

**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**

**Par : MEZAACHE Somia**

**Intitulé :**

**Dimensionnement des ouvrages de traversés des  
Oueds avec présentation des techniques de  
protection des berges contre les inondations.  
Application sur des oueds traversés par la rocade**

**Dirigé par : Mr : SAHLI Youcef**

**Année universitaire : 2021 /2022**

# Table des matières

## *Remerciements*

<b>Introduction Générale</b> .....	1
------------------------------------	---

## **Chapitre 1 : Présentation de la zone d'étude**

<b>1.1 Introduction :</b> .....	3
1.2 Situation géographique de la wilaya de M'sila :.....	3
1.2. Découpage administratif de wilaya de Msila .....	4
1.3. Situation topographique de la zone : .....	5
1.4. Occupation du sol du couloir traversé: .....	5
1.5. Aperçu géologique :.....	6
1.6. Données Climatiques :.....	6
<b>1.6.1. Températures moyennes :</b> .....	6
1.6.2. La pluviométrie :.....	6
1.6.3. Les vents : .....	7
Tableau 1. 3: Vitesse mensuelle du vent.....	7
1.6.4. L'humidité :.....	7
Tableau 1. 4: L'humidité mensuelle .....	7
<b>1.7. Oueds et cours d'eau de la zone d'étude :</b> .....	8
<b>1.8. Conclusion :</b> .....	8

## **Chapitre 2 : Rappels de quelques notions d'hydrologie**

<b>2.1 Introduction :</b> .....	9
<b>Première partie : Bassin versant et ses caractéristiques</b> .....	9
<b>2.2 Données topographiques :</b> .....	9
<b>2.3 Définition d'un bassin versant :</b> .....	9
<b>2.4 Caractéristiques morphologiques du bassin versant d'Oued :</b> .....	10
<b>2.5 Caractéristiques de forme</b> .....	10
<b>B. Indice de compacité de graveleuse <math>k_c</math> :</b> .....	11
<b>2.6 Le Relief :</b> .....	11

2.7	Le temps de concentration $t_c$ :	14
<b>Deuxième partie : Précipitations et leurs analyses statistiques</b>		14
2.8	Précipitation :	14
2.9	Appareils de mesure des précipitations :	15
2.9.2	Les pluviographes :	15
2.10	Différents types de lois utilisées pour l'ajustement	15
2.10.1	Loi de GAUSS (Loi Normale):	15
2.10.2	Loi Log Normale (Loi de GALTON)/	16
2.10.3	Loi de GUMBEL :	17
2.10.4	Loi de FRECHET :	17
2.10.5	Loi de Pearson III ou loi Gamma incomplète :	18
2.10.6	Autres Lois :	18
2.11	Choix d'une loi de Probabilité :	19
2.11.1	Ajustement des pluies maximales journalières avec la Loi de GUMBEL	19
2.11.2	Ajustement des pluies pluie annuelle suivant la loi normale :	20
<b>Troisième partie : Débits dans les bassins versants et méthodes d'estimations</b>		21
2.12.	Appareils de mesure des débits :	21
2.13.	Formules et méthodes de calcul et d'estimation des débits	21
2.13.1.	Méthode Rationnelle : utilisée pour les petits et moyens bassins versant	21
2.13.2.	La Méthode Superficielle (Méthode de Caquot) :	22
2.13.3	Formule de Turraza :	23
2.13.4	Formule de SOKOLOVSKY	24
2.13.5	Méthode fréquentielle ANRH	24
2.13.6	Autres formules :	25
2.14.	Conclusion :	25

### **Chapitre 3 : Données hydrologiques pour l'étude et estimation**

3.1	Introduction :	27
-----	----------------	----

<b>3.2 Données topographiques</b> .....	27
<b>3.3 Données pluviométriques</b> .....	28
3.3.1. Les précipitations : .....	28
3.3.2. Intensités : .....	29
<b>3.4 Estimation du débit de crue</b> .....	30
<b>3.4.1 Formule Rationnelle</b> : .....	31
<b>3.4.2 Formule Crupédix</b> : .....	31
<b>3.4.3 Formule de Transition</b> : .....	32
<b>3.5 Application des trois (03) formules trois (03) bassins versants dans deux zones différentes</b> :	36
<b>3.6 Conclusion</b> : .....	39

#### **Chapitre 4 : Dimensionnement des ouvrages de traversés d’oued**

<b>4.1 Introduction</b> : .....	41
<b>4.2 Calcul hydraulique des ouvrages traversant</b> .....	41
<b>4.3 Méthode de vérification hydraulique</b> .....	42
4.4 Applications de calculs avec la formule Manning Strickler: .....	45
<b>4.5 Conclusion</b> .....	52

#### **Chapitre 5 : Aménagement des oueds avec protection des berges**

<b>5.1 Introduction</b> : .....	54
<b>5.2. L’utilité des aménagements des cours d’eau</b> : .....	54
<b>5.3. Quelques définitions fondamentales:</b> .....	54
<b>5.3.1 Lit mineur, lit moyen, lit majeur</b> .....	54
<b>5.3.2. Rive, Berge:</b> .....	55
<b>5.4. Facteurs intervenant dans la dégradation</b> : .....	55
<b>5.4.1. La hauteur</b> : .....	55
<b>5.4.2. La pente</b> : .....	56
<b>5.5. Les techniques d’aménagements</b> .....	56
<b>5.6 Les techniques végétales</b> : .....	56
<b>5.6.1 Par plantations</b> : .....	57

5.6.2 Les techniques indirectes (Cas des Epis):.....	57
5.6.3 Les Techniques combinées: .....	58
5.6.3.1 Enrochements et plantations :.....	58
5.6.3.2. Green Terrèment : .....	58
5.6.3.3.: Les géotextiles :.....	59
5.6.4. Les techniques mécaniques :.....	60
5.6.4.1 Les blocs de béton ou le béton armé : .....	60
4.6.4.2 Maçonnerie ou enrochement liaisonnée : .....	62
5.6.5. Le Gabionnage :.....	62
5.7. Conclusion :.....	64
Conclusion générale .....	66
Bibliographie : .....	67
<i>ANNEX</i> .....	3

ملخص:

## Liste des tableaux

Tableau 1. 1 : Températures moyennes mensuelles.....	6
Tableau 1. 2: Précipitation moyenne mensuelle.....	6
Tableau 2.1 : Classification O.R.S.T.O.M.....	12
Tableau 2.2 : Classifications O.R.S.T.O.M .....	13
Tableau 2.3 : Valeur de $\gamma$ en fonction de bassin versant .....	24
Tableau 3.1 : Inventaire des bassins versants étudiés .....	28
Tableau 3.2 : Implantation et données pluviométriques de la station, Ain Lahdjel et Msila [1].	29
Tableau 3.4 : Calcul des débits des ouvrages hydrauliques.....	36
Tableau 4.1 : Paramètres à utiliser pour le choix et le dimensionnement des ouvrages hydrauliques de traversés.....	44
Tableau 4.2: Résultats de dimensionnement des ouvrages hydrauliques avec la Méthode de Manning Strickler .....	51

## Liste des figures

Figure 1.1 : Délimitation géographique de la wilaya de Msila. ....	4
Figure 1.2 : Délimitation géographique des communes de la wilaya de Msila.....	5
Figure 3.1 : Schéma explicatif de délimitation des bassins versants des .....	38
Figure 4.1 : Schéma explicatif d'implantation des ouvrages hydrauliques à.....	51
Figure 5.1 : Coupe d'un oued avec différents appellations.....	55
Figure 5.2 : Sapement des berges.....	56
Figure 5.3 : Technique de renforcement des berges à forte pente .....	58
Figure 5. 4: Exemple de réalisation de géotextile .....	59
Figure 5.5 : Vue en plan des blocs de béton .....	60
Figure 5.6 : Détérioration des blocs végétalisables .....	61
Figure 5.7 : Aménagement avec maçonnerie lors des travaux .....	62
Figure 5.8: Exemple de réalisation d'un mur en gabion.....	63

# *Remerciements*

*Nous commençons par remercier dieu le tout puissant de nous avoir donné le courage, la volonté et l'amour du savoir pour pouvoir réaliser ce modeste travail.*

*Nos plus vifs remerciements vont à Mr. SAHLI Youcef qui nous a permis de bénéficier de son encadrement Nous le remercions profondément pour son encouragement continue et aussi d'être toujours là pour nous écouter, nous aider et nous guider à retrouver le bon chemin par sa sagesse et ses précieux conseils.*

*Ainsi que son soutien moral et sa preuve de compréhension, ce qui nous a donné la force et le courage d'accomplir ce projet. Nous tenons à remercier également les membres de jury d'examiner ce travail.*

*Nos remerciements s'étendent également à tous nos enseignants durant les années d'études. Enfin, nous tenons à remercier tous ceux qui, de près ou de loin, ont contribué à la réalisation de ce travail.*

**MEZACHE SOMLA**

# *Dédicace*

*Je dédie ce modeste travail*

*A ma très chère Mère et mon très cher Père « MEZAACHE Ali » qui  
m'ont*

*Toujours encouragé pour que je réussisse dans mes études qui ont veillé  
pour mon bien être qui m'ont soutenu dans les moments les plus difficiles  
de ma vie.*

*Et très cher mari et compagnon de vie « GANA Moustafa » tous mes  
remerciements et toute ma gratitude à lui*

*A eux que j'aime et que je respecte infiniment, Le jour est venu*

*Pour leur dire Merci*

*A mes chères soeurs*

---

*INTRODUCTION*

*GENERALE*

---

## **Introduction Générale**

Le risque d'inondation est souvent la conséquence de deux 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.

Les évolutions climatiques engendrent parfois des crues ou inondations et orages brutaux qui sont sans doute le risque naturel majeur qui fait le plus de victimes et de dégâts à travers le monde.

Notre projet de fin d'étude s'inscrit dans le même contexte lié aux inondations et le comportement des oueds en périodes de crues. Dans cette modeste étude, nous allons tenter d'identifier le niveau de la remonté des eaux en période 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 étudiées à fin de les comparer à la hauteur naturelle des berges correspondant aux mêmes sections.

Cela nous permet de situer les zones et sections du bassin versant qui sont vulnérables au risques d'inondations et aussi de sensibiliser les utilisateurs des terrains aux alentours des berges sur les limites des oueds à exploiter.

L'autre aspect étudié dans notre projet de fin d'étude est les techniques d'aménagement des berges et les lits des oueds. Cette partie abordera d'une façon globale les types d'oueds concernés par l'aménagement, l'objectif attendu et les techniques pratiques des aménagements.

Notre étude sera appliquée sur quelques oueds traversés par la future rocade des hauts plateaux au niveau de la wilaya de Msila qui est traversée par un linéaire de 165 km.

---

*Chapitre 1*  
*Présentation de la*  
*zone d'étude*

---

## **Chapitre 1 : Présentation de la zone d'étude**

### **1.1 Introduction :**

Les oueds concernés par notre étude se situent dans la wilaya de Msila dont l'importance est variable. Les oueds concernés seront traversés par l'axe autoroutier de future rocade des hauts plateaux et particulièrement la section traversant la wilaya de Msila de l'extrémité Est à l'extrémité Ouest.

### **1.2 Situation géographique de la wilaya de M'sila :**

La wilaya de M'sila est située dans le grand bassin du Hodna. C'est une wilaya située dans le couloir des hauts plateaux d'Algérie plus exactement dans la partie du centre. Cette wilaya est traversée par les routes nationales importantes à savoir : RN 08, RN 45 et RN 40. Cette wilaya possède un barrage implanté dans sa partie nord est appelé : barrage de Ksob qui représente l'aval du cours d'eau (Oued Ksob).

la wilaya de Msila est délimitée par : [1]

- Au Nord : Par la wilaya de BBA, Bouira et Médéa
- Au Sud: Par la wilaya de Biskra
- À l'Est: Par la wilaya de Batna.
- À l'Ouest : Par la wilaya de Djelfa.



Figure 1.1 : Délimitation géographique de la wilaya de Msila. [19]

## 1.2. Découpage administratif de wilaya de Msila

Le tracé de la rocade des hauts plateaux traversant la wilaya de Msila traverse évidemment quelques communes se trouvent sur l'axe centrale à commencer par la limite avec Batna (limite Est) jusqu'à la limite avec la wilaya de Djelfa (limite Ouest). 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 Msila. [19]

### 1.3. Situation topographique de la zone :

La zone d'étude est caractérisée par une nature géographique semi-plate et une pente faible qui varie entre 0 à 5% et une altitude comprise entre 550 et 450 m au-dessus du niveau de la mer.

### 1.4. Occupation du sol du couloir traversé:

La trace du projet nécessitant des ouvrages hydrauliques traverse en grandes parties des terrains agricoles ou terrain vierges. Dans certains cas des constructions d'importances variables qui seront indemnisées. le choix du couloir pour le projet a fait en sorte au maximum d'éviter de toucher à des bâtisses construites déjà et minimiser les démolitions en empruntant des zones non viabilisées.

### 1.5. Aperçu géologique :

Sachant que la géologie étudie la nature du sol, cela nous permettra l'étude des sols traversés, ce qui sera capital pour déterminer le mode de réalisation des ouvrages hydrauliques de traversés des oueds et des cours d'eau. La connaissance de la géologie nous oriente sur le mode d'aménagement des oueds à utiliser pour la protection des berges. La géologie nous donne une idée sur le transport solide au niveau des oueds et talwegs.

Il est à signaler aussi que selon la figure 1.1, et selon le classement des zones sismiques établi par le DTR (Document Technique Réglementaire), notre région d'étude est classée « Non sismique. »

### 1.6. Données Climatiques :

#### 1.6.1. Températures moyennes :

La température moyenne mensuelle est estimée à 17.5° C, alors que la température maximale est de 40 °C, enregistrée au mois de juillet et la valeur minimale est de 4.6 °C au mois de janvier.

**Tableau 1. 1 : Températures moyennes mensuelles. [16]**

	Jan.	Fév.	Mar.	Avr.	Mai	Juin	Juil.	Aou	Sept	Oct.	Nov	Déc
Max C°	12.3	14.3	17.2	22	30.7	38.1	40	39.4	35.1	27.3	18.1	10.1
Min C°	4.6	7.4	8.2	10.5	10	11.8	18.2	16.1	12.1	8.5	9.7	7.8
Moy C°	8.45	10.8	12.7	12.5	20.3	24.9	29.1	27.7	23.6	17.9	13.9	8.95

#### 1.6.2. La pluviométrie :

La pluviométrie est une donnée indispensable pour le dimensionnement d'un réseau d'assainissement qui a pour but d'éviter les inondations provoquées par les eaux d'orage. [3]

**Tableau 1. 2: Précipitation moyenne mensuelle**

Mois	Sept	Oct.	Nov.	Dec.	Jan.	Fev.	Mars	Avril	Mai	Juin	Juil.	Aout
------	------	------	------	------	------	------	------	-------	-----	------	-------	------

## Chapitre 1 : Présentation de la zone d'étude

---

P (mm)	22.4	30.4	21.5	16	42.5	15.6	24.6	26.4	38	31.4	28.5	27.2
--------	------	------	------	----	------	------	------	------	----	------	------	------

### 1.6.3. Les vents :

La direction du vent fréquemment est le nord-ouest et vers le nord-est. tandis que l'été, nous trouvons les vents dominants en direction du sud.

**Tableau 1. 3: Vitesse mensuelle du vent [3]**

Mois	Jan.	Fév.	Mar.	Avr.	Mai	Juin	Jui.	Aout	Sep.	Oct.	Nov.	Déc.
V (km/h)	11.2	13.1	14.3	15.8	14.4	11.6	9.6	8.95	8.9	7.4	10.4	11.4

### 1.6.4. L'humidité :

A partir de ce tableau nous observons que l'humidité maximale est estimée à 69% le mois de février, alors que l'humidité minimale est de 32% durant le mois de juillet, ce qui donne une humidité moyenne annuelle de 54%.

**Tableau 1. 4: L'humidité mensuelle**

Mois	Jan.	Fév.	Mars	Avr.	Mai	Juin	Juil	Aout	Sep	Oct	Nov	Déc
Humidité (%)	68	69	62	61	50	40	32	38	44	56	63	63

### 1.7. Oueds et cours d'eau de la zone d'étude :

Les cours d'eau et oueds de la zone d'étude sont d'une importance variable. Ils sont divisés en trois catégories :

- A- *Oueds d'une grande importance* : Ce sont des oueds d'une largeur importante dont leurs débits de crue sont aussi importants. Ces types d'oueds possèdent des profondeurs du lit pas trop profond
- B- *Oueds d'une importance moyenne* : Ce sont des oueds pas trop profonds et de largeurs variables.
- C- *cours d'eaux faibles à moyens* : Caractérisés par des largeurs faibles à moyennes dont la profondeur est souvent faible.

### 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 aussi des points signalés à savoir l'importance et l'allure de chaque oued et cours d'eau. Enfin, la nature du sol et la géologie sera prise en compte dans la partie consacrée aux techniques d'aménagements des oueds.

---

# *Chapitre 2*

*Rappels de quelques notions  
d'hydrologie*

---

## **Chapitre 2 : Rappels de quelques notions d'hydrologie**

### **2.1 Introduction :**

L'étude hydrologique consiste à déterminer le débit de crue de l'oued ou écoulement qui est destiné à être franchit par un tracé routier. Par conséquent, l'écoulement doit être rétabli par ouvrage hydraulique (Pont, dalots ou buses) pour notre cas, il s'agit d'un pont.

Les méthodes de calcul des débits de ruissellement utilisent généralement un modèle statique de la relation "pluie - ruissellement" ( $Q = f(I)$ ) et leur application présente la difficulté d'apprécier les caractéristiques physiques et géomorphologiques du bassin versant tels que forme, pente, superficie, longueur du cours d'eau principal, temps de parcours; coefficient de ruissellement, etc.

### **Première partie : Bassin versant et ses caractéristiques**

#### **2.2 Données topographiques :**

Les supports topographiques qu'on a utilisés dans ces types sont les cartes d'états-majors qui sont scannées et numérisées.

Le bassin d'apports d'eaux pluviales 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 Autocad..

#### **2.3 Définition d'un bassin versant :**

Le bassin versant ou d'alimentation au droit d'une section de mesure. Est défini comme la totalité de la surface topographique drainée par ce cours d'eau et ses affluents en amont de cette section. Tous les écoulements qui prennent naissance à l'intérieur de cette surface topographique passe obligatoirement par la section de mesure pour poursuivre leur trajet. [14]

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

**2.4 Caractéristiques morphologiques du bassin versant d'Oued :**

**A. 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.

**B. La Périmètre :**

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

**2.5 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

**A. 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 Graveluse

L : La longueur du rectangle équivalent

l : La largeur du rectangle équivalent

**B. 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 :

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

**2.6 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 :

**A. 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

**B. Caractéristiques d'altitudes :**

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

**C. Les indices de pente :**

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

**C.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

## Chapitre 2 : Rappels de quelques notions d'hydrologie

---

- 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. [14]

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	$0.1 < I_g$

### C.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 ;(km<sup>2</sup>)

- $D_s$  : Dénivelée spécifique (m)

**Tableau 2.2 : Classifications O.R.S.T.O.M [14]**

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

**C.3 Indice de pente de roche (I<sub>p</sub>) :**

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)

**D. 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 :

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

Avec :

-Dd : densité de drainage [km/km<sup>2</sup>]

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

-S : superficie du bassin versant [km<sup>2</sup>]

### E. La pente moyenne du cours d'eau :

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. [12]

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

Avec :

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

### 2.7 Le temps de concentration $t_c$ :

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.[12]

## Deuxième partie : Précipitations et leurs analyses statistiques

### 2.8 Précipitation :

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, 1mm de pluie représente  $10m^3$  d'eau [12]

## 2.9 Appareils de mesure des précipitations :

### 2.9.1 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.

### 2.9.2 Les pluviographes :

Dans les études hydrologique, il est important de connaitre 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. [9]

## 2.10 Différents types de lois utilisées pour l'ajustement :[5]

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

### 2.10.1 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  $u$  :

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

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

La densité de probabilité a pour expression :

$$f(u) = \frac{1}{\sqrt{2\pi}} e^{-\frac{u^2}{2}} \dots\dots\dots 2.11$$

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  $u \pm 1$ .

**2.10.2 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 :

$$F(X) = \int_{-\infty}^u \frac{1}{\sqrt{2\pi}} e^{-\frac{\mu^2}{2}} \cdot d\mu \dots\dots\dots 2.12$$

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

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

$$\log x_{P\%} = \overline{\log x} + \partial \log \mu(P\%) \dots\dots\dots 2.13$$

Avec :

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

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

U : variable réduite de Gauss.

$$\log x = \frac{\sum_{i=1}^n \overline{\log x_i}}{n} \dots\dots\dots 2.13$$

**2.10.3 Loi de GUMBEL :**

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

$$F(x)=f(y) = e^{-e^{-y}} \dots\dots\dots 2.14$$

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

Avec :

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

$\alpha, x_0$ : Coefficient d'ajustement (méthode des moindres carrés) ;

$x_0$ : Paramètre de position (mode) ;

$\alpha$  : 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.

**2.10.4 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 :

$$F(x) = e^{-e^{-u}} \dots\dots\dots 2.15$$

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

Cette loi a trois paramètres :

$x_0$  = paramètre de position

s = paramètre d'échelle

δ = paramètre de forme

**2.10.5 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 :

$$F(x) = \frac{1}{\Gamma(\gamma)} \int_0^u u^{\gamma-1} e^{-u} du \dots\dots\dots 2.16$$

$$u = \frac{x-x_0}{s} \dots\dots\dots 2.17$$

Γ (γ): Fonction gamma complète :

$$\Gamma(\gamma) = \int_0^\infty u^{\gamma-1} e^{-u} du \dots\dots\dots 2.18$$

L'intervalle de variation de x est [x<sub>0</sub> , ∞ [ et les trois paramètres d'ajustement sont :

x<sub>0</sub> : 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

$$\beta_1 = \frac{2}{\sqrt{\gamma}} \dots\dots\dots 2.19$$

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 (β<sub>1</sub> → 0, β<sub>2</sub> → 0).

La densité de probabilité a pour expression :

$$f(u) = \frac{1}{\Gamma(\gamma)} u^{\gamma-1} e^{-u} \dots\dots\dots 2.20$$

**2.10.6 Autres Lois :**

Il existe un assez grand nombre d'autres lois que l'on utilise particulièrement en hydrologie : lois de Pearson, loi

Beta incomplète, loi gamma complète, lois de Fuller, Goodrick, Jenkinson, etc

**2.11 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 ?

**2.11.1 Ajustement des pluies maximales journalières avec la Loi de GUMBEL :[5]**

Les paramètres statistiques de l'échantillon sont :

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

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

L'équation de droite de GUMBEL :

$$\bar{p}_{max,j} = \frac{1}{\alpha} y + x_0 \dots\dots\dots 2.21$$

Y : variable de la droite de GUMBEL :

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

$$\text{Où : } f(x) = \frac{m-0,5}{N} \dots\dots\dots 2.22$$

m : ordre de classement ;

N : taille de l'échantillon ;

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

Donc

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

Valeur da 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.

**A. 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'adéquate. L'examen graphique ne peut suffira. Il faut pouvoir tester par le calcul, la qualité de l'ajustement réalisé. .

**B. Les tests de  $\chi^2$**

Comme critère de comparaison la variable  $\chi^2$  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

$$\chi^2_{cal} = \sum_{i=1}^k \frac{(n_i - \mu_i)^2}{\mu_i} \dots\dots\dots 2.23$$

Où :

$n_i$  : Nombre d'observations contenues dans la classe i

$\mu_i$  : Nombre d'observations théoriques calculés dans la classe i

Ce nombre doit être supérieur ou égale à 5

$\chi^2$  : Est une variable aléatoire qui peut varier de 0 à  $\infty$

**2.11.2 Ajustement des pluies pluie annuelle suivant la loi normale :**

Calcul des fréquences expérimentales (au non dépassement) :

$$Q = f(x_i) = \frac{m-0,5}{N} \text{ et } T = \frac{1}{1-f(x)} \dots\dots\dots 2.24$$

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

$$u = \frac{x - \bar{x}}{\sigma} \dots\dots\dots 2.25$$

m : nombre d'ordre de la valeur

N : taille de l'échantillon

**A. Le test de  $\chi^2$**

Comme critère de comparaison la variable  $\chi^2$  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

$\mu_i$  : Nombre d'observations théoriques calculés dans la classe i

Ce nombre doit être supérieur ou égale à 5

$\chi^2$  : Est une variable aléatoire qui peut varier de 0 à  $\infty$

Dd : Densité de drainage (km/km<sup>2</sup>)

S : Surface du bassin en [km<sup>2</sup>] ;

Le : Lamme d'eau écoulée en [mm] ;

**Troisième partie : Débits dans les bassins versants et méthodes d'estimations :**

**2.12. Appareils de mesure des débits :**

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

**2.13. Formules et méthodes de calcul et d'estimation des débits : . [6]**

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

$$Q_p = \alpha * Cr * i * A$$

- $Q_p$  : débit d'eau de ruissellement (l/s).
- A : surface de l'aire d'influence (ha).
- Cr : coefficient de ruissellement, limite  $0 < Cr < 1$ .
- i : intensité de précipitation (l/s/ha).
- $\alpha$  : 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 :

$$Q_p(T) = 0.167 \cdot C \cdot i \cdot A \dots\dots\dots 2.27$$

Avec :  $Q_p$  en (m<sup>3</sup>/s)

$i$  en (mm/min)

$A$  en (ha)

$$Q_p(T) = \frac{1}{360} \cdot C \cdot i \cdot A \dots\dots\dots 2.28$$

Avec :  $Q_p$  en (m<sup>3</sup>/s)

$i$  en (mm/h)

$A$  en (ha)

### 2.13.2. 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.

## Chapitre 2 : Rappels de quelques notions d'hydrologie

---

- 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 :

$$Q_p(T) = K \cdot I^a \cdot C^b \cdot A^c \dots\dots\dots 2.29$$

Avec :

$Q_p$  : débit de pointe en (m<sup>3</sup>/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 :

$$Q_p = 0.520 \cdot I^{0.20} \cdot C^{1.11} \cdot A^{0.83} \quad \text{Pour } T=10\text{Ans} \dots\dots\dots 2.30$$

Avec :

$Q_p$  : débit de pointe en (m<sup>3</sup>/s)

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

$C$  : Coefficient de ruissellement

$A$  : surface du BV en (ha).

### 2.13.3 Formule de Turraza :

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

$$Q_{p\%} = (C \times I_{p\%} \times S) / 3.6 \dots\dots\dots 2.31$$

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)

**2.13.4 Formule de SOKOLOVSKY**

$$Q_{max} = \frac{0.28 P_{tcP\%} \cdot C_e \cdot S}{t_m} * f \dots\dots\dots 2.32$$

f : coefficient de forme de la crue,  $f = \frac{12}{4+3\gamma}$

**Tableau 2.3** : Valeur de  $\gamma$  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 [ $\text{Km}^2$ ].

Tc : temps de concentration[h]

$P_{tcP\%}$  : Pluie fréquentielle de courte durée correspondant au temps de concentration.

**2.13.5 Méthode fréquentielle ANRH**

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

$$Q_{Pt} = e^{0.195u} \cdot Q_P \dots\dots\dots 2.33$$

$Q_{Pt}$  : Débit de pointe fréquentiel ( $\text{m}^3/\text{s}$ ).

u : Variable réduite de Gauss.

$Q_P$  : Débit de pointe annuel ( $\text{m}^3/\text{s}$ ).

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

$$Q_P = 0.000781 \times S^{0.688} \times P^{1.275} \dots\dots\dots 2.34$$

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

S : Surface du bassin versant en  $\text{Km}^2$

### 2.13.6 Autres formules :

Il y a 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 chapitre suivant (Chapitre3).

### 2.14. 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 de débits sectionnées pour le chapitre 3 sont développées dans le même chapitre avec les formules utilisés de calcul du temps de concentration.

---

# *CHAPITRE 3*

*Données hydrologiques pour  
l'étude et estimation  
des débits*

---

## **Chapitre 3 : Données hydrologiques pour l'étude et estimation des débits**

### **3.1 Introduction :**

L'étude hydrologique consiste à déterminer le débit de crue de chaque oued ou écoulement qui franchit le tracé. Par conséquent, tous les écoulements doivent être rétablis par des ouvrages hydrauliques (Pont, dalots ou buses).

Les méthodes de calcul des débits de ruissellement utilisent généralement un modèle statique de la relation "pluie - ruissellement" ( $Q = f(I)$ ) et leur application présente la difficulté d'apprécier les caractéristiques physiques et géomorphologiques du bassin versant tels que forme, pente et superficie du bassin versant; longueur du cours d'eau principal, temps de parcours; coefficient de ruissellement, etc.

Cependant nous nous sommes basés dans nos calculs sur des données 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 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 géomorphologiques : 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

Nom de Station Pluviométrique	N° BV	Surface B.V (km <sup>2</sup> )	Longueur du Talweg principal (km)	Altitude (m)			Pente (%)
				Cote Max (m)	Cote Min (m)	Différence (m)	
Ain Lahdjel	01	118,00	24,03	969	669	300	1,25
	02	1,17	2,43	682	671	11	0,45
	03	38,64	13,12	710	629	81	0,62
	04	467,13	61,54	1120	550	570	0,93
Msila	05	6,82	4,86	437	411	26	0,54
	06	465,34	41,89	1821	413	1408	3,36
	07	17,35	13,77	561	434	127	0,92
	08	0,09	0,32	460	448	12	3,85

### 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. (Voir annexe)

#### 3.3.1. Les précipitations :

Les notes sur ces données pluviométriques données en termes de pluies journalières mensuelles annuelles maximales, existants au niveau de ce tronçon étudié, concernent les stations d'Ain Lahdjel et Msila. Ces stations sont situées à proximité du tracé et contiennent les informations suivantes :

**Tableau 3.2 : Implantation et données pluviométriques de la station, Ain Lahdjel et Msila [1]**

Nom de la station	Code	X Lamber	Y Lamber	Altitude (m)	Nombre d'années	Pjmoy (mm)	Cv (mm)
Ain Lahdjel	05030	607.1	264.6	545	20	29.5	0.4
Msila	05070	653,15	248	410	34	23.56	0.43

**3.3.2. Intensités [12] :**

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

**a. Hauteur de la pluie journalière maximale annuelle**

$$P_j = \frac{P_{jmoy}}{\sqrt{C_v^2 + 1}} \cdot \exp\left(u \sqrt{\ln(C_v^2 + 1)}\right) \dots\dots\dots 3.1$$

Pjmoy : pluie journalière moyenne (mm).

Cv : Coefficient de variation.

U : Variable de Gauss.

Ln : Log. Népérien.

**b. Hauteur de la pluie de durée 't = tc'**

$$P(t) = 1.13 \cdot p_j \cdot \left(\frac{t_c}{24}\right)^b \dots\dots\dots 3.2$$

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

b : Exposant climatique.

tc : Temps de concentration (heure)

**c. L'intensité horaire**

$$i = \frac{P(t)}{t_c} \dots\dots\dots 3.3$$

i : Intensité de la pluie (mm/h).

tc : Temps de concentration (heure).

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

Il est à noter que ces stations sont choisies comme suit :

1- Station de Ain El Hdjel : du PK 0 au PK 80 (Coté Ouest)

2- Station de Msila : du PK 80 au PK164 (Coté Est)

**3.4 Estimation du débit de crue : [10]**

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 apport 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 10km<sup>2</sup>, nous adoptons cette formule :

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

Dont : Q<sub>(T)</sub> : Débit maximum d'eau pluviale de période de retour (m<sup>3</sup>/s).

C<sub>(T)</sub> : Coefficient de ruissellement pondéré pour la période de retour T.

I<sub>(T)</sub> : Intensité moyenne de pluie en mm/h pour la période de retour T pendant le temps de concentration tc.

K : Coefficient de conversion des unités.

A : Aire du bassin d'apport (km<sup>2</sup>).

**3.4.2 Formule Crupédix :**

Pour les bassins versants de surfaces supérieures à 50km<sup>2</sup>, la formule de Crupé dix Sera retenue.

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

Dont : Q<sub>10</sub> : Débit décennal, en (m<sup>3</sup>/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<sub>10</sub> : Pluie journalière de période de retour décennale en (mm).

A : Aire du bassin d'apport (km<sup>2</sup>).

Le débit centennal est obtenu à partir de la corrélation :

$$Q_{100} = \bar{b} \cdot Q_{10} \dots\dots\dots 3.6$$

$$\text{Avec : } 1.4 \leq \bar{b} \leq 4$$

Jusqu'à 20km<sup>2</sup>,  $\bar{b}$  est déterminé en appliquant la formule rationnelle (calcul de Q<sub>10</sub> et Q<sub>100</sub> comme si la formule rationnelle était applicable).

Au-delà de 20km<sup>2</sup>,  $\bar{b}$  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 10km<sup>2</sup> et 50km<sup>2</sup>.

$$Q_{Transition} = \left( \frac{50 - A}{40} \right) \cdot Q_{Rationnel} + \left( \frac{A - 10}{40} \right) \cdot Q_{Crupédix} \dots\dots\dots 3.7$$

• **Temps de concentration :[7]**

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**

$$t_{c10} = 0,127 \sqrt{\frac{S}{P}} \dots\dots\dots 3.8$$

Avec :  $t_{c10}$  : Temps de concentration en heure.  
 $S$  : Surface du bassin versant en  $\text{km}^2$ .  
 $P$  : Pente moyenne du bassin versant en m/m.

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

$$t_{c10} = 0,11 \frac{\sqrt[3]{S \times L}}{\sqrt{P}} \dots\dots\dots 3.9$$

Avec :  $L$  : Longueur du bassin versant en km.  
 $S$  : Surface du bassin versant en  $\text{km}^2$ .  
 $P$  : 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**

$$t_{c10} = \frac{4 \sqrt{S} + 1,5 L}{0,8 \sqrt{H}} \dots\dots\dots 3.10$$

Avec :  $S$  : Surface du bassin versant en  $\text{km}^2$ .  
 $L$  : 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 :

$$t_{cT} = t_{c10} \cdot \left( \frac{P_{(T)} - P_0}{P_{10} - P_0} \right)^{-0.23} \dots\dots\dots 3.11$$

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.

$P_0$  : Rétention 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 :

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

•  $C_1$  : 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 3.3.1 :** Valeur du Coefficient « C<sub>1</sub> » pour diverses pentes

<b>Pente (P) (%)</b>	<b>Coefficient (C<sub>1</sub>)</b>
$P \leq 3.5$	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 3.3.2 :** Valeur du Coefficient « C<sub>2</sub> » par rapport à la nature du Sol

<b>Nature du Sol</b>	<b>Coefficient (C<sub>2</sub>)</b>
Imperméable	0,22 – 0,30
Peu perméable	0,10 – 0,20
Perméable	0,06 – 0,10
Très perméable	0,06 – 0,05

**Tableau 3.3.3 :** Valeur du Coefficient « C<sub>3</sub> » relative à la couverture du sol

<b>Couverture Végétale</b>	<b>Coefficient (C<sub>3</sub>)</b>
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<sub>2</sub>=0.2), la couverture végétale du site étant des prairies et le coefficient C<sub>1</sub> varie en fonction de la pente, De ce fait nous avons choisi : C<sub>3</sub>= variable entre 0.21 et 0.22.

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

$$C_T = 0.8 \cdot \left( 1 - \frac{P_{(0)}}{P_{(T)}} \right) \dots\dots\dots \mathbf{3.13}$$

**Avec :** P<sub>(T)</sub>: Pluie journalière de période de retour T en mm.

### Chapitre 3 : Données hydrologiques pour l'étude et estimation des débits

$P_0$  : Rétenion initial, en mm, donnée par les formules suivantes :

$$\text{Pour } C_{10} < 0.8, P_0 = \left(1 - \frac{C_{(10)}}{0.8}\right) \cdot P_{10} \dots\dots\dots 3.14$$

$$\text{Pour } C_{10} \geq 0.8 ; C_{(T)} = C_{(10)} \dots\dots\dots 3.15$$

**Tableau 3.4 : Calcul des débits des ouvrages hydrauliques**

Nom de Station pluviométrique	N° BV	Surface B.V (km2)	Pente (%)	Tc <sub>100</sub> (h)	C <sub>100</sub>	i <sub>100</sub> (mm/h)	Q <sub>10</sub> (m <sup>3</sup> /s)	Q <sub>100</sub> (m <sup>3</sup> /s)	Formule utilisée
Ain Lahdjel	01	118.00	1.25	-	-	7.93	19.44	77.77	Crupédix
	02	1.17	0.45	1.83	0.48	22.97	2.03	3.60	Rationnelle
	03	38.64	0.62	7.83	0.48	7.49	12.65	33.97	Transition
	04	467.13	0.93	-	-	5.44	56.84	227.37	Crupédix
Msila	05	6.82	0.54	4.22	0.49	10.13	5.90	10.33	Rationnelle
	06	465.34	3.36	-	-	7.46	38.63	154.50	Crupédix
	07	17.35	0.92	6.20	0.49	7.54	8.50	15.50	Transition
	08	0.09	3.85	0.17	0.52	120.00	0.86	1.50	Rationnelle

### 3.5 Application des trois (03) formules trois (03) bassins versants dans deux zones différentes :

A. Station Ain Lahdjel :  $P_{jmoy} = 29,5\text{mm}$   $c_v=0,4$   $b= 0,23$  .

#### ✚ Formule de Crupédix :

**BV N°01** : A= 118  $\text{km}^2$  I =1,25 % L= 23,726 km H= 150m C1=0,024 C2=0,21 C3 =0,434 TC10=8,15h I10=5,58mm/h P10 =51,60 mm P100= 67,13 mm P0=23,58mm TC100=7,359h Pj100=57,57,80mm I100=7,85mm C100=0,519 b\_Crupedix=19,44 Q10\_Crupedix =19,44  $\text{m}^3/\text{s}$  Q100\_Crupedix = 77,77  $\text{m}^3/\text{s}$

#### ✚ Formule de Transition :

**BV N°03:** A=38.64 km<sup>2</sup> I=0,62 % L= 12,94 km H=42,5m C1=0,018 C2=0,2 C3=0,21 TC10=8,47h I10=5,42mm/h P10 =51,60 mm P100= 67,13 mm

P0=24,03mm TC100=7,644h Pj100=57,63mm I100=7,63mm C100=0,514

Alfa =0.292 Beta=0.708

Q10\_ Rationnelle =24,68 m<sup>3</sup>/s Q100\_ Rationnelle= 41,75 m<sup>3</sup>/s

B\_Crupedix = 4 Q10\_Crupedix = 7.69 m<sup>3</sup>/s Q100\_Crupedix=30.76 m<sup>3</sup>/s

**Le Résultat final (Transition): Q10=12,65m<sup>3</sup>/s Q100= 33,97m<sup>3</sup>/s**

**B. Station de Msila:** Pjmoy=23.56 mm Cv=0.43 b=0.23

#### ✚ Formule Rationnelle :

**BV N°05:** A=6.82 km<sup>2</sup> I=0.54 % L=4,863km H=13.5m C1=0.016 C2=0.2 C3= 0.21  
C10= 0.426 tc =4.76 h

$$P_{10} = \frac{p_{jmoy}}{\sqrt{c_v^2 + 1}} \cdot \exp(u_{10} \sqrt{\ln(c_v^2 + 1)}) = 42,60 \text{ mm}$$

$$Pj_{10} = 1,13 p_{10} \left( \frac{t_{c10}}{24} \right)^b = 33.18 \text{ mm}$$

$$i_{10} = \frac{Pj_{10}}{t_{c10}} = 6.97 \text{ mm/h}$$

$$P_0 = \left( 1 - \frac{c_{10}}{0,8} \right) \cdot p_{10} = 19.90 \text{ mm}$$

$$P_{100} = \frac{p_{jmoy}}{\sqrt{c_v^2 + 1}} \cdot \exp(u_{100} \sqrt{\ln(c_v^2 + 1)}) = 56,44 \text{ mm}$$

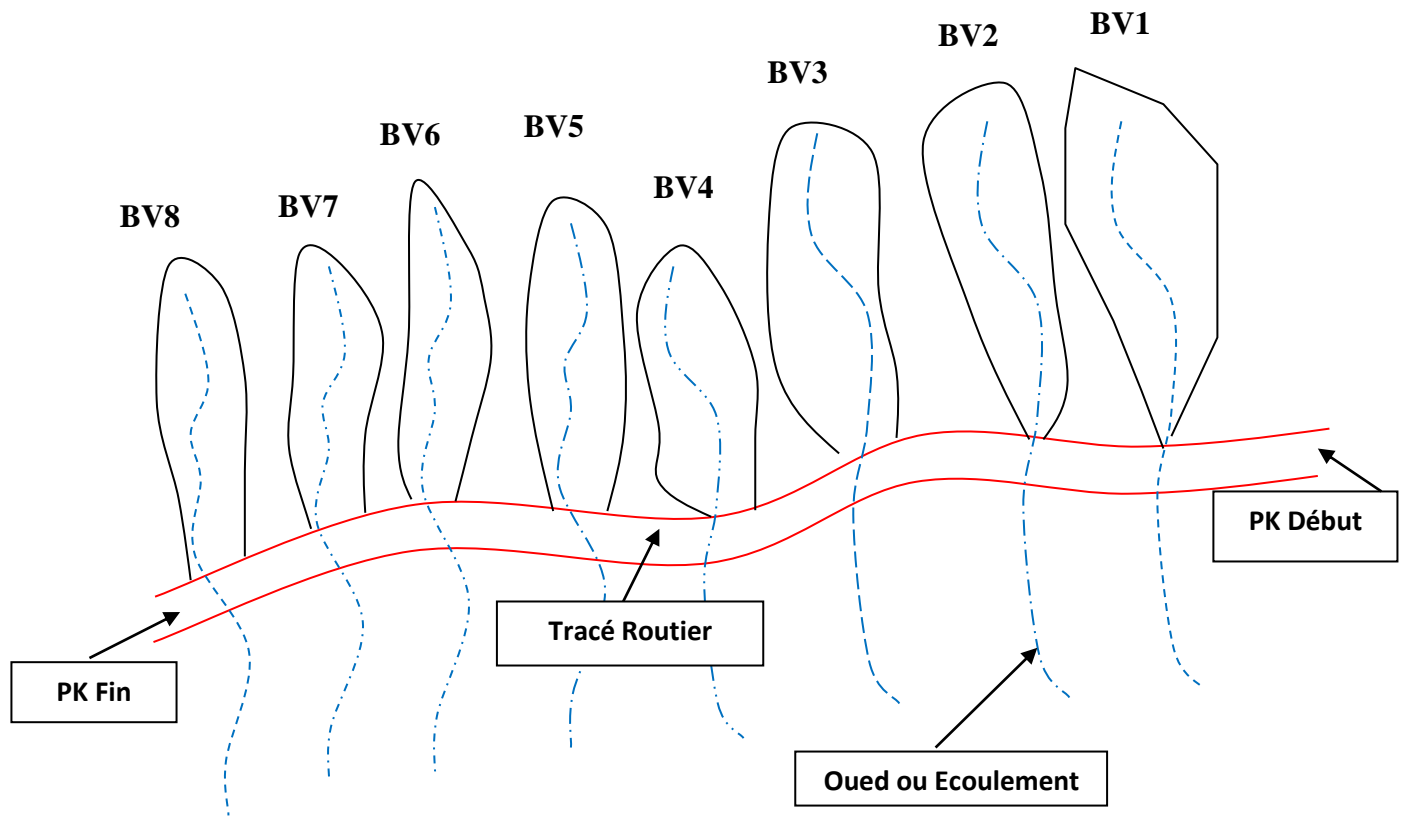
$$t_{c100} = t_{c10} \left( \frac{p_{100} - p_0}{p_{10} - p_0} \right)^{-0,23} = 4,256 \text{ h}$$

$$Pj_{100} = 1,13 P_{100} \left( \frac{t_{c100}}{24} \right)^b = 42,265 \text{ h}$$

$$i_{100} = \frac{Pj_{100}}{t_{c100}} = 10,05 \text{ mm/h}$$

$$C_{100} = 0,8 \cdot \left( 1 - \frac{P}{P_{100}} \right) = 0,51$$

$$Q_{10\_Rationnelle} = 5,90 \text{ m}^3/\text{s} \quad Q_{100\_Rationnelle} = 10,33 \text{ m}^3/\text{s}$$



**Figure 3.1 :** Schéma explicatif de délimitation des bassins versants des écoulements et oueds traversant un tracé routier

### 3.6 Conclusion :

Ce chapitre est consacré aux calculs hydrologiques. Il nous a permis d'exploiter les données pluviométriques disponibles à savoir : ceux de la station pluviométrique de **Ain Lahdjel** et ceux de la station pluviométrique de **Msila** vu que il s'agit des stations proches et représentatives de notre zone d'étude.

Le choix du nombre de quatre bassins versants pour chaque station, c'est pour voir un exemple de chaque cas possible d'utilisation des formules : Rationnelle, Transition et Crupedix.

Représenter aussi les cas possibles de choix du type d'ouvrage pour chaque débit, autrement dit les débits calculés par Crupedix peut nécessiter un Pont pour le faire transiter ou bien ca peut demander des dalots.

Il y a aussi un cas relatif au choix de l'ouvrage pour faire transiter le débit calculé par Rationnelle, dans la plus part du temps ca nécessite des passages busés et dans certains cas, ca nécessite des dalots de dimensions (b x h) moyennes.

---

# *Chapitre 4*

*Dimensionnement des  
ouvrages de traversés d'oued*

---

## **Chapitre 4 : Dimensionnement des ouvrages de traversés d'oued**

### **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 : [3]**

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

$$\frac{H_{am}}{H} \leq 1.2 \dots\dots\dots 4.1$$

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

Il est souhaitable d'avoir une revanche de :

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

### 4.3 Méthode de vérification hydraulique : [4]

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

$$Q_s = K \cdot S_u \cdot R_h^{2/3} \cdot I^{1/2} \dots\dots\dots 4.2$$

Avec :

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

S<sub>u</sub> : Section utile (m<sup>2</sup>).

R<sub>h</sub> : Rayon hydraulique moyen (m) avec :

$$R_h = \frac{\text{Section mouillée}}{\text{Périmètre mouillé}} \dots\dots\dots 4.3$$

Avec : K : Coefficient de Manning Strickler donné par :

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

S<sub>T</sub> : Section totale de l'ouvrage (m<sup>2</sup>)

S<sub>u</sub> : Section utile de l'ouvrage b x Hu (m<sup>2</sup>)

b : Largeur de l'ouvrage (m)

Hu : Hauteur utile (m)

✚ Pour Ht ≤ 2,5 m → hauteur utile = 80% hauteur totale.

✚ Pour HT > 2,5m → hauteur utile = hauteur totale – 0,50m

En revanche ou tirant (différence ente la côte des plus hautes eaux et la côte de l'intrados) doit être ménagée pour laisser le passage des corps flottant détritius,

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 :

$$H_{am} = H_n + \frac{V_N^2}{2g} (1 + Ke) \dots\dots\dots 4.4$$

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 :

$$H_{am} = H_c + \frac{V_c^2}{2g} (1 + Ke) \dots\dots\dots 4.5$$

Dont :  $Ke$  : Coefficient de perte de charge à l'entrée de l'ouvrage hydraulique (fonction du

type de l'entée)

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

## Chapitre 4 : Dimensionnement des ouvrages de traversés d'oued

$V_N$  : 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

$$V = \frac{Q}{S_N} \dots\dots\dots 4.6$$

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.

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

Nom de Station Pluviométrique	N° BV	Q <sub>100</sub> ( $m^3/s$ )	Q <sub>10</sub> ( $m^3/s$ )	Pente de pose I(%)
Ain Lahdjel	01	75.63	-	1
	02	-	15.99	0.8
	03	33.19	-	1
	04	227.37	-	-
Msila	05	12.03	-	0.9
	06	154.50	-	-
	07	15.50	-	1
	08	-	1.50	0.8

4.4 Applications de calculs avec la formule Manning Strickler: [6]

$$Q_s = K . S u . R_h^{2/3} . I^{1/2} \dots\dots\dots 4.7$$

A. Station Ain Ladjel :

❖ Bassin Versant N° 01 :

$$Q_s = V_s \times S$$

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

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

$$Q_s \geq Q_p$$

K = 70 pour les structures préfabriquées en B.A. cas des dalots

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

Supposer que : b= 2h

$$R_h^{2/3} = \left(\frac{s_m}{p_m}\right)^{2/3} = \left(\frac{b \times h}{b+2h}\right)^{2/3} = \left(\frac{2h^2}{4h}\right)^{2/3}$$

$$Q_p \leq k . R_h^{2/3} . \sqrt{I} . S$$

$$75.63 \leq 70 . \left(\frac{2h^2}{4h}\right)^{2/3} . \sqrt{0.01} . 2h^2$$

$$10.80 = \left(\frac{2h^2}{4h}\right)^{2/3} . 2h^2$$

h	F(h)	h=2b
2.1	9.11	4.2
2.24	10.83	4.48
2.238	10.80	4.476

Alors :

$$H = 2.25 ; b = 4.5$$

Appliqué dans une équation

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

$$Q_S = 70. \left( \frac{4.5 \times 2.25}{4.5 + 2(2.25)} \right)^{2/3} \cdot \sqrt{0.01} \cdot (4.5 \cdot 2.25) = 76.73$$

$$Q_S = 76.73 (\text{m}^3/\text{s})$$

$$76.73 \geq 75.63$$

❖ **Bassin Versant N° 02 :**

$$Q_S = V_S \times S$$

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

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

K = 80 pour les passages busés

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

$$Q_P \leq k \cdot R_h^{2/3} \cdot \sqrt{I} \cdot S$$

$$15.99 \leq 80 \cdot R_h^{2/3} \cdot \sqrt{0.008} \cdot d^2 \cdot \pi$$

$$2.23 \leq \left( \frac{d}{4} \right)^{2/3} \cdot d^2 \cdot \pi$$

d	F(d)
1.2	2.04
1.25	2.26
1.24	2.21

Alors d=1.3

Appliqué dans une équation

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

$$Q_S = 80. \left(\frac{1.3}{4}\right)^{2/3} \cdot \sqrt{0.008} \cdot (5.30) = 17.96$$

$$Q_S = 17.96 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$15.99 \leq 17.96$$

❖ **Bassin Versant N° 03 :**

$$Q_S = V_S \times S$$

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

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

$$Q_S \geq Q_P$$

K = 70 pour les structures préfabriquées en B.A. cas des dalots

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

Supposer que :  $b = 2h$

$$R_h^{2/3} = \left(\frac{s_m}{p_m}\right)^{2/3} = \left(\frac{b \times h}{b+2h}\right)^{2/3} = \left(\frac{2h^2}{4h}\right)^{2/3}$$

$$Q_P \leq k \cdot R_h^{2/3} \cdot \sqrt{I} \cdot S$$

$$33.19 \leq 70 \cdot \left(\frac{2h^2}{4h}\right)^{2/3} \cdot \sqrt{0.01} \cdot 2h^2$$

$$4.74 = \left(\frac{2h^2}{4h}\right)^{2/3} \cdot 2h^2$$

h	F(h)	h=2b
1.6	4.41	3.2
1.65	4.79	3.3
1.664	4.74	3.323

Alors

$$H=1.7; b=3.4$$

Appliqué dans une équation

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

$$Q_S = 70 \cdot \left( \frac{3.4 \times 1.7}{3.4 + 2(1.7)} \right)^{2/3} \cdot \sqrt{0.01} \cdot (3.4 \times 1.7) = 36.31$$

$$Q_S = 36.31 \text{ (m}^3\text{/s)}$$

$$36.31 \geq 33.19$$

### B. Station de Msila:

#### ❖ Bassin Versant N° 05:

$$Q_S = V_S \times S$$

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

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

$$Q_S \geq Q_P$$

K = 70 pour les structures préfabriquées en B.A. cas des dalots

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

$$\text{Supposant que : } h = \frac{2}{3} b$$

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

$$Q_P \leq k \cdot R_h^{2/3} \cdot \sqrt{I} \cdot S$$

$$2.09 = \left( \frac{b \times \frac{2}{3} b}{b + 2\left(\frac{2}{3} b\right)} \right)^{2/3} \times \left( \frac{2}{3} b^2 \right)$$

Après plusieurs suggestions nous trouvons

$$b = 2.1 ; h = 1.4$$

Appliqué dans une équation

$$Q_S = k \cdot \sqrt{I} \cdot S \cdot R_h^{2/3} = 70 \cdot \sqrt{0.009} \cdot \left( \frac{2.1 \times 1.4}{2.1 + 2(1.4)} \right)^{2/3} \cdot (2.1 \times 1.4)$$

$$Q_S = 13.89 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$13.89 \geq 12.03$$

### ❖ Bassin Versant N° 07:

$$Q_S = V_S \times S$$

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

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

$$Q_S \geq Q_P$$

K = 70 pour les structures préfabriquées en B.A. cas des dalots

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

Supposant que :  $h = \frac{2}{3}b$

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

$$Q_P \leq k \cdot R_h^{2/3} \cdot \sqrt{I} \cdot S$$

$$2.09 = \left( \frac{b \times \frac{2}{3}b}{b + 2\left(\frac{2}{3}b\right)} \right)^{2/3} \times \left( \frac{2}{3}b^2 \right)$$

Après plusieurs suggestions nous trouvons

$$b = 2.4 ; h = 1.6$$

Appliqué dans une équation

$$Q_S = k \cdot \sqrt{I} \cdot S \cdot R_h^{2/3} = 70 \cdot \sqrt{0.008} \cdot \left( \frac{2.4 \times 1.6}{2.4 + 2(1.6)} \right)^{2/3} \cdot (2.4 \times 1.6)$$

$$Q_S = 20.98 \text{ m}^3/\text{s}$$

### ❖ Bassin Versant N° 08 :

$$Q_S = V_S \times S$$

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

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

K = 80 pour les passages busés

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

$$Q_P \leq k \cdot R_h^{2/3} \cdot \sqrt{I} \cdot S$$

$$15.99 \leq 80 \cdot R_h^{2/3} \cdot \sqrt{0.008} \cdot d^2 \cdot \pi$$

$$2.23 \leq \left(\frac{d}{4}\right)^{2/3} \cdot d^2 \cdot \pi$$

Après plusieurs suggestions nous trouvons

$$d = 0.52$$

Appliqué dans une équation

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

$$Q_S = 80 \cdot \left(\frac{0.52}{4}\right)^{2/3} \cdot \sqrt{0.008} \cdot (0.85) = 1.56$$

$$Q_S = 1.56 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$\mathbf{1.56 \geq 1.5}$$

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

Nom de Station Pluvio	N° BV	Section (m)	B (m)	D (m)	H (m)	$R_H$ (m)	V (m/s)	$Q_s$ ( $m^3/s$ )	Type et N°OH
Ain Lahdjel	01	<b>b x h =2(4.0x4.0)</b>	4.5	-	2.25	1.13	7.57	76.73	Dalot (OH 1)
	02	<b>Buse Ø =1500mm</b>	-	1.3	-	0.325	3.38	17.96	Buse (OH 2)
	03	<b>b x h = 2(4.0x2.0)</b>	3.4	-	1.7	0.85	6.19	36.31	Dalot (OH 3)
	04	<b>Pont</b>	PHE= 2.80 m						Pont (OH 4)
Msila	05	<b>b x h = (3.0x2.0)</b>	2.1	-	1.4	0.6	4.42	13.89	Dalot (OH 5)
	06	<b>Pont</b>	PHE=1.95 m						Pont (OH 6)
	07	<b>B x h = (3.0x2.0)</b>	2.4	-	1.6	0.69	5.47	20.98	Dalot (OH 7)
	08	<b>Buse Ø =1200mm</b>	-	0.52	-	0.13	1.84	1.56	Buse (OH 8)

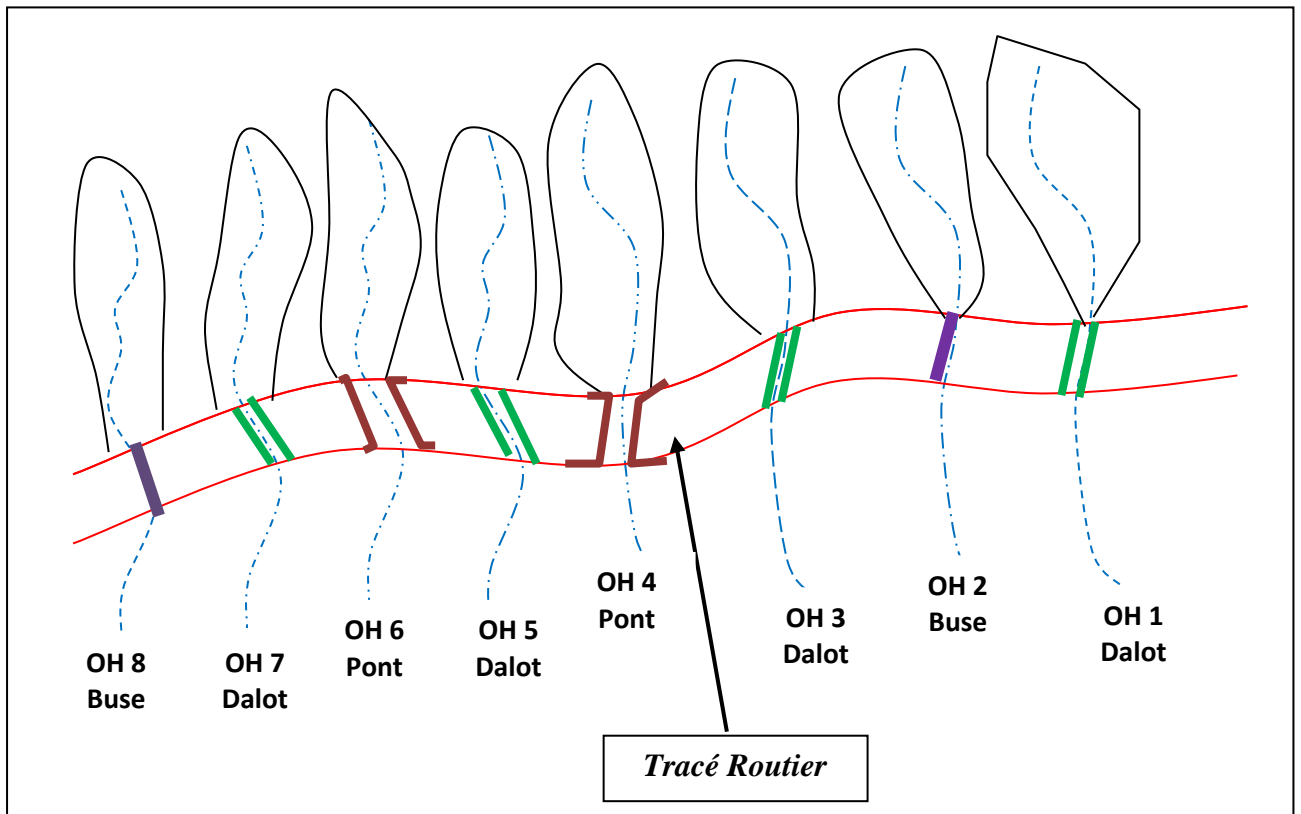


Figure 4.1 : Schéma explicatif d'implantation des ouvrages hydrauliques à projeter pour les oueds et écoulements de la zone d'étude

### 4.5 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.

---

# *Chapitre 5*

*Aménagement des oueds avec  
protection des*

*Berges*

---

## **Chapitre 5 : Aménagement des oueds avec protection des berges**

### **5.1 Introduction :**

L'aménagement des oueds d'une façon générale et ceux traversant les sites urbains en particulier est une opération qui nécessite une étude très approfondie afin de définir l'objectif et le type d'aménagement à adopter. Il consiste à améliorer la forme géométrique du lit et des berges.

Les deux objectifs principaux de l'aménagement est de lutter contre les inondations et de dépolluer les cours d'eau.

### **5.2. L'utilité des aménagements des cours d'eau :**

- L'exploitation d'un débit d'eau ;
- Protection du sol du lit des rives ;
- Lutte contre l'érosion et l'envasement des barrages ;
- Lutte contre les crues et les inondations ;
- Lutte contre la pollution.

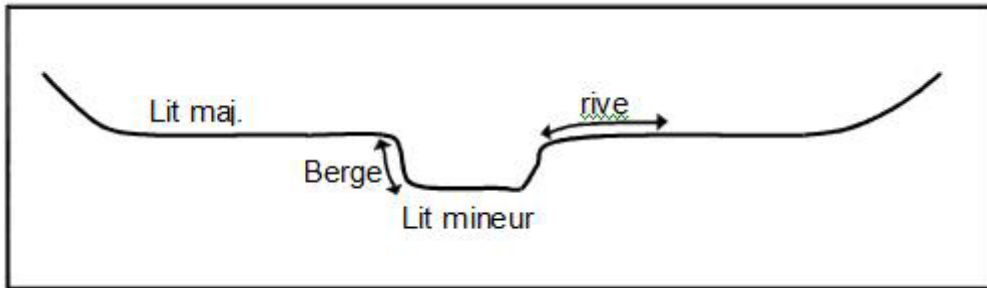
### **5.3. Quelques définitions fondamentales:**

#### **5.3.1 Lit mineur, lit moyen, lit majeur**

- Le lit mineur est l'espace occupé par l'écoulement pour des crues courantes. le lit mineur est composé par l'ensemble du lit et des bancs non fixés par la végétation.
- Le lit majeur est la plaine inondable. Il est limité par les plus hautes eaux. Les parties extrêmes du lit majeur ne sont mises en eau que pour les crues extrêmes avec une hauteur d'eau assez faible. Les vitesses d'écoulement y sont faibles et les particules les plus fines (limons, argiles) se déposent par sédimentation.
- Le lit moyen ou désigné par un lit intermédiaire. Du point de vue hydraulique, le lit moyen participe aux écoulements des crues alors que le lit majeur joue plutôt un rôle de stockage. [11]

### 5.3.2. Rive, Berge:

Rive et berge sont souvent confondues à tort. La berge est le talus incliné qui sépare le lit mineur et le lit majeur. Sa localisation est donc assez précise. La rive est le milieu géographique qui sépare les milieux aquatique et terrestre. Elle démarre au sommet de la berge et constitue une partie plate plus ou moins étendue qui reste sous l'influence du milieu aquatique. [11]



**Figure 5.1** : Coupe d'un oued avec différentes appellations

### 5.4. Facteurs intervenant dans la dégradation :

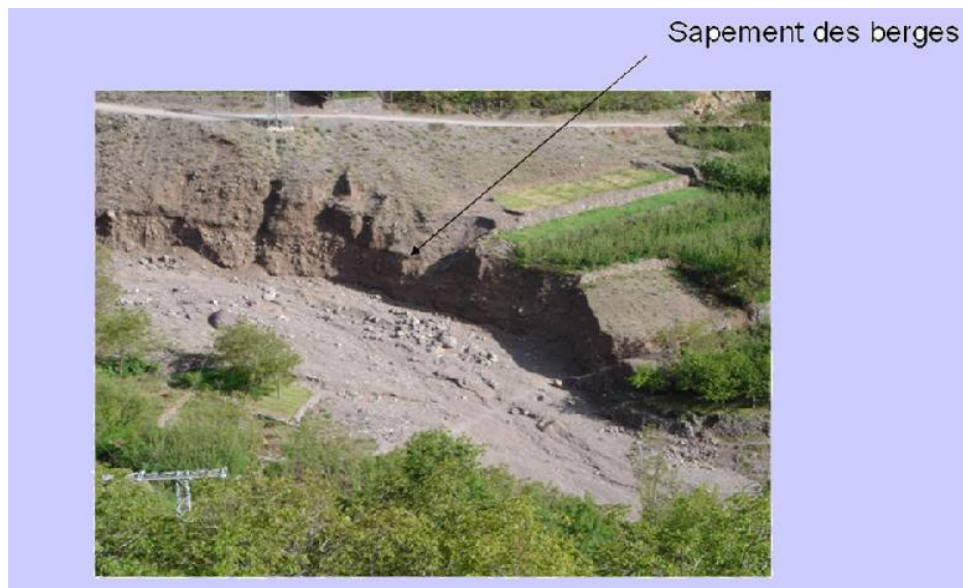
#### 5.4.1. La hauteur :

Le pied de la berge est la zone soumise à l'action quasi permanente du courant, elle est située au niveau de la flottaison et subit le travail de sape du courant pouvant conduire à l'affouillement.

Le haut de berge (talus) n'est touché par le courant qu'aux hautes eaux. Il est plus sensible aux phénomènes de ravinement et de glissement. Cependant, il peut constituer un deuxième niveau d'affouillement dans le cas des berges hautes et très pentues en période de crue.

Les dégâts sont moindres lorsque le courant est plus ou moins parallèle à la berge. Par contre, la présence d'un obstacle dans le lit du cours d'eau peut dévier le courant le courant vers la berge et provoquer des dégâts substantiels

- Les courbes et méandres, de par les courants qu'ils génèrent, mettent les berges concaves à rude épreuve. C'est surtout par affouillement que s'effectue le recul des berges. :[8]



**Figure 5.2 : Sapement des berges**

### **5.4.2. La pente :**

Les berges peu pentues favorisent une bonne implantation de la végétation, surtout pour les arbres. De plus, elles limitent l'érosion fluviale. Elles offrent également une grande surface de contact avec l'eau, ce qui limite l'érosion.

### **5.5. Les techniques d'aménagements**

L'aménagement a jusqu'à une période récente été synonyme d'enrochement. Aujourd'hui, la volonté d'intégration des solutions d'aménagement dans leur environnement a poussé les professionnels à proposer de nouvelles techniques.

### **5.6 Les techniques végétales :**

D'une manière tout à fait générale, les différents types de végétations vont jouer un rôle essentiel en réduisant l'érosion et donc en diminuant la quantité de sédiments entraînés dans l'eau, ce qui aura pour effet d'améliorer la qualité de l'eau (diminution de la turbidité) et de protéger les habitats benthiques (du fond).

Les techniques végétales ont pour objectif de :

Résoudre les problèmes d'érosion, recréer la zonation végétale naturelle, utiliser les effets consolidants et stabilisants des racines comme armature avec en plus de développement d'un effet drainant. [18]

### 5.6.1 Par plantations :

Différents types de végétations :

On peut distinguer le rôle de trois types de plantations.

#### A. Berge plantées d'arbres :

- Animales terrestres et aquatiques.
- Rôle paysager, créatif et rendement économique éventuel.

#### B. Le bouturage :

Une branche vivante de saule est plantée dans le sol. En poussant, elle forme un nouveau saule. A l'aide d'une barre à mine on perce 1 à 3 trous par m<sup>2</sup> de talus avec un angle de 90°. Une fois l'extrémité inférieure. L'extrémité épaisse des boutures de saule coupée en biseau, il faut les introduire dans les trous et tasser la terre autour. Les bourgeons doivent absolument être dirigés vers le haut. Seuls trois bourgeons ou 10 cm de bouture peuvent dépasser le niveau du sol. Entre les boutures on veillera à planter des buissons et des arbres indigènes. [18]

### 5.6.2 Les techniques indirectes (Cas des Epis):

Il s'agit d'ouvrages construits en partant de la berge, obliquement au courant comme des jetées orientés vers l'amont. Leur rôle est de réorienter le courant ou de ralentir la vitesse du courant et ainsi de créer une zone de sédimentation. Cette technique n'est envisageable que sur des cours d'eau suffisamment large ( $\pm 10$  mètres).

Un épi modifie la répartition des vitesses et la direction du courant. Selon son implantation et son orientation, il permet soit d'approfondir, soit de remblayer une partie du lit. Le caractère hémiperméable de l'épi végétal permet un aménagement subissant des contraintes hydrauliques moins importantes, tout en augmentant la capacité de sédimentation par rapport à un épi en dur.

Il existe différents types d'épis en fonction du rôle qu'il doit assumer :

- Épis directionnel pour réorienter le courant
- Épis filtrant pour provoquer une sédimentation

Les épis sont combinés avec d'autres techniques, notamment les fascines.

### 5.6.3 Les Techniques combinées:

#### 5.6.3.1 Enrochements et plantations :

Par technique combinée, on entend l'association de matériaux inertes en pied de berge (enrochements, gabions...) auxquels on associe des matériaux vivants (ensemencements, plantations) sur le talus.

C'est une technique recommandée sur les cours d'eau à fortes contraintes érosives et où la profondeur d'affouillement est supérieure à 1 m au pied de la berge.

Elle peut être appliquée aussi sur les cours d'eau à forte mobilité, à fort transport solide, ainsi que lorsque le fond est rocheux. Les enrochements peuvent être recouverts de terre (du moins les interstices hors eau) ensemencée.

#### Avantages:

- Végétation possible là où le boisement est difficile ou peu indiqué (berges à fonction d'écoulement) ;
- Constitue une ouverture dans la galerie forestière continue.

#### Inconvénients:

- Nécessité d'un talutage plus doux (max. 6/4) ;
- Entretien assidu nécessaire, donc plus onéreux.

#### 5.6.3.2. Green Terrèment :

Il s'agit d'un système modulaire utilisé pour le renforcement de berges à pente forte. C'est une structure grillagée alvéolée en fil de fer galvanisé pouvant être remplie de terre. Une équerre modulable règle la pente.



Figure 5.3 : Technique de renforcement des berges à forte pente

Une berge restaurée avec des techniques végétales retrouve à terme un fonctionnement similaire à une berge naturelle végétalisée. Les usagers s'estiment généralement satisfaits de ce type d'aménagement.

### 5.6.3.3.: Les géotextiles :

Ce sont des nattes filtrantes faites de matériaux synthétiques ou naturels (jute, coton). Ils peuvent être tissés ou non-tissés et offrir des degrés de perméabilité, de résistance et d'allongements variés. Le développement de ces divers géotextiles a permis d'accroître la solidité à court terme des ouvrages d'écotechnologie, particulièrement là où les contraintes physiques sont importantes. Le géotextile en fibre de coco est un filet constitué de fibres de coco tressées offrant une très bonne résistance mécanique temporaire, une très bonne perméabilité et assure, du fait de sa largeur.



**Figure 5. 4: Exemple de réalisation de géotextile**

### 5.6.4. Les techniques mécaniques :

#### 5.6.4.1 Les blocs de béton ou le béton armé :

##### A. Caractéristiques :

La protection des berges quel que soit en béton armé ou en blocks de béton est caractérisé par : [17]

- 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 ;
- Diminution de vitesse d'écoulement.



**Figure 5.5 : Vue en plan des blocs de béton**

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

##### B. 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.

### C. 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.

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



**Figure 5.6 : Détérioration des blocs végétalisables**

### 4.6.4.2 Maçonnerie ou enrochement liaisonnée :

Soutènement très simple, il consiste à "disposer" des roches en général assez grosses pour former un talus, selon un angle plus ou moins prononcé. Une fois la mise en place effectuée, la masse des roches assure la stabilité de l'ensemble.

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. [17]



**Figure 5.7 : Aménagement avec maçonnerie lors des travaux**

### 5.6.5. Le Gabionnage :

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

#### **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.
- Parfait integration à l'environnement.

- La rigidité de chaque gabion, ainsi que le mode de solidarisation des gabions mis en place, confèrent à l'ensemble un caractère monolithique
- 

### Les principaux inconvénients 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 d'arrière les blocs amont tout l'ouvrage est menacé par l'érosion et peut assez rapidement s'effondrer.
- Pendant le curage, l'endommagement de certains éléments est inévitable.
- Il demande une main d'œuvres qualifiées pour sa bonne exécution.



**Figure 5.8: Exemple de réalisation d'un mur en gabion**

### 5.7. Conclusion :

En conclusion, la berge idéale du point de vue de l'écologie et du paysage est une berge diversifiée, à hauteur apparente faible, en pente douce, à substrat naturel ou matériaux favorisant un recouvrement maximal par la végétation.

Pour cela la technique d'aménagement doit être choisie adéquatement avec le milieu en préservant l'aspect naturel afin de préserver l'équilibre dynamique et écologique du cours d'eau.

Il est important avant tout aménagement d'un cours d'eau, réfléchir aux divers types d'ouvrages envisageables à adopter, aux avantages et inconvénients au milieu et paysage naturel pour mieux choisir un système d'aménagement optimum afin d'épargner les risques de inondation, l'érosion des berges et l'harmonisation avec l'environnement. Il faut que les solutions et les techniques proposées soient réalisables et adaptables aux conditions du terrain aussi bien topographique que géologique.

**Pour notre étude, ce chapitre est juste une recherche bibliographique ; nous n'avons pas appliqué un modèle bien détaillé pour la zone d'étude, car nous avons beaucoup plus abordé le volet choix des ouvrages hydrauliques et leur dimensionnement à projeter pour les traverses d'oueds et écoulements.**

---

*CONCLUSION*

*GENERALE*

---

## Conclusion générale

Le choix des types d'ouvrages hydrauliques à projeter pour faire transiter les eaux pluviales de ruissèlement ou de crues dans n'importe quel projet est le travail des hydrauliciens, même si il s'agit d'un projet routier. Le choix et le dimensionnement de ces ouvrages est une grande responsabilité. ce qui n'nécessite une bonne maîtrise technique des méthodes de calculs et une bonne analyse du projet. Cela était notre objectif principal dans ce mémoire de fin d'études de Master. Si ce travail est bien fait ca va nous éviter le débordement des eaux de crues à l'amont des ouvrages hydrauliques qui se traduira inévitablement par des inondations. il nous permet aussi d'assurer une bonne stabilité et durée de vie pour nos ouvrages.

Le travail suivant dans ce mémoire, nous avons identifié le niveau de la remonté des eaux en période de crues pour différentes périodes de retour (50ans et 100ans) au niveau des point concernés par l'implantation des pont et dalots dans les oueds.et écoulements importants.

Il est à signaler que les propositions d'aménagement des oueds sont à titre indicatif et non pas une recommandation. Car nous avons concentré notre travail sur le volet conception et choix des ouvrages hydrauliques de traversés des oueds et écoulements et leurs dimensionnement.

La période de retour de 100 ans est celle qui convienne au dimensionnement des grands ouvrages hydrauliques comme les ponts à travers le calcul de la plus haute eau au niveau de ce dernier, 50 ans pour les ouvrages hydrauliques de sections rectangulaires (Dalots).

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

---

# *Bibliographie*

---

## **Bibliographie :**

- [1] A.N.R.H (Agence nationale des ressources hydriques).
- [2] Aménagement écologique des berges des cours d'eau – techniques de stabilisation. Verniers, G. 1995, Presses Universitaires de Namur, Belgique.
- [3] Assainissement routier- Guide technique - (SETRA 2006)
- [4] Canalisation d'assainissement I - Réseaux
- [5] Cours hydrologie 3, Pr. BENKADJA R. Université Mohamed Boudiaf, M'sila, 2018.
- [6] Cours d'aménagement des cours d'eau (2eme Année master option : Ouvrages hydrauliques et aménagements)- Université de Msila.
- [7] Drainage routier- Guide technique (SETRA).
- [8] Etude d'aménagement hydro-environnemental d'oued ELMHIR et oued CHABBA ville D'ELMHIR (W) BBA. ROUABAH wafa, 2014 (ENSH) : Mémoire de fin d'étude.
- [9] 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.
- [10] 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
- [11] Formes naturelles des rivières ; Ripisylve ; Evolution des berges. Degoutte, 2005, chapitre 3.
- [12] Manuel pratique d'hydrologie, TOUAIBIA.B, ENSH, Blida, Algérie. 2004
- [13] Modèle global pluie-débit pour la prévision et la prédétermination des crues. GARÇON, R. La Houille Blanche, 1999.

- [14] Notice d'utilisation du logiciel hydrolab (Version 98.2 pour EXCEL4, EXCEL5 et EXCEL97).
- [15] Ouvrages d'assainissement (Volume1) : Mise en œuvre- Ouvrages annexes Normes applicables au fascicule 70 (AFNOR).
- [16] O.N.M (office nationale de météorologie).
- [17] Rapport final de l'étude d'aménagement d'oued ELHARRACH, 2012. Elaboration d'un Plan Directeur de Requalification d'Oued El Harrach, D AEWOO ENGENIERING.
- [18] Techniques végétales Conception, application et recommandations Laboratoire d'Hydrographie et de Géomorphologie fluviale. Verniers, G.2009.
- [19] [www.cartographiedevilllesalgeiennes.com](http://www.cartographiedevilllesalgeiennes.com)

---

*ANNEXES*

---

## ANNEXE 1 :

	sept	oct	nov	dec	janv	fev	mars	avril	mai	juin	juil	aout	annuel	
Code station : 050701														
(Hodnet O. Msila)														
X : 653,15														
Y : 248														
Z : 410														
1966														
PJ max (mm)	-999	-999	-999	-999	-999	-999	-999	-999	-999	1	0	4,8		
Totaux (mm)	-999	-999	-999	-999	-999	-999	-999	-999	-999	1,4	0	10,3		
1967														
PJ max (mm)	-999	0	13,7	10,6	0,9	7,5	17	11,5	18,8	3,3	0,4	15,7		
Totaux (mm)	-999	0	44,3	15,3	1,1	20,3	32,9	16,9	20,9	6,9	0,4	31,4		
1968														
PJ max (mm)	6,8	0	6,8	3	16,4	8,4	5,3	25,9	20,4	5	0	10,3	25,9	25,9
Totaux (mm)	7,5	0	11,7	8,1	18,2	16,9	10,1	42,9	20,9	5	0	11,8	153,1	
1969														
PJ max (mm)	26,4	57,2	8,9	9,4	16	0	12,5	25,7	19,1	9,6	3,4	1,3	57,2	57,2
Totaux (mm)	66,7	179,9	13,1	18,3	43,9	0	19,9	39,8	20	10,3	3,4	1,3	416,6	
1970														
PJ max (mm)	0	4,9	2,2	2,1	9,2	0	22,1	30,7	14,4	0	12,2	0	30,7	30,7
Totaux (mm)	0	14,2	2,2	5,3	32,7	0	24,9	40,6	28,3	0	20,7	0	168,9	
1971														
PJ max (mm)	18,2	6,1	23	2,3	5,4	3,8	4	2,9	7,3	4,7	1,7	14,2	23	23
Totaux (mm)	41,2	15,1	52,4	5,5	16,3	5,5	23	4,3	21,9	12,9	1,7	15,5	215,3	
1972														
PJ max (mm)	8,4	18,3	5,3	10,2	4,2	5,9	8,5	11,7	19,3	23,5	0	0,8	23,5	23,5
Totaux (mm)	8,4	40,7	7	16	13	10,7	24,1	23	19,3	37,9	0	1,2	201,3	
1973														
PJ max (mm)	17,8	0	7,8	6,7	0	7,3	27,6	12,5	2,7	12,8	0	0	27,6	27,6
Totaux (mm)	17,8	0	12,7	12,8	0	18,1	59,1	21,1	2,7	25,1	0	0	169,4	
1974														
PJ max (mm)	2,7	15	4,2	0	4,1	14,6	12,8	13,3	7,9	2,7	0	1,9	15	15
Totaux (mm)	5,2	17,8	4,2	0	5,4	19,9	16,8	13,3	20,9	2,7	0	1,9	108,1	
1975														
PJ max (mm)	18,6	13,1	6,3	6,6	0	12	7,9	13,5	11,8	11,3	3,2	18,3	18,6	18,6
Totaux (mm)	30,5	13,1	9,9	16,3	0	31,3	17,4	26,3	35,7	25,4	4,9	37,2	248	
1976														
PJ max (mm)	15,5	13,3	7,3	7,9	13,2	2,5	1,3	11	16,6	2,8	4,3	4,8	16,6	16,6
Totaux (mm)	29,5	43,5	34,4	22,7	44,3	2,5	1,3	13,5	22,4	2,8	4,3	11,2	232,4	
1977														
PJ max (mm)	0	2,7	16,2	2,9	6,9	0	2,6	4,7	7	5,8	0	0	16,2	16,2
Totaux (mm)	0	2,7	33,5	2,9	10,6	0	2,6	11,6	19,3	18,1	0	0	101,3	
1978														
PJ max (mm)	1,7	7,9	2,7	2,8	15,3	2,7	1,7	2,7	2,7	26,6	0	4,2	26,6	26,6
Totaux (mm)	1,7	19,6	2,7	2,8	31,1	4,4	6	10,4	4,4	29,5	0	4,2	116,8	
1979														
PJ max (mm)	9,5	7,3	0	0	4,2	7,3	10,7	10,7	17,9	4,2	0	1,5	17,9	17,9
Totaux (mm)	13,9	13,5	0	0	10,3	17,2	17	24	34,2	4,2	0	1,5	135,8	



PJ max (mm)	6,7	1,2	2,6	12,1	22,7	10,1	16,8	17,1	26,7	31,4	21,8	10,5	31,4	31,4
Totaux (mm)	11,6	1,7	8,1	20,3	63,1	40,6	37,1	28,2	29,9	45,9	28,9	15,8	331,2	
1996														
PJ max (mm)														
Totaux (mm)														
1997														
PJ max (mm)														
Totaux (mm)														
1998														
PJ max (mm)	11,2	0	4,1	1,6	15,5	3,4	3,4	7	3,3	3,5	0	13,1	15,5	15,5
Totaux (mm)	26,2	0	6,2	3,1	44,5	3,4	10,5	7	3,3	5,4	0	19,1	128,7	
1999														
PJ max (mm)	17,5	30,4	8,5	15,1	0	0	4,9	1,7	30,4	5,9	0	4,3	30,4	30,4
Totaux (mm)	21,9	59,2	23,1	45	0	0	9,7	2,8	41,4	5,9	0	4,3	213,3	
2000														
PJ max (mm)	9	6,7	3,4	8,9	12,4	4	2,1	10,5	10,6	0	0	1,7	12,4	12,4
Totaux (mm)	18,9	11,8	7,6	29,8	22	6,3	2,1	11,3	10,6	0	0	1,7	122,1	
2001														
PJ max (mm)	10,9	12,5	6,6	6,9	2,7	0	2,4	2,6	2,7	7,9	1,8	3,3	12,5	12,5
Totaux (mm)	24,2	21,8	15,9	20,2	2,7	0	2,9	2,6	2,7	7,9	1,8	7,1	109,8	
2002														
PJ max (mm)	7,9	6,3	5,4	6,8	42,5	7,4	1,3	5,1	9,3	9,1	1,9	0	42,5	42,5
Totaux (mm)	9,9	12,7	17,2	17,1	87,4	25,7	2,2	15,1	22,1	9,4	3,5	0	222,3	
2003														
PJ max (mm)	11,2	22,6	13,1	10,6	0	1,7	13,1	26,4	29	7,1	4,5	8,9	29	29
Totaux (mm)	21,1	66,3	40,6	33,9	0	2,2	28,5	37,9	90,1	14	4,5	14,2	353,3	
2004														
PJ max (mm)	12,6	8,1	14	-999	8	10,3	11,9	3,5	0	6,7	5,6	1,9		
Totaux (mm)	15,7	12,1	14	-999	8	19,2	21,3	5,6	0	16	5,6	1,9		
2005														
PJ max (mm)	15,4	3,8	9,5	2,2	12,5	36,9	0	17,5	9,5	2,4	19,3	2,8	36,9	36,9
Totaux (mm)	40,8	12,2	18,5	4,9	27	66	0	20,2	38,9	2,4	32,9	2,8	266,6	
2006														
PJ max (mm)	24,3	0	37,5	13,9	7,3	8,2	10,6	43,4	25,6	7,3	1,8	0,9	43,4	43,4
Totaux (mm)	27,2	0	37,5	20,7	7,3	21	30,9	69	38	10,9	1,8	0,9	265,2	
2007														
PJ max (mm)	16,8	8,3	3,1	0	6,6	4,4	1,5	5,9	13,3	2,8	9,3	0	16,8	16,8
Totaux (mm)	67,7	26,5	9,2	0	12,3	4,4	2,9	5,9	21	2,8	9,3	0	162	
2008														
PJ max (mm)	22,2	10,7	5,8	13,7	10,4	12,1	17,8	25,2	0	0	2,3	3,1	25,2	25,2
Totaux (mm)	46	40,2	13,7	37,7	43,8	15,4	28,1	85,1	0	0	2,3	8	320,3	

23,56176471

10,17638427

0,431902466

## ANNEXE 2 :

	sept	oct	nov	dec	janv	fev	mars	avril	mai	juin	juil	aout	annuel	
Code station : 050301														
Nom station : AIN EL HADJEL														
X : 607,1														
Y : 264,6														
Z : 545														
1989														
PJ max (mm)	-999	-999	-999	-999	-999	-999	-999	-999	18	-999	12,7	0		
Totaux (mm)	-999	-999	-999	-999	-999	-999	-999	-999	33,2	-999	12,7	0		
1990														
PJ max (mm)	15,7	29,6	4,8	16,2	13,5	8	26,6	3,4	1,9	7,4	7,7	8,8	29,6	29,6
Totaux (mm)	23,3	29,6	11,2	30,1	16	11,2	56,7	9,4	1,9	21,8	13	17,4	241,6	
1991														
PJ max (mm)	2,3	26,2	0	9,8	10,3	6	6,2	3,6	38,8	9,8	8,3	0	38,8	38,8
Totaux (mm)	12,3	58,2	0	15	17	10,3	13,2	7,4	58,1	10,7	17	0	219,2	
1992														
PJ max (mm)	7,8	4,5	8,5	5,2	0	3,3	7,6	5,3	22,4	3,2	0	1,1	22,4	22,4
Totaux (mm)	8,3	7,2	10,2	9,9	0	6,7	12,9	10	39,6	6,8	0	1,1	112,7	
1993														
PJ max (mm)	42,5	2,7	2,7	18,7	2,6	3,9	8	4,5	0	0	3,4	2,7	42,5	42,5
Totaux (mm)	44,5	2,7	9	21,3	5,1	9,4	12,9	5,5	0	0	3,4	2,7	116,5	
1994														
PJ max (mm)	12,5	12	6,8	4,3	4,1	13,4	8,5	0	0,8	4,1	0	0	13,4	13,4
Totaux (mm)	34,6	39	9,1	5,4	10,2	15,8	24,5	0	1,3	14,6	0	0	154,5	
1995														
PJ max (mm)	16,5	6,5	4,5	17,3	14,1	5,9	5,2	15	13,1	21,2	2,3	5,2	21,2	21,2
Totaux (mm)	24,6	8,4	7,2	30,7	52,8	17,8	11,2	33,7	34,7	30,5	2,3	10	263,9	
1996														
PJ max (mm)	0	2,2	4,9	8,1	9,6	4,4	2,4	11,7	13,8	6,3	0	18,5	18,5	18,5
Totaux (mm)	0	2,2	4,9	30,7	37,8	8,1	3,5	36,6	13,8	15,9	0	58,7	212,2	
1997														
PJ max (mm)	24,3	10,7	5,3	1,5	6,4	14,2	1,8	45,3	21,5	0,8	0	4,1	45,3	45,3
Totaux (mm)	46,2	28	21,4	3,4	8,6	24,4	3,4	50,9	74,6	0,8	0	8,1	269,8	
1998														
PJ max (mm)														
Totaux (mm)														
1999														
PJ max (mm)	10,7	25,4	2,4	17,4	0	0	4	2,6	36,5	1	1,6	0	36,5	36,5
Totaux (mm)	36,4	55,2	8,2	49,1	0	0	4	7,1	59,6	1,7	1,6	0	222,9	
2000														
PJ max (mm)	12,7	14,4	4,2	6,2	8,3	2	0,7	8,3	0	0	0	0	14,4	14,4
Totaux (mm)	23,4	28,2	11,5	19,7	23,9	2,7	1,3	18,3	0	0	0	0	129	
2001														
PJ max (mm)	31,5	7,9	4,7	8,2	12,1	1,2	0	4,5	5,2	0	0	11	31,5	31,5
Totaux (mm)	72,5	13,2	7	16	13	2,1	0	8,3	5,2	0	0	31,3	168,6	
2002														
PJ max (mm)	3,4	1,6	13,2	6,2	39,7	5,7	1,1	2,9	1,7	22,8	0	0	39,7	39,7
Totaux (mm)	3,4	1,6	27	17,8	65,1	19,5	1,1	6,8	1,7	43,8	0	0	187,8	

2003														
PJ max (mm)	13,5	23,8	11,3	10,4	3	1,8	26,1	10,3	41,8	0	5,4	12,4	41,8	41,8
Totaux (mm)	20	53	32	32,5	3	4,1	27,8	20,6	76	0	5,4	14,8	289,2	
2004														
PJ max (mm)	6,6	8,3	11,5	7	0	6,9	8,5	5,9	7,4	3,2	2,1	6,8	11,5	11,5
Totaux (mm)	12,3	10,1	13,3	21,6	0	16,9	8,5	11,1	7,4	7	2,1	6,8	117,1	
2005														
PJ max (mm)	16,7	44	25,9	0	11,1	22,9					0			
Totaux (mm)	41,5	56,8	35,8	0	31,9	38,8					0			
2006														
PJ max (mm)	14,2	0	34,8	6	5,1	4	12,2	21,3	14,3	26,7	0	3,1	34,8	34,8
Totaux (mm)	25,9	0	34,8	17	5,1	8,1	33,8	46,6	29,4	35,6	0	3,1	239,4	
2007														
PJ max (mm)	42	12,6	4,6	-999	5,2	22,8	3,2	0	10,9	5,3	5,4	0		
Totaux (mm)	94,4	18,2	18,3	-999	9,1	25,5	3,2	0	25,3	12,7	8,5	0		
2008														
PJ max (mm)	25	25,2	4,7	10,2	7,5	16,6	0	18,6			0			
Totaux (mm)	37,3	62,2	9,2	29,2	22,2	20,5	0	49,9			0			
														29,46

11,62833977

0,394716217

## **Résumé:**

Notre projet de fin d'étude s'inscrit dans le contexte lié aux inondations et le comportement des oueds en périodes de crues.

En plus du dimensionnement des ouvrages hydrauliques de traverses des oueds 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, l'autre objectif de notre travail est de déterminer les plus hautes eaux sur les sections des oueds concernées l'implantation des ouvrages hydrauliques de traversés. Nous avons utilisées les données pluviométriques de deux stations les plus proches à notre zone d'étude à savoir : Station de **Ain Lahdjal** et Station de Msila.

La formule de Manning Strickler est utilisée pour le calcul des dimensions des ouvrages hydrauliques de notre mémoire.

## **Abstract:**

Our end of study project is a part of the context related to floods and the behaviour of valleys during flood periods. In addition to the dimensioning of the hydraulic structures of valley crossings for different return periods (10 years, 50 years and 100 years) at the level of the places concerned by the location of the hydraulic structures of crossings, namely: nozzles, scuppers and bridges. The other objective of our work is to determine the highest waters on the valley sections concerned by the implementation of the hydraulic crossing structures. We have used the rainfall data of two stations closest to our study area, namely: **Ain Lahdjal** station and Msila station. The Manning Strickler formula has been used for calculating the dimensions of the hydraulic structures in our thesis

## **ملخص:**

مشروع تخرجنا يقع في سياق الفيضانات وسلوك الوديان في أوقات الفيضانات بالإضافة الى أبعاد الهياكل الهيدروليكية معابر الاودية لفترات الرجوع المختلفة (10 عام، 50عام، 100عام) في أماكن المعنية بموقع الهياكل الهيدروليكية للمعابر لتعرف على (فوهات، جسور، قنوات)، والهدف الآخر هو تحديد أعلى مستوى للمياه في أجزاء الواد المعين بإنشاء الأعمال الهيدروليكية للمعابر ، وقد استخدمنا بيانات هطول الأمطار عن محطتين الاقرب الى منطقة الدراسة وهما : محطة عين الحجل ، محطة مسيلة فاستخدمنا **manning strickler** لحساب الأبعاد الهياكل الهيدروليكية في مذكرتنا.