de cet ouvrage.

c- Les caractéristiques géométriques (Sm, Pm) sont déterminées par itération, les résultats de ces calculs sont les suivants :

● **Pont N°1 (BV 6) Q_E=126.21m³/s K=30:**

- Pente de l'oued I I1 = (470.37-469.97) / 20 = 0.02 m/m

$$I2 = (469.87-469.67) / 72.11 = 0.0027\text{m/m}$$

- I moyenne = (I1+I2)/ 2 = 0.0114 m/m.
- Calcul des vitesses et débits au site de franchissement de cet Oued .

Côte (m)	Hauteur d'eau (m)	Pm (m)	Sm (m ²)	Rh (m)	Débit Qs (m ³ /s)	Vitesse d'écoulement (m/s)
472.2	2.20	50.85	41.43	0.81	115.35	2.78
472.3	2.30	52.77	43.90	0.83	124.20	2.83
472.4	2.40	52.44	46.40	0.88	136.48	2.94

En conclusion, le niveau de crue au droit de cet ouvrage est estimé à **2.40m**.

• **Pont N°2 (BV15) $Q_E=517.78\text{m}^3/\text{s}$ $K=30$:**

- Pente de l'oued I $I_1 = 447.16 - 447.15 / 20.6 = 0.000485 \text{ m/m}$

$I_2 = 447.15 - 447.14 / 61.77 = 0.000162 \text{ m/m}$

$I_3 = 447.14 - 447.12 / 20.6 = 0.000971 \text{ m/m}$

$I_4 = 447.12 - 447.11 / 56.88 = 0.000176 \text{ m/m}$

- I moyenne = $(I_1 + I_2 + I_3 + I_4) / 4 = 0.0005 \text{ m/m}$

- Calcul des vitesses et débits au site de franchissement de cet Oued.

Côte (m)	Hauteur d'eau (m)	Pm (m)	Sm (m ²)	Rh (m)	Débit Qs (m ³ /s)	Vitesse d'écoulement (m/s)
454	6.00	222.40	365.91	1.65	343.26	0.94
455	7.00	228.63	477.60	2.09	524.75	1.10

En conclusion, le niveau de crue au droit de cet ouvrage est estimé à **7.00 m**.

• **Pont N°3 (BV 33) $Q_E=130.228\text{m}^3/\text{s}$ $K=30$:**

- Pente de l'oued I $I1 = 585.98 - 585.76 / 34.06 = 0.0065 \text{ m/m}$

$I2 = 585.76 - 585.69 / 28.64 = 0.00267 \text{ m/m}$

$I3 = 585.69 - 585.44 / 29.97 = 0.00834 \text{ m/m}$

$I4 = 585.44 - 585.24 / 80.68 = 0.00248 \text{ m/m}$

$I5 = 585.24 - 585.08 / 20 = 0.008 \text{ m/m}$

- I moyenne = $(I1 + I2 + I3 + I4 + I5) / 5 = 0.00554 \text{ m/m}$

- Calcul des vitesses et débits au site de franchissement de cet Oued

Côte (m)	Hauteur d'eau (m)	Pm (m)	Sm (m ²)	Rh (m)	Débit Qs (m ³ /s)	Vitesse d'écoulement (m/s)
590.06	2.00	33.20	23.81	0.72	42.56	1.79
591.70	3.50	36.48	48.46	1.33	130.42	2.69

En conclusion, le niveau de crue au droit de cet ouvrage est estimé à **3.50m**.

5.4 Conclusion :

Lors de la conception des ponts pour faire traverser des oueds, le paramètre hydraulique le plus déterminant pour son implantation en altimétrie et planimétrie est le PHE (Plus Haute Eau). Pour notre étude ce paramètre est calculé pour les trois ponts à savoir ; PHE1 = 2.40m, PHE2 = 7.00 m et PHE3 = 3.50m

Chapitre 6

**Protection et stabilité en amont et aval des
ouvrages hydraulique de traversés**

Chapitre 6 : Protection et stabilité en amont et aval des ouvrages hydraulique de traversés

6.1 Introduction

Maintenir le corps de la route, ces accotements et ces bordures en bon état, assurer la sécurité des usagers face à la stagnation des eaux en surface de la route, et la lutte contre la pollution routière, sont des préoccupations des ingénieurs intervenants dans le projet. Lors de la pluie, les eaux de pluie qui tombe sur la chaussée peuvent s'accumuler et pénétrer à l'intérieur du corps de la chaussée et causeent ainsi des problèmes au niveau de la route. Il est donc important de collecter et d'évacuer assez rapidement l'eau qui tombe sur la chaussée y compris celle provenant du reste de l'emprise de la route ou du terrain naturel avoisinant.

6.2. Protections des ouvrages hydrauliques sous-chaussés

Il est intéressant de caler le radier de l'ouvrage hydraulique à au moins 0,30 m sous le fond du lit du cours d'eau pour permettre la reconstitution d'un fond naturel dans l'ouvrage. La surélévation du niveau amont des écoulements et l'accroissement des vitesses en sortie d'ouvrage nécessitent le plus souvent des protections en amont et en aval des ouvrages. La protection efficace des berges aux changements de direction par des techniques pérennes relevant prioritairement du génie végétal « Protection des berges de cours d'eau en techniques végétales ». Les techniques de renforcement par enrochements et gabions devront être réservées aux sections fortement sollicitées par la vitesse de l'écoulement, si les enjeux sont importants en terme de sécurité des personnes et des biens à fortes valeurs ajoutées ; L'accès aux ouvrages hydrauliques doit tenir compte des contraintes d'exploitation. Une visite annuelle et une visite après une crue sont nécessaires pour les travaux d'entretien de l'ouvrage et l'évacuation des différents atterrissements. Pour certains ingénieurs de travaux publics, ils optent un diamètre minimal pour les ouvrages hydrauliques sous les autoroutes de 1000 mm, et de 800 mm pour les routes de 2 ou 3 voies, tout en garantissant les conditions d'exploitation et d'entretien.

Les contraintes de dimensionnement hydraulique auxquelles ces ouvrages doivent être soumis sont essentiellement les contraintes de pente.

6.3. Ouvrages de traversées

Les ouvrages de traversés ou ouvrages de franchissement sont des ouvrages qui permettent de traverser un cours d'eau, un talweg ou une dépression.

6.3.1. Les buses et dalots

- Deux types de buses sont couramment utilisés : les buses en béton et les buses en métal. Les buses sont utilisées exclusivement dans des sections où l'on dispose d'une épaisseur suffisante de remblais (un minimum de 0.8 m de remblai est nécessaire au-dessus de la buse) et peuvent être utilisées avec des hauteurs de remblais élevées. Dans le cas des buses métalliques, cette hauteur de remblai admissible est fonction de l'épaisseur de la buse. Afin de permettre le nettoyage ou le curage des buses qui risquent souvent d'être obstruées partiellement par les dépôts de sédiments et de pierres charriés par les eaux, il est conseillé de ne jamais adopter un diamètre inférieur à 800 mm. Les débits admissibles sont donc variables et peuvent être très élevés dans le cas d'une batterie de plusieurs buses de grand diamètre quand la topographie du site permet un tel dispositif. -Les dalots sont des ouvrages de franchissement placé sous chaussée qui nécessitent aucun remblai ou admettre qu'une faible épaisseur de remblai (1 à 2 m), donc ils sont spécialement calculés pour les surcharges.
- trois types de dalots sont couramment utilisés :
- Les dalots ordinaires constitués de piédroits verticaux fondés sur semelles ou radier général et sur lesquels repose une dalle en béton armé ; - Les dalots cadres dans lesquels la dalle, les piédroits et le radier constituent une structure rigide en béton armé (cadre) ;
- Les dalots portiques analogues aux dalots cadres, mais sans radier (piédroits verticaux fondés sur semelles).
- Les dalots sont en béton armé et résistent à toutes les contraintes extérieures et intérieures, ils sont constitués par les éléments principaux suivants :
- Les remblais d'accès ; Les dalots de forme rectangulaire ou carrée sont généralement adoptés pour des débits dépassant 10 m³/s.
- Ces ouvrages permettent le maintien du réseau hydrographique naturel au droit des arrivées d'eau. Elles permettent aussi aux eaux collectées par les fossés de franchir la chaussée. Seulement, il est nécessaire de mettre en place les aménagements nécessaires afin de minimiser l'érosion et le transport solide vers ces ouvrages routiers. Dans tous les cas, la hauteur d'eau amont ne doit pas excéder 1.2 fois la hauteur de l'ouvrage. Pour les ouvrages d'ouverture ≤ 2 m. Les vitesses moyennes d'écoulements doivent respecter les critères de la durabilité de l'ouvrage (doivent être inférieure à la vitesse admissible).

Le contrôle de l'ouvrage est organisé après chaque saison pluvieuse, et après chaque crue importante afin de détecter s'il y a lieu des anomalies ou des dégradations de l'ouvrage.

Une batterie de buses pourrait cependant être de coût moins élevé que le dalot, Néanmoins la probabilité de risque d'obstruction des buses par branchages et souches en zone boisé est à traiter sérieusement. Donc une rapide comparaison du coût des deux ouvrages, est nécessaire tous en tenant compte du problème d'obstruction.



Buse

dalot

Figure 6.1: exemple de buse et dalot

6.3.2. Les ponts :

Le pont est un ouvrage qui permet de franchir une dépression ou un obstacle (cours d'eau, voies de communication) en passant par-dessus.

Il est construit sur cours d'eau lorsque : Le débit est important, la dépression est très profonde, ou le trafic routier est élevé.

Le pont est composé de trois parties principales :

- Les fondations qui permettent de transmettre les efforts au terrain ;
 - Les appuis comprenant :
 - Les culées qui servent d'appuis aux extrémités du tablier et supportent les poussées des remblais ;
 - Les piles qui supportent le tablier entre les culées ;

- Un tablier qui supporte les voies de circulation (automobiles, piétons, animaux) ; il peut être en une ou plusieurs travées en fonction de la largeur de la vallée à traverser ; L'étude hydraulique consiste à déterminer les caractéristiques suivant du pont :
 - La hauteur d'eau est déterminée à partir de la crue de projet. Cette dernière est estimée par les méthodes hydrologiques pour des périodes de retour prises égale à 200, 500 ou 1000 ans. La crue de projet à prendre en compte dépend de l'importance de la route.
 - Certains auteurs recommandent une estimation de la crue de projet centennale multiplie par un facteur de sécurité variant de 1.5 à 2 ;
 - La hauteur d'eau est calculée par la formule usuelle de débit de Manning-Strickler ;
 - Le tirant d'air est prévu pour diminuer le risque d'obstruction partielle ou totale du pont. Il dépend aux risques e charriage et de l'importance de l'ouvrage.
 - Il est recommandé d'estimer la profondeur d'affouillement au niveau des piles et d'évaluer

Les piles et les Culées des ponts qui sont en contact direct avec l'écoulement doivent avoir des profils de formes hydrodynamiques pour résister à l'écoulement de l'eau et par suite une sollicitation minimale des structures. D'autre part, ils doivent présenter une restriction minimale de la section naturelle de l'écoulement pour réduire les effets des remous, la submersion des ouvrages et l'érosion du lit de l'oued à l'aval (menaçant dans les deux cas et la vie de l'ouvrage et de ses usagers)

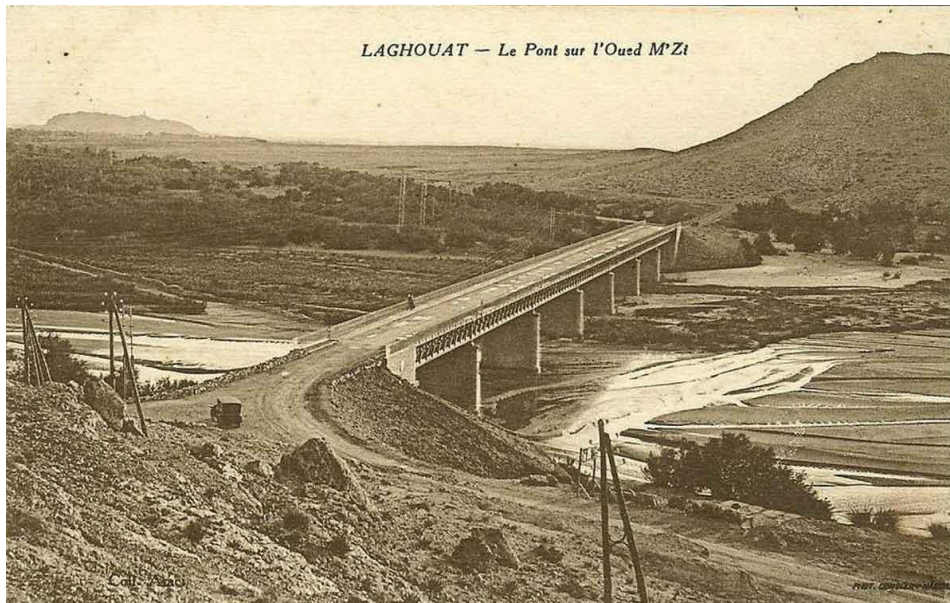


Figure 6.2 : exemple de pont LAGHOUAT [11]

6.4 Les Techniques mécaniques :

6.4.1. Les blocs de béton ou le béton armé :

- **Caractéristiques :** La protection des berges quel que soit en béton armé ou en blocks de béton est caractérisé par :

- Contrainte structurelle à cause d'accrochement de manière simple ($E=10\text{cm}$).
- Mauvaise adaptabilité à la partie où la vitesse d'écoulement est rapide.
- Relativement faible rugosité de surface et faible effet de diminution de vitesse d'écoulement.

L'application des blocks en béton concerne les berges du lit mineur et du lit majeur

- **Caractéristiques hydrauliques (Stabilité) :**

- Stabilité structurelle grâce à une simple liaison ($E=19\text{cm}$).
- Relativement bonne adaptabilité à la partie de forte vitesse d'écoulement.
- Bonne adaptabilité à la partie de forte vitesse d'écoulement.
- Considération de côté esthétique et de l'écosystème - Activités fluviales, protection de l'écosystème, préservation de paysage.
- Facilité d'entretien contre l'abandon et la perte.

Avantages et inconvénients :

- Contrainte importante du climat.
- Bonne constructibilité grâce à sa grande taille.
- Nécessité de réaliser la fondation en béton.

- Continuité écologique.
- Facilité d'entretien.

Exécution :

La figure ci-dessous représente une photo des blocks végétalisables lors de leurs dispositions dans un aménagement d'un cours d'eau.



Figure 6.3 : dégâts du bloc en béton

- Caractéristiques :

Les principales caractéristiques des murs en maçonneries sont :

- Bonne capacité hydraulique grâce à l'intégration des roches entre elle avec une liaison en ciment.
- Excellente adaptabilité à la partie où la vitesse d'écoulement est rapide
- Forte rugosité de surface et excellente flexibilité.
- Confection d'un mur en maçonnerie y compris la fourniture, le transport, le coffrage, la main d'œuvre et toutes éventuelles sujétions avec semelle en béton (zone d'empreinte à coté).

6.4.2 Le gabion :

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

-Avantages et Inconvénient :

Les principaux avantages du gabion :

- Les gabions coutent peu surtout si les Pierre sont disponibles.
- Ils permettent de réduire la vitesse des courants grâce à leurs perméabilités.

- La rigidité de chaque gabion, ainsi que le mode de solidarisation des gabions mis en place, confèrent à l'ensemble un caractère monolithique
- **Le principal inconvénient du gabion :**
 - Durée de l'ouvrage relativement courte.
 - Curage de l'ouvrage très difficile du fait de ses aspérités.
 - L'amont et l'aval sont les points les plus sensibles de la ligne d'enrochement, si l'eau arrive à passer derrière les blocs amont tout l'ouvrage est menacé par l'érosion et peut assez rapidement s'effondrer.



Figure 6. 5: Exemple en gabion

6.5 Conclusion

La technologie de protection doit être choisie pour s'adapter au milieu tout en conservant l'aspect naturel afin de maintenir l'équilibre dynamique et écologique du cours d'eau.

Notamment, ouvrir la ville à la protection, créer de nouveaux espaces d'urbanisme, respecter la dimension environnementale et favoriser le développement local. Avantages et inconvénients de l'environnement et du paysage afin de mieux choisir le système d'aménagement optimal afin d'éviter les risques d'inondation et d'érosion des berges et la compatibilité avec l'environnement. Les solutions et technologies proposées doivent être réalisables et adaptables aux conditions topographiques et géologiques du terrain.

Les techniques ci-dessus prennent en compte le comportement morphologique des cours d'eau, qui doivent tous pouvoir atteindre l'objectif de protection de la vie et des biens publics.

Conclusion générale

Conclusion générale :

La maîtrise des études hydrologique et hydraulique est une condition principale pour la protection des berges des oueds contre les inondations et les débordements en périodes de crues. Cette maîtrise contribue aussi au bon dimensionnement des ouvrages hydrauliques de stockage ou de transport en général et les ouvrages de traversés d'oueds en particulier qui est l'un des objectifs de notre mémoire de fin d'études.

Pour les hydrauliciens, cette tâche de dimensionnement est d'une grande Responsabilité

L'objectif de notre travail était de choisir et dimensionner par la suite les ouvrages hydrauliques de traversé d'oueds d'importances variables. cet objectif est atteint car nous avons dimensionné un ensemble d'ouvrages nécessaires à notre zone d'étude située à Barika qui sont de trois types : ouvrages de sections circulaires (Buses), ouvrages hydrauliques de sections rectangulaires (Dalots) et des ponts de longueurs variables.

Après le dimensionnement, nous avons un autre objectif qui est d'assurer une stabilité à l'amont et l'aval de chaque ouvrage à projeter.

Le travail suivant abordé dans notre mémoire était l'identification du niveau de la remonté des eaux en période de crues pour différentes périodes de retour au niveau des ponts de traversé d'oueds et écoulements importants.

La période de retour de 100 ans est la plus recommandée pour le dimensionnement des grands ouvrages hydrauliques comme les ponts à travers le calcul de la plus haute eau au niveau de ces derniers.

La formule de Manning Strickler est utilisée pour le calcul des dimensions de ces ouvrages dont les résultats sont présentés dans le quatrième chapitre.

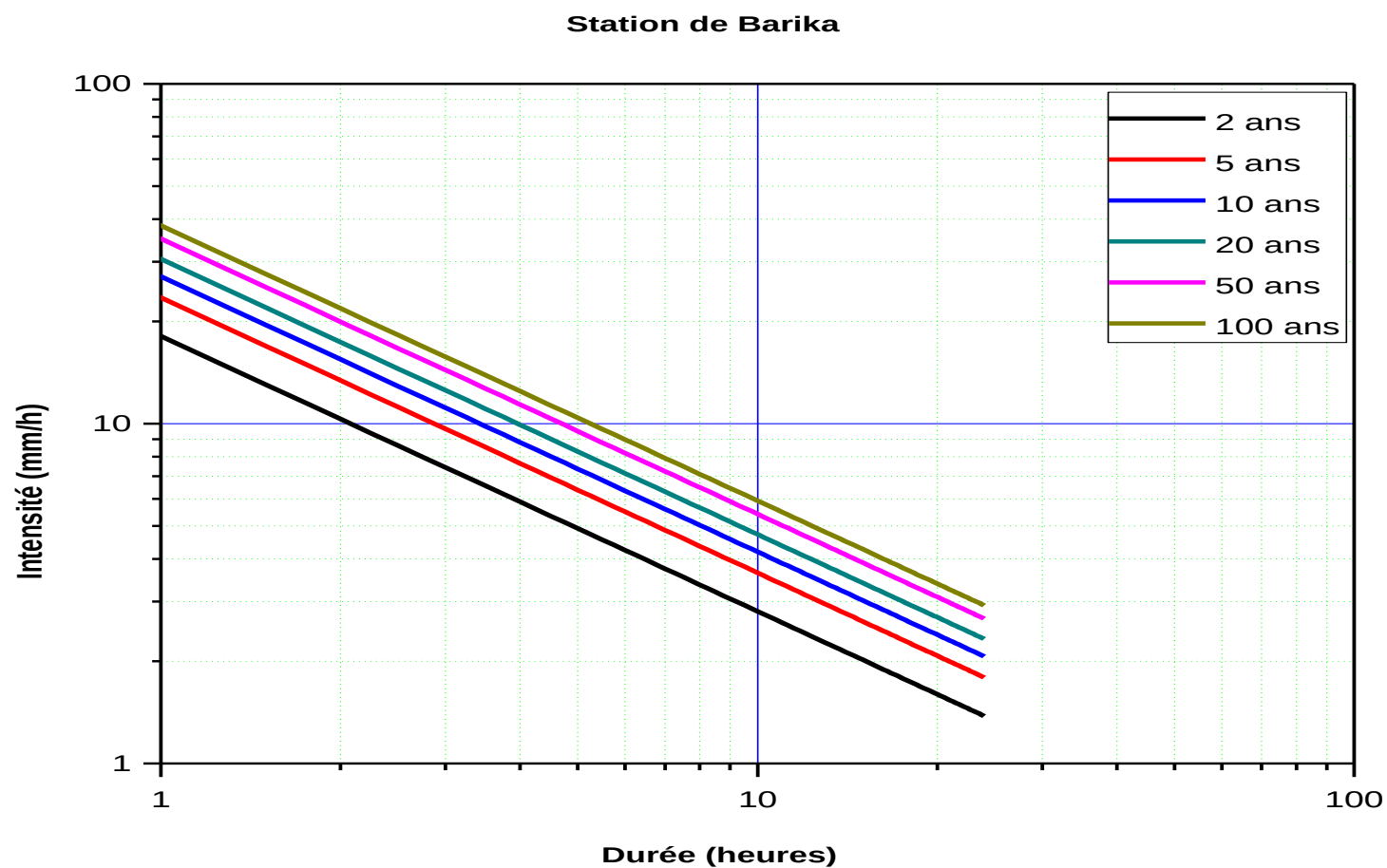
Le calcul de la plus haute eau au niveau des ponts se fait souvent par un simulation qui s'effectue par l logiciel HEC-RAS. Pour notre projet nous avons détaillé les étapes de simulation par ce logiciel dans le cinquième chapitre sachant que les calculs sont effectués par Manning Strickler suite à la nature des données dont nous disposons.

Références Bibliographiques

Références bibliographie :

- [1] A.N.R.H (Agence nationale des ressources hydriques).
- [2] Assainissement routier- Guide technique - (SETRA 2006).
- [3] Canalisations d'assainissement I - Réseaux
- [4] Cours hydrologie 3, Pr. BENKADJA R. Université Mohamed Boudiaf, M'sila, 2018.
- [5] Cours d'aménagement des cours d'eau (2eme Année master option : Ouvrages hydrauliques et aménagements)- Université de Msila.
- [6] Etude de protection de la rive gauche et droite de l'oued Soummam contre les inondations - SELMI Boudiaf- PFE M2 OH – 2015/2016- Université de Msila .
- [7] Etude de la relation pluie-débit dans le bassin versant Sahel (Soummam) PFE M2 OH Etudiants _BENYOUSSEF S. & BENZAHIA M. 2020/2021-Université de Msila
- [8] MEZRAG. Djallal, Rapport final de l'étude d'aménagement d'oued ELHARRACH, colloque international, 2013.
- [9] Manuel pratique d'hydrologie, TOUAIBIA.B, ENSH, Blida, Algérie. 2004
- [10] www.cartographiedevillgeiennes.com
- [11] <https://www.vitainedz.com/fr/Algerie/laghouat-pont>

Annexes

Annexe N°1 : Courbes IDF (Intensité – Durée – Fréquence) de la station de Barika

Annexe N°2 : Figure de délimitation de la totalité des bassins versants de zone d'étude

