

ECOLE NATIONALE SUPERIEURE D'HYDRAULIQUE  
« ARBAOUI Abdellah »

DEPARTEMENT GENIE DE L'EAU

# MEMOIRE DE FIN D'ETUDES

EN VUE DE L'OBTENTION DU DIPLOME  
D'INGENIEUR D'ETAT EN HYDRAULIQUE

Option : Conception des Systèmes D'Assainissement

**THEME :**

**Protection Contre Les Inondations de  
l'agglomération de Boukhadra  
EI -BOUNI (W-ANNABA)**

**Présenté par :**  
M<sup>mle</sup> HADDAD Ouissam

**Promoteur :**  
YAHIAOUI Samir

**Devant le Jury composé de :**

Nom et prénom :	Grade	Qualité
M <sup>f</sup> SALAH Boualem	Professeur	Président
M <sup>me</sup> MOKRANE Wahiba	M.AA	Examinatrice
M <sup>me</sup> CHENITI Nawal	M.AA	Examinatrice
M <sup>me</sup> BOUCHAMA Hassina	M.AA	Examinatrice

Septembre 2016

# Dédicace

A chaque fois qu'on achève une étape importante dans notre vie, on fait une pose pour regarder en arrière et se rappeler toutes ces personnes qui ont partagé avec nous tous les bons moments de notre existence, mais surtout les mauvais. Ces personnes qui nous ont aidés sans le leur dire, soutenus sans réserve, aimé sans compter, ces personnes à qui notre bonheur devient directement le leur, à qui un malheur en nous, en eux se transforme en pleur.

Je dédie ce modeste mémoire qui est l'accomplissement de longues années d'études, en premier lieu à :

À mes chers **parents**, essayant ainsi de vous exprimer toute ma gratitude pour tout ce que vous m'avait apporté.

À ma **sœurs** : **Sohaila**, sans oubliée les petits **Malak** et **IYAD** et **Raouf** et ma meilleure amie **Maya**

.  
je vous remercie pour tous les sentiments d'amitié que vous avez envers moi et dont je suis fier.

A tous et à toutes, je dédie ce travail

WISSEM 2016.

# REMERCIEMENT

*Avant tout, nous remercions le bon Dieu qui a illuminé notre chemin et qui nous a armés de force et de sagesse, ainsi la bonne volonté pour achever ce modeste travail.*

*Ces quelques lignes ne vont jamais exprimer à la juste valeur ma reconnaissance à l'égard de mon promoteur **Mr yahiaoui**, pour l'aide qu'il m'a offert durant la période de la réalisation de ce travail.*

*Toute gratitude à nos professeurs et enseignants qui nous ont guidés au cours de la formation d'ingénieur, et nos respects aux membres de jury qui nous feront l'honneur d'apprécier ce travail.*

*Mon derniers remerciements, mais non les moindres s'adressent à tous mes amies, pour avoir beaucoup de sollicitudes et de chaleur humaine dont nous avions tant besoin.*

*Merci à vous tous.*

## ملخص :

تعد الفيضانات ظاهرة طبيعية خطيرة تهدد سكان المدن, في هذا الإطار قمنا بدراسة من اجل حماية مدينة عين الرمانة و جميع التجمعات السكانية الكبرى المحيطة بها، ضد مياه الأمطار، حيث اقترحنا إنشاء شبكة لتصريف مياه الفيضانات بالاعتماد على معطيات مأخوذة من الميدان و المتعلقة بالمنطقة المذكورة.

## Résumé :

Les inondations sont un phénomène naturel qui menacent gravement les habitants des villes.

L'objectif de notre étude consiste à protéger la commune de Boukhadra Wilaya D'ANNABA, contre les eaux de pluie, où nous avons proposé la création d'un réseau pour l'évacuation des eaux pluviales, basée sur des données hydrologiques et des sur le terrain et de la région en question .

## Abstract :

Floods are a natural phenomenon which seriously threatens the residents of cities.

in this context, we studied in order to protect the town of Ain-Romana and all these areas, against the rain.

Here we have proposed the creation of a network for the disposal of runoff, based on hydrological data and data taken on the ground and the region in question .

# Sommaire

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

1.1	Introduction .....	2
1.2	Situation géographique : .....	2
1.3	Situation climatique .....	3
1.3.1	Le climat :.....	3
1.3.2	Pluviométrie : .....	3
1.3.3	Température : .....	4
1.3.4	Evaporation : .....	4
1.3.5	Humidité :.....	5
1.3.6	Les vents :.....	6
1.4	Situation géologique .....	7
1.5	Réseau hydrographique :.....	8
1.6	Sismicité :.....	9
1.6	Conclusion : .....	9

## Chapitre 2 :Etude bibliographique sur les inondations par ruissellement

2.1	Introduction : .....	10
2.2	Définition du ruissellement <sup>1</sup> .....	10
2.3	L'inondation par ruissellement : <sup>1</sup> .....	10
2.4	Origines du phénomène : <sup>1</sup> .....	11
2.5	-Conséquences possibles : .....	12
2.6	-Les actions à appliquer :.....	14
2.6	Méthode de lutte contre cette inondation :.....	15
2.6.1	les caniveaux : .....	15
2.6.2	les canaux .....	15
2.6.3	les bouches d'égouts :.....	15

2.6.4-noue paysagère <sup>1</sup> .....	16
2.6.5- Bassin paysager sec ou en eau :.....	17
2.6.6- Espace public inondable .....	19
2.6.7- tranchée drainante et structure réservoir : .....	20
2.6.8- Toitures terrasses :.....	21
2.7-Conclusion :.....	25

### **Chapitre 3 : Problématique du projet**

3.1-Introduction .....	26
3.2- Réseau d'assainissement de Boukhadra :.....	26
3.3-Causes des inondations de l'agglomération de Boukhadra :.....	27
3.4-Délimitation des zones inondables :.....	28
3.5-Le schéma d'aménagement proposé :.....	32
3.6 Conclusion :.....	32

### **Chapitre 4 : Problématique du projet**

4.1 -Introduction .....	33
4.2-Choix de la période de retour .....	33
4.3- Analyse des données pluviométriques: .....	33
4.3.1- Analyse des données statistiques.....	33
4.4-Définition et démarche de l'analyse fréquentielle : .....	34
4.5-Contrôle de la série de valeurs .....	35
4.5.1-Vérification de l'homogénéisation de la série : .....	35
4.6- Choix du modèle fréquentiel.....	37
4.6.1 - Ajustement de la série pluviométrique à la loi de GUMBEL .....	38
4.6.2-Ajustement de la série pluviométrique à la loi de Galton .....	41
4.6.2.1-Présentation de la loi de Galton (ou log-normale).....	41
4.6.2.2. Procédé de l'ajustement .....	42
4.6.2.3Calcul des quantiles .....	42
4.6.3-Présentation de la loi des extrêmes généralisée « GEV » .....	43

4.6.3.1-Calcul des quantiles .....	44
4.7- Contrôle de l'ajustement .....	45
4.7.1- Démarche de test X <sup>2</sup> .....	45
4.7.1.1- vérifications de l'adéquation de la loi log normale .....	46
4.7.1.2 vérifications de l'adéquation de la loi Gumbel .....	48
4.7.1.3 vérifications de l'adéquation de la loi Gev .....	49
4.8-Exploitation du modèle fréquentiel.....	49
4.9-Calcul de temps de concentration .....	49
4.10- Calcul de l'intensité de pluie de période de retour de 10 ans .....	50
4.11-Conclusion .....	53

### **Chapitre 5 : Évaluation du débit des eaux pluviales**

5.1-Introduction : .....	54
5.2- Généralités : .....	54
5.3 DÉCOUPAGE DE L' AIRE D'ÉTUDE EN SOUS BASSINS .....	54
5.4-ÉVALUATION DES DÉBITS D'EAUX PLUVIALES .....	55
5.4.1-La méthode rationnelle .....	55
a) Validité de la méthode rationnelle .....	56
b) Critère de la méthode rationnelle.....	56
c) Hypothèses de la méthode rationnelle .....	56
5.4.2 La méthode superficielle (méthode de Caquot).....	57
5.4.3 Choix de la méthode .....	58
5.4.4- APPLICATION DE LA MÉTHODE RATIONNELLE .....	59
a- Evaluation du coefficient de ruissellement : .....	59
b. Calcul des débits pluviaux : .....	63
5.5-Conclusion : .....	67

### **Chapitre 6 : Calcul hydraulique**

6.1-Introduction .....	69
6.2-Dimensionnement des Ouvrages.....	69

6.2.1–Dimensionnement des canaux.....	69
6-2.1.1 Différents types d'écoulement à surface libre.....	70
6.2.1.2 Divers régimes d'écoulement à surface libre.....	71
6.2.1.3-Justification de choix de la section :.....	72
6.2.1.4Choix de type du revêtement .....	72
6.2.1.5-Géométrie des canaux .....	72
6.2.1.6 Formules principales de calcul .....	74
6.2.1.7-Méthodologie de calcul .....	77
6.2.1.8-Dimensionnement .....	79
6.2.2–Dimensionnement du réseau des eaux pluviales .....	88
6.2.2.1 Conditions d'écoulement et de dimensionnement .....	88
6.2.2.2- Dimensionnement.....	88
6.3- DIMENSIONNEMENT DES REGARDS DE CHUTE.....	98
6. 4- Conclusion.....	101

### **Chapitre 7 : Organisation De Chantier**

7.1. Introduction .....	102
7.2-Généralité.....	102
7.2.1-Rôle et responsabilité des intervenants sur chantier.....	102
7.2.2- Le maître de l'ouvrage .....	102
7.2.3- Le maître d'œuvre .....	102
7.2.4-L'entreprise .....	102
7.2.5-L'entrepreneur .....	102
7.3- MATERIEL ET PERSONNEL NECESSAIRE : .....	103
7.3.1 Personnel nécessaire : .....	103
7.3.2. Matériel nécessaire : .....	103
7.4. INSTALLATIONS DU CHANTIER [15]: .....	106
7.4.1. Installations destinées au personnel :.....	106
7.4.2. Installations destinées au stockage des matériaux :.....	106
7.4.3. Installations destinées à la réparation des engins : .....	106

7.4.4. Installations pour la préfabrication :.....	107
7.5. Détermination des différents volumes :.....	107
7.5.1 Pour les canaux :.....	107
7.5.2 Pour les canaux :.....	108
7.6. Détermination de devis quantitatif et estimation du cout de projet.....	110
7.7. Conclusion :.....	115

## ANNONCIATION

$S_{BV}$  : Surface du bassin versant ( $m^2$ ) ;

$P$  : périmètres des bassins versant [Km] ;

$T_c$  : temps de concentration ;

$y$  : variable réduite de GUMBEL ;

$P_t$  : pluie court durée (mm) ;

$t$  : durée de l'averse (h) ;

$b$  : exposant climatique ;

$I$  : Intensité maximale (mm/h) ;

$V$  : vitesse moyenne (m/s) ;

$Q$  : débit ( $m^3/s$ ) ;

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

$S$  : section mouille ( $m^2$ ) ;

$R_h$  : rayon hydraulique (m) ;

$I$  : pente de fond du canal (%) ;

$n$  : coefficient de rugosité de MANING [ $m^{1/3}.s^{-1}$ ] ;

## LISTES DES TABLEAUX

Tableau 1.1 : précipitations moyennes mensuelles et annuelles.....	3
Tableau 1.2: Moyennes des températures °C à la station météorologique .....	4
Tableau 1.3 : Les moyennes mensuelles et annuelles de l'évaporation.....	5
Tableau 1.4 : Humidité relative moyenne mensuelle % .....	6
Tableau 1.5 : Moyennes mensuelles et annuelle de la vitesse des vents .....	6
Tableau 2. 1 Comparaison entre toiture terrasse stockante toiture végétalisée .....	22
Tableau 4.1 : Pluies maximales journalières.....	34
Tableau 4.2 Calcul des paramètres du test de la médiane.....	36
Tableau 4.3: Résultats de test de la médiane .....	37
Tableau 4.4 les paramètres de la loi de Gumbel .....	39
Tableau 4.5 calcul des quantiles par la méthode de Gumbel .....	40
Tableau 4.6: Caractéristiques de l'échantillon .....	40
Tableau 4.7 : Les paramètres de la loi log-normale.....	42
Tableau 4.8 calcul des quantiles par la méthode de Galton.....	42
Tableau 4.9 : Caractéristiques de l'échantillon .....	43
Tableau 4.10 calcul des quantiles par la méthode de GEV.....	44
Tableau 4.11 : Calcul les bornes supérieurs des classes. ....	46
Tableau 4.12 calcul de $N_j^2$ .....	47
Tableau 4.13: Paramètre de test $X^2$ .....	48
Tableau 4.14 : Paramètre de test $X^2$ .....	48
Tableau 4.15: Paramètre de test $X^2$ .....	49
Tableau 4.16 Temps de concentration des canaux.....	50
Tableau 4.17 Intensités moyenne de précipitation des canaux .....	51
Tableau 4.18 Intensité pluviale des canaux .....	52
Tableau 5.1 Surface des sous bassins .....	55
Tableau 5.2 Différentes valeurs du coefficient de ruissellement.....	60

Tableau 5.3 Différentes valeurs du coefficient de ruissellement.....	61
Tableau 5.4 coefficients de ruissellement pour les sous bassin non urbanisés.....	62
Tableau 5.5 : Détermination du coefficient de ruissellement pondéré .....	62
Tableau 5.6 Calcul des débits d'eaux pluviales pour chaque sous bassi.....	63
Tableau 5.7: Calcul des débits d'eaux pluviales de chaque ouvrage proposé .....	62
Tableau 6.1 : Coefficient de Strickler pour divers types de canaux .....	76
Tableau 6.2 : Valeurs de vitesse moyenne limite d'érosion pour les lits consolident .....	79
Tableau 6.3 : Résultats de dimensionnement des sections transversales du canal c11 .....	80
Tableau 6.4 : Résultats de dimensionnement des sections transversales du canal c21.....	81
Tableau 6.5: Résultats de dimensionnement des sections transversales du canal c22.....	82
Tableau 6.6 : Résultats de dimensionnement des sections transversales du canal c221.....	84
Tableau 6.7: Résultats de dimensionnement des sections transversales du canal c222.....	86
Tableau 6.8: Résultats de dimensionnement des sections transversales du canal c23.....	87
Tableau 6.9 : Dimensionnement du collecteur C23.....	91
Tableau 6.10: Dimensionnement du collecteur Principal c2 .....	92
Tableau 6.11: Dimensionnement du collecteur c12.....	94
Tableau 6.12 : Dimensionnement du collecteur Principal c1 .....	95
Tableau 6.13 Dimensionnement du collecteur c211 .....	97
Tableau 6.14 Dimensionnement du collecteur c 21.....	97
Tableau 6.15 Dimensionnement des regards de chute.....	99
Tableau 7.1 Détermination des différents volumes du collecteur c221 .....	110
Tableau 7.2 Détermination des différents volumes du collecteur c21 .....	110
Tableau 7.3 Détermination des différents volumes du collecteur c22.....	110
Tableau 7.4 Détermination des différents volumes du collecteur c23.....	111
Tableau 7.5 Détermination des différents volumes du collecteur c2.....	111
Tableau 7.6 Détermination des différents volumes du collecteur c1 .....	112
Tableau 7.7 Détermination des différents volumes du collecteur c12.....	113

Tableau 7.8: Volumes de travaux des collecteurs.....	113
Tableau 7.9: Détermination du devis quantitatif et estimatif du projet .....	114

## LISTE DES FIGURES

Figure 1.1 Présentation de la zone d'étude .....	2
Figure1.2 Histogramme des précipitations P (mm) Moyennes mensuelles .....	4
Figure1.3 : Répartition mensuelle des températures.....	4
Figure 1.4 : Répartition Mensuelle de l'évaporation.....	5
Figure 1.5 Evolution de la vitesse moyenne mensuelle du vent .....	7
Figure 1.6 Extrait de la carte géologique de l'extrême Nord –Est Algérien .....	8
Figure 1.7 Carte de microzonage sismique de l'algerie .....	9
Figure 2.1 Coupe schématique d'une noue .....	17
Figure 2.2Schéma de principe d'une tranchée drainante .....	20
Figure 2.3Schéma de principe d'une structure drainante.....	20
Figure 2.4 Coupe schématique de toiture végétalisée .....	24
Figure 3.1 identification les eaux de ruissellement qui traversent la zone .....	26
Figure 3.2 : Représentation les directions des eaux de ruissellement de la partie haute.....	27
Figure 3.3 identification les eaux de ruissellement qui traversent la zone d'étude .....	27
Figure 3.4 : Constructions en zones à risque d'inondation.....	28
Figure 3.5 : zone inondable.....	29
Figure3. 6zone inondable.....	29
Figure3.7 zone inondable .....	30
Figure3.8 zone inondable .....	30
Figure 3.9 situation des points sensibles .....	33
Figure 4.1 : Principe étapes de l'analyse fréquentielle.....	35
Figure4.2 Ajustement de la série pluviométrique à la loi de Gumbel .....	41
Figure4.3 Ajustement de la série pluviométrique à la loi de Galton .....	43
Figure4.2 Ajustement de la série pluviométrique à la loi de Gev.....	45

Figure3.7 zone inondable .....	30
Figure3.8 zone inondable .....	30
Figure 3.9 situation des points sensibles .....	33
Figure 6.1 Ecoulement permanent .....	70
Figure 6.2 Ecoulement non-permanent .....	70
Figure6.3 : Classification des écoulements .....	71
Figure 6.4 : canal à forme trapézoïdale .....	74
Figure 7.1. Pelle à chenille avec godet à position rétro.....	103
Figure 7.2. Bulldozers.....	104
Figure 7.3. Chargeur pneumatique.....	104
Figure 7.4.Camion à benne .....	105
Figure 7.5 Bétonnière au cours de fonction .....	105
Figure 7.6 Pipelayers .....	106

# Liste Des Planches

- 1) *Plan de masse de l'agglomération de Boukhadra El BOUNI W-ANNABA*
- 2) *Plan d'aménagement de Boukhadra El BOUNI W-ANNABA.*
- 3) *Profil en long du canal C1*
- 4) *Profils en long de collecteur principal Co1.*
- 5) *Profils en long de collecteur principale co2.*
- 6) *Profils en travers du canal C1 de Boukhadra El BOUNI W-ANNABA .*
- 7) *Les ouvrages annexes .*

# INTRODUCTION GENERALE

Une inondation est une submersion d'une zone par suite du débordement des eaux d'un cours d'eau de plaine. Le territoire national soumis aux inondations qui se manifestent de façon catastrophique constituant ainsi une contrainte majeure pour le développement économique et social. D'après Le recensement effectué par les services de la protection civile une commune sur trois est susceptible d'être inondée en partie ou en totalité. Ces inondations sont les catastrophes naturelles les plus fréquentes et les plus destructrices, provoquant d'importants dégâts humains et matériels.

L'inventaire des inondations à travers le pays pour la période allant de 1969 à 2008 révèle qu'il n'existe pas de régions prémunies contre ce risque et que ces événements sont imprévisibles dans le temps et dans l'espace. Aussi, il ressort que des grandes inondations engendrées par des pluies exceptionnelles généralisées sur de grands bassins versants et pouvant toucher plusieurs régions atteignant parfois l'ampleur d'une catastrophe nationale telle que : les inondations de l'automne 1968 en Algérie celle de Mars 1974 affectant l'EST du pays

les inondations de 1974 des bassins versants algériens et de la celle de 1984 touchant tout l'EST du pays. Les inondations par ruissellement urbain provoquées par des orages localisés d'automne et d'été affectant surtout les agglomérations et les villes (cas des inondations du 10 novembre 2001 qui furent les plus meurtrières de l'histoire des inondations en Algérie). L'examen des événements catastrophiques survenus de notre pays montre que sur l'ensemble des bassins versants algériens, des superficies important des terres agricoles, des plains et des agglomérations sont fréquemment envalais par les eaux des oueds en crue.

Pour notre travail nous avons pris comme région d'étude l'agglomération de boukhadra qui est touchée par phénomène d'inondation. L'objectif de notre travail est étudier l'inondation de l'agglomération de boukhadra et proposer des moyens de protection contre ce phénomène par un aménagement hydraulique, qu'on va dimensionner selon les données de bases.

# Chapitre 1

## Présentation de la zone

## 1.1 Introduction :

Avant toute élaboration d'un projet, l'étude du site est nécessaire pour connaître la caractéristique physique du lieu et les facteurs influençables sur la conception d'un projet

ces dernières sont présentées comme suit :

## 1.2-Situation géographique :

La zone d'étude est située dans la partie Ouest de la ville d'Annaba et elle s'étend sur une superficie de 70 ha

Elle est délimitée :

- Au nord** par le canal longeant la RN 44,
- à l'Ouest** par le massif de l'Edough,
- à l'Est** par la RN 16 et la cité Seybouse et
- au Sud** par le chef lieu de la commune d'El bouni.



**Figure 1.1 Présentation de la zone d'étude**

### 1.3-Situation climatique

#### 1.3.1-Le climat :

La zone d'étude est soumise à un climat méditerranéen caractérisé par deux saisons d'inégales durées :

- un hiver doux et humide allant de Septembre à Mai.
- un été chaud et sec relativement court durant les mois de Juin, Juillet et Août.

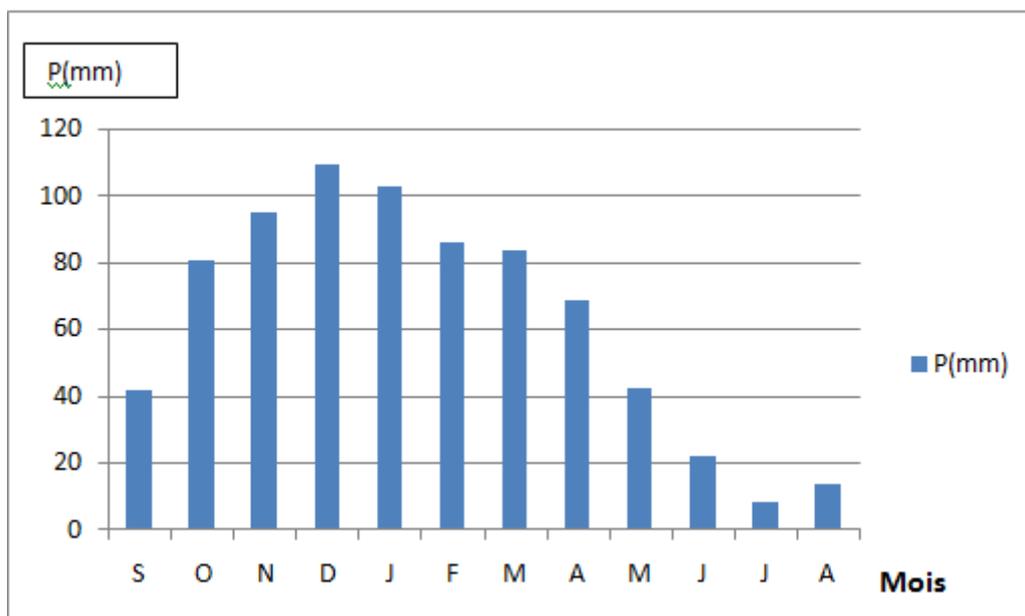
#### 1.3.2-Pluviométrie :

A partir des données des précipitations enregistrées à la station météorologique des Salines, il ressort que la pluviométrie moyenne annuelle est de l'ordre de 759 mm avec un maximum au mois de décembre 109.6 mm et un minimum au mois de juillet de 8.46 mm (voir tableau 1.1 ).

**Tableau 1.1 : précipitations moyennes mensuelles et annuelles (mm) à la station météorologique des salines Annaba (1971- 1998)**

Mois	S	O	N	D	J	F	M	A	M	J	J	A	Total année
P (mm)	42,32	81,42	95,49	109,6	103,2	86,55	84,49	69,16	42,71	22,57	8,46	14,05	759

(Source :DRE –ANNABA)



**Figure1.2** Histogramme des précipitations P (mm) Moyennes mensuelles

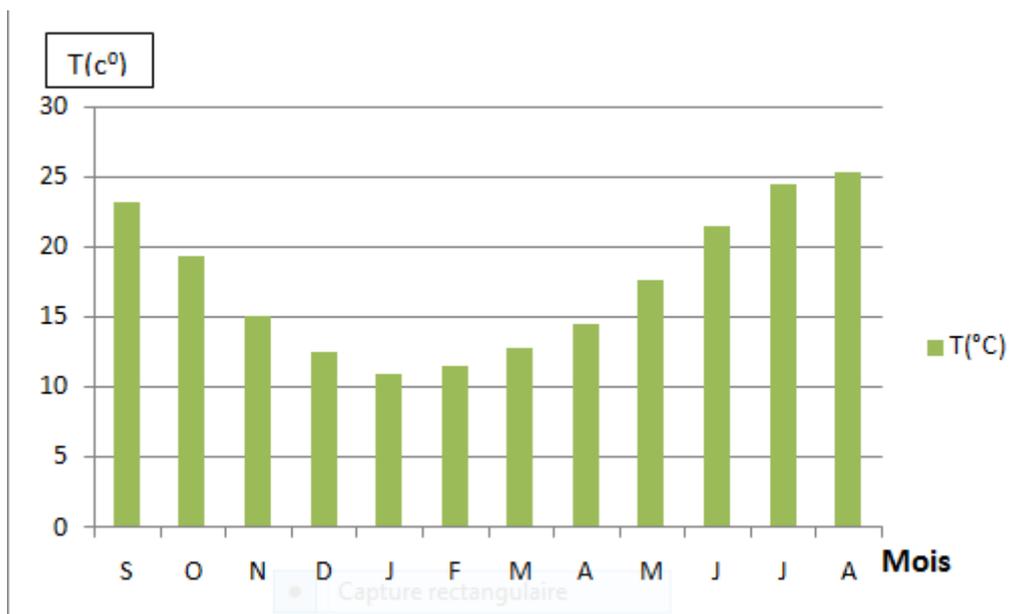
### 1.3.3-Température :

La température moyenne annuelle est de l'ordre de 17.41°C avec une température minimale moyenne mensuelle en hiver au mois de janvier de 11°C et une température maximale moyenne mensuelle en été au mois d'Août de 25°C environ (voir tableau 1.2).

**Tableau 1.2: Moyennes des températures °C à la station météorologique des salines Annaba (1969- 1997)**

Mois	S	O	N	D	J	F	M	A	M	J	J	A	Total Année
T (°C)	23.18	19.31	15.13	12.48	11.00	11.48	12.86	14.52	17.70	21.53	24.46	25.26	17.41

(Source :DRE –ANNABA)



**Figure1.3 : Répartition mensuelle des températures**

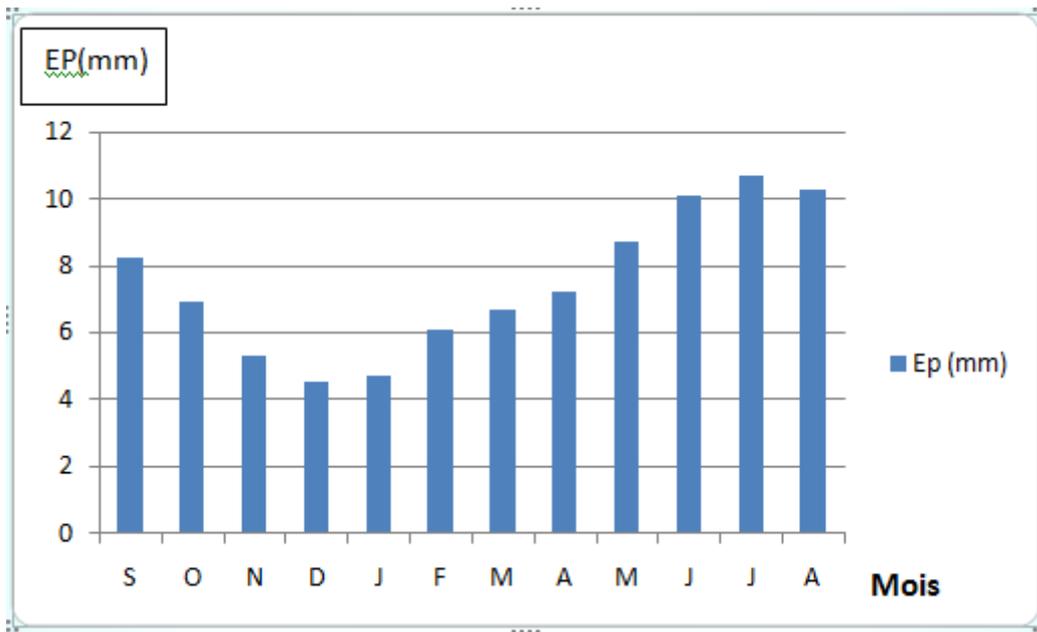
### 1.3.4-Evaporation :

On ne possède pour l'Algérie que peu de mesures d'évaporation. Elle dépend de nombreux facteurs climatiques, et permet d'apprécier le pouvoir évaporant du sol. Mesurée à la station des salines Annaba entre (1986-1990) l'évaporation moyenne mensuelle et annuelle en mm est donnée au tableau suivant :

**Tableau 1.3 : Les moyennes mensuelles et annuelles de l'évaporation (mm)**  
**(Station des salines Annaba 1986-1990)**

Mois	S	O	N	D	J	F	M	A	M	J	J	A	Année
Ep (mm)	8.31	6.96	5.35	4.58	4.77	6.13	6.70	7.24	8.74	10.17	10.74	10.34	7.50

(Source :DRE –ANNABA)



**Figure 1.4 : Répartition Mensuelle de l'évaporation**

### 1.3.5-Humidité :

L'humidité relative de l'air montre l'état de l'atmosphère en expliquant s'il est plus ou moins proche de la condensation, elle correspond au rapport de la tension de vapeurs réelles observées à la tension de vapeur saturante à la même température.

le tableau ci dessous nous donne les valeurs de l'humidité relative à la station des salines pendant la période s'étalant de 1991 à 1994, cette dernière est essentiellement élevée, pouvant atteindre jusqu'à 89 % au mois de juin.

**Tableau 1.4 : Humidité relative moyenne mensuelle %****(Station des salines Annaba 1991-1994)**

Année	S	O	N	D	J	F	M	A	M	J	J	A
1991	73	75	78	73	88	77	75	77	72	75	69	71
1992	73	73	81	81	78	77	76	75	78	71	76	73
1993	72	72	73	81	83	81	78	77	77	78	72	78
1994	77	75	79	78	79	72	78	75	74	89	85	51

**1.3.6-Les vents :**

Les vents caractérisés par leur vitesses et direction. En général dans cette région les vents dominants sont de direction Nord-Ouest.

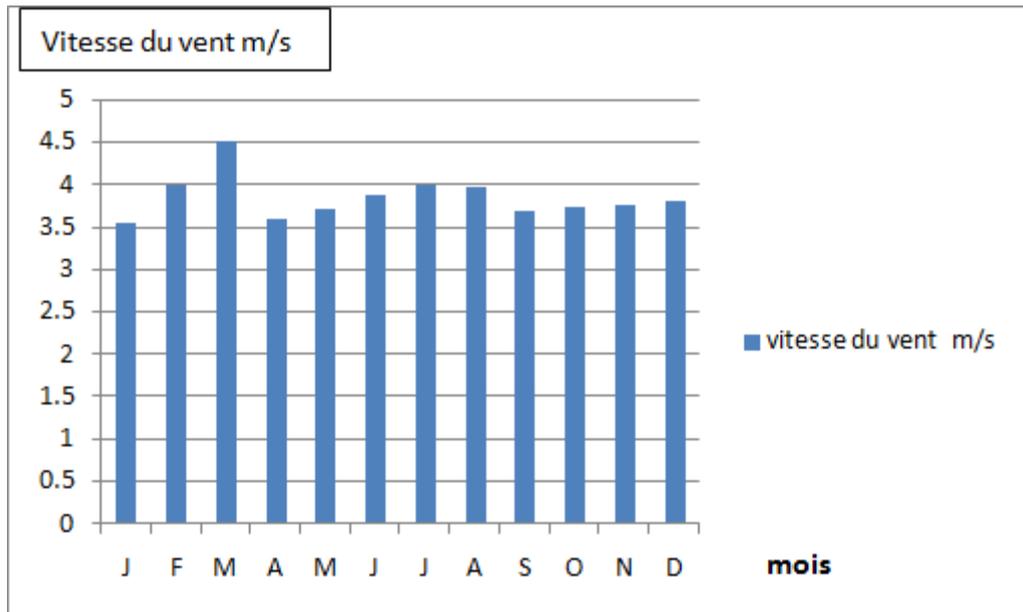
Les moyennes mensuelles des vitesses des vents déterminés à la station des salines sont données par le tableau suivant :

**Tableau 1.5 : Moyennes mensuelles et annuelle de la vitesse des vents**

Mois	J	F	M	A	M	J	J	A	S	O	N	D	Année
V(m/s)	3.56	4.0	4.54	3.6	3.73	3.88	4.02	3.98	3.7	3.76	3.78	3.81	3.86

**Source :** station météorologique des salines

D'après ce tableau on remarque que la vitesse la plus forte du vent est marquée aux mois de Mars, par contre la plus faible est marquée au mois de janvier.



**Figure 1.5 Evolution de la vitesse moyenne mensuelle du vent**

#### 1.4-Situation géologique :

Géologiquement le site appartient au massif cristallophyllien de l'Edough dans sa partie inférieure.

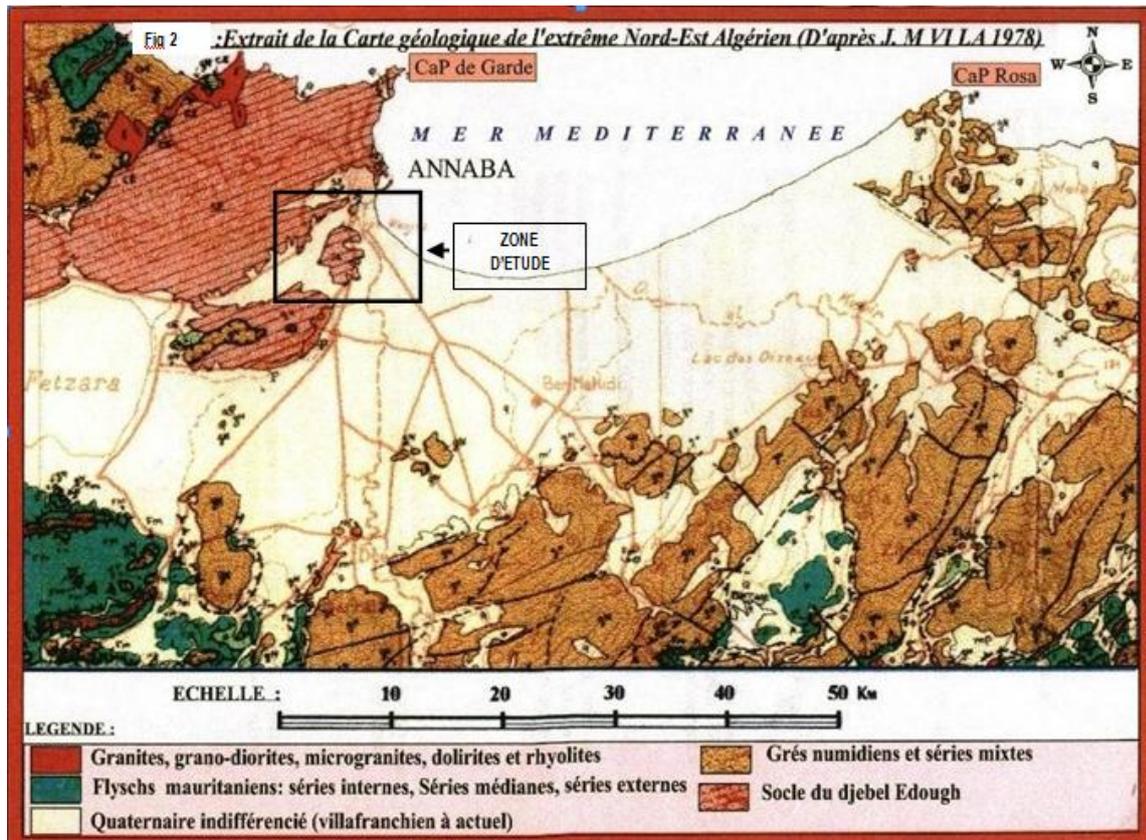
Ce massif est situé sur la partie orientale du littoral Algérien, Dans la région d'Annaba, Il est représenté par un dôme asymétrique allongé NE-SO sur environ 50 km de long et 20 km de large.

La partie inférieure de ce massif est représentée principalement par un ensemble de gneiss dit «série gneissique de base » dans lesquels sont intercalées des leptynites et des formations ultrabasiqes (Bossière 1976; EL Hadj Zobir 2007). Cette série gneissique est surmontée par un ensemble de micaschistes et de marbres.

La série gneissique de base forme le cœur de la structure anticlinal du massif de l'Edough. Ces gneiss, tous composés de micas, de feldspaths et de quartz, ont subi un fort taux de fusion partielle ayant conduit à la formation de diatexites.

Le complexe métamorphique et la couverture sédimentaire ont été recoupés durant le Miocène par des magmas de composition acide à intermédiaire avec la mise en place de roches volcaniques.

Le massif de l'Edough a subi un métamorphisme polycyclique ainsi qu'une intense activité tectonique.



**Figure 1.6 Extrait de la carte géologique de l'extrême Nord –Est Algérien  
(D'après J.M VILA1987)**

### 1.5-Réseau hydrographique :

Ce bassin forme la terminaison est du massif de l'eddough , il est limité par la ligne des crêtes de Bouzizi ,Séraïdi ,col des chacals au nord et au nord –ouest de Bellileita au sud et au sud-ouest de Boukhadra et des caroubiers à l'est .

Il forme actuellement un réseau hydrographique indépendant après la déviation de l'embouchure de l'oued Seybous en 1970 dont il participait à son alimentation.

Le collecteur principale de ce bassin connu sous le nom d'oued de Boudjemaa reçoit à la hauteur de l'agglomération de Boukhadra les eaux du canal de Kef N'sour avant de déboucher dans la mer en passant entre la cité Seybous et le complexe industriel « FERTIAL » .

### 1.6-Sismicité

Une grande partie du Nord de l'Algérie est susceptible d'être soumise à d'importantes secousses telluriques. L'intensité de ces secousses ou tremblements de terre est suffisante pour

causer d'importants dégâts ou ruines de construction, à moins que celles-ci soient conçues de manière adéquate pour pouvoir résister à ces effets.

Selon les règles parasismiques algériennes de 1999, établis par le Ministère de l'Habitat et de la Construction, Le territoire algérien est divisé en quatre zones sismiques :

- Zone O : sismicité négligeable.
- Zone I : sismicité faible.
- Zone II : sismicité moyenne.
- Zone III: sismicité forte.

la région étudiée est classée zone II. Ayant une activité sismique moyenne.



Source : (RPA 99 version 2003)

**Figure I.7: Carte de microzonage sismique de l'Algérie**

**1.7-Conclusion :**

Après l'analyse des données on trouve que la zone d'étude est située sur une formation géologique jeune avec une activité sismique moyenne. Elle a un climat semi aride avec un réseau hydrographique important.

## Chapitre .2

# Etude bibliographique sur les inondations par ruissellement



## 2.1 .Introduction :

Les inondations par ruissellement recouvrent des phénomènes physiques différents selon les quelles se produisent en milieu rural ou urbain. Mais ces phénomènes se caractérisent par leur soudaineté et leur courte durée, ce qui les rend peu prévisibles et difficilement maîtrisables en période de crise.

Les inondations par ruissellement concernent principalement les milieux urbanisés. Les pluies qui ne peuvent s'infiltrer et s'évacuer par les réseaux artificiels d'écoulement (Réseau d'assainissement superficiels et/ou souterrains) s'accumulent dans les points bas.

## 2.2 Définition du ruissellement <sup>1</sup>

Le ruissellement est un phénomène d'écoulement de l'eau de pluie sur un bassin versant, de façon diffuse ou concentrée, qui se poursuit jusqu'à ce qu'il rencontre un élément du système hydrographique (une rivière, un marais), un réseau de drainage (enterré ou surfacique) ou un point bas où il s'accumulera.

Le ruissellement en lui-même n'est pas un problème, mais il commence à être gênant : **en ville** : lorsqu'il dépasse les capacités d'évacuation du réseau de drainage, entraînant alors une inondation.

**En milieu rural**, lorsqu'il contribue à l'érosion des terres ou qu'il occasionne des coulées de boue pouvant atteindre des aires agricoles ou urbaines.

L'inondation par ruissellement, qui se produit en dehors du réseau hydrographique, est à différencier d'une inondation par débordement de cours d'eau.

## 2.3-L'inondation par ruissellement : <sup>1</sup>

L'inondation qui résulte du phénomène de ruissellement présente les caractéristiques suivantes :

- souvent très localisée dans l'espace (bassin versant d'une dizaine de km<sup>2</sup>) ;
- rapide et soudaine : le temps de montée des eaux peut varier de quelques dizaines de minutes à quelques heures et peut être en décalage par rapport à l'événement pluvieux, suivant notamment le degré de saturation des sols ou les obstacles rencontrés par l'eau sur son parcours ;



- peut survenir même loin de tout cours d'eau, c'est-à-dire là où l'on ne s'attend généralement pas à être inondé ;
- violente, avec une énergie des flots qui entraîne souvent de nombreux dégâts matériels, ainsi qu'une érosion des sols, ce qui fait qu'elle est parfois accompagnée de coulées de boue ;

## 2.4 Origines du phénomène : <sup>1</sup>

### a. Événement pluvieux :

Pas de ruissellement pluvial... sans pluie ! L'étude du ruissellement pluvial demande une étude des pluies : intensité, durée, cumuls, étendue, fréquence.

En fonction des conditions locales, les inondations par ruissellement font donc généralement suite :

- soit à une pluie, éventuellement brève, mais de très forte intensité (plus de 50 mm/h). Dans ce cas, les débits d'eau arrivant au sol sont supérieurs aux capacités d'infiltration ou d'entrée dans le réseau d'assainissement et, la totalité des eaux ne pouvant être prise en charge, une partie ruisselle en surface.
- soit à un cumul important de pluie pendant plusieurs jours, saturant sols, réseaux et ouvrages de rétention, et entraînant le ruissellement de l'eau.

### b. Topographie :

Un relief accidenté peut être propice à une concentration des flux de surface, accroissant ainsi leur hauteur et leur vitesse, sources de grands dégâts. À l'inverse, les plaines favorisent également le ruissellement, mais de manière diffuse, car elles sont peu propices à une bonne évacuation des eaux pluviales, ce qui peut conduire à une saturation plus rapide des sols et donc au ruissellement des eaux en surface.

### c. État du sol :

La nature du sol peut influencer le volume et la vitesse du ruissellement. En effet, selon son caractère perméable ou sa rugosité, l'eau y sera plus ou moins bien infiltrée ou ralentie.

Pour ce qui est des volumes ruisselés, on note deux phénomènes pouvant les accroître : - la saturation rapide ou préalable des sols s'expliquant par :



- la proximité immédiate d'une couche d'argile imperméable en sous-sol et donc une impossibilité pour l'eau de s'infiltrer au-delà de cette couche,
- la présence d'un aquifère peu profond qui se remplit pendant un épisode pluvieux et devient affleurant.

#### **d -Insuffisance du réseau d'assainissement :**

Qu'il soit unitaire ou séparatif, le réseau d'assainissement classique est dimensionné pour un événement de précipitation de période de retour donnée, dépassant rarement 10 ans. Cette capacité vaut aussi bien pour le débit entrant dans le réseau que pour les volumes qu'il est capable de transporter. Quel que soit le dimensionnement du réseau, il y a forcément un événement pour lequel celui-ci ne sera pas suffisant et où il y aura des débordements. Ainsi, lorsqu'un événement exceptionnel survient, plusieurs situations peuvent conduire à une insuffisance du réseau de drainage.

### **2.5 -Conséquences possibles : <sup>2</sup>**

#### **a-Impacts sanitaires**

Alors que les inondations par crue lente permettent une certaine anticipation limitant le nombre de victimes, le caractère soudain et violent des inondations par ruissellement pluvial ne permet pas toujours de prévenir les populations à temps ou de les évacuer, ce qui occasionne souvent des victimes, blessées ou décédées.

De plus, certaines conséquences des inondations par ruissellement pluvial peuvent à leur tour représenter un risque pour la santé publique :

- les coupures de réseaux (électricité, eau potable, eaux usées) nuisent au bon fonctionnement des établissements de soins et à la santé des personnes (dégradation de l'hygiène de vie, pas de chauffage, rations d'eau potable, difficultés pour s'alimenter...) ;
- l'exposition aux produits charriés par les eaux ruisselées (produits phytosanitaires, métaux lourds...) représente un danger pour les populations ;
- la situation peut devenir difficile lorsque les réseaux d'eaux usées refoulent sous la pression de l'eau qui les sature. On a alors en effet un déversement d'eau souillée dans les habitations et dans les rues, pouvant avoir des conséquences sanitaires graves (maladies



cutanées, diarrhéiques...) Dans ces cas-là, l'évacuation des eaux doit se faire au plus vite et être suivie de près par une désinfection soignée des lieux ;

- enfin, la population impactée par des inondations par ruissellement se trouve exposée, comme pour d'autres types d'inondations, à des dépôts de boue et fines, ainsi qu'à un fort taux d'humidité. Ces facteurs sont à éliminer rapidement pour éviter le développement des nuisibles ou des moisissures, lesquels représentent également un risque pour la santé.

### **b-Impacts économiques :**

La dégradation des infrastructures, des terres agricoles, des industries, des commerces et des équipements publics entraîne des pertes économiques directes du fait qu'elle génère un besoin de restauration, voire de reconstruction, et des pertes indirectes, car elles occasionnent un arrêt ou un fonctionnement dégradé des activités qui y siégeaient. Il en va de même pour les coupures temporaires des réseaux d'électricité, de communication, de gaz ou d'eau (potable ou usée).

La pollution du milieu naturel qui peut résulter de tels événements peut être à l'origine d'une impossibilité temporaire de maintenir les activités aquatiques. Ainsi, l'arrêt de la pêche, des sports nautiques et la fermeture des plages entraînent des pertes financières pour la ville et ses commerçants.

En milieu rural, les terres lessivées par les eaux de ruissellement sont appauvries en éléments nutritifs. De plus, qu'elles aient été érodées par l'eau ou ensevelies par les dépôts de sédiments, elles subissent généralement des pertes de récoltes. Le tout contribue à fragiliser l'économie agricole du territoire.

### **c-Impacts environnementaux :**

Les inondations par ruissellement pluvial peuvent entraîner une importante pollution des eaux de surface et souterraines, ainsi qu'une pollution des sols, ce qui peut porter atteinte à la qualité de l'environnement et à la survie de la faune et de la flore .

### **d-Impacts patrimoniaux :**

Tout comme les inondations par débordement de cours d'eau, les inondations par ruissellement pluvial peuvent occasionner des dégâts sur notre patrimoine, qu'il s'agisse



d'ouvrages d'art, de musées, de sites archéologiques, de monuments historiques ou à valeur culturelle...

## **2.6-Les actions à appliquer**

### **a-Réduction du phénomène de ruissellement**

Elle consiste à agir sur la situation existante pour l'améliorer, par exemple en remplaçant certaines surfaces imperméables par des dispositifs favorisant l'infiltration (dans le cas de sols le permettant) ou en dégagant des espaces pour la rétention des eaux pluviales. L'idée étant de réduire les débits, voire les volumes, qui iront dans le réseau de collecte des eaux pluviales. Mais ce n'est pas chose facile, car il est toujours plus délicat et coûteux de mettre en place des dispositifs

### **b- Amélioration de la connaissance et de la conscience du risque :**

Information préventive ; programmes d'acquisition de connaissance sur l'hydrologie, amélioration de la capitalisation de l'information lors de crues

### **. c- Prise en compte du risque d'inondation dans l'urbanisme :**

Etude de vulnérabilité à l'échelle de projets urbains.

prise en compte du risque d'inondation dans l'urbanisme ;

### **. •d-Réduction de la vulnérabilité :**

Réalisation de diagnostics de vulnérabilité, opérations globales en cas de rénovation urbaine, amélioration de la connaissance sur les techniques innovantes, etc.

### **E- Ralentissement des écoulements :**

Rétention des eaux à l'amont, aménagement de zones inondables .

Selon le diagnostic propre à chaque territoire, les objectifs et mesures de la stratégie porteront plus particulièrement sur certains axes de travail.”



## 2.6-Méthode de lutte contre cette inondation :

### 2.6.1-les caniveaux :

Ce sont des ouvrages annexes de voirie destinés à la collecte des eaux pluviales provenant de la chaussée et éventuellement du trottoir s'il y en a un. Dans le cas de trottoir, ils sont constitués par une surface pavée ou une dalle préfabriquée et une bordure.

### 2.6.2-les canaux :

Un canal est une conduite à ciel ouvert. A la surface libre la pression est égale à la pression atmosphérique.

Nous avons deux types de canaux :

Canaux naturels.

Canaux artificiels.

Nous distinguons plusieurs types :

-canal trapézoïdal.

-canal circulaire.

-canal parabolique.

-canal rectangulaire.

### 2.6.3-les bouches d'égouts :

Ce sont des ouvrages destinés à collecter en surface les eaux de ruissellement. Ils permettent par l'intermédiaire d'une canalisation d'acheminer ces eaux jusqu'à l'égout.

Elles peuvent être classées selon deux critères :

-Le mode de recueil des eaux : bouches à accès latéral et bouches à accès sur le dessus.

-Le mode de retenue des déchets solides c'est-à-dire sans ou avec décantation.

- L'emplacement normal des bouches d'égout se situe aux points bas des zones collectées.

Dans les voies à déclivité importante, il conviendra très souvent d'en prévoir en cours de pente afin d'éviter l'érosion mécanique des caniveaux et des rigoles.

**a-Bouches d'égout à accès latéral:**

Ce sont des ouvrages à ouverture latérale largement dimensionnée. Ils sont préférables aux grilles de caniveaux assez fragiles, souvent glissantes, que l'apport des feuilles et déchets divers risque d'obstruer au début du ruissellement et de les rendre par suite inefficaces. Les bouches seront toujours du type à décantation afin d'éviter l'intrusion des sables dans le réseau.

**b-Bouches d'égout à accès sur le dessus (bouches à grilles) :**

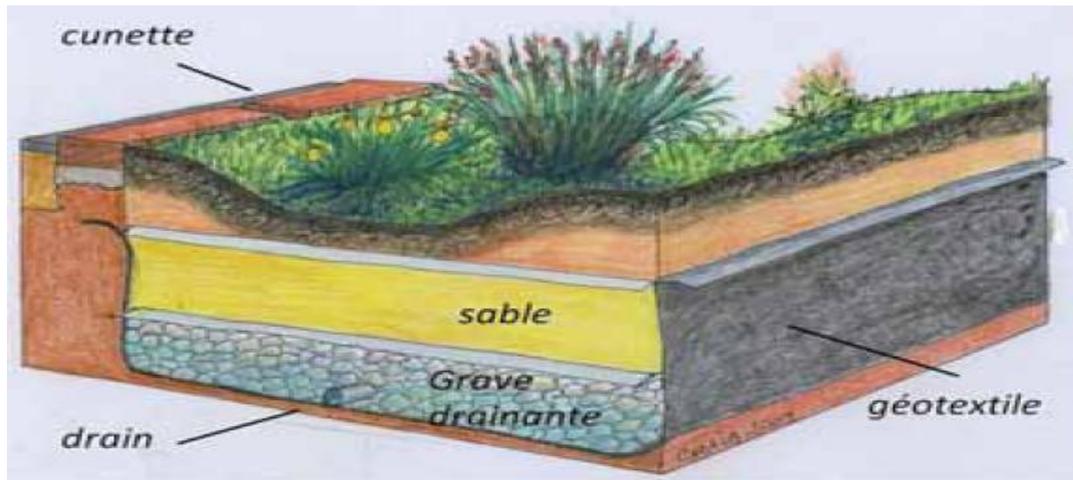
Ces ouvrages collectent les eaux de ruissellement au niveau du sol, en général en dehors de celles rassemblées dans les caniveaux de trottoirs. Elles pourront dans les mêmes conditions que les bouches à avaloir être munies de puisards de décantation. Ceux-ci sont d'autant plus indispensables que le sol environnant est recouvert de sable ou de gravillons (cas des promenades).

**c-Bouches d'égout allongée (ou avaloir) :**

Un avaloir est une structure d'admission permettant l'entrée de l'eau de ruissellement accumulée dans une dépression ou un bassin. Il achemine l'eau vers un fossé, un cours d'eau ou un étang au moyen d'une canalisation souterraine.

**2.6.4-noue paysagère <sup>1</sup>****Présentation :**

La noue est un modelé de terrain, souvent sous forme d'un fossé large et peu profond, généralement végétalisé, qui permet de collecter ou de stocker l'eau de pluie. Le profil en travers est en pente douce. L'alimentation de la noue se fait par ruissellement direct ou par canalisations/avaloirs et sa vidange par infiltration ou à débit régulé.



**Figure 2.1** Coupe schématique d'une noue [1]

#### **Avantage :**

- Intégration aux profils de voirie, aux zones de stationnement, aux espaces verts
- Valorisation paysagère
- Peu de technicité et faible coût à la réalisation et à l'exploitation –
- Dépollution des eaux pluviales par filtration et décantation
- Réalisation par phases, en fonction du développement de l'aménagement

#### **Surveillance et entretien**

- Deux visites d'entretien par an au minimum : entretien de la végétation et nettoyage des ouvrages de vidange et de régulation.
- Mettre en place des équipements d'interception (séparateur à hydrocarbures, vanne) et/ou imperméabiliser les ouvrages en cas de risque de pollution accidentelle

#### **2.6.5- Bassin paysager sec ou en eau : <sup>3</sup>**

##### **Présentation**

Le bassin paysager est un espace végétalisé peu profond, perméable ou étanche, qui permet de stocker les eaux de pluie. Le bassin peut conserver un espace en eau, permettant de lui associer une valorisation écologique. L'alimentation se fait par ruissellement direct ou par canalisations/avaloirs et sa vidange par infiltration ou à débit régulé vers l'aval.



### **Avantages**

- Intégration dans les espaces verts ou les giratoires
- Possibilité de superposition de la fonction hydraulique avec un espace paysager ou écologique (zone humide) et de loisirs (bassin sec)
- Peu de technicité et faible coût à la réalisation et à l'exploitation pour le bassin sec
- Dépollution des eaux pluviales par filtration et décantation

### **Précautions et recommandations**

- Contrôler l'étanchéité (bassin en eau)
- Prévoir une gestion écologique du bassin en eau : compétences spécifiques et surveillance régulière de la qualité de l'eau, de la faune et de la flore .
- Mettre en place des équipements d'interception (séparateur à hydrocarbures, vanne) et/ou imperméabiliser les ouvrages en cas de risque de pollution accidentelle

### **Surveillance et entretien**

- Deux visites d'entretien par an au minimum : faucardage et nettoyage des ouvrages de vidange et de régulation
- Surveillance plus fréquente de la qualité de l'eau (développement d'algues, dépôts) pour le bassin en eau
- Curage exceptionnel en cas de pollution accidentelle

### **2.6.6- Espace public inondable : <sup>1</sup>**

#### **Présentation**

L'aménagement consiste à créer une zone de stockage des eaux pluviales par inondation temporaire de tout ou partie d'un espace public (place, aire de jeux, terrain de sport).

L'alimentation se fait par ruissellement direct ou avaloirs et la vidange par infiltration ou à débit régulé vers l'aval.

#### **Avantages**



- Intégration dans les espaces verts
- Superposition de la fonction hydraulique avec la fonction initiale de l'espace public (place, aire de jeux, terrain de sport)
- Possibilité de connexion avec un bassin de stockage enterré :
  - soit pour les pluies courantes, afin de retarder l'inondation de l'espace public.
  - soit pour les pluies importantes afin de limiter le volume de stockage sur l'espace public .
  - soit en vue de la réutilisation des eaux pluviales pour l'arrosage des espaces verts ou le nettoyage des voiries.

### **Précautions et recommandations**

- Mettre en place des équipements de prétraitement afin de limiter les apports de fines sur l'espace et assurer son accessibilité et sa remise en fonctionnement complète après la pluie
- Définir la fréquence et les hauteurs d'inondation acceptables en fonction des usages de l'espace
- Informer les riverains sur l'inondabilité du site et son fonctionnement par temps de pluie.

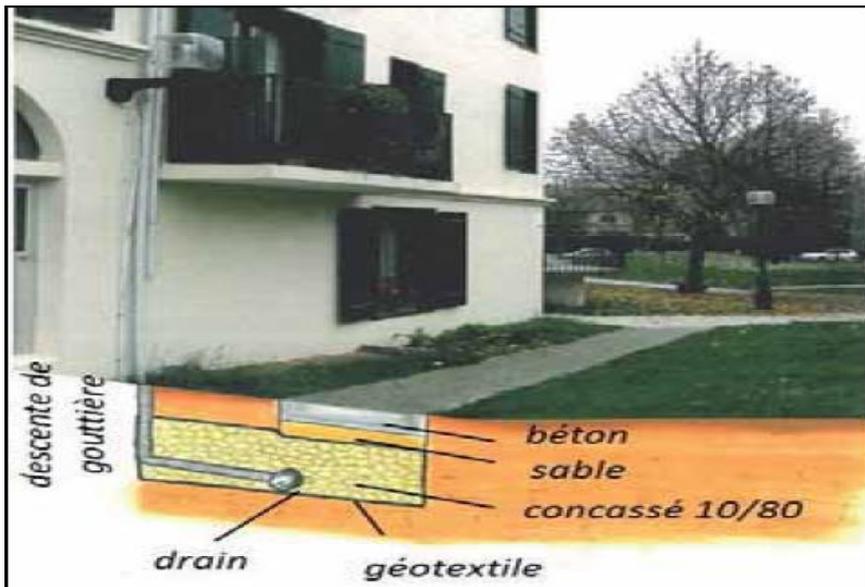
### **Surveillance et entretien Visite d'entretien mensuelle:**

Nettoyage des ouvrages d'alimentation et de vidange.

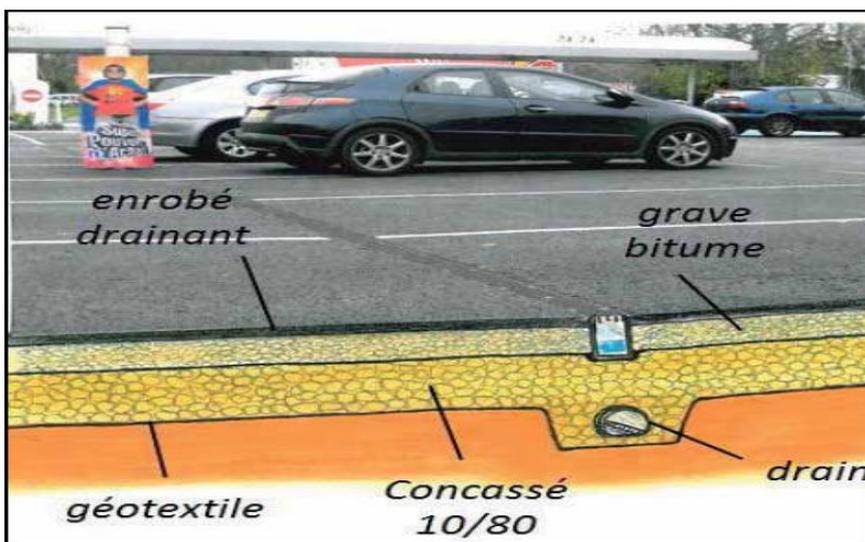
### **2.6.7- tranchée drainante et structure réservoir :**

La tranchée drainante est remplie de graves poreuses ou de matériau de déconstruction permettant d'infiltrer ou réguler les eaux pluviales. Elle est alimentée par infiltration à travers un revêtement poreux en surface (végétalisation, graviers, pavés, enrobé, ...) ou par canalisations/avaloirs.

En cas de fortes contraintes d'implantation, il est possible de remplacer ces matériaux de remplissage par des structures de stockage alvéolaires ou modulaires La vidange se fait par infiltration ou à débit régulé vers l'aval.



**Figure 2.2** Schéma de principe d'une tranchée drainante pour une gestion à la parcelle [1].



**Figure 2.3** Schéma de principe d'une structure drainante sous parking [1].

### Avantages

- Bien adaptée pour une gestion à la parcelle
- Implantation possible sous tout type de surface : espace vert, trottoir, piste cyclable, stationnement, chaussée, place urbaine...
- Peu de technicité et faible coût à la réalisation et à l'exploitation
- Bonnes propriétés mécaniques



- Bonne dépollution des eaux pluviales par décantation

### **Précautions et recommandations**

- Vérifier la provenance et la nature des matériaux utilisés (respect des principes de conception)
- Installer des systèmes de prétraitement en amont pour éviter le colmatage de la structure
- Installer un séparateur à hydrocarbures ou une vanne de coupure, imperméabiliser les ouvrages en cas de risque de pollution accidentelle
- Interdire le balayage, proscrire le sablage et les fondants chimiques sur les enrobés poreux afin d'éviter leur colmatage.

### **Surveillance et entretien**

- Entretien régulier de la surface des ouvrages : ramassage des végétaux et déchets, aspiration sur les voiries (pour les enrobés une fois par semaine à une fois par mois selon le trafic)
- Curage / nettoyage des équipements d'alimentation, de vidange, de prétraitement tous les 6 mois

### **2.6.8 Toitures terrasses stockantes ou végétalisées :**

Le choix de mettre en place une toiture stockante, terrasse ou végétalisée, repose sur plusieurs facteurs :

- l'intégration paysagère,
- le gain énergétique et phonique,
- l'implantation d'installations de climatisation, chauffage ou autre en toiture nécessitant de laisser accessible la toiture.
- les prescriptions hydrauliques en aval de la toiture : obligation de réguler tous les évènements pluvieux ou réduction des volumes rejetés annuellement.

Les toitures terrasses stockantes et les toitures végétalisées sont des aménagements à ne pas confondre, répondant à des objectifs différents.

En effet, les normes constructeurs ne permettent pas actuellement de coupler une toiture végétalisée à un dispositif de régulation du débit de rejet. La régulation et la quantité d'eau retenue puis évaporée par la toiture végétalisée dépend seulement de ses caractéristiques (notamment type de végétation).

Les performances hydrauliques de la toiture végétalisée sont donc à évaluer au cas par cas tandis qu'elles sont parfaitement calibrées pour une toiture stockante dont c'est le seul objectif.

**Tableaux 2.** Comparaison entre toiture terrasse stockante toiture végétalisée

	<b>Toiture terrasse stockante</b>	<b>Toiture végétalisée</b>
Valorisation paysagère	Non	Dépend des espèces végétales choisies
Amélioration des isolations thermique et phonique	Non	Oui
Possibilité de mise en place sur toiture accessible	Non	Oui
Gestion des eaux pluviales par régulation du débit	Oui crépine calibrée	Selon le type de végétation et la saison
Gestion des eaux pluviales par évapotranspiration	Non	Oui sauf en hiver
Entretien	2 fois par ans	2 fois par an ou + selon les espèces végétales choisies
Difficulté de mise en œuvre	Facile	Moyenne

### **a-Toiture terrasse stockante**

L'eau de pluie est stockée sur quelques centimètres sur le toit puis vidangée à débit limité vers l'aval (vers le réseau, le milieu superficiel ou un ouvrage de stockage en pied de bâtiment). Les matériaux et techniques sont variables selon l'accessibilité, la protection de la toiture, la technique d'isolation, le support.

- **Avantage :**

- Économie foncière



- Pas de surcharge induite par rapport aux dispositions constructives traditionnelles
- Peu de technicité et faible surcoût à la réalisation et à l'exploitation (équipement de vidange)

- **Précautions et recommandations :**

- Vérifier les charges portantes si l'implantation se fait sur une toiture existante
- Assurer une bonne étanchéité de la toiture.

- **Surveillance et entretien**

Deux visites d'entretiens annuels.

### **b-Toiture végétalisée**

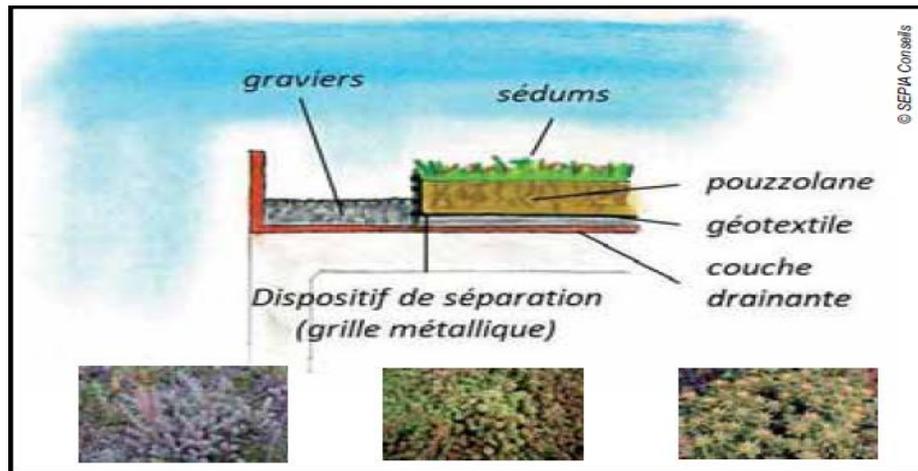
- **Présentation :**

La toiture est constituée de trois couches : végétation, substrat, couche drainante.

L'eau de pluie est absorbée par la végétation présente sur la toiture (évapo transpiration) et/ou restituée vers l'aval par la couche drainante et le substrat selon son état de saturation. Les toitures végétalisées sont de type extensif « tapis végétal », semi-extensif ou intensif

« terrasse-jardin », selon l'épaisseur du substrat et le type de végétation.

L'intégration est possible sur tout type de toiture, plate ou en pente. Les matériaux techniques sont variables selon l'accessibilité, la protection de la toiture, la technique d'isolation, le support.



**Figure 2.4** Coupe schématique de toiture végétalisée et exemples de sédums utilisés [1].

- **Avantage :**

- Peu de technicité et faible surcoût à la réalisation et à l'exploitation pour une nouvelle structure
- Valorisation paysagère
- Développement de la biodiversité
- Réduction des chocs thermiques
- Protection de l'étanchéité de la toiture

- **Précautions et recommandations**

- Dimensionner les structures de bâti en fonction du type de toiture choisi ou vérifier les charges portantes dans le cas d'une implantation sur un bâti existant
- Assurer une bonne étanchéité de la toiture
- Pour des toitures intensives, privilégier la mise en place d'espèces végétales ne nécessitant ni arrosage ni entretien .

- **Surveillance et entretien**

- Deux visites d'entretien par an en fin d'automne et début d'été
- Entretien paysager si nécessaire (désherbage, arrosage en période sèche...)



### 2.7-Conclusion :

La description du phénomène réalisée dans ce document a montré sa complexité, et son danger .Il était nécessaire de bien connaître ses mécanismes afin de prévenir les effets de ces derniers.

# Chapitre .3

## Problématique du projet

### 3.1-Introduction

La présente étude a pour objet la protection contre les inondations de l'agglomération de Boukhadra, avec la projection de collecteurs d'assainissement d'eaux pluviales afin de parer aux ruissellements amont qui traversent la zone.

### 3.2- Réseau d'assainissement de Boukhadra :

Cette agglomération est assainie par un réseau d'assainissement unitaire qui refoule les eaux usées dans le canal de ceinture par le biais d'une station de relevage en cours de rénovation.

Dans le cadre du schéma- directeur d'assainissement de la ville d'ANNABA, il est prévu le raccordement des eaux usées vers la station d'épuration en cours de réalisation.

Les réseaux d'assainissement existants des parties basses de l'agglomération de BOUKHADRA ne prennent pas en charge les apports des eaux pluviales des parties hautes qui traversent l'agglomération dans les sens sud nord (objet de notre étude) et qui aboutissent directement dans les voies publiques créant des inondations

On a utilisé des images GOOGLE EARTH afin de donner une idée sur les eaux de ruissellement qui traversent la zone



**Figure 3.1** identification les eaux de ruissellement qui traversent la zone d'étude par photo satellitaire



**Figure 3.2 :** Représentation les directions des eaux de ruissellement de la partie haute de la zone



**Figure 3.3** identification les eaux de ruissellement qui traversent la zone d'étude

**3.3-Causes des inondations de l'agglomération de Boukhadra :**

D'après la DRE d'ANNABA les causes et les problèmes des inondations de l'agglomération de Boukhadra :

- Le sous dimensionnement du réseau d'assainissement tel que les réseaux existants ne prennent pas en charge les apports des eaux pluviales des parties hautes qui traversent l'agglomération dans les sens sud nord
- un relief très défavorable, consistant en une partie amont pentue et une partie avale quasi horizontale.
- Constructions en zones à risque d'inondation
- Effets de l'homme Constructions en zones à risque d'inondation et le Non-respect des plans directeurs d'urbanisme
- Extensions illicites.
- Les extensions de l'urbanisme dans des zones inondables.
- Imperméabilisation du sol (sol argileux) de la partie haute.
- Existence de la ville sur un versant important.
- Inexistence des ouvrages important de lutte contre les crues.
- La complexité de la situation topographique du terrain de la partie amont «zone montagneuse» (avec des fortes pentes qui dépassent 10%) ce qui favorise le ruissellement des eaux pluviales vers la partie basse.



**Figure 3.4 :** - Constructions en zones à risque d'inondation

### **3.4-Délimitation des zones inondables :**



**Figure3.5** zone inondable [4]



**Figure3.6** zone inondable [4]



**Figure3.7** zone inondable [4]

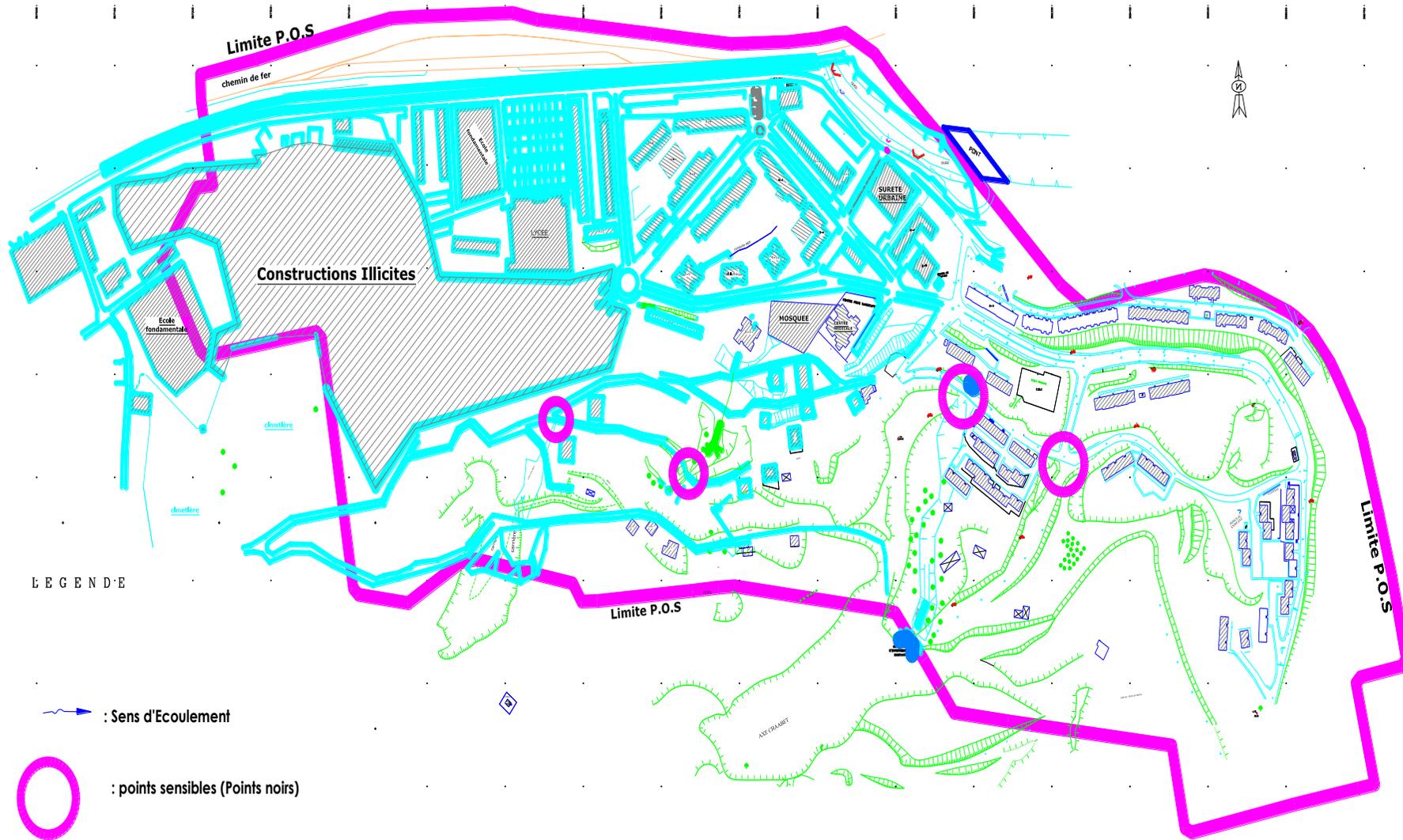


**Figure3.8** zone inondable [4]

Après des enquêtes effectuées sur le terrain nous ont permis de délimiter les zones inondables.



Figure 3.9 situation des points sensibles de l'agglomération de Boukhadra (cause des inondations) (source : DRE -ANNABA)





Le schéma présenté, montre les différents points de débordements des eaux de pluie qu'on peut appeler points noirs

La description des zones inondables et limitation notre ville pour avoir une idée sur les différents affluent et les eaux de ruissellement qui engendre des dégâts et aussi pour propose un bon aménagement qui assure une solution de notre problème.

### **3.5-Le schéma d'aménagement proposé :**

La forte déclivité qui caractérise la partie amont de la zone d'étude ainsi que les contraintes physiques rencontrées le long du levé topographique et la réparation du plan d'urbanisation ne nous ont pas laissé le choix d'établir des variantes diversifiées.

Le schéma d'aménagement proposé a pour principe de canaliser les eaux de pluie en amont de la zone non urbanisée, et de les raccorder sur un réseau dans la zone basse avec et de collecteurs d'eaux pluviales (conduites enterrées) aux parties urbanisées (dans la zone basse) sur un linéaire total de 4600.00m, puis les rejeter dans l'OUED BOUDJEMA .

Les canaux projetés sont considérés comme des ceintures de protection, dont l'objectif est d'évacuer les eaux en provenance de la partie amont et protéger la partie avale (la zone basse ) de risque d'inondation .

### **3.6 Conclusion :**

La description et la limitation des zones inondables nous permettent d'avoir une idée sur les différents affluent et les eaux de ruissellement et aussi pour proposer un bon aménagement qui assure une solution de notre problème.

En résumé, l'amont de l'agglomération parait ceinturé par un réseau mixte à ciel ouvert à la périphérie et un réseau pluviales dans la zone basse (la partie urbanisée) pour protège notre ville contre les eaux de ruissellement.

# Chapitre 4

## Etude hydrologique



#### **4.1 -Introduction :**

L'hydrologie peut être définie brièvement comme la science qui étudie le cycle de l'eau dans la nature et l'évolution de celle –ci à la surface de la terre et dans le sol.

L'hydrologie fait appel à de nombreuses sciences, certaines rattachées à la physique du globe telles que : la météorologie, la climatologie ... etc. d'autres plus générales telles que la statique mathématique, l'hydraulique.

L'hydrologie est devenue aujourd'hui une technique importante de l'art de l'ingénieur intéressé à l'exploitation ou au contrôle des eaux naturelles.

Des études hydrologiques plus ou moins poussées sont indispensables pour le dimensionnement du réseau d'assainissement. Celui-ci est lié à la probabilité de l'apparition de l'événement « pluie max journalière », soit donc la période de retour qui a pour symbole la lettre « T ». La connaissance de l'intensité moyenne maximale est très importante dans le dimensionnement. Ceci nécessite la connaissance des précipitations, en particulier les pluies maximales journalières et les pluies de courte durée dites averses.

#### **4.2-Choix de la période de retour :**

On définit la période de retour T d'un événement comme étant l'inverse de la fréquence d'apparition au non-dépassement de l'événement. Pour les réseaux pluviales nous optons généralement pour une pluie décennale. Donc On prend une période de retour égale à 10 ans, cette période est prise comme base de calcul.

#### **4.3- Analyse des données pluviométriques:**

##### **4.3.1- Analyse des données statistiques :**

Pour l'étude des précipitations en assainissement on a besoin d'une série pluviométrique qui comporte les précipitations maximales journalières pour la période la plus longue possible. Nous prenons comme base de calcul la série pluviométrique de la station pluviométrique saline, sur une période de fonctionnement de 1977 à 2012 qui a été fournie par l'ANRH de Constantine et de coordonnées Lambert X = 950.25 Km . Y = 402.8 Km. Z =3m. L'analyse statistique des données pluviométriques consiste à déterminer la fréquence et les caractéristiques d'un événement pluvieux isolé ou encore pour étudier la variabilité de la

pluviométrie dans l'espace. Dans notre cas nous analyserons une série d'observations de précipitations maximales journalières de 36ans.

**Tableau4.1 : Pluies maximales journalières [1977-2012] Station saline**

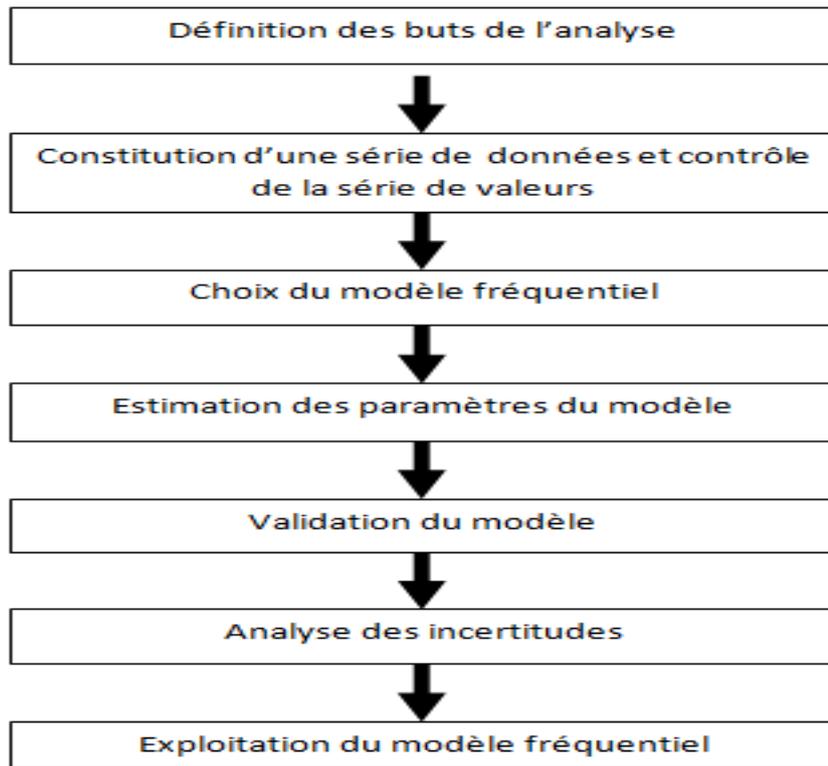
[Source ANRH ALGER]

Années	Pmax-j (mm)	Années	Pmax -j(mm)
<b>1977</b>	48,9	<b>1995</b>	43
<b>1978</b>	57,7	<b>1996</b>	34,4
<b>1979</b>	34	<b>1997</b>	47,2
<b>1980</b>	36	<b>1998</b>	60
<b>1981</b>	38,4	<b>1999</b>	82,8
<b>1982</b>	114,6	<b>2000</b>	28,7
<b>1983</b>	114,6	<b>2001</b>	39
<b>1984</b>	83,7	<b>2002</b>	101
<b>1985</b>	28,8	<b>2003</b>	38,7
<b>1986</b>	23,6	<b>2004</b>	73,9
<b>1987</b>	26,2	<b>2005</b>	29,4
<b>1988</b>	47,4	<b>2006</b>	62,1
<b>1989</b>	54	<b>2007</b>	53,7
<b>1990</b>	45	<b>2008</b>	63,3
<b>1991</b>	58	<b>2009</b>	77,4
<b>1992</b>	71	<b>2010</b>	68,1
<b>1993</b>	32,8	<b>2011</b>	101,5
<b>1994</b>	32,2	<b>2012</b>	32

#### 4.4-Définition et démarche de l'analyse fréquentielle :

L'analyse fréquentielle est une science prédictive qui étudie les événements passés, caractéristique d'un processus donnée (hydrologique ou autre) afin d'en définir les probabilités d'apparition future. Cette prédiction repose sur la mise en œuvre d'un modèle fréquentiel, qui est une description mathématique du comportement statistique. Ces modèles décrivent la probabilité d'apparition d'un événement de valeur donnée.

Ses diverses étapes peuvent être schématisées très simplement selon le diagramme suivant :



**Figure 4.1** Principe étapes de l'analyse fréquentielle [5]

#### 4.5-Contrôle de la série de valeurs :

##### 4.5.1-Vérification de l'homogénéisation de la série :

Pour éviter l'utilisation d'une information fautive dans le dimensionnement des ouvrages, on doit s'assurer que notre série est dépourvue des ruptures artificielles. Pour confirmer ou rejeter cette hypothèse on fait appel au test de la médiane.

Ce dernier permet de vérifier si la série de données est homogène ou non, dont la démarche est la suivante :

1-Classer la série par ordre croissant.

2- La médiane M est une constante de telle sorte que 50% des  $x_i$  lui soient inférieure et 50% des  $x_i$  lui soient supérieure.

Deux cas sont alors possibles : Si  $n$  est impair, on prend la  $\frac{n+1}{2}$ ème valeur la médiane. Et si  $n$  est pair, on prend pour la médiane la moyenne entre  $\frac{n}{2}$ ème et la  $(\frac{n}{2} + 1)$ ème valeur

$$\text{Médiane} = 47.4 + 48.9 / 2 = 48.15$$

3- Remplacer la série non classées par une suite de signe :

(+) pour les  $x_i > M$

(-) pour les  $x_i < M$

**Tableau 4.2** Calcul des paramètres du test de la médiane

Années	Pjmax (mm)	Rang	Classement	signe
1977	48,9	1	23,6	48,9
1978	57,7	2	26,2	57,7
1979	34	3	28,7	-34
1980	36	4	28,8	-36
1981	38,4	5	29,4	-38,4
1982	114,6	6	32	114,6
1983	114,6	7	32,2	114,6
1984	83,7	8	32,8	83,7
1985	28,8	9	34	-28,8
1986	23,6	10	34,4	-23,6
1987	26,2	11	36	-26,2
1988	47,4	12	38,4	-47,4
1989	54	13	38,7	54
1990	45	14	39	-45
1991	58	15	43	58
1992	71	16	45	71
1993	32,8	17	47,2	-32,8
1994	32,2	18	47,4	-32,2
1995	43	19	48,9	-43
1996	34,4	20	53,7	-34,4
1997	47,2	21	54	-47,2
1998	60	22	57,7	60
1999	82,8	23	58	82,8
2000	28,7	24	60	-28,7
2001	39	25	62,1	-39
2002	101	26	63,3	101
2003	38,7	27	68,1	-38,7
2004	71	28	71	71
2005	29,4	29	71	-29,4
2006	62,1	30	77,4	62,1
2007	53,7	31	82,8	53,7
2008	63,3	32	83,7	63,3
2009	77,4	33	101	77,4
2010	68,1	34	101,5	68,1
2011	101,5	35	114,6	101,5
2012	32	36	114,6	-32

4- calculons les quantités  $N_s$  et  $T_s$  avec :

$N_s$  : nombre total de série (+) ou (-)

Ts : le nombre de la plus grand série de (+) ou (-) successive

Ns suit approximativement une loi normale de moyenne  $\frac{N+2}{N}$  et de variance  $[\frac{1}{4}*(N-1)]$

Ts suit une loi binomiale.

Pour un seuil de signification comprise entre 91% et 95% , les conditions du test sont les suivantes :

$$Ns > \frac{1}{2} (N + 1 - u_{-\frac{\alpha}{2}} \sqrt{N + 1}) \quad (4.1)$$

$$Ts < 3.3 (\log_{10} N+1) \quad (4.2)$$

**Tableau 4.3:** Résultats de test de la médiane

Ns	18
Ts	6
$\frac{1}{2} (N + 1 - u_{-\frac{\alpha}{2}} \sqrt{N + 1})$	12.54
3.3 ( $\log_{10} N+1$ )	8.84
Condition 4.1	18 > 12.54 vérifié
Condition 4.2	6 < 8.84 vérifié

**Commentaire :** Les conditions de tests sont vérifiées, l'hypothèse  $H_0$  dite « la série de données est homogène » est validée, ainsi on conclut que notre série de données est homogène.

#### 4.6- Choix du modèle fréquentiel :

Les lois d'ajustement sont nombreuses et ne peuvent être appliquées à un échantillon que si les conditions homogénéité - stationnarité sont réunies, l'efficacité d'une méthode d'estimation dépend de la loi de probabilité, de la taille de l'échantillon et de certaines caractéristiques de l'échantillon. Toutefois, de nombreuses études comparatives, autant empiriques que théoriques, ont été menées afin de déterminer dans quelles circonstances une méthode d'estimation est la plus efficace pour une loi donnée .

Dans notre étude on va utiliser les trois lois suivantes : :

- ✓ La loi log-normale ou la loi de Galton.

- ✓ La loi doublement exponentielle ou loi de Gumbel.
- ✓ La loi des extrêmes généralisée (GEV).

Les critères de choix d'une loi sont liés à un test de dispersion et un ajustement graphique . L'allure des points sur du papier à probabilité permet à prime abord d'accepter ou de rejeter la loi

L'ajustement des pluies maximales journalières sera traiter par logiciel "Hyfran".

#### 4.6.1 - Ajustement de la série pluviométrique à la loi de GUMBEL :

La fonction de répartition de la loi de Gumbel  $F(x)$  est donnée par l'expression suivante :

$$F(x) = e^{-e^{-y}} \dots \dots \dots (4.3)$$

$$Y = \frac{X-X_0}{\alpha} \dots \dots \dots (4.4)$$

Avec :

Y : variable réduit de Gumbel.

$\alpha$  et  $X_0$  : paramètres d'ajustement de la loi de Gumbel.

$X_0$  : Paramètre de position.

$\alpha$  : Paramètre de l'échelle différent de zéro et positif appelé aussi « gradex ».

X : Variable étudié « Pmax.j ».

L'expression d'un quantile est la suivante :

$$X = \alpha * Y + X_0 \text{ Soit } P_{max.j} = \alpha * Y + X_0 \dots \dots \dots (4.5)$$

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

- classer les valeurs des précipitations par ordre croissant avec attribution d'un rang 1. 2.3.....n.

- calculer pour chaque valeur de précipitation la fréquence expérimentale par la formule de HAZEN.



$$F(x) = \frac{m - 0.5}{n} \dots \dots \dots (4.6)$$

n : nombre d'observations(36)

- calculer la variable réduite de GUMBEL donnée par la formule suivante :  $y = - \ln (-\ln (F(x)))$

✓ -calculer les paramètres d'ajustement « $\alpha$ » et « $x_0$ » par les deux formules suivantes :

$$\alpha = 0.78 * \sigma \dots \dots \dots (4.7)$$

$$X_0 = \bar{X} - 0.577 * \alpha \dots \dots \dots (4.8)$$

Avec :

$\sigma$ : écart type de la série.

$\bar{X}$  : La moyenne arithmétique de la série.

- représenter graphiquement les couples (xi, yi) sur papier GUMBEL.

Les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant :

**Résultats de l'ajustement : (Méthode des moments)**

**Tableau4.4 les paramètres de la loi de Gumbel**

Nombre de données	36
$\bar{X}$	54.7
$\sigma$	25.1
$X_0$	<b>43.36</b>
$\alpha$	<b>19.60</b>
L'équation de la droite de Gumbel s'écrit ainsi $P_{max.j}(p\%) = 19.60 * Y + 43.36$	

L'ajustement est fait par le logiciel Hyfran. La formule choisit pour calculer les fréquences est celle de Hazen.

La technique des moments est sélectionnée pour le calcul des paramètres d'ajustement.

**Tableau 4.5** calcul des quantiles par la méthode de Gumbel



<b>T</b>	<b>q( %)</b>	<b>XT</b>	<b>Ecart-type</b>	<b>Intervalle de confiance (95%)</b>
100.0	99	133	16.4	101-166
50.0	98	120	14.1	92.2-147
20.0	95	102	11.0	79.9-123
<b>10.0</b>	<b>90</b>	<b>87.5</b>	<b>8.75</b>	<b>70.3-105</b>
5.0	80	72.7	6.47	60.1-85,4
2.0	50	50.5	3.84	43.0-58,1

Avec :

T : période de retour

q : probabilité au non dépassement.

XT : précipitation maximale journalière.(mm)

**Tableau 4.6:** Caractéristiques de l'échantillon

	<b>Caractéristiques de l'échantillon</b>
<b>Minimum</b>	23
<b>Maximum</b>	114
<b>Moyenne</b>	54.7
<b>Ecart-type</b>	25.1
<b>Médiane</b>	47.5
<b>Coefficient de variation (cv)</b>	0.46

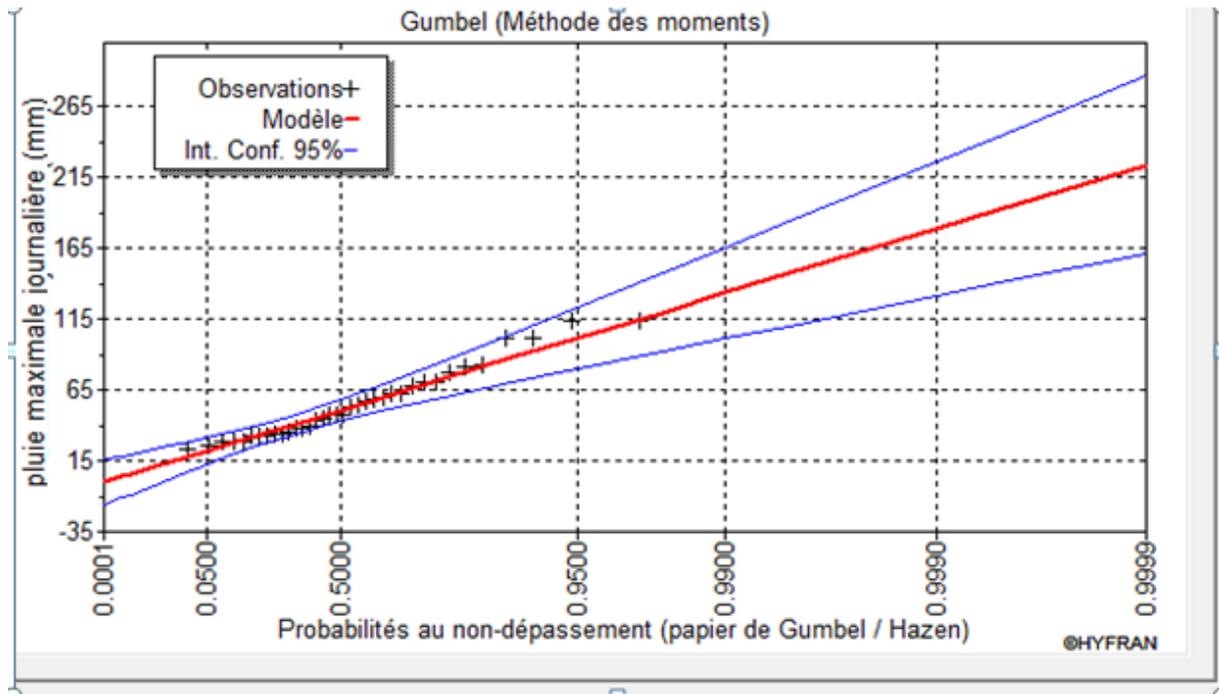


Figure 4.2 : Ajustement de la série pluviométrique à la loi de GUMBEL

#### 4.6.2-Ajustement de la série pluviométrique à la loi de Galton

##### 4.6.2.1-Présentation de la loi de Galton (ou log-normale)

La fonction de répartition de la loi log-normal est donnée par l'expression suivante :

$$F(X) = \frac{1}{\sqrt{2\pi}} e^{-\frac{1}{2}\left(\frac{\log(X)-\bar{X}}{\sigma}\right)^2} \dots\dots\dots(4.9)$$

Avec :

$\bar{X}$  : La moyenne des logarithmes de la variable x.

$\sigma$  : L'écart type des logarithmes de la variable x.

Quand on utilise la variable centré réduite Z, la formulation devient ainsi :

$$Z = \frac{\log X - \bar{X}}{\sigma} \dots\dots\dots(4.10)$$

L'expression d'un quantile est la suivante :

$$P_{max.j} (p\%) = e^{(\bar{X}+Z(P\%)*\sigma)} \dots\dots\dots(4.11)$$

La valeur de paramètre Z est associée à la probabilité de non dépassement.

#### 4.6.2.2. Procédé de l'ajustement

Pour déterminer les deux paramètres (la moyenne, écart type) de la loi log-normale, on fait appel au logiciel Hyfran.

Dans notre calcul, on a opté pour la méthode du maximum de vraisemblance, et la fréquence choisit est celle de Hazen.

**Tableau 4.7 : Les paramètres de la loi log-normale**

Nombre de données	36
La moyenne des logarithmiques « $\bar{X}$ »	3.91
L'écart type des logarithmiques « $\sigma$ »	0.44
L'équation de la droite de galton s'écrit ainsi $P_{max.j}(p\%) = e^{(3.91+z(p\%)*0.44)}$	

#### 4.6.2.3 Calcul des quantiles

Après avoir calculé les paramètres de la loi de Galton, on fixe les périodes de retour pour lesquelles on veut déterminer les quantiles à savoir [100, 50, 20, 10, 5, 2 ans].

La probabilité au non dépassement est calculée par la formule suivante :

$$q = 1 - \frac{1}{T} \dots \dots \dots (4.12)$$

Pour les différentes périodes de retour, les résultats de l'ajustement à la loi de Galton issus de logiciel Hyfran, avec l'utilisation de la technique de vraisemblance sont représenté dans le tableau suivant :

**Tableau 4.8** calcul des quantiles par la méthode de Galton .

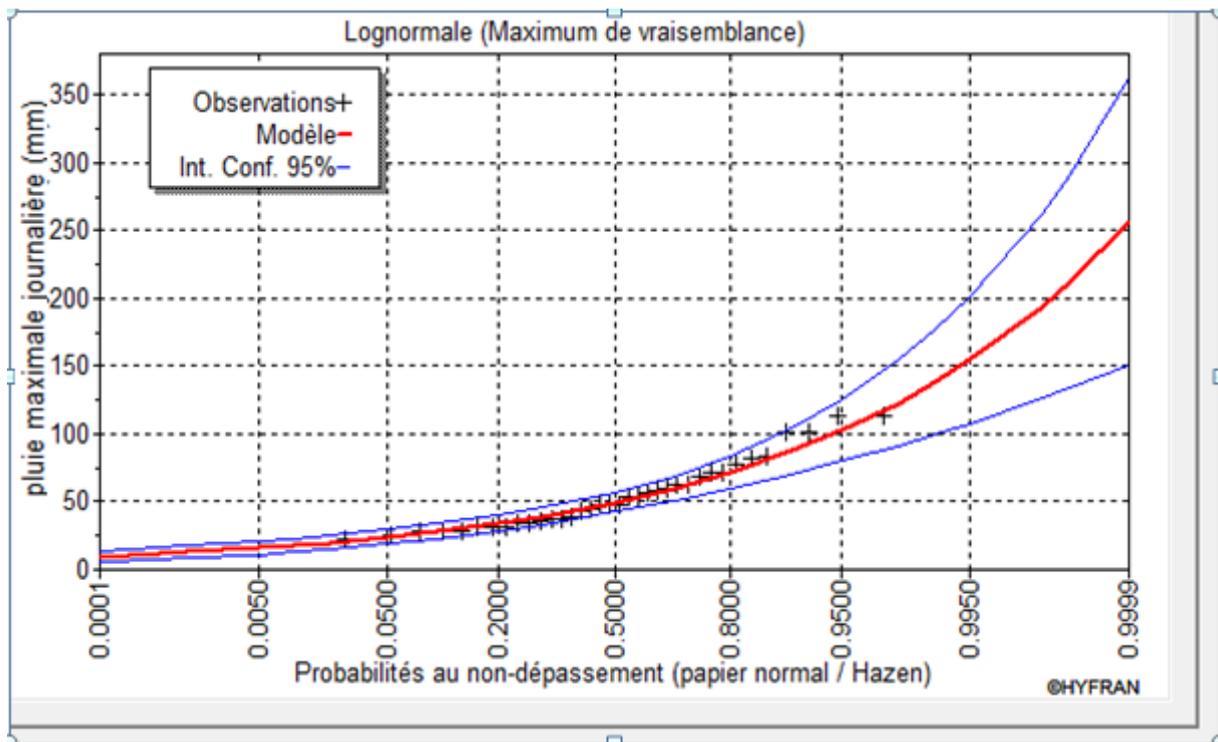
Période de retour	Fréquence	Valeur théoriques	Ecart-type	Intervalle de confiance
T(ans )	q	XT(mm)	(mm)	(95%)
100	99	139	19.8	99.7-177
50	98	123	16.1	91.4-154
20	95	103	11.7	79.7-125
<b>10</b>	<b>90</b>	<b>87.4</b>	<b>8.73</b>	<b>70.3-105</b>
5	80	72.0	6.18	59.9-84,1
2	50	49.7	3.65	42.5-56,8

Avec :

T : période de retour .

q: probabilité au non dépassement.

XT : précipitation maximale journalière (mm).



**Figure 4.3** Ajustement de la série pluviométrique à la loi de Galton

**4.6.3-Présentation de la loi des extrêmes généralisée « GEV »**

C'est une loi à trois paramètres, leur fonction de répartition est décrite ainsi:

$$F(x) = e^{\left[ -\left(1 - c \frac{x-a}{b}\right)^{1/c} \right]} \dots \dots \dots (4.13)$$

Avec :

a : Paramètre de position.

b : Paramètre de dispersion.

c : Paramètre de forme.

X : Variable étudié « Pmax.j »



La formulation de la variable réduite est décrite en-dessous :

$$Y = -\frac{1}{C} \ln \left( 1 - C \frac{X - a}{b} \right) \dots \dots \dots (4.14)$$

Avec :

$$F(x) = e^{-e^{-y}} \dots \dots \dots (4.15)$$

L'expression d'un quantile est la suivante :

$$X = a + \frac{b}{c} \left\{ 1 - [-\ln(F(x))]^c \right\} \dots \dots \dots (4.16)$$

**4.6.3.1-Calcul des quantiles**

L'ajustement est fait par le logiciel Hyfran. La formule choisit pour calculer les fréquences est celle de Hazen.

La technique des moments est sélectionnée pour le calcul des paramètres d'ajustement.

**Tableau 4.10** calcul des quantiles par la méthode de GEV

T	Q	XT	Ecart-type	Intervalle de confiance (95%)
100	99	131	22.1	87.2-174
50	98	118	16.4	86.1-150
20	95	101	10.7	80.3-122
<b>10</b>	<b>90</b>	<b>87.8</b>	<b>7.83</b>	<b>72.5-103</b>
5	80	73.4	6.05	61.6-85,3
2	50	51.0	4.35	42.5-59,5

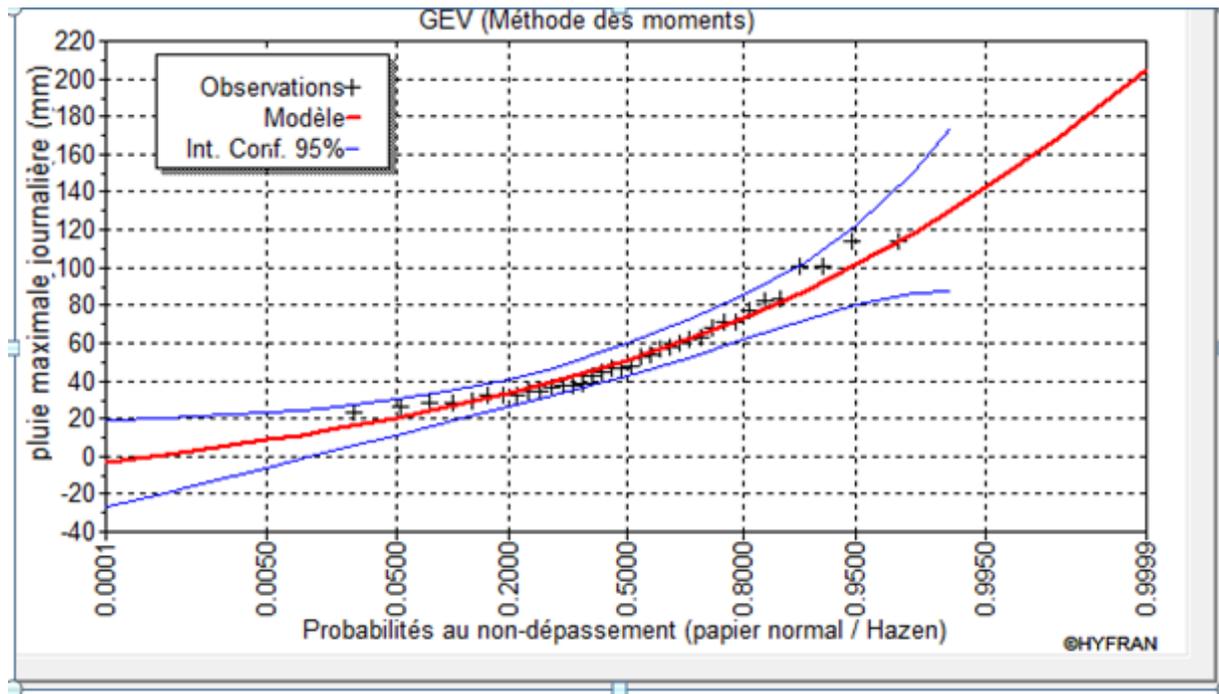


Figure 4.4 : Ajustement de la série pluviométrique à la loi de GEV

#### 4.7- Contrôle de l'ajustement :

Lorsqu'on a procédé à un ajustement d'une loi de probabilité théorique, le problème qui se pose est de savoir si cette loi s'adapte adéquatement. L'examen graphique ne peut suffire, il faut pouvoir tester par le calcul la qualité de l'ajustement réalisé. Ce test d'adéquation consiste à prendre une règle de décision concernant la validité d'une hypothèse relative à l'accord global d'une distribution empirique avec une distribution théorique spécifiée a priori ou ajustée sur les observations.

##### 4.7.1- Démarche de test $\chi^2$ :

- On définit le nombre de classe :  $K = \text{int} \left( \frac{n}{5} \right) = \frac{36}{5} = 7$ .
- On définit les bornes des classes équiprobables, telles que :  $\Delta F_j = \frac{1}{K}$ .
- On calcule  $n_{0j}$  (constante) :  $n_{0j} = n * \Delta F_j = n/K$ .
- On comptabilise les effectifs réels  $n_j$  des  $k$  classes.
- On calcule la quantité :  $X_{\text{obs}}^2 = \left( \frac{K}{n} \sum_{j=1}^K n_j^2 \right) - n$
- On détermine  $\gamma$  le nombre de degrés de liberté.
- on effectue le test avec  $\chi^2_{1-\alpha}$ .

- conclure par le rejet ou le non-rejet de l'hypothèse nulle.

#### 4.7.1.1- vérifications de l'adéquation de la loi log normale :

**Tableau 4.11 : Calcul les bornes supérieurs des classes.**

<b>K</b>	<b>F<sub>j</sub>= 1/K</b>	<b>Z<sub>j</sub></b>	<b>Pmax.j (mm)</b>
1	0.14	-1.09	30.89
2	0.29	-0.56	39
3	0.43	-0.18	46.1
4	0.57	0.18	54.01
5	0.71	0.56	63.84
6	0.86	1.09	80.61
7	1	3.5	232.76

Avec :

Z<sub>j</sub> : Variable réduit, tiré dans le table de gauss en fonction des valeurs de F<sub>j</sub> .

Pmax.j : correspond à la borne supérieure de chaque classe, calculée par l'équation de la droite d'ajustement de la loi log-normale.

La connaissance des bornes supérieurs, nous permet de deviser la série et déterminer facilement les effectifs réels n<sub>j</sub> de chacune des classes puis leurs carré n<sub>j</sub><sup>2</sup> .

Tableau 4.12 calcul de  $Nj^2$ 

Valeurs	K	Nj	$Nj^2$	Valeurs	K	Nj	$Nj^2$
23.6	1	5	25	53.7	5	2	4
26.2				54			
28.7				57.7			
28.8				58			
29.4				60			
32	2	6	36	62.1	6	5	25
32.2				63.3			
32.8				68.1			
34				71			
34.4				71			
36	3	3	9	77.4	7	4	16
38.7				82.8			
39				83.7			
43				101			
45				101.5			
47.2	4	4	16	114.6	8	6	36
47.7				114.6			
48.9				114.6			

On calcule la somme des  $nj^2$  :

$$\sum_{j=1}^K nj^2 = 167.$$

On procède au calcul  $X_{obs}^2$  :

$$X_{obs}^2 = \left( \frac{K}{n} \sum_{j=1}^K nj^2 \right) - n = (8/36 * (167)) - 36 = 1.11$$

On calcule le nombre de degré de liberté :

$$\gamma = K - c - 1 \dots\dots\dots(4.17)$$

Avec : K : le nombre de classes .

C : nombre de paramètre de modèle fréquentiel estimés à partir de l'échantillon.

$$\gamma = 8 - 2 - 1 = 5 .$$

La table de  $X^2$  donnée , nous permet de déterminer la valeur de  $X^2_{1-\alpha}$  qui a  $\alpha\%$  de chance d'être dépassé par le seul fait de hasard, en fonction des valeurs  $\gamma$  .

Dans notre cas on fixe  $\alpha = 5\%$  .

**Tableau 4.13:Paramètre de test  $X^2$**

$X_{obs}^2$	<b>1.11</b>
$\gamma$	<b>5</b>
$X^2_{1-\alpha}$	<b>11.07</b>

La vérification de la condition d'adéquation se fait de cette manière :

Si  $X_{obs}^2 < X^2_{1-\alpha}(5\%)$  donc on a :  $1.11 < 11.07$  .

Puisque la condition est vérifiée, le test de  $X^2$  confirme l'adéquation de l'ajustement de la série des pluies maximales à la loi log-normale .

#### 4.7.1.2 vérifications de l'adéquation de la loi Gumbel :

Pour  $\alpha = 5\%$  .on aura :

**Tableau 4.14 :Paramètre de test  $X^2$**

$X_{obs}^2$	<b>1.33</b>
$\gamma$	<b>5</b>
$X^2_{1-\alpha}$	<b>11.07</b>

De même la condition est vérifiée  $X_{obs}^2 < X^2_{1-\alpha}(5\%)$  on a :  $1.33 < 11.07$  .

le test de  $X^2$  confirme l'adéquation de l'ajustement de la série des pluies maximales à la loi de Gumbel .

### 2.7.1.3 vérifications de l'adéquation de la loi Gev :

Pour  $\alpha = 5\%$  .on aura :

**Tableau 4.15:Paramètre de test  $X^2$**

$X_{obs}^2$	<b>1.78</b>
$\gamma$	<b>4</b>
$X^2_{1-\alpha}$	<b>9.49</b>

A partir des résultats de tableau II on constate :

$$X_{obs}^2 < X^2_{1-\alpha}(5\%) \text{ donc on a : } 1.78 < 9.49$$

Alors l'adéquation à la loi de GEV de la série de données est confirmée.

**Commentaire :** L'adéquation de l'ajustement par les trois lois est confirmée, est malheureusement devant une telle situation il n'existe aucun test qui nous permet de choisir entre les trois lois vues précédemment, il nous reste seulement de comparer le comportement en queue de distribution afin de choisir le modèle lequel on va exploiter ses résultats dans le reste de l'étude.

### 4.8-Exploitation du modèle fréquentiel

A partir des graphes d'ajustement, on constate que la distribution de la queue de notre série s'ajuste mieux à la loi de Galton.

### 4.9-Calcul de temps de concentration :

Le temps de concentration relatif à un bassin versant est le temps le plus long que met l'eau qui ruisselle pour atteindre l'exutoire .Il est composé de trois termes différents :

**Th :** Temps d'humectation c'est le temps nécessaire à l'imbibition du sol par l'eau qui tombe avant qu'elle ne ruisselle.

**Tr :** Temps de ruissellement ou d'écoulement c'est le temps qui correspond à la durée d'écoulement de l'eau à la surface ou dans les premiers horizons de sol jusqu'à un système de collecte (cours d'eau naturel, collecteur).

**Ta :** Temps d'acheminement c'est le temps mis par l'eau pour se déplacer dans le système de collecte jusqu'à l'exutoire.

Le temps de concentration TC est donc égal au maximum de la somme de ces trois termes.

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

Pour notre cas on calcul le temps de concentration des canaux à ciel ouvert par la formule de kripich :

$$T_c = \frac{0.945 * L^{1.155}}{D^{0.385}} \quad (4.18)$$

Tel que :

- **L** : La longueur du canal projetée (km)
- **D** : La dénivelée entre les deux extrémités du canal. (m)
- **Tc** : temps de concentration (heures).

On calcule le temps de concentration pour chaque canal à ciel ouvert :

**Tableau 4.16** Temps de concentration des canaux

Canal	La dénivelée	Longueur (km)	Tc (h)	Tc(min)
C11	40	0.576	0.12	7.2
C21	28.76	0.261	0.06	3.6
C22	67.82	0.545	0.1	6
C221	27.62	0.581	0.14	8.4
C222	61.2	0.595	0.11	6.6
C23	15.37	0.210	0.05	3

#### 4.10- Calcul de l'intensité de pluie de période de retour de 10 ans par la formule de MONTANARI :

##### a- Partie N°1 :

Pour le calcul de l'intensité moyenne de précipitation des canaux à ciel ouvert nous utilisons la formule de MANTANARI :

$$I_{t(t)}(p\%) = I_{24}(p\%) \left(\frac{t}{24}\right)^{b-1} \quad (4.19)$$

Où :

$I_{t_c}(p\%)$  : Intensité moyenne de précipitation pour une averse de fréquence (p%).

$I_{24}$  (p%) : Intensité moyenne de précipitation pour une journée de fréquence (p%) donnée.

$T$  : durée de l'averse en heure on prend  $t=tc$  de chaque canal et pour une période de retour de 10 ans.

$B$  : exposant climatique de la région ( $b=0.4$ ), il est donné par l'A.N.R.H

$$I_{t=tc} (10\%) = I_{24} 10\%) \left(\frac{t}{24}\right)^{b-1} = \frac{p_{24}(10\%)}{24} \left(\frac{t}{24}\right)^{b-1} \quad (4.20)$$

D'après la loi de **GALTON** :  $P_{24}(10\%) = 87.4\text{mm}$  d'où :

$$I_{t=tc} (10\%) = \frac{87.4}{24} \left(\frac{tc}{24}\right)^{0.4-1}$$

Et on calcule l'intensité pour chaque canal :

**Tableau 4.17** Intensités moyenne de précipitation des canaux

Canal	Tc(h)	I <sub>t</sub> (mm/h)
C11	0.12	87.48
C21	0.06	132.60
C22	0.1	97.59
C221	0.14	79.75
C222	0.11	92.17
C23	0.05	147.93

Et on déterminera la valeur de l'intensité pluviale qui est le débit spécifique.

$$I = \frac{It * (10000)}{3600} (l / s.ha) \quad .(4.21)$$

Avec 10000 /3600 : terme de conversation du mm /h en l/s/h

**Tableau 4.18** Intensité pluviale des canaux

Canal	$I_t(\text{mm/h})$	$I(\text{L/s.ha})$
C11	87.48	243
C21	132.60	368.33
C22	97.59	271.08
C221	79.75	221.53
C222	92.17	256.03
C23	147.93	410.92

**b-Partie N° 2 :**

Pour le calcul de l'intensité moyenne de précipitation des collecteurs nous utilisons la formule de MONTANARI durée de 15 mn et à une période de retour de 10 ans

$$I_{15\text{min},10\%} = I_{24,10\%} \left(\frac{t}{24}\right)^{b-1} = \frac{P_{24,10\%}}{24} \left(\frac{t}{24}\right)^{b-1} \quad (4.22)$$

$I_{15\text{min},p\%}$ : Intensité moyenne de précipitation pour une averse de fréquence (p%).

$I_{24,p\%}$ : Intensité moyenne de précipitation pour une journée de fréquence (p%) donnée.

t : durée de l'averse en heure,  $t=0.25\text{h} = 15\text{ min}$  pour une période de retour de 10 ans.

b : exposant climatique de la région ( $b=0.40$ ),

Nous aurons donc :

D'après la loi de **Galton** :  $P_{24}(10\%) = 87.4\text{mm}$  d'où :

$$I_{t=tc}(10\%) = \frac{87.4}{24} \left(\frac{0.25}{24}\right)^{0,4-1} = 56\text{mm/h}$$

on déterminera la valeur de l'intensité pluviale qui est le débit spécifique

$$I = \frac{It * (10000)}{3600} (\text{l/s.ha}) = \frac{56 * (10000)}{3600} = 155.56\text{l/s/ha}$$



**Donc  $I=155.56$  l/s/ha .**

#### **4.11-Conclusion :**

L'étude hydrologique nous a permis de déterminer l'intensité moyenne des précipitations.

Pour un dimensionnement correct de notre réseau, nous prenons en considération la valeur de la précipitation maximale journalière donnée par la loi de Galton, car cette loi s'ajuste mieux avec les précipitations maximales journalières. Et c'est en prenant la valeur simulée par cette loi, qu'on déterminera l'intensité pluviale qui va engendré le débit spécifique nécessaire au dimensionnement des canaux à ciel ouvert et le réseau pluviales .

# Chapitre 5

## Évaluation du débit des eaux pluviales



### 5.1-Introduction :

Le calcul hydraulique de chaque ouvrage proposé se base sur la détermination de pluie en fonction du débit et du coefficient de ruissellement déterminé pour une période de retour précise .

Donc avant de passer au dimensionnement des collecteurs, il faut que l'évaluation des débits d'eaux pluviales porte essentiellement sur l'estimation la quantité et de la qualité des rejets qui se caractérisent en fonction du type d'agglomération et des diverses catégories du sol.

### 5.2- Généralités :

Pour l'estimation des eaux pluviales, on fait un découpage de l'aire de notre zone d'étude en sous bassins, suivant des critères bien précis, en suite on attribue à chaque sous bassin un coefficient de ruissellement pondéré en fonction de la nature du sol à drainer et l'occupation de leur superficie.

### 5.3 DÉCOUPAGE DE L'AIRE D'ÉTUDE EN SOUS BASSINS

Le découpage de l'aire d'étude en sous bassins élémentaires doit être fait selon :

- La nature des sols ;
- La densité des habitations ;
- Les courbes de niveau ;
- Les routes et voiries existantes ;
- Les pentes et les contre pentes ;
- Les limites naturelles (oueds, talwegs... etc.).

Remarque : se qui concerne notre ville, le découpage des 27 sous-bassins a été effectué par rapport aux courbes de niveau et l'occupation du sol. Après le découpage de ces derniers, leurs surfaces sont évaluées en utilisant l'AUTOCAD

Le tableau suivant représente les surfaces des sous bassins à découpés pour la zone d'étude :

**Tableau 5.1** Surface des sous bassins

N° de sous bassin	Surface des sous bassins(ha)	N° de sous bassin	Surface des sous bassins(ha)	N° de sous bassin	Surface des sous bassins
S1	2.7	S9	1.32	S17	1.88
S2	2.17	S10	2.68	S18	2.69
S3	3.33	S11	0.89	S19	0.61
S4	3.48	S12	2.13	S20	2.52
S5	3.59	S13	1.15	S21	4.66
S6	3.98	S14	2.54	S22	1.88
S7	6.28	S15	1.40	S23	2.62
S8	1.81	S16	1.72	S24	0.61
S25	1.54	S26	13.1	S27	11.84

#### 5.4-ÉVALUATION DES DÉBITS D'EAUX PLUVIALES

La quantification des eaux de ruissellement est obtenue par l'application de différentes méthodes, mais les deux méthodes les plus utilisées du fait de leur simplicité sont la méthode rationnelle et celle dite superficielle.

##### 5.4.1-La méthode rationnelle :

Cette méthode est découverte en 1889, mais ce n'est qu'en 1906 qu'elle a été généralisée, Elle est connue aussi par la méthode de LLOYD DAVIS.

Elle est utilisée pour des surfaces limitées généralement inférieures à 10hec. Elle est Facilement applicable pour des agglomérations de petite importance, et aussi peut être Intéressante pour des installations dont la surface est relativement limitée (usine, caserne, Centres commerciaux...).Elle consiste à estimer les débits pluviaux suite à une averse



d'intensité moyenne « I » Supposée constante durant la chute de pluie sur des surfaces d'influence de superficie « A », caractérisée par un coefficient de ruissellement « Cr ».

La méthode repose sur l'utilisation de la formule de TURAZZA :

$$Q = \alpha \cdot Cr \cdot A \cdot i \quad (5-1)$$

Avec : Q : débit d'eau de ruissellement (l / s)

A : surface de l'aire d'influence (ha)

Cr : coefficient de ruissellement

I : intensité de précipitation (l / s / ha)

$\alpha$ : Coefficient correcteur de l'intensité tenant compte de la distribution de la pluie dans l'espace, dont sa détermination est en fonction de la forme du bassin.

#### **a) Validité de la méthode rationnelle**

Cette méthode est efficace pour les aires relativement limitées, généralement inférieures à (10 ha).

Le résultat est meilleur pour des aires plus faibles du fait de la bonne estimation du coefficient de ruissellement, aussi elle est applicable pour des surfaces où le temps de concentration ne dépasse pas 30 minutes.

#### **b) Critère de la méthode rationnelle**

-La décomposition du bassin en aire élémentaire est grossièrement approchée en raison de la difficulté de déterminer avec précision la durée du ruissellement entre ces diverses zones à l'exécutaire.

-Le coefficient de ruissellement est toujours constant sur tout le bassin et pendant toute la durée de l'averse.

-La méthode rationnelle ne tient pas compte du stockage de l'eau de ruissellement sur le bassin.

#### **c) Hypothèses de la méthode rationnelle**

- l'intensité de pluie reste constante dans le temps.



- les surfaces dites imperméables sont uniformément réparties sur le bassin.
- La surface du sous bassin s'apparente à un rectangle.
- La capacité d'emménagement du sous bassin n'est pas prise en considération Tous ces paramètres nous conduisent généralement à une surestimation du débit pluvial issu d'un bassin versant.

#### 5.4.2 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, elle ne s'applique qu'aux surfaces urbaines drainées par des réseaux, à moins d'ajuster les paramètres. Cette formule se présente sous la forme suivante :

$$Q_p = K^{\frac{1}{\mu}} C^{\frac{1}{\mu}} I^{\frac{v}{\mu}} A^{\frac{\omega}{\mu}} \quad (5.2)$$

Où :  $Q_p$  : débit pluvial de pointe, en ( $m^3/s$ ) ;

$K, u, v, w$  : coefficient d'expression ;

$I$  : pente moyenne du collecteur du sous bassin considéré en (m/m) ;

$C$  : coefficient de ruissellement ;

$A$  : surface du sous bassin considéré (ha) ;

Les coefficients d'expression  $K, u, v, w$  sont donnés par les relations :

$$K = \frac{a \mu^b}{6 (\beta + \delta)} \quad (5.3)$$

$$\mu = 1 - b f \quad (5.4)$$

$$v = c b \quad (5.5)$$

$$\omega = 1 - \varepsilon - b d \quad (5.6)$$

Avec :

- a et b : sont des paramètres en fonction de la période de retour selon les courbes IDF, ils sont donnés par la relation suivante :



$$I(t) = a t^b \quad (5.7)$$

Où :  $I(t)$  : intensité de pluie de durée  $t$  et de période retour de 10ans.

-  $\varepsilon$  : abattement spatial en fonction du temps de concentration sur le bassin versant ;

$$\varepsilon = 0.05 \quad \text{pour : } A < 100\text{ha ;}$$

$$\varepsilon = 0.03 \quad \text{plus adopté.}$$

-  $(\beta + \delta) = 1.1$  : représente l'effet de stockage et d'écèlement, cette valeur devrait augmenter avec la taille du bassin ;

- On suppose un bassin en carré qui à la même surface  $A$ , donc :

$$C = -0.41, d = 0.507, f = -0.287.$$

Remarque :  $Q_p$  donné par l'expression précédente correspond à une valeur brute, ceci doit tenir compte d'un coefficient  $m$  d'où :

$$Q_{p \text{ corrigé}} = m Q_{p \text{ brute}} \quad (5.8)$$

Avec :

$m$  = coefficient d'influence donnée par l'expression qui suit :

$$m = \left[ \frac{M}{2} \right]^{\frac{0.84b}{1+0.287b}} \quad (5.9)$$

Où :  $M$  : coefficient d'allongement  $M = \frac{L}{\sqrt{A}}$

$L$  : longueur des plus longs parcours hydraulique en (m).

$A$  : surface du bassin considéré en ( $m^2$ ).

### a- Validité de la méthode superficielle

Les limites d'application de la méthode superficielle sont :

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

### 3.4.3 Choix de la méthode

Vu que notre agglomération présente de fortes pentes supérieures à 5%, alors la méthode superficielle ne peut être utilisée en aucun cas. Donc pour l'évaluation des débits pluviaux, on opte pour la méthode rationnelle, parce que elle tient compte la valeur de



L'intensité de précipitation et elle remplit toutes les conditions de son application, de même elle permet une meilleure approche de calcul.

#### 5.4.4- APPLICATION DE LA MÉTHODE RATIONNELLE POUR L'ÉVALUATION DES DÉBITS DES EAUX PLUVIALES

##### a- Evaluation du coefficient de ruissellement :

Le coefficient de ruissellement est défini comme étant le rapport entre le volume d'eau ruisselée et le volume d'eau tombée sur cette aire, sa valeur varie de 0.05 à 1, elle dépend de plusieurs facteurs :

- La durée de pluie, et l'humidité de l'air.
- La nature du sol.
- La pente du terrain.
- Le mode d'occupation du sol.
- La densité de la population.

Comme une estimation erronée du coefficient de ruissellement conduit à un sous ou surdimensionnement du réseau ; tous ces facteurs doivent être pris en considération pour la détermination de ce coefficient.

##### a.1-Le coefficient de ruissellement pondéré

Dans le cas où la surface du bassin est de plusieurs aires élémentaires « Ai », auxquelles on affecte le coefficient de ruissellement « Cri », on calcule le coefficient de ruissellement pondéré par la formule suivante :

$$C_{rp} = \frac{\sum C_{ri} A_i}{A} \quad (5.10)$$

Avec :

- A : Surface totale du sous bassin en ha ;
- A<sub>i</sub> : Surface partielle en ha ;
- C<sub>ri</sub> : Coefficient de ruissellement partiel ;
- C<sub>rp</sub> : Coefficient de ruissellement total pondéré

Le tableau suivant donne les valeurs du coefficient de ruissellement en fonction des différents facteurs :

**Tableau 5.2** Différentes valeurs du coefficient de ruissellement [6]

<b>Coefficient de ruissellement en fonction de la densité de population.</b>	
<b>Densité de la population (hab/ha)</b>	<b>Cr</b>
20	0.20
30-80	0.20 - 0.25
60-150	0.25 - 0.30
150-200	0.30 - 0.45
200-300	0.45 - 0.60
300-400	0.60 - 0.80
400 et plus	0.80 - 0.90
<b>Coefficient de ruissellement en fonction des catégories d'urbanisation.</b>	
<b>Catégorie d'urbanisation</b>	<b>Cr</b>
Habitation très dense	0.90
Habitation dense	0.60 - 0.70
Habitation moins dense	0.40 - 0.50
Quartiers résidentiels	0.20 - 0.30
Square-Garde-Prairie	0.05 - 0.20
<b>Coefficient de ruissellement en fonction de la zone d'influence.</b>	
<b>Zone d'influence</b>	<b>Cr</b>
Surface totalement couverte	0.90
Trottoirs avec pend de joints	0.85
Trottoir avec joints cimentés	0.70 – 0.85
Surface goudronnée	0.25 – 0.60
Chemin en gravier	0.10 – 0.20
Gares, terrain de sport	0.10 – 0.30
Jardin, gazon	0.05 – 0.25

**Tableau 5.3** Différentes valeurs du coefficient de ruissellement en fonction de nature du sol

Utilisation du sol	Pente transversale du bassin versant	Texture du sol		
		Sable limoneux	Limon	Argile limoneuse
Culture intensives	0 à 0.5%	0.16	0.25	0.4
	0.5 à 5%	0.22	0.35	0.55
	5 à 10 %	0.30	0.45	0.60
	10 à 30 %	0.40	0.65	0.70
Culture fourragères	0 à 0.5%	0.07	0.20	0.35
	0.5 à 5%	0.10	0.28	0.40
	5 à 10 %	0.15	0.35	0.45
	10 à 30 %	0.22	0.40	0.55
boisé	0 à 0.5%	0.05	0.18	0.30
	0.5 à 5%	0.08	0.25	0.35
	5 à 10 %	0.12	0.30	0.42
	10 à 30 %	0.18	0.35	0.52
Lac, marais		0.05	0.05	0.05
		Imperméabilité		
		30%	50%	70%
Roc , asphalte	0 à 0.5%	0.40	0.55	0.75
	0.5 à 5%	0.50	0.65	0.80
	5 à 10 %	0.55	0.70	0.85
	10 à 30 %			

[ **Source** :Montas et al (1990) et McNeely (1982)]

Pour notre cas, le coefficient de ruissellement est estimé en fonction de nature du sol et des zones d'influence, notre référence est le plan de masse de la ville.

Pour les sous bassin non urbanisée partie haute qui sont caractérisée par des fortes pentes ( 10 % à 30 % ) et un sol argileux on prend un coefficient de ruissellement égale à 0.52 (voir tableau N 5.3)

**Tableau 5.4** coefficients de ruissellement pour les sous bassin non urbanisés

N° de sous bassin	Surface totale (ha)	Cr
S1	2.70	0.52
S2	2.17	0.52
S3	3.33	0.52
S4	3.48	0.52
S5	3.59	0.52
S6	3.98	0.52
S8	1.81	0.52
S9	1.32	0.52
S14	2.54	0.52
S15	1.40	0.52
S16	1.72	0.52
S17	1.88	0.52
S22	1.88	0.52
S23	2.62	0.52
S24	0.61	0.52
S25	1.54	0.52

Pour les sous bassin urbanisés, le coefficient de ruissellement est estimé en fonction des zones d'influence, notre référence est le plan de masse de la ville.

**Tableau 5.5** : Détermination du coefficient de ruissellement pondéré. pour les sous bassins urbanisés

N° de sous bassin	Surface totale (ha)				C <sub>rp</sub>
		Toit Cr = 0.9	Voie goudronnée Cr = 0.6	Surface non goudronnée Cr = 0.3	
S7	6.28	0.13	0.85	5.3	0.35
S10	2.68	0.15	0.71	1.81	0.41
S11	0.89	0.09	0.3	0.5	0.46
S12	2.13	0.12	0.3	1.71	0.38
S13	1.15	0.18	0.36	0.61	0.49
S18	2.69	0.3	0.93	1.46	0.47
S19	0.61	0.041	0.339	0.23	0.51
S20	2.52	0.36	0.42	1.88	0.45
S21	4.66	0.36	3.01	1.29	0.54
S26	13.1	6.55	1.31	5.24	0.63
S27	11.84	5.33	3.55	2.96	0.66

### b. Calcul des débits pluviaux :

**Tableau 5.6** Calcul des débits d'eaux pluviales pour chaque sous bassin .

N° de sous bassin	Surface de sous bassins	Intensité de pluies l/s/ha	Cr pondéré	Débit pluvial de sous bassin (l/s)
S1	2.70	243	0.52	341.17
S2	2.17	243	0.52	274.20
S3	3.33	256.03	0.52	443.34
S4	3.48	256.03	0.52	463.31
S5	3.59	271.08	0.52	506.05
S6	3.98	271.08	0.52	552.56
S7	6.28	155.56	0.35	341.92
S8	1.81	368.88	0.52	346.67
S9	1.32	368.88	0.52	252.82
S10	2.68	155.56	0.41	170.93
S11	0.89	155.56	0.46	63.69
S12	2.13	155.56	0.38	125.91
S13	1.15	155.56	0.49	87.66
S14	2.54	271.08	0.52	358.04
S15	1.40	271.08	0.52	197.35
S16	1.72	256.03	0.52	228.99
S17	1.88	221.53	0.52	216.57
S18	2.69	155.56	0.47	196.67
S19	0.61	155.56	0.51	48.39
S20	2.52	155.56	0.45	176.41
S21	4.66	155.56	0.54	391.45
S22	1.88	410.92	0.52	401.72
S23	2.62	221.53	0.52	301.81
S24	0.61	155.56	0.52	49.34
S25	1.54	243	0.52	194.59
S26	13.1	155.56	0.63	1283.84
S27	11.84	155.56	0.66	1215.61

Après le calcul des débits d'eaux pluviales pour chaque sous bassin , nous pouvons avoir le débit de chaque ouvrage proposés.

Les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant :



**Tableau 5.7-**Calcul des débits d’eaux pluviales de chaque ouvrage proposé

Nom collecteur	type	Nom B.V	Surface B.V (ha)	C r	intensité (L/S/ha)	Q propre tronçon	collecteur branché	Q collecteur branché	Q cumulé (l/s)	Q cumulé (m3/s)	
C12	Conduite	S26	13.1	0.63	155.56	1283.84			1283.84	1.28	
	Conduite	S27	11.84	0.66	155.56	1215.61			1215.61	2.5	
C,1	Canal à ciel ouvert	S2	2,17	0.52	243	274.20			274.20	0.274	
	Canal à ciel ouvert	S1	2,70	0.52	243	341.17			615.37	0.615	
	Canal à ciel ouvert	S25	1,54	0.52	243	194.59			809.79	0.810	
	Conduite	S24	0,61	0.52	155.56	49.34			859.13	0.860	
	Conduite								859.13	0.860	
	Conduite	S20+	2.52	0.45	155.56	567.85			1423.98	1.43	
		S21	4.66	0.54							
Conduite							C12	2500	3930	3.93	<b>Rejet 1</b>
C,2,2,2	Canal à ciel ouvert	S3	3,33	0.52	256,03	443.34			443.34	0.443	
	Canal à ciel ouvert	S16	1,72	0.52	256.03	228.99			1135.64	1.136	



## Suite (Tableau 5.7)

Nom collecteur	type	Nom B.V	Surface B.V (ha)	C <sub>r</sub>	intensité (L/S/ha)	Q propre tronçon	collecteur branché	Q collecteur branché	Q cumulé (l/s)	Q cumulé (m <sup>3</sup> /s)
C,2,2,1	Canal à ciel ouvert	S23	2,62	0.52	221.53	301.81			301.81	0.302
	Canal à ciel ouvert	S17	1,88	0.52	221.53	216.57			518.38	0.518
	Canal à ciel ouvert			0.52		0,00			518.38	0.518
	Canal à ciel ouvert			0.52		0,00	<b>C,2,2,2</b>	1135.64	1654.02	1.654
C,2,2	Canal à ciel ouvert	S6	3,98	0.52	271.08	552.56			552.56	0.553
	Canal à ciel ouvert	S5	3,59	0.52	271.08	506.05			1058.61	1.059
	Canal à ciel ouvert	S14+S15	3,94	0.52	271.08	555.39			1614	1.614
	Conduite						<b>C,2,2,1</b>	1654.02	2268.02	2.268
C,2,1,1	Conduite	S11	0,89	0.46	155.56	63.69			63.69	0.064
C,2,1	Canal à ciel ouvert	S8	1,81	0.52	368.33	346.67			346.67	0.347
	Canal à ciel ouvert	S9	1,32	0.52	368.33	252.82			599.49	0.599



Nom collecteur	t type	Nom B.V	Surface B.V (ha)	C r	intensité (L/S/ha)	Q propre tronçon	collecteur branché	Q collecteur branché	Q cumulé (l/s)	Q cumulé (m3/s)
C 21	Conduite					-			599.49	0.599
	Conduite					-	<b>C,2,1,1</b>	63.69	663.18	0.663
C,2,3	Canal à ciel ouvert	S22	1,88	0.52	410.92	401.72			401.72	0.402
	Conduite	S18	2,69	0.47	155.56	196.67			598.39	0.599
C2	Conduite	S7	6,28	0.35	155.56	341.92			341.92	0.342
	Conduite	S10	2,68	0.41	155.56	170.93			512.85	0.513
	Conduite	S12	2,13	0.38	155.56	125.91			638.76	0.639
	Conduite	S13	1,15	0.49	155.56	87.66	<b>C,2,1</b>	663.18	1389.6	1.39
	Conduite	S19	0,61	0.51	155.56	48.39	<b>C,2,2</b>	2268.02	3657.62	3.66
	Conduite			0.52		-				3.66
	Conduite			0.52		-	<b>C,2,3</b>	598.39	4258.39	4.26



### 5.5-Conclusion :

Dans ce chapitre nous avons évalué les débits d'écoulement des eaux pluviales par la méthode rationnelle, cette méthode permet d'avoir actuellement une meilleure approche de calcul et nous permettre d'avoir le débit de chaque ouvrage proposé.

# Chapitre 6

## Calcul Hydraulique



## 6.1-Introduction

Le calcul hydraulique de chaque ouvrage proposé se base sur la détermination de pluie en fonction du débit total du bassin versant et du coefficient de ruissellement déterminé pour une période de retour précise.

Connaissant en chaque point, les débits à évacuer et la pente des ouvrages, le choix des sections se déduira de la formule d'écoulement adoptée; tout en respectant certaines normes d'écoulement et en définissant les meilleurs tracés possibles des collecteurs.

La complexité de la situation topographique du terrain, dans la zone d'étude, caractérisé par la variation de la pente, impose plusieurs obstacles devant nous, afin de proposer un ouvrage adéquat assurant la protection de la ville contre les inondations, tout en tenant compte de l'aspect environnementale et le coté économique, qui est très important dans le cadre de l'ingénierie.

## 6.2-Dimensionnement des Ouvrages :

### 6.2.1-Dimensionnement des canaux :

Un canal c'est un système de transport dans lequel l'eau s'écoule et dont la surface libre est soumise à la pression atmosphérique.

Dans un écoulement à surface libre le liquide est en contact direct avec l'air ambiant, ce cas d'écoulement présente une difficulté pour le gérer par rapport à l'écoulement en charge, car la petite variation d'un seule paramètre (exemple : le débit) entraîne forcément la variation des autres paramètres (exemple : la section du canal).

#### 6-2.1.1 Différents types d'écoulement à surface libre<sup>5</sup> :

On peut définir les écoulements suivant la variabilité des caractéristiques hydrauliques tels que le tirant d'eau et la vitesse, en fonction du temps et de l'espace.

##### 6.2.1.1.1-Variabilité dans le temps

###### A – écoulement permanent

Le mouvement est permanent (ou stationnaire) si la vitesse  $U$ , la profondeur  $h$  et le débit  $Q$  restent invariables dans le temps en grandeur et en direction.

$$\text{D'où : } \frac{dv}{dt} = \frac{dQ}{dt} = \frac{dh}{dt} = \frac{du}{dt} = 0 \quad (6.1)$$

### B- écoulement non permanent

Le mouvement est non permanent (ou non stationnaire) si la vitesse  $U$ , la profondeur  $h$  et le débit  $Q$  varient dans le temps en grandeur et en direction.

$$\text{C'est à dire : } \frac{dv}{dt} \neq \frac{dQ}{dt} \neq \frac{dh}{dt} \neq \frac{du}{dt} \neq 0 \quad (6.2)$$

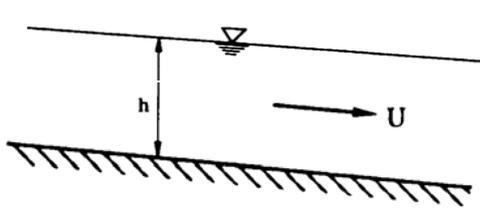


Figure 6.1 Ecoulement permanent

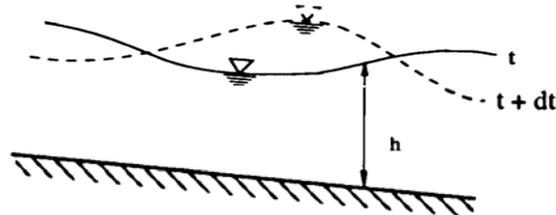


Figure 6.2 Ecoulement non-permanent

#### 6.2.1.1.2 Variabilité dans l'espace

##### A- Ecoulement uniforme

Le mouvement est uniforme si les paramètres caractérisant l'écoulement (vitesse, pente, rugosité, profondeur) restent invariables dans les diverses sections du canal. La ligne de la pente du fond est donc parallèle à la ligne de la surface libre.

$$\text{D'ou : } \frac{dv}{dx} = \frac{di}{dx} = \frac{dh}{dx} = \frac{ds}{dx} = 0 \quad (6.3)$$

##### B- Ecoulement non uniforme

Le mouvement est non uniforme si les paramètres caractérisant l'écoulement (vitesse, pente, rugosité, profondeur) changent d'une section à l'autre.

La pente de la surface libre diffère de celle du fond.

$$\text{D'où } \frac{dv}{dx} \neq \frac{di}{dx} \neq \frac{dh}{dx} \neq \frac{ds}{dx} \neq 0 \quad (6.4)$$

- Un écoulement non –uniforme peut être accéléré ou décéléré suivant que la vitesse croît ou décroît dans le sens d'écoulement.
- Lorsque le mouvement est graduellement varié, la profondeur ainsi que les autres paramètres varient lentement d'une section à l'autre.
- Lorsque le mouvement est rapidement varié, les paramètres caractérisant l'écoulement changent brusquement, parfois avec des discontinuités. Cela se manifeste en général au voisinage d'une singularité, tel qu'un seuil, un rétrécissement, un ressaut hydraulique ou une chute brusque.

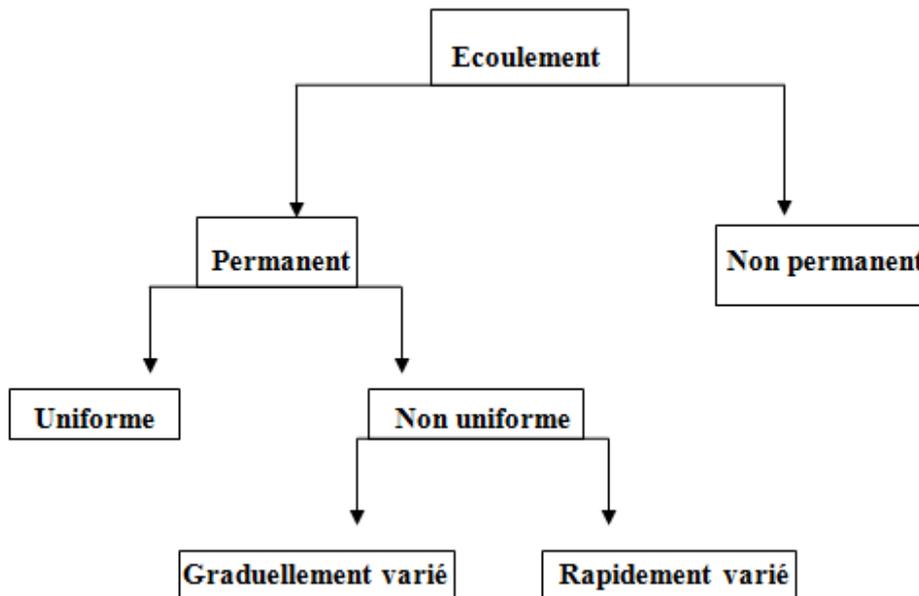


Figure6.3 : Classification des écoulements

### 6.2.1.2 Divers régimes d'écoulement à surface libre

Ce type d'écoulement est caractérisé par deux nombres adimensionnels ( $Re$ ,  $Fr$ ) et particulièrement le nombre de Froude (adimensionnel).

Le nombre de « Reynolds » exprime l'action des forces de viscosité, il est fonction du paramètre adimensionnel qui traduit l'influence de la pesanteur et que l'on appelle nombre de « Froude ».

$$Re = \frac{vD}{\nu} , Fr = \frac{v}{\sqrt{gh}} \quad (6.5)$$



$Re$  : le nombre de Reynolds (exprime l'action des force de viscosité).

$Fr$  : le nombre de Froude (traduit l'influence de la pesanteur).

$V$  : la vitesse moyenne.

$D = R_h$ ,  $R_h$  : le rayon hydraulique.

$\nu$ : la viscosité cinématique.

$h$  : Profondeur hydraulique.

- $F_r > 1$     **l'écoulement es torrentiel**
- $F_r < 1$     **l'écoulement est fluvial**
- $F_r = 1$     **l'écoulement est critique**

### 6.2.1.3-Justification de choix de la section :

Afin de réduire les coûts d'excavation et des matériaux des canaux , on cherche à trouver la meilleure forme de la section pour véhiculer un débit donné .

Pour un canal de pente  $I$  et de coefficient de rugosité  $n$ , la section qui véhicule le débit maximum  $Q_{max}$  est celle où le rayon hydraulique  $R_h$  est maximal, et la section  $S$  est minimale. ( $R_h$  étant la surface mouillée  $S_m$  sur le périmètre mouillé  $P_m$ ). Notre choix portera sur la section trapézoïdale.

La géométrie d'un canal à section trapézoïdale permet de véhiculer un débit maximum par rapport aux autres sections en plus la variation de la hauteur d'eau est faible pour un changement de débit. En plus dans notre choix on n'a pas basé seulement sur le critère d'optimalité dont la meilleure section est celle qui représente un profit semi-circulaire, mais l'érosion des berges ainsi que la facilité de manutention et de pose sont incluses.

### 6.2.1.4Choix de type du revêtement

Notre choix est porté sur un revêtement de talus en béton armé qui assure une bonne stabilité des berges contre l'érosion étant donné, qu'il est facile à mettre en œuvre avec des délais de réalisation très courts par rapport à un revêtement en maçonnerie. Le coût d'un mètre linéaire de revêtement en béton est inférieur au coût du revêtement en maçonnerie.

Les dimensions d'un canal ayant un revêtement en béton sont inférieures de ceux ayant un revêtement en maçonnerie du fait que la rugosité de la maçonnerie est supérieure à celle du béton.

**6.2.1.5-Géométrie des canaux:** Un canal est caractérisé par sa géométrie et les différents paramètres hydrauliques.



**Section mouillée (S)** : c'est la section transversale limitée par les parois et la surface libre

$$S_m = (b + my) * y \quad (6.6)$$

Avec :

$S_m$  : Section mouillée.

$b$  : La largeur inférieure du canal (m).

$m$  : Fruit du talus.

$y$  : Profondeur normale (m).

**Périmètre mouillé (P)**: c'est le périmètre de la section mouillée sans tenu compte la surface libre.

$$P_m = b + 2 * y \sqrt{1 + m^2} \quad (6.7)$$

**Rayon hydraulique (R)**: c'est le rapport entre la section mouillée et le périmètre mouillé.

$$R_h = \frac{S_m}{P_m} \quad (6.8)$$

**La largeur au miroir (B)** : c'est la largeur de la section mouillée à surface libre.

$$B = b + 2 * m * h \quad (6.9)$$

**La largeur au fond (b)**: c'est la largeur de la section mouillée au niveau du fond.

**La hauteur d'eau** : c'est le tirant d'eau du fond jusqu'à la surface libre , on la note souvent par  $h$  ou  $y$ . Lorsque l'écoulement est uniforme cette profondeur s'appelle la profondeur normale, pour la calculer on dispose de plusieurs formules à savoir :

- Méthode graphique
- Méthode itérative

**La profondeur hydraulique ( $D_h$ )** : c'est le quotient de la surface mouillée  $S$ , et la largeur au miroir.

**La pente du canal** : On définit la pente d'un canal comme étant la tangente de l'angle d'inclinaison du lit par rapport l'horizontale

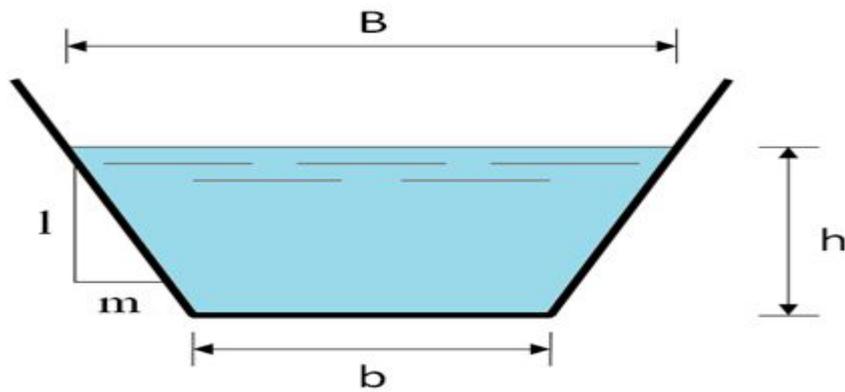


Figure 6.4 : canal à forme trapézoïdale

Avec :

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

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

$B$  : La largeur supérieure du canal, en mètre.

$b$  : La largeur du fond du canal, en mètre.

### 6.2.1.6 Formules principales de calcul :

#### a) Choix de la formule de dimensionnement

Dans le calcul des canalisations on utilise les différentes formules d'écoulements, parmi ces formules on a :

##### 1) formule de Chézy

La formule de Chézy est de la forme :

$$V = C \times \sqrt{R \times i} \quad (6.10)$$

Avec :

- $V$  : vitesse moyenne de l'écoulement.
- $R$  : rayon hydraulique ( $R = S/P$ ,  $P$  est le périmètre mouillé);
- $i$  : pente du radier.



- C : coefficient de Chézy dépend de la nature de parois et du rayon hydraulique; pour l'estimer il existe plusieurs formules, on note celle de BAZIN (1864) la plus utilisée :

$$C = \frac{87 \times \sqrt{R}}{\gamma + \sqrt{R}} \quad (6.11)$$

$\gamma$  : Coefficient de BAZIN qui varie suivant les matériaux employés et la nature des eaux transportées.

### 2) Formule de Manning- Strickler (1899-1911)

L'expression du coefficient de Chézy dans cette formule est :

$$C = \frac{1}{N} \times R^{\frac{1}{6}} \quad (6.12)$$

N : coefficient de Manning qui caractérise la nature du canal.

$$V = \frac{1}{N} \times R^{\frac{2}{3}} \times i^{\frac{1}{2}} \quad (6.13)$$

Pour Strickler  $K=1/N$  qui est fonction de la rugosité des parois du chenal, mais contrairement au coefficient de Chézy il dépend très peu du tirant d'eau.

En partant de la formule de Chézy et de la valeur de coefficient C donnée ci-dessus, nous obtenons la très classique et très importante formule de Chézy:

$$V = K_s \times R^{\frac{2}{3}} \times i^{\frac{1}{2}} \quad (6.14)$$

Elle s'écrit aussi :

$$Q = S \times K_s \times R^{\frac{2}{3}} \times i^{\frac{1}{2}} \quad (6.15)$$

$$\text{Avec : } Q = S \times V \quad (6.16)$$

- V : vitesse moyenne.
- $K_s$  : coefficient de rugosité ou de Strickler du lit.
- S : section mouillée.
- R : rayon hydraulique.
- P : périmètre mouillé.
- i : pente

**Tableau 6.1** : Coefficient de Strickler pour divers types de canaux. [7]

Nature des parois	Valeur de $K$ en $m^{1/3} / s$
Béton lisse	75-90
Canal en terre, non enherbé	60
Canal en terre, enherbé	50
Rivière de plaine, sans végétation arbustive	35-40
Rivière de plaine, large, végétation peu dense	30
Rivière à berges étroites très végétalisées	10-15
Lit majeur en prairie	20-30
Lit majeur en vigne ou taillis	10-15
Lit majeur urbanisé	10-15
Lit majeur en forêt	<10

Dans ce calcul on va opter pour la formule de « Manning Strickler », dont la formulation est la suivante :

$$Q = \frac{1}{n} * R_h^{\frac{2}{3}} * S * I^{1/2} \quad (6.17)$$

Où les différents paramètres sont :

$Q$  : débit de dimensionnement.

$n$  : Rugosité du canal, égale à 0.014 pour un béton brute.

$R_h$  : Rayon hydraulique, avec :

$$R_h = \frac{S_m}{P_m} \quad (6.18)$$

$S_m$  veut : Section du canal, pour une forme trapézoïdale

$$S_m = (b + m * h) * h \quad (6.19)$$

$P_m$  : Périmètre mouillé, pour une forme trapézoïdale  $P_m$  se calcule ainsi :

$$P_m = b + 2 * h \sqrt{1 + m^2} \quad (6.20)$$



m : Fruit du talus.

I : Pente du canal

### b) Choix du fruit talus:

m : Fruit du talus, pris dans notre calcul égale à 1, voir la facilité de la réalisation d'une angle avec 45°, et son rapprochement à la valeur donnant la section optimale.

### c) Choix du pente:

La complexité de la situation topographique du terrain, dans la zone d'étude, caractérisé par la variation de la pente, impose plusieurs obstacles devant nous

On doit choisir la pente de façon à avoir un régime torrentiel avec des dimensions économiques et une vitesse admissible. Pour la détermination des pentes de projet on s'est basé sur le levé topographique de la zone d'étude, qui nous a permis de diviser chaque canal en plusieurs tronçons

#### 6.2.1.7 - Méthodologie de calcul

On remplaçant dans la formule (6.17), les termes S,  $R_h$  par leurs relations, après un développement et une simplification on aura la formule suivante :

$$\frac{Q*n}{\sqrt{I}} = \frac{[(b+m*h)*h]^{5/3}}{[b+2*h*\sqrt{1+m^2}]^{2/3}} \quad (6.21)$$

Les termes Q, n, I, m sont connus, on procède au calcul itératif à l'aide de l'Excel, dont on fixe  $b = 0.5$  m, et on varie h jusqu'à l'obtention d'une égalité entre les deux termes de l'équation (6.21). On ajoutant à la valeur de h qui satisfiera l'égalité, une marge de sécurité de 0.25 m.

### a) Calcul de la profondeur critique $h_c$

La profondeur critique ( $h_c$ ) est une profondeur qui correspond à une charge spécifique minimale ( $H_s$ ).

L'énergie spécifique est exprimée par la formule suivante :

$$H_s = h + \frac{U^2}{2g} \quad (6.22)$$



Elle s'est aussi exprimée comme suit :

$$H_s = \frac{Q^2}{S^2 g} + h \quad (6.23)$$

En comparant la hauteur d'eau avec la hauteur critique, qui n'est pas fonction de la pente du canal, on est en mesure de déterminer si l'écoulement est fluvial, ou torrentiel. Cette information sera très utile lorsque l'on voudra évaluer les écoulements variés.

**Si :**  $h < h_c$  le régime est torrentiel (sur-critique)

$h > h_c$  le régime est fluvial (sous-critique)

$h = h_c$  le régime est critique

Pour la détermination de cette hauteur, il existe plusieurs méthodes on utilise la méthode itérative dont la procédure est la suivante :

Pour un régime critique le nombre de fraude égale à 1 alors :

$$Fr = \frac{B * Q^2}{g * A^3} = 1 \quad (6.24)$$

Nous remplaçons respectivement B et A par leurs formules, on aura :

$$\frac{(b + 2 * m * y_c) * Q^2}{g * y_c^3 (b + m * y_c)^3} = 1 \quad (6.25)$$

On connaît b, m, g, Q et on attribue des valeurs à  $y_c$  pour assurer l'égalité de la relation.

### b) Calcul de la pente critique

Une fois la profondeur critique déterminée, on peut aussi calculer la pente d'écoulement pour laquelle un débit donné coulera à la hauteur critique. Avec  $h_c$  on calcule  $S_c$  et  $R_{hc}$  et l'on tire de l'équation de Manning la pente correspondante :

$$I_c = \frac{Q^2 * n^2}{S^2 * R h^3} \quad (6.26)$$

### c) Calcul de la vitesse d'écoulement

$$V = \frac{Q}{S} = \frac{1}{n} * R^{\frac{2}{3}} * \sqrt{I} \quad (6.27)$$

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

**Tableau 6.2** : Valeurs de vitesse moyenne limite d'érosion pour les lits consolidés [7].

Lit	Vitesse $V_{er}$ (m/s)
Revêtement en branches	1.5-2.0
Pavage de pierre à une couche	2.5-4.0
Pavage de pierre à deux couches	3.5-5.0
Gabions	4.0-6.0
Revêtement en béton	6.0-10.0

### d) Nombre de froude

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

$$F_r = \frac{v}{\sqrt{g * h}} \quad (6.28)$$

#### 6.2.1.8-Dimensionnement





**Tableau 6.3 : Résultats de dimensionnement des sections transversales du canal c11 .**

Tronçon	Cote du fond	distance(m)	b(m)	Hn(m)	H(m)	Pm	Sm	I(m/m)	V(m/s)	Q(m3/s)	Fr	Régime	Hc(m)	Ic
1-2	82.66	47.8	0.5	0.24	0.5	1.179	0.178	0.0057	1.54	0.274	1.17	Torrentiel	0.26	0.0043
2-3	82.39	68.7	0.5	0.37	0.6	1.547	0.322	0.0057	1.91	0.615	1.08	Torrentiel	0.407	0.004
3-4	82	48.6	0.5	0.25	0.5	1.207	0.188	0.0269	3.28	0.615	2.42	Torrentiel	0.407	0.004
4-5	80.69	54.1	0.5	0.195	0.5	1.052	0.136	0.0628	4.54	0.615	3.94	Torrentiel	0.407	0.004
5-6	77.3	18.8	0.5	0.16	0.5	0.953	0.106	0.1214	5.82	0.615	5.72	Torrentiel	0.407	0.004
6-7	75.03	58.1	0.5	0.17	0.5	0.981	0.114	0.1059	5.40	0.615	5.11	Torrentiel	0.407	0.004
7-8	68.91	7.7	0.5	0.17	0.5	0.981	0.114	0.1052	5.40	0.615	5.11	Torrentiel	0.407	0.004
8-9	66.26	10.6	0.5	0.183	0.5	1.018	0.125	0.0818	4.92	0.615	4.44	Torrentiel	0.407	0.004
9-10	59.87	78.4	0.5	0.21	0.5	1.094	0.149	0.0818	5.43	0.81	4.49	Torrentiel	0.471	0.0039
10-11	56.59	20.8	0.5	0.175	0.5	0.995	0.118	0.1598	6.86	0.81	6.37	Torrentiel	0.471	0.0039
11-12	50.65	63.6	0.5	0.143	0.5	0.350	0.092	0.0939	8.81	0.81	9.28	Torrentiel	0.471	0.0039
12-13	43.67	57.1	0.5	0.19	0.5	1.037	0.131	0.1232	6.18	0.81	5.45	Torrentiel	0.471	0.0039
13-14	42.39	16	0.5	0.212	0.5	1.100	0.151	0.0802	5.37	0.81	4.41	Torrentiel	0.471	0.0039
14-15	42.19	19.1	0.5	0.364	0.6	1.530	0.314	0.0108	2.58	0.81	1.47	Torrentiel	0.471	0.0039

La profondeur critique ( $h_c$ ) > a la profondeur normal ( $h_n$ ) et  $Fr > 1$  et le régime est torrentiel le long du canal.



Tableau 6.4 : Résultats de dimensionnement des sections transversales du canal c21.

Tronçon	Cote du fond	distance(m)	b(m)	Hn(m)	H(m)	Pm	Sm	I(m/m)	V(m/s)	Q(m <sup>3</sup> /s)	Fr	Régime	Hc(m)	Ic
16-17	57.20	2.91	0.5	0.11	0.5	0.811	0.067	0.1524	5.17	0.347	6.37	Torrentiel	0.298	0.0042
17-18	56.58	6.15	0.5	0.26	0.5	1.235	0.198	0.0069	1.76	0.347	1.26	Torrentiel	0.298	0.0042
18-19	56.80	8.26	0.5	0.17	0.5	0.981	0.114	0.0335	3.05	0.347	2.88	Torrentiel	0.298	0.0042
19-20	56.53	21.26	0.5	0.17	0.5	0.981	0.114	0.0349	3.05	0.347	2.88	Torrentiel	0.298	0.0042
20-21	55.78	21.51	0.5	0.12	0.5	0.839	0.074	0.109	4.66	0.347	5.46	Torrentiel	0.298	0.0042
21-22	55.55	4.91	0.5	0.12	0.5	0.839	0.074	0.1122	4.66	0.347	5.46	Torrentiel	0.298	0.0042
22-23	54.99	10.23	0.5	0.18	0.5	1.009	0.122	0.0269	2.83	0.347	2.59	Torrentiel	0.298	0.0042
24-25	54.73	10.62	0.5	0.25	0.5	1.207	0.188	0.0079	1.85	0.347	1.36	Torrentiel	0.298	0.0042
25-26	54.65	27.01	0.5	0.115	0.5	0.825	0.071	0.1278	4.91	0.347	5.89	Torrentiel	0.298	0.0042
26-27	51.20	10.02	0.5	0.17	0.5	0.981	0.114	0.031	3.05	0.347	2.88	Torrentiel	0.298	0.0042
27-28	50.89	4.77	0.5	0.1	0.5	0.783	0.060	0.2686	5.78	0.347	7.54	Torrentiel	0.298	0.0042
28-29	49.43	9.38	0.5	0.11	0.5	0.811	0.067	0.1884	5.17	0.347	6.37	Torrentiel	0.298	0.0042
30-31	47.66	13.19	0.5	0.1	0.5	0.783	0.060	0.228	5.78	0.347	7.54	Torrentiel	0.298	0.0042
31-32	44.65	22.11	0.5	0.1	0.5	0.783	0.060	0.2247	5.78	0.347	7.54	Torrentiel	0.298	0.0042
32-33	39.68	8.58	0.5	0.185	0.5	1.023	0.127	0.0714	4.73	0.599	4.24	Torrentiel	0.402	0.004
33-34	39.07	11.02	0.5	0.135	0.5	0.882	0.086	0.2054	6.99	0.599	7.62	Torrentiel	0.402	0.004
34-35	36.78	6.02	0.5	0.165	0.5	0.967	0.110	0.1091	5.46	0.599	5.26	Torrentiel	0.402	0.004
35-36	36.12	7.59	0.5	0.145	0.5	0.910	0.094	0.1731	6.40	0.599	6.69	Torrentiel	0.402	0.004
36-37	34.81	4.15	0.5	0.265	0.5	1.250	0.203	0.019	2.95	0.599	2.10	Torrentiel	0.402	0.0039
37-38	34.73	1.86	0.5	0.13	0.5	0.868	0.082	0.255	7.31	0.599	8.16	Torrentiel	0.402	0.0039
38-39	34.19	6.42	0.5	0.13	0.5	0.868	0.082	0.2785	7.31	0.599	8.16	Torrentiel	0.402	0.0039
39-40	32.40	15.58	0.5	0.27	0.5	1.264	0.208	0.0182	2.88	0.599	2.02	Torrentiel	0.402	0.0039
40-41	32.12	7.16	0.5	0.145	0.5	0.910	0.094	0.1619	6.40	0.599	6.69	Torrentiel	0.402	0.0039
41-42	30.96	10.95	0.5	0.315	0.6	1.391	0.257	0.0099	2.33	0.599	1.47	Torrentiel	0.402	0.0039
42-43	30.85	3.18	0.5	0.115	0.5	0.825	0.071	0.3924	8.47	0.599	10.17	Torrentiel	0.402	0.0039
43-44	29.60	2.58	0.5	0.115	0.5	0.825	0.071	0.396	8.47	0.599	10.17	Torrentiel	0.402	0.0039
44-45	28.58	3.10	0.5	0.12	0.5	0.839	0.074	0.3735	8.05	0.599	9.42	Torrentiel	0.402	0.0039

La profondeur critique ( $h_c$ ) > a la profondeur normal ( $h_n$ ) et  $Fr > 1$  et le régime est torrentiel le long du canal



Tableau 6.5: Résultats de dimensionnement des sections transversales du canal c22.

tronçon	Cote du fond	distance(m)	b(m)	Hn(m)	H(m)	Pm	Sm	I(m/m)	V(m/s)	Q(m3/s)	Fr	Régime	Hc(m)	Ic
46-47	86.10	6.25	0.5	0.165	0.5	0.967	0.110	0.0937	5.04	0.553	4.86	Torrentiel	0.385	0.004
47-48	82.91	23.22	0.5	0.145	0.5	0.910	0.094	0.1375	5.91	0.553	6.17	Torrentiel	0.385	0.004
48-49	82.76	16.53	0.5	0.315	0.6	1.391	0.257	0.0086	2.15	0.553	1.36	Torrentiel	0.385	0.004
49-50	81.06	14.52	0.5	0.154	0.5	0.936	0.101	0.1179	5.49	0.553	5.52	Torrentiel	0.385	0.004
50-51	75.20	29.50	0.5	0.131	0.5	0.871	0.083	0.1985	6.69	0.553	7.43	Torrentiel	0.385	0.004
51-52	73.96	9.73	0.5	0.15	0.5	0.924	0.098	0.1278	5.67	0.553	5.80	Torrentiel	0.385	0.004
52-53	73.86	1.45	0.5	0.181	0.5	1.012	0.123	0.0656	4.49	0.553	4.08	Torrentiel	0.385	0.004
54-55	73.77	10.92	0.5	0.323	0.6	1.414	0.266	0.0078	2.08	0.553	1.29	Torrentiel	0.385	0.004
55-56	73.04	4.85	0.5	0.143	0.5	0.904	0.092	0.1507	6.01	0.553	6.33	Torrentiel	0.385	0.004
56-57	73	3.88	0.5	0.315	0.6	1.391	0.257	0.0085	2.15	0.553	1.36	Torrentiel	0.385	0.004
57-58	72.63	8.71	0.5	0.205	0.5	1.080	0.145	0.0426	3.83	0.553	3.21	Torrentiel	0.385	0.004
58-59	68.02	9.66	0.5	0.105	0.5	0.797	0.064	0.4783	8.71	0.553	11.03	Torrentiel	0.385	0.004
59-60	67.95	7.57	0.5	0.31	0.6	1.377	0.251	0.0093	2.20	0.553	1.40	Torrentiel	0.385	0.004
60-61	67.80	20.98	0.5	0.327	0.6	1.425	0.270	0.0074	2.04	0.553	1.26	Torrentiel	0.385	0.004
61-62	67.75	3.24	0.5	0.27	0.5	1.264	0.208	0.016	2.66	0.553	1.86	Torrentiel	0.385	0.004
62-63	64.95	8.26	0.5	0.11	0.5	0.811	0.067	0.3986	8.24	0.553	10.16	Torrentiel	0.385	0.004
63-64	62.66	12.48	0.5	0.135	0.5	0.882	0.086	0.1884	6.45	0.553	7.03	Torrentiel	0.385	0.004
64-65	61.67	6.48	0.5	0.142	0.5	0.902	0.091	0.1526	6.07	0.553	6.41	Torrentiel	0.385	0.004
65-66	58.66	7.72	0.5	0.11	0.5	0.811	0.067	0.3986	8.24	0.553	10.16	Torrentiel	0.385	0.004
66-67	58.26	2.38	0.5	0.16	0.5	0.953	0.106	0.1128	5.24	0.553	5.15	Torrentiel	0.385	0.004
67-68	57.40	8.11	0.5	0.16	0.5	0.953	0.106	0.1068	5.24	0.553	5.15	Torrentiel	0.385	0.004
68-69	56.36	4.29	0.5	0.125	0.5	0.854	0.078	0.2397	7.08	0.553	8.09	Torrentiel	0.385	0.004
69-70	56.04	4.35	0.5	0.25	0.5	1.207	0.188	0.074	5.65	1.059	4.16	Torrentiel	0.542	0.0038
70-71	55.43	26.10	0.5	0.34	0.6	1.462	0.286	0.0231	3.71	1.059	2.22	Torrentiel	0.542	0.0038
71-72	54.96	12.63	0.5	0.3	0.6	1.349	0.240	0.0375	4.41	1.059	2.88	Torrentiel	0.542	0.0038
72-73	54.82	6.61	0.5	0.348	0.6	1.484	0.295	0.0219	3.59	1.059	2.11	Torrentiel	0.542	0.0038
73-74	52.30	7.75	0.5	0.245	0.5	1.193	0.183	0.1843	8.84	1.614	6.61	Torrentiel	0.672	0.0036
74-75	50.47	4.30	0.5	0.225	0.5	1.136	0.163	0.2524	9.89	1.614	7.82	Torrentiel	0.672	0.0036
75-76	48.79	7.24	0.5	0.225	0.5	1.136	0.163	0.2524	9.89	1.614	7.82	Torrentiel	0.672	0.0036
76-77	43.85	6.66	0.5	0.225	0.5	1.136	0.163	0.2524	9.89	1.614	7.82	Torrentiel	0.672	0.0036
77-78	39.19	18.80	0.5	0.225	0.5	1.136	0.163	0.2628	9.89	1.614	7.82	Torrentiel	0.672	0.0036



Tronçon	Cote du fond	distance(m)	b(m)	Hn(m)	H(m)	Pm	Sm	I(m/m)	V(m/s)	Q(m3/s)	Fr	Régime	Hc(m)	Ic
78-79	37.73	22.49	0.5	0.237	0.5	1.170	0.175	0.2075	9.24	1.614	7.06	<b>Torrentiel</b>	0.672	0.0036
79-80	37.44	12.37	0.5	0.276	0.5	1.281	0.214	0.1178	7.54	1.614	5.20	<b>Torrentiel</b>	0.672	0.0036
80-81	34.03	20.52	0.5	0.276	0.5	1.281	0.214	0.0139	7.54	1.614	5.20	<b>Torrentiel</b>	0.672	0.0036
81-82	31.09	23.99	0.5	0.264	0.5	1.247	0.202	0.1432	8.00	1.614	5.69	<b>Torrentiel</b>	0.672	0.0036
82-83	30.92	39.84	0.5	0.315	0.6	1.391	0.257	0.0733	6.29	1.614	3.96	<b>Torrentiel</b>	0.672	0.0036
83-84	28.98	16.85	0.5	0.29	0.6	1.320	0.229	0.1	7.04	1.614	4.70	<b>Torrentiel</b>	0.672	0.0036
84-85	23.43	20.59	0.5	0.295	0.6	1.334	0.235	0.0953	6.88	1.614	4.54	<b>Torrentiel</b>	0.672	0.0036
85-86	20.76	21.16	0.5	0.225	0.5	1.136	0.163	0.2607	9.89	1.614	7.82	<b>Torrentiel</b>	0.672	0.0036
86-87	19.03	25.57	0.5	0.285	0.6	1.306	0.224	0.1053	7.21	1.614	4.87	<b>Torrentiel</b>	0.672	0.0036
88-89	18.97	19.24	0.5	0.3	0.6	1.349	0.240	0.096	6.73	1.614	4.38	<b>Torrentiel</b>	0.672	0.0036
89-90	18.95	7.86	0.5	0.5	0.5	1.914	0.500	0.0102	3.23	1.614	1.46	<b>Torrentiel</b>	0.672	0.0036

La profondeur critique ( $h_c$ ) > a la profondeur normal ( $h_n$ ) et  $Fr > 1$  et le régime est torrentiel le long du canal



**Tableau 6.6 : Résultats de dimensionnement des sections transversales du canal c221.**

Tronçon	Cote du fond	distance(m)	b(m)	Hn(m)	H(m)	Pm	Sm	I(m/m)	V(m/s)	Q(m3/s)	Fr	Régime	Hc(m)	Ic
118-119	47.28	14.05	0.5	0.11	0.5	0.811	0.067	0.1177	4.50	0.302	5.55	Torrentiel	0.275	0.0043
119-120	45.62	47.22	0.5	0.125	0.5	0.854	0.078	0.0701	3.87	0.302	4.42	Torrentiel	0.275	0.0043
120-121	42.30	15.56	0.5	0.235	0.5	1.165	0.173	0.0077	1.75	0.302	1.34	Torrentiel	0.275	0.0043
121-122	42.18	17.12	0.5	0.221	0.5	1.125	0.159	0.0096	1.90	0.302	1.52	Torrentiel	0.275	0.0043
122-123	42.03	88.62	0.5	0.226	0.5	1.139	0.164	0.0086	1.84	0.302	1.45	Torrentiel	0.275	0.0043
123-124	41.27	42.95	0.5	0.305	0.6	1.363	0.246	0.0086	2.11	0.518	1.36	Torrentiel	0.371	0.0041
124-125	40.64	11.89	0.5	0.13	0.5	0.868	0.082	0.1945	6.32	0.518	7.06	Torrentiel	0.371	0.0041
125-126	38.32	0.75	0.5	0.13	0.5	0.868	0.082	0.1929	6.32	0.518	7.06	Torrentiel	0.371	0.0041
126-127	38.25	6.71	0.5	0.15	0.5	0.924	0.098	0.1092	5.31	0.518	5.43	Torrentiel	0.371	0.0041
127-128	37.52	5.60	0.5	0.185	0.5	1.023	0.127	0.0514	4.09	0.518	3.67	Torrentiel	0.371	0.0041
128-129	37.23	1.69	0.5	0.313	0.6	1.385	0.254	0.0078	2.04	0.518	1.29	Torrentiel	0.371	0.0041
129-130	37.21	0.92	0.5	0.276	0.5	1.281	0.214	0.0121	2.42	0.518	1.67	Torrentiel	0.371	0.0041
130-131	37.20	1.25	0.5	0.123	0.5	0.848	0.077	0.2231	6.76	0.518	7.80	Torrentiel	0.371	0.0041
131-132	36.92	1.10	0.5	0.154	0.5	0.936	0.101	0.1009	5.14	0.518	5.17	Torrentiel	0.371	0.0041
132-133	36.81	12.52	0.5	0.214	0.5	1.105	0.153	0.0313	3.39	0.518	2.77	Torrentiel	0.371	0.0041
133-134	36.37	16.67	0.5	0.17	0.5	0.981	0.114	0.0709	4.55	0.518	4.30	Torrentiel	0.371	0.0041
134-135	35.17	14.64	0.5	0.14	0.5	0.896	0.090	0.1436	5.78	0.518	6.17	Torrentiel	0.371	0.0041
135-136	33.06	13.03	0.5	0.15	0.5	0.924	0.098	0.1188	5.31	0.518	5.43	Torrentiel	0.371	0.0041
136-137	31.51	3.77	0.5	0.15	0.5	0.924	0.098	0.1147	5.31	0.518	5.43	Torrentiel	0.371	0.0041
137-138	31.09	7.25	0.5	0.11	0.5	0.811	0.067	0.3638	7.72	0.518	9.52	Torrentiel	0.371	0.0041
138-139	28.45	8.43	0.5	0.125	0.5	0.854	0.078	0.2111	6.63	0.518	7.57	Torrentiel	0.371	0.0041
139-140	26.67	11.96	0.5	0.295	0.6	1.334	0.235	0.0097	2.21	0.518	1.46	Torrentiel	0.371	0.0041
140-141	26.56	24.85	0.5	0.185	0.5	1.023	0.127	0.0537	4.09	0.518	3.67	Torrentiel	0.371	0.0041
141-142	25.28	17.94	0.5	0.154	0.5	0.936	0.101	0.1066	5.14	0.518	5.17	Torrentiel	0.371	0.0041
142-143	23.36	6.72	0.5	0.214	0.5	1.105	0.153	0.0327	3.39	0.518	2.77	Torrentiel	0.371	0.0041
14143-144	23.14	6.36	0.5	0.18	0.5	1.009	0.122	0.0593	4.23	0.518	3.86	Torrentiel	0.371	0.0041
144-145	22.76	10.66	0.5	0.285	0.6	1.306	0.224	0.011	2.32	0.518	1.56	Torrentiel	0.371	0.0041
145-146	22.60	13.01	0.5	0.38	0.7	1.575	0.334	0.0375	4.95	1.654	2.73	Torrentiel	0.68	0.0036
146-147	22.11	15.50	0.5	0.39	0.7	1.603	0.347	0.0351	4.77	1.654	2.58	Torrentiel	0.68	0.0036
147-148	21.57	6.01	0.5	0.56	0.7	2.084	0.594	0.0085	2.79	1.654	1.15	Torrentiel	0.68	0.0036
148-149	21.52	10.04	0.5	0.4	0.7	1.631	0.360	0.0322	4.59	1.654	2.44	Torrentiel	0.68	0.0036



Tronçon	Cote du fond	distance(m)	b(m)	Hn(m)	H(m)	Pm	Sm	I(m/m)	V(m/s)	Q(m3/s)	Fr	Régime	Hc(m)	Ic
149-150	21.19	19.66	0.5	0.57	0.8	2.112	0.610	0.0079	2.71	1.654	1.11	<b>Torrentiel</b>	0.68	0.0036
150-151	21.03	16.04	0.5	0.54	0.8	2.027	0.562	0.0096	2.95	1.654	1.25	<b>Torrentiel</b>	0.68	0.0036
151-152	20.89	11.10	0.5	0.395	0.7	1.617	0.354	0.0326	4.68	1.654	2.51	<b>Torrentiel</b>	0.68	0.0036
152-153	20.52	17.07	0.5	0.42	0.7	1.688	0.386	0.0264	4.28	1.654	2.20	<b>Torrentiel</b>	0.68	0.0036
153-154	20.17	11.17	0.5	0.39	0.7	1.603	0.347	0.0347	4.77	1.654	2.58	<b>Torrentiel</b>	0.68	0.0036
154-155	19.68	4.34	0.5	0.35	0.6	1.490	0.298	0.021	5.56	1.654	3.25	<b>Torrentiel</b>	0.68	0.0036

La profondeur critique ( $h_c$ ) > a la profondeur normal ( $h_n$ ) et  $Fr > 1$  et le régime est torrentiel le long du canal



Tableau 6.7: Résultats de dimensionnement des sections transversales du canal c222.

Tronçon	Cote du fond	distance(m)	b(m)	Hn(m)	H(m)	Pm	Sm	I(m/m)	V(m/s)	Q(m3/s)	Fr	Régime	Hc(m)	Ic
91-92	83.60	35.23	0.5	0.226	0.5	1.139	0.164	0.0189	2.70	0.443	2.13	Torrentiel	0.341	0.0041
92-93	82.94	19.19	0.5	0.19	0.5	1.037	0.131	0.0335	3.38	0.443	2.98	Torrentiel	0.341	0.0041
93-94	82.29	38.14	0.5	0.15	0.5	0.924	0.098	0.0867	4.54	0.443	4.65	Torrentiel	0.341	0.0041
94-95	78.98	18.75	0.5	0.125	0.5	0.854	0.078	0.1509	5.67	0.443	6.48	Torrentiel	0.341	0.0041
95-96	77	36.57	0.5	0.21	0.5	1.094	0.149	0.0241	2.97	0.443	2.46	Torrentiel	0.341	0.0041
96-97	76.12	7.03	0.5	0.264	0.5	1.247	0.202	0.0107	2.20	0.443	1.56	Torrentiel	0.341	0.0041
97-98	68.60	16.14	0.5	0.283	0.6	1.300	0.222	0.0082	2.00	0.443	1.36	Torrentiel	0.341	0.0041
98-99	75.07	17.13	0.5	0.3	0.6	1.349	0.240	0.028	3.79	0.91	2.47	Torrentiel	0.501	0.0039
99-100	74.59	9.82	0.5	0.3	0.6	1.349	0.240	0.0366	3.79	0.91	2.47	Torrentiel	0.501	0.0039
100-101	74.23	17.38	0.5	0.321	0.6	1.408	0.264	0.0216	3.45	0.91	2.15	Torrentiel	0.501	0.0039
101-102	73.86	30.86	0.5	0.39	0.6	1.603	0.347	0.0103	2.62	0.91	1.42	Torrentiel	0.501	0.0039
102-103	73.54	9.52	0.5	0.24	0.5	1.179	0.178	0.0654	5.12	0.91	3.88	Torrentiel	0.501	0.0039
103-104	72.92	16.51	0.5	0.33	0.6	1.433	0.274	0.02	3.32	0.91	2.03	Torrentiel	0.501	0.0039
104-105	72.59	30.81	0.5	0.225	0.5	1.136	0.163	0.081	5.58	0.91	4.41	Torrentiel	0.501	0.0039
105-106	70.09	27.94	0.5	0.35	0.6	1.490	0.298	0.016	3.06	0.91	1.79	Torrentiel	0.501	0.0039
106-107	69.64	19.23	0.5	0.305	0.6	1.363	0.246	0.0266	3.71	0.91	2.39	Torrentiel	0.501	0.0039
107-108	69.13	15.13	0.5	0.17	0.5	0.981	0.114	0.2195	7.99	0.91	7.56	Torrentiel	0.501	0.0039
108-109	65.81	27.64	0.5	0.188	0.5	1.032	0.129	0.1513	7.04	0.91	6.25	Torrentiel	0.501	0.0039
109-110	61.60	24.65	0.5	0.18	0.5	1.009	0.122	0.2842	9.28	1.136	8.47	Torrentiel	0.562	0.0038
110-111	54.59	18.66	0.5	0.183	0.5	1.018	0.125	0.2662	9.09	1.136	8.21	Torrentiel	0.562	0.0038
111-112	49.62	45.12	0.5	0.183	0.5	1.018	0.125	0.2642	9.09	1.136	8.21	Torrentiel	0.562	0.0038
112-113	37.70	13.82	0.5	0.18	0.5	1.009	0.122	0.2967	9.28	1.136	8.47	Torrentiel	0.562	0.0038
113-114	33.60	22.77	0.5	0.22	0.5	1.122	0.158	0.14	7.17	1.136	5.75	Torrentiel	0.562	0.0038
114-115	30.41	15.48	0.5	0.2	0.5	1.066	0.140	0.1892	8.11	1.136	6.92	Torrentiel	0.562	0.0038
115-116	27.55	15.78	0.5	0.19	0.5	1.037	0.131	0.2247	8.67	1.136	7.64	Torrentiel	0.562	0.0038
116-117	23.94	10.27	0.5	0.25	0.5	1.207	0.188	0.0864	6.06	1.136	4.47	Torrentiel	0.562	0.0038
117-118	23.11	3.01	0.5	0.3	0.6	1.349	0.240	0.0448	4.73	1.136	3.08	Torrentiel	0.562	0.0038

La profondeur critique ( $h_c$ ) > a la profondeur normal ( $h_n$ ) et  $Fr > 1$  et le régime est torrentiel le long du canal .



**Tableau 6.8: Résultats de dimensionnement des sections transversales du canal c23.**

Tronçon	Cote du fond	distance(m)	b(m)	Hn(m)	H(m)	Pm	Sm	I(m/m)	V(m/s)	Q(m3/s)	Fr	Régime	Hc(m)	Ic
156-157-	30.66	0.98	0.5	0.17	0.5	0.981	0.114	0.0455	3.53	0.402	3.34	Torrentiel	0.323	0.0042
157-158	30.61	2.20	0.5	0.12	0.5	0.839	0.074	0.0925	5.40	0.402	6.32	Torrentiel	0.323	0.0042
158-159	30.30	4.84	0.5	0.154	0.5	0.936	0.101	0.0632	3.99	0.402	4.02	Torrentiel	0.323	0.0042
159-160	28.26	31.36	0.5	0.151	0.5	0.927	0.098	0.0659	4.09	0.402	4.16	Torrentiel	0.323	0.0042
160-161	28.44	7.81	0.5	0.205	0.5	1.080	0.145	0.0228	2.78	0.402	2.34	Torrentiel	0.323	0.0042
161-162	27.52	30.91	0.5	0.201	0.5	1.069	0.141	0.0238	2.85	0.402	2.43	Torrentiel	0.323	0.0042
162-163	26.85	29.38	0.5	0.258	0.5	1.230	0.196	0.0096	2.06	0.402	1.48	Torrentiel	0.323	0.0042
163-164	25.92	4.50	0.5	0.11	0.5	0.811	0.067	0.2066	5.99	0.402	7.38	Torrentiel	0.323	0.0042
164-165	21.28	21.51	0.5	0.11	0.5	0.811	0.067	0.2154	5.99	0.402	7.38	Torrentiel	0.323	0.0042
165-166	18.01	15.87	0.5	0.11	0.5	0.811	0.067	0.2061	5.99	0.402	7.38	Torrentiel	0.323	0.0042
166-167	17.83	3.27	0.5	0.158	0.5	0.947	0.104	0.0556	3.87	0.402	3.83	Torrentiel	0.323	0.0042
167-168	16.23	11.20	0.5	0.121	0.5	0.842	0.075	0.1425	5.35	0.402	6.23	Torrentiel	0.323	0.0042
168-169	16.09	3.67	0.5	0.176	0.5	0.998	0.119	0.039	3.38	0.402	3.13	Torrentiel	0.323	0.0042
169-170	15.30	6.21	0.5	0.134	0.5	0.879	0.085	0.0996	4.73	0.402	5.18	Torrentiel	0.323	0.0042
170-171	14.72	15.57	0.5	0.162	0.5	0.958	0.107	0.0521	3.75	0.402	3.65	Torrentiel	0.323	0.0042
171-172	14.44	5.52	0.5	0.163	0.5	0.961	0.108	0.0506	3.72	0.402	3.61	Torrentiel	0.323	0.0042
172-173	14.40	4.34	0.5	0.2	0.5	1.066	0.140	0.0255	2.87	0.402	2.45	Torrentiel	0.323	0.0042
173-174	14.28	10.85	0.5	0.254	0.5	1.218	0.192	0.0102	2.10	0.402	1.53	Torrentiel	0.323	0.0042

La profondeur critique ( $h_c$ ) > a la profondeur normal ( $h_n$ ) et  $Fr > 1$  et le régime est torrentiel le long du canal .



## 6.2.2–Dimensionnement du réseau des eaux pluviales

### 6.2.2.1 Conditions d'écoulement et de dimensionnement

L'écoulement en assainissement est gravitaire dans la mesure du possible, donc tributaire de la topographie du terrain naturel, en plus cet écoulement doit avoir une vitesse qui permet l'autocurage, et ne détériore pas les conduites.

il est déconseillé de dépasser des vitesses de l'ordre de (4 à 5) m / s à pleine section., au-dessus de laquelle les parois internes des conduites seront soumises à une forte érosion compte tenu du fait que les eaux sont chargées.

Si ces vitesses ne sont pas respectées, il faut prévoir des chasses automatiques ou des curages périodiques.

Pour les ouvrages d'importance moyenne les sections les plus favorables sont :

**Type circulaire** : qui sont les plus utilisées pour les grandes sections.

La conduite circulaire en béton présente beaucoup d'avantage :

- Etanchéité primordiale.
- Résistance aux attaques chimiques.
- Bonne résistance mécanique.
- Leur bonne stabilité dans les tranchées.
- Pose et assemblage facile.
- La disponibilité sur le marché national

Les inconvénients :

- Largeur importante de la tranche ;
- Variation de la vitesse importante pour la variation de tirant d'eau important d'où la difficulté d'entretien.

**Type ovoïde** : cette section est mise aux points de telle façon à garder une vitesse sensiblement constante pour une variation de débit. Généralement la conduite ovoïde se substitue au cas d'une conduite circulaire dans le cas de diamètre important.

### 6.2.2.2- Dimensionnement

Avant de procéder au calcul hydraulique du réseau, on définit les paramètres suivants :

- Périmètre mouillé (P) : c'est la longueur du périmètre de la conduite qui est au contact de l'eau (m) ;
- Section mouillée (S) : c'est la section transversale de la conduite occupée par l'eau (m<sup>2</sup>) ;
- Rayon hydraulique (R<sub>h</sub>) : c'est le rapport entre la section mouillée et le périmètre mouillé (m) ;
- Vitesse moyenne (V) : c'est le rapport entre le débit volumique (m<sup>3</sup>/s) et la section (m<sup>2</sup>).

Le dimensionnement des collecteurs se fait à la base des abaques de Manning-Strickler, et le procédé de calcul est le suivant :

Avec la pente et le débit, on tire des abaques ( voir l'annexe)le diamètre normalisé, le débit à pleine section et la vitesse à pleine section. En suite on calcule les rapports :

$$\text{- rapport des débits : } R_Q = \frac{Q}{Q_{ps}} \quad (6.29)$$

$$\text{- rapport des vitesses : } R_v = \frac{v}{V_{ps}} \quad (6.30)$$

$$\text{- rapport des hauteurs : } R_h = \frac{h}{D} \quad (6.31)$$

Où:

Q : Débit véhiculé par la conduite circulaire en (m<sup>3</sup>/s) ;

V : Vitesse d'écoulement en (m/s) ;

h : Hauteur de remplissage dans la conduite en (m) ;

D: diamètre normalisé de la conduite en (mm) ;

Q<sub>ps</sub> : Débit de pleine section en (m<sup>3</sup>/s) ;

V<sub>ps</sub> : Vitesse à pleine section en (m/s).

L'écoulement dans les collecteurs est un écoulement à surface libre régi par la formule de la continuité :

$$Q = V S \quad (6.32)$$

Avec :

Q : Débit (m<sup>3</sup>/s) ;

V : Vitesse d'écoulement (m/s) ;

S : Section mouillée (m<sup>2</sup>).

Pour le dimensionnement de notre réseau, on utilise la formule qui nous donne la vitesse moyenne. Si on choisit la formule de Manning, la vitesse en (m/s) est déterminée par l'expression :



$$V = K_s R_h^{\frac{2}{3}} \sqrt{I} \quad (6.33)$$

Où :

$K_s$  : représente le Coefficient de Manning, il dépend de la nature des parois, et de celle des eaux transportées

$I$  : Pente motrice en (m/m) nécessaire à l'écoulement d'un débit  $Q$  donné.

Et on tire l'expression du débit :

$$Q = K_s S R_h^{\frac{2}{3}} \sqrt{I} \quad (6.34)$$

D'où le diamètre pour les canalisations circulaires est calculé par la formule :

$$D_{cal} = \left[ \frac{3.2036 Q}{K_s \sqrt{I}} \right]^{\frac{3}{8}} \quad (6.35)$$

Or pour la vérification de la vitesse d'auto-curage, on utilise deux conditions :

$$\left. \begin{array}{l} \text{Pour un } \frac{1}{10} Q_{ps} \text{ il faut que } V_{min} \geq 0,6 \text{ m/s} \\ \text{ou bien} \\ \text{Pour un } \frac{1}{100} Q_{ps} \text{ il faut que } V_{min} \geq 0,3 \text{ m/s} \end{array} \right\} r_{Qmin} = \frac{1}{10} \text{ ou bien } \frac{1}{100} \quad (6.36)$$

Ainsi si la première condition est vérifiée alors la deuxième l'est aussi, donc en projetant  $r_{Qmin}$  dans l'abaque (voir annexe 6.4) on obtiendra  $r_{Vmin}$  et de cette façon on aura  $V_{min}$





Tableau 6.9 : Dimensionnement du collecteur C23

tronçon	longueur	cote du terrain naturel (m)		Profondeur (m)		cote du projet (m)		pente m/m	Q m3/s	Dcal mm	Dnor mm	Vps m/s	Qps m3/s	Rq	Rv	Rh	V	H	V autocurage m/s
	m	amont	aval	amont	aval	amont	aval										m/s	mm	
R82 R83	56.03	16.04	15.32	2	2.07	14.04	13.25	0.014	0.599	538	600	2.34	0.661	0.906	1.116	0.754	2.61	452.12	1.54
R83 R84	16.73	15.32	15.03	2.07	2.01	13.25	13.02	0.014	0.599	538	600	2.34	0.661	0.906	1.116	0.754	2.61	452.12	1.54
R84 R85	26.46	15.03	14.35	2.01	2.31	13.02	12.04	0.037	0.599	448	600	3.80	1.075	0.557	1.033	0.537	3.93	322.41	2.51
R85 R86	18.49	14.35	10.5	4.51	1.36	9.84	9.14	0.038	0.599	446	600	3.85	1.089	0.550	1.029	0.533	3.97	319.82	2.54
R86 R87	54.79	10.5	7.2	2.36	1.08	8.14	6.12	0.037	0.599	448	600	3.80	1.075	0.557	1.033	0.537	3.93	322.41	2.51
R87 R88	25.32	7.2	7.16	1.08	1.28	6.12	5.88	0.01	0.599	573	600	1.98	0.559	1.072	1.092	0.935	2.16	560.72	1.307
R88 R89	22.94	7.16	7.22	1.28	1.57	5.88	5.65	0.01	0.599	573	600	1.98	0.559	1.072	1.092	0.935	2.16	560.72	1.307
R89 R90	37.34	7.22	6.08	1.57	0.81	5.65	5.27	0.01	0.599	573	600	1.98	0.559	1.072	1.092	0.935	2.16	560.72	1.30
R90 R91	46.27	6.08	5.47	0.81	0.47	5.27	5	0.0058	0.599	634	800	1.82	0.916	0.654	1.075	0.590	1.96	472.1	1.20
R91 R92	42.44	5.47	5.29	0.47	0.62	5	4.67	0.008	0.599	597	600	1.77	0.500	1.199	0.751	1.002	1.33	601.36	1.16
R92 R60	15.54	5.29	5.29	0.62	0.77	4.67	4.52	0.01	0.599	573	600	1.98	0.559	1.072	1.092	0.935	2.16	560.72	1.30



Tableau 6.10: Dimensionnement du collecteur Principal c2

tronçon	longueur m	cote du terrain naturel (m)		Profondeur (m)		cote du projet (m)		pente m/m	Q m3/s	Dcal mm	Dnor mm	Vps m/s	Qps m3/s	Rq	Rv	Rh	V m/s	H mm	Vautoc m/s
		amont	aval	amont	aval	amont	aval												
R30-R31	35.21	35.17	31.74	3	0.81	32.17	30.93	0.035	0.342	367	400	2.82	0.355	0.965	1.122	0.813	3.17	325.03	1.87
R31 R32	29.9	31.74	27.91	3.81	1.03	27.93	26.88	0.035	0.342	367	400	2.82	0.355	0.965	1.122	0.813	3.17	325.03	1.87
R32-R33	25.9	27.91	25.31	2.53	0.84	25.38	24.47	0.035	0.342	367	400	2.82	0.355	0.965	1.122	0.813	3.17	325.03	1.87
R33 R34	29.16	25.31	23.77	1.84	1.17	23.47	22.6	0.03	0.342	378	400	2.61	0.328	1.042	1.112	0.901	2.90	360.27	1.73
R34 R35	22.84	23.77	22.63	1.17	0.82	22.6	21.81	0.035	0.342	367	400	2.82	0.355	0.965	1.122	0.813	3.17	325.03	1.87
R35 R36	16.56	22.63	21.69	1.32	0.88	21.31	20.81	0.03	0.513	440	600	3.42	0.968	0.530	1.018	0.521	3.48	312.71	2.26
R36 R37	38.41	21.69	20.08	1.38	0.92	20.31	19.16	0.03	0.513	440	600	3.42	0.968	0.530	1.018	0.521	3.48	312.71	2.26
R37 -R38	33.94	20.08	18.52	1.42	0.88	18.66	17.64	0.03	0.513	440	600	3.42	0.968	0.530	1.018	0.521	3.48	312.71	2.26
R38 -R39	39.87	18.52	17.75	0.88	1.31	17.64	16.44	0.03	0.513	440	600	3.42	0.968	0.530	1.018	0.521	3.48	312.71	2.26
R39 -R40	15.56	17.75	17.53	1.31	1.4	16.44	16.13	0.02	0.513	474	600	2.79	0.790	0.649	1.074	0.588	3.00	352.69	1.85
R40 -R41	39.75	17.53	16.99	1.4	1.25	16.13	15.74	0.01	0.513	540	600	1.98	0.559	0.918	1.117	0.765	2.21	458.96	1.31
R41 -R42	30.37	16.99	16.97	1.25	1.38	15.74	15.59	0.005	0.639	668	800	1.69	0.851	0.751	1.097	0.642	1.86	513.53	1.12
R42 -R43	26.89	16.97	17.86	1.38	2.4	15.59	15.46	0.005	0.639	668	800	1.69	0.851	0.751	1.097	0.642	1.86	513.53	1.12
R43- R44	44.62	17.86	17.09	2.4	1.86	15.46	15.23	0.005	0.639	668	800	1.69	0.851	0.751	1.097	0.642	1.86	513.53	1.12
R44- R45	38.28	17.09	17.06	1.86	2.02	15.23	15.04	0.005	0.639	668	800	1.69	0.851	0.751	1.097	0.642	1.86	513.53	1.12
R45- R46	24.53	17.06	17.35	2.02	2.43	15.04	14.92	0.005	0.639	668	800	1.69	0.851	0.751	1.097	0.642	1.86	513.53	1.12
R46- R47	49.36	17.35	17	2.43	2.33	14.92	14.67	0.005	0.639	668	800	1.69	0.851	0.751	1.097	0.642	1.86	513.53	1.12



## Suite (Tableau 6.10)

tronçon	longueur	cote du terrain naturel (m)		Profondeur (m)		cote du projet (m)		pente	Q	Dcal	Dnor	Vps	Qps	Rq	Rv	Rh	V	H	Vautoc
	m	amont	aval	amont	aval	amont	aval										m/m	m <sup>3</sup> /s	
R47- R48	25.75	17	16.74	2.33	2.2	14.67	14.54	0.005	0.639	668	800	1.69	0.851	0.751	1.097	0.642	1.86	513.53	1.12
R48- R49	11.85	16.74	15.92	2.2	1.45	14.54	14.48	0.005	1.39	894	1000	1.96	1.543	0.901	1.115	0.749	2.19	748.9	1.30
R49- R50	22.94	15.92	14.58	1.45	0.91	14.48	13.67	0.035	1.39	621	800	4.48	2.251	0.617	1.062	0.571	4.76	456.77	2.96
R50- R51	18	14.58	12.64	2.41	1.01	12.17	11.63	0.03	1.39	639	800	4.15	2.084	0.667	1.079	0.597	4.48	477.65	2.74
R51- R52	20.72	12.64	10.94	2.51	1.23	10.13	9.71	0.02	1.39	689	800	3.39	1.702	0.817	1.105	0.682	3.74	545.95	2.24



Tableau 6.11: Dimensionnement du collecteur c12

tronçon	longueur	cote du terrain naturel (m)		Profondeur (m)		cote du projet (m)		pente	Q	Dcal	Dnor	Vps	Qps	Rq	Rv	Rh	V	H	Vautocu
	m	amont	aval	amont	aval	amont	aval										m/m	m3/s	
R93- R94	86.42	5.87	5.78	1	1.34	4.87	4.44	0.005	1.28	867	1000	1.96	1.543	0.830	1.106	0.691	2.17	691.39	1.30
R94- R95	49.77	5.78	5.76	1.34	1.57	4.44	4.19	0.005	1.28	867	1000	1.96	1.543	0.830	1.106	0.691	2.17	691.39	1.30
R95- R96	24.58	5.76	5.74	1.57	1.67	4.19	4.07	0.005	1.28	867	1000	1.96	1.543	0.830	1.106	0.691	2.17	691.39	1.30
R96- R97	56.68	5.74	5.75	1.67	1.97	4.07	3.78	0.005	1.28	867	1000	1.96	1.543	0.830	1.106	0.691	2.17	691.39	1.30
R97- R98	48.48	5.75	5.57	1.97	1.93	3.78	3.64	0.003	1.28	954	1000	1.52	1.195	1.071	1.093	0.934	1.66	933.53	1.01
R98- R99	47.34	5.57	5.72	1.93	2.22	3.64	3.5	0.003	1.28	954	1000	1.52	1.195	1.071	1.093	0.934	1.66	933.53	1.01
R99- R100	45.85	5.72	5.57	2.22	2.21	3.5	3.36	0.003	1.28	954	1000	1.52	1.195	1.071	1.093	0.934	1.66	933.53	1.01
R100-R101	52.5	5.57	5.59	2.21	2.39	3.36	3.2	0.003	2.5	1226	1500	1.99	3.523	0.710	1.090	0.619	2.17	929.04	1.32
R101-R102	41.26	5.59	5.6	2.39	2.52	3.2	3.08	0.003	2.5	1226	1500	1.99	3.523	0.710	1.090	0.619	2.17	929.04	1.32
R102-R103	42.79	5.6	5.31	2.52	2.36	3.08	2.95	0.003	2.5	1226	1500	1.99	3.523	0.710	1.090	0.619	2.17	929.04	1.32
R103-R104	84.66	5.31	5.03	2.36	2.34	2.95	2.69	0.003	2.5	1226	1500	1.99	3.523	0.710	1.090	0.619	2.17	929.04	1.32
R104-R105	40.9	5.03	4.86	2.34	2.29	2.69	2.57	0.003	2.5	1226	1500	1.99	3.523	0.710	1.090	0.619	2.17	929.04	1.32
R105-R106	39.27	4.86	4.79	2.29	2.34	2.57	2.45	0.003	2.5	1226	1500	1.99	3.523	0.710	1.090	0.619	2.17	929.04	1.32
R106-R107	36.21	4.79	4.69	2.34	2.35	2.45	2.34	0.003	2.5	1226	1500	1.99	3.523	0.710	1.090	0.619	2.17	929.04	1.32
R107-R108	45.46	4.69	4.54	2.35	2.33	2.34	2.21	0.003	2.5	1226	1500	1.99	3.523	0.710	1.090	0.619	2.17	929.04	1.32
R109-R110	48.98	4.54	4.71	2.33	2.65	2.21	2.06	0.003	2.5	1226	1500	1.99	3.523	0.710	1.090	0.619	2.17	929.04	1.32
R110-R111	47.2	4.71	4.9	2.65	2.98	2.06	1.92	0.003	2.5	1226	1500	1.99	3.523	0.710	1.090	0.619	2.17	929.04	1.32
R111-R112	78.47	4.9	4.84	2.98	3.16	1.92	1.68	0.003	2.5	1226	1500	1.99	3.523	0.710	1.090	0.619	2.17	929.04	1.32
R112- R26	20.77	4.84	4.58	3.16	2.96	1.68	1.62	0.003	2.5	1226	1500	1.99	3.523	0.710	1.090	0.619	2.17	929.04	1.32



Tableau 6.12 : Dimensionnement du collecteur Principal c1

tronçon	longueur m	cote du terrain naturel (m)		Profondeur (m)		cote du projet (m)		pente m/m	Q m <sup>3</sup> /s	Dcal mm	Dnor mm	Vps m/s	Qps m <sup>3</sup> /s	Rq	Rv	Rh	V	H	Vautocu m/s
		amont	aval	amont	aval	amont	aval										m/s	mm	
R1 - R2	50.01	43	42.71	1	1.46	42	41.25	0.015	0.86	608	800	2.93	1.474	0.584	1.047	0.552	3.07	441.87	1.94
R2 - R3	50	42.71	42.41	1.46	1.91	41.25	40.5	0.015	0.86	608	800	2.93	1.474	0.584	1.047	0.552	3.07	441.87	1.94
R3 - R4	70.15	42.41	42	1.91	2.2	40.5	39.8	0.01	0.86	656	800	2.39	1.203	0.715	1.091	0.622	2.61	497.66	1.58
R4 - R5	9.69	42	37.71	4.7	0.74	37.3	36.97	0.034	0.86	521	600	3.64	1.030	0.835	1.107	0.695	4.03	417	2.41
R5 - R6	17.13	37.71	34.52	3.29	0.72	34.42	33.8	0.036	0.86	516	600	3.75	1.060	0.811	1.104	0.679	4.14	407.21	2.48
R6 - R7	21.35	34.52	32.02	2.72	0.85	31.8	31.17	0.03	0.86	534	600	3.42	0.968	0.889	1.113	0.738	3.81	442.73	2.26
R7 - R8	43.54	32.02	28.24	3.15	0.89	28.87	27.35	0.035	1.43	627	800	4.48	2.251	0.635	1.069	0.580	4.79	464.36	2.96
R8 - R9	9.91	28.24	25.08	3.89	1.02	24.35	24.06	0.029	1.43	650	800	4.08	2.049	0.698	1.087	0.613	4.43	490.55	2.70
R9 - R10	5.57	25.08	23.3	3.05	1.44	22.03	21.86	0.031	1.43	642	800	4.22	2.119	0.675	1.082	0.601	4.56	481	2.79
R10 - R11	9.05	23.3	20.42	3.44	0.83	19.86	19.59	0.03	1.43	646	800	4.15	2.084	0.686	1.085	0.607	4.50	485.64	2.74
R11 - R12	5.8	20.42	18.57	2.83	1.16	17.59	17.41	0.031	1.43	642	800	4.22	2.119	0.675	1.082	0.601	4.56	481	2.79
R12 - R13	11.27	18.57	14.38	4.66	0.89	13.91	13.49	0.037	1.43	621	800	4.60	2.315	0.618	1.063	0.571	4.89	456.93	3.05
R13 - R14	7.86	14.38	11.46	3.39	0.74	10.99	10.72	0.034	1.43	631	800	4.41	2.219	0.644	1.072	0.585	4.73	468.27	2.92
R15 - R16	21.2	11.46	10.22	1.74	1.11	9.72	9.11	0.029	1.43	650	800	4.08	2.049	0.698	1.087	0.613	4.43	490.55	2.70
R16 - R17	21	10.22	9.88	1.11	1.18	9.11	8.7	0.02	1.43	697	800	3.39	1.702	0.840	1.107	0.699	3.75	559.25	2.24
R17 - R18	25.02	9.88	8.04	2.18	0.85	7.7	7.19	0.02	1.43	697	800	3.39	1.702	0.840	1.107	0.699	3.75	559.25	2.24



Suite (Tableau 6.12)

tronçon	longueur	cote du terrain naturel (m)		Profondeur (m)		cote du projet (m)		pente	Q	Dcal	Dnor	Vps	Qps	Rq	Rv	Rh	V	H	Vautocu
	m	amont	aval	amont	aval	amont	aval										m/m	m3/s	
R18 - R19	29.99	8.04	6.27	1.85	0.98	6.19	5.29	0.03	1.43	646	800	4.15	2.084	0.686	1.085	0.607	4.50	485.64	2.74
R19 - R20	57.06	6.27	5.37	0.98	1.22	5.29	4.15	0.02	1.43	697	800	3.39	1.702	0.840	1.107	0.699	3.75	559.25	2.24
R20 - R21	39.63	5.37	5.3	1.22	1.74	4.15	3.56	0.015	1.43	735	800	2.93	1.474	0.970	1.122	0.819	3.29	655.03	1.94
R21 - R22	40.26	5.3	5	1.74	1.84	3.56	3.16	0.01	1.43	794	800	2.39	1.203	1.188	0.804	1.005	1.92	804.34	1.58
R22 - R23	15.35	5	4.95	1.84	1.95	3.16	3	0.01	1.43	794	800	2.39	1.203	1.188	0.804	1.005	1.92	804.34	1.58
R23 - R24	35.56	4.95	4.73	1.95	1.9	3	2.83	0.005	1.43	904	1000	1.96	1.543	0.927	1.118	0.773	2.20	773.48	1.30
R24 - R25	11.85	4.73	4.83	1.9	2.06	2.83	2.77	0.005	1.43	904	1000	1.96	1.543	0.927	1.118	0.773	2.20	773.48	1.30
R25 - R26	27.79	4.83	4.58	2.06	1.92	2.77	2.66	0.004	1.43	942	1000	1.76	1.380	1.036	1.114	0.894	1.96	894.24	1.16
R26 - R27	13	4.58	4.55	2.96	2.982	1.62	1.568	0.004	3.93	1377	1500	2.30	4.068	0.966	1.122	0.814	2.58	1221.1	1.52
R27 - R28	33.36	4.55	4.85	2.982	3.42	1.568	1.43	0.004	3.93	1377	1500	2.30	4.068	0.966	1.122	0.814	2.58	1221.1	1.52
R28 - R29	12.26	4.85	4.7	3.42	3.32	1.43	1.38	0.004	3.93	1377	1500	2.30	4.068	0.966	1.122	0.814	2.58	1221.1	1.52
R29-Rejet1	9.09	4.7	4.3	3.32	2.96	1.38	1.34	0.004	3.93	1377	1500	2.30	4.068	0.966	1.122	0.814	2.58	1221.1	1.52



Tableau 6.13 Dimensionnement du collecteur c211

tronçon	longueur	cote du terrain naturel (m)		Profondeur (m)		cote du radier (m)		pente	Q	Dcal	Dnor	Vps	Qps	Rq	Rv	Rh	V	H	Vautoc
	m	amont	aval	amont	aval	amont	aval										m/s	mm	
R68 - R69	43.39	36.86	36.48	1.5	2.42	35.36	34.06	0.03	0.063	200	300	2.16	0.152	0.413	0.940	0.447	2.03	133.96	1.43
R69 - R70	19.22	36.48	35.78	2.42	2.3	34.06	33.48	0.03	0.063	200	300	2.16	0.152	0.413	0.940	0.447	2.03	133.96	1.43
R70 - R71	14.77	35.78	34.55	2.3	1.52	33.48	33.03	0.03	0.063	200	300	2.16	0.152	0.413	0.940	0.447	2.03	133.96	1.43
R71 - R72	14.27	34.55	33.42	1.52	0.82	33.03	32.6	0.03	0.063	200	300	2.16	0.152	0.413	0.940	0.447	2.03	133.96	1.43
R72 - R73	31.83	33.42	30.96	2.32	0.97	31.10	29.99	0.035	0.063	195	300	2.33	0.165	0.383	0.919	0.426	2.14	127.89	1.54
R73- R74	35.65	30.96	27.53	2.97	0.79	27.99	26.75	0.035	0.063	195	300	2.33	0.165	0.383	0.919	0.426	2.14	127.89	1.54
R74- R63	10.25	27.53	27.06	0.79	0.67	26.75	26.39	0.035	0.063	195	300	2.33	0.165	0.383	0.919	0.426	2.14	127.89	1.54

Tableau 6.14 Dimensionnement du collecteur c 21

tronçon	longueur	cote du terrain naturel (m)		Profondeur (m)		cote du radier (m)		pente	Q	Dcal	Dnor	Vps	Qps	Rq	Rv	Rh	V	H	Vauto
	m	amont	aval	amont	aval	amont	aval										m/s	mm	
R62 - R63	14.73	28.11	27.06	2	1.47	26.11	25.59	0.035	0.599	453	600	3.70	1.045	0.573	1.042	0.546	3.85	327.84	2.45
R63 - R64	20.04	27.06	25.34	2.97	1.96	24.09	23.38	0.035	0.663	470	600	3.70	1.045	0.634	1.069	0.580	3.95	347.96	2.45
R64 - R65	16.62	25.34	22.96	3.46	1.66	21.88	21.30	0.035	0.663	470	600	3.70	1.045	0.634	1.069	0.580	3.95	347.96	2.45
R65 - R66	20.42	22.96	19.55	3.66	0.97	19.3	18.58	0.035	0.663	470	600	3.70	1.045	0.634	1.069	0.580	3.95	347.96	2.45
R66 - R67	14.71	19.55	17.1	2.67	0.71	16.88	16.39	0.033	0.663	476	600	3.59	1.015	0.653	1.075	0.590	3.86	353.94	2.37
R67- R48	20.9	17.1	16.74	1.933	2.2	15.167	14.54	0.02	0.663	522	600	2.00	0.564	1.175	0.865	1.006	1.73	603.76	1.32

**Remarque :**

Comme le terrain de notre agglomération est très accidenté. Alors, nous avons proposé d'établir des regards de chute, afin de ramener les vitesses d'écoulement dans les canalisations inférieures à la vitesse maximale admissible, tout en assurant un écoulement à surface libre dans ces dernières

**.6.3- DIMENSIONNEMENT DES REGARDS DE CHUTE**

Le dimensionnement des regards de chute consiste à déterminer leur longueur « L » de la façon suivante :

Le mouvement d'une particule est représenté par les équations :

$$X = V_{\max} t \quad (6.36)$$

$$Y = \frac{1}{2} g t^2 \quad (6.37)$$

Ou :

t : temps de chute ;

X : distance horizontale ;

Y : distance verticale ;

$V_{\max}$  : vitesse maximale de la particule en amont juste avant le chute.

Pour :  $Y = H$  ,et :  $X = L$ , on obtient :

$$L = V_{\max} \sqrt{\frac{2H}{g}} \quad (6.38)$$

Avec :

H : hauteur de la chute ;

L : longueur de la chambre du regard de chute.

Comme notre terrain présente des pentes très importantes, alors nous avons projeté (39) regards de chute, dont leurs hauteurs de chute est variable.

Toutes les valeurs des différents paramètres du regard de chute sont récapitulées dans le tableau suivant :

**Tableau 6.15** Dimensionnement des regards de chute

collecteur	Désignation du regard	profondeur	vitesse maximale	longueur du regard
		H m	Vmax m/s	L m
C211	R72	1.5	2.03	1.12
	R73	2	2.14	1.37
C21	R63	1.5	3.85	2.13
	R64	1.5	3.95	2.18
	R65	2	3.95	2.52
	R66	2	3.95	2.52
	R67	1.223	3.86	1.93
C22	R76	2	4.84	3.09
	R77	2.5	4.84	3.46
	R78	1.5	4.84	2.68
	R79	1.3	4.84	2.49
	R81	0.3	4.48	1.11
C23	R85	2.2	3.93	2.63
	R86	1	3.97	1.79
c2	R31	3	3.17	2.48
	R32	1.5	3.17	1.75
	R33	1	3.17	1.43
	R35	0.5	3.17	1.01
	R36	0.5	3.48	1.11
	R37	0.5	3.48	1.11
	R50	1.5	4.76	2.63
	R51	1.5	4.48	2.48
	R52	1	3.74	1.69
R57	0.5	2.24	0.72	



collecteur	Désignation	profondeur	vitesse maximale	longueur du regard
	du regard	H m	Vmax m/s	L m
C2	R58	0.7	3.28	1.24
	R61	0.5	2.32	0.74
C1	R4	2.5	2.61	1.86
	R5	2.5	4.03	2.88
	R6	2	4.14	2.64
	R7	2.3	3.81	2.61
	R8	3	4.79	3.75
	R9	2.03	4.43	2.85
	R10	2	4.56	2.91
	R11	2	4.5	2.87
	R12	3.5	4.56	3.85
	R13	2.5	4.89	3.49
	R17	1	4.73	2.14
	R18	1	3.75	1.69
	R26	1.04	3.75	1.73



#### 6. 4- Conclusion

Dans ce chapitre on a fait un aménagement mixte pour protéger notre ville contre les eaux de ruissellement et abordé le côté hydraulique à savoir le dimensionnement du réseau d'évacuation d'eaux pluviales (canaux trapézoïdaux et réseau des eaux pluviale), nous avons suivi une méthode de calcul déjà expliquée au préalable. D'où l'addition des débits d'eaux pluviales dans une conduite, ainsi la pente du tronçon nous a permis de procéder un dimensionnement de notre réseau, après un calcul précis On remarque que les diamètres des tronçons sont compris entre 300 et 1500 mm.

Comme le terrain de notre agglomération est très accidenté. Alors, nous avons proposé d'établir des regards de chute, afin de ramener les vitesses d'écoulement dans les canalisations inférieures à la vitesse maximale admissible, tout en assurant un écoulement à surface libre dans ces dernières.

Le dimensionnement des canaux trapézoïdaux se fait manuellement par la méthode itérative qui base sur la fixation de d'débit et varie la profondeur normale jusqu'à une valeur précise, ainsi la détermination le régime d'écoulement et la profondeur critique et on remarque que le régime d'écoulement est torrentiel dans tous les canaux trapézoïdaux.

# Chapitre 7

## Organisation de chantier

## 7.1. Introduction

Une reconnaissance meilleur du lieu de chantier aide énormément à dresser un planning technologique des engins et leur utilisation rationnelle dans les diverses opérations, afin de pouvoir répondre aux conditions d'espace et temps dictés par le marché.

Donc une bonne organisation de chantier intervient grossièrement dans la diminution du prix de l'ouvrage pour qu'il ne pas soit onéreux.

## 7.2-Généralité

### 7.2.1-Rôle et responsabilité des intervenants sur chantier

Avant d'entrer dans le vif du sujet relatif au chantier de réalisation d'un barrage, il nous paraît indispensable de rappeler les rôles des différentes personnes amenées à intervenir dans l'acte de construction.<sup>7</sup>

### 7.2.2- Le maître de l'ouvrage

Il appelé couramment le client, c'est une personne physique ou morale pour le compte de laquelle sont exécutés les travaux. Son rôle est de définir le but à atteindre (programme), d'organiser un financement, de passer et de régler les marchés des travaux. Après la réception des ouvrages, il en est le propriétaire et parfois le gestionnaire.

### 7.2.3- Le maître d'œuvre

C'est une personne physique ou morale, chargée par le maître de l'ouvrage de recevoir l'ouvrage, d'établir le dossier de consultation des entreprises, d'assister le maître d'ouvrage dans le dépouillement des offres, de contrôler l'exécution des travaux et de proposer leur réception et leur règlement, après en avoir établi le décompte.

### 7.2.4-L'entreprise

C'est la réunion des moyens mobiles et immobile et en personnel dont l'objectif est de réaliser les travaux, c'est un organisme contractuel.

### 7.2.5-L'entrepreneur

Personne physique quand il est individuel ou moral quand est une société, titulaire d'un marché de travaux conclu avec le maître d'ouvrage, chargée de l'exécution des travaux et, parfois de la conception détaillée des ouvrages. L'entrepreneur est responsable du chantier et de l'ouvrage en cours de construction tant que celui-ci n'a pas été réceptionné.

### 7.3- MATERIEL ET PERSONNEL NECESSAIRE :

#### 7.3.1 Personnel nécessaire :

Le nombre du personnel nécessaire au chantier varie d'une période à une autre, lors d'une période critique, le chantier peut avoir un personnel de pointe, et dans une autre un nombre important n'est plus utile.

Ci-joint liste des personnels nécessaire à cette opération : contre maître, opérateur, chauffeur, ouvrier, ferrailleur, grutier, soudeur, Coffreur, Bétonnier

#### 7.3.2. Matériel nécessaire :

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

Le matériel général de terrassement comprend les engins suivants <sup>[15]</sup> :

- **Pelle mécanique :**

Engin de terrassement qui convient à tous les types de terrain, dont le rôle est exécution des déblais



**Figure 7.1.** Pelle à chenille avec godet à position rétro

- **Le bulldozer**

C'est un engin de terrassement dont le rôle est défrichage, déblayer les obstacles, nettoyage, comblai les trous et de tresser les talus.



**Figure 7.2.** Bulldozers

- **Chargeur à pneu ou à chenilles**

Se son des tracteurs sur les quelles on montre à l'avant deux bras articulés actionnés par des vérins et portant un godet



**Figure 7.3.** Chargeur pneumatique

- **Camion à benne**

Ce sont des véhicules lourds porteurs et tracteurs de terre et de marchandises.



**Figure 7.4.**Camion à benne

- **Le matériel de bétonnage**

On utilise le plus souvent des bétonnières, se sont des machines servant à malaxer les différents constituants du béton (ciment , sable, gravier, eau) nécessaire pour la construction des canaux en béton.



**Figure 7.5** Bétonnière au cours de fonction

- **Pipelayers**

La mise en place des conduites se fait par des engins appropriés « pipelayers ».



**Figure 7.6** Pipelayers

Source : [www.plmcat.com](http://www.plmcat.com),

#### **7.4. INSTALLATIONS DU CHANTER [15]:**

Elles sont destinée aux : personnel, stockage des matériaux, réparations des engins, et aux préfabrications

##### **7.4.1. Installations destinées au personnel :**

Ce sont généralement les dortoirs, vestiaires, réfectoires, installations sanitaires et les bureaux de chantier (locaux administratif)

##### **7.4.2. Installations destinées au stockage des matériaux :**

Pour les ciments nous utilisons soit des silos métallique, soit des baraquements en bois ou en métal, les agrégats sont stockés en plein air, seulement nous prévoyons un cloisonnement entre les différents types d'agrégats pour éviter leur mélange et de ce fait faciliter le dosage du béton. Et qu'il soit aussi loin de la poussière proviens du chantier.

Les aciers doivent être stockés dans des endroits lions de la forte humidité (baraquements, hangars...).

##### **7.4.3. Installations destinées à la réparation des engins :**

Les grosses réparations ne se font généralement pas sur le chantier lui-même, mais il importe de disposer d'un atelier suffisamment bien équipé pour assurer l'entretien courant et les réparations d'urgence des différents matériels.

#### 7.4.4. Installations pour la préfabrication :

Ce sont généralement des hangars munis de matériel nécessaire permettant la réalisation des éléments de l'ouvrage tels que les poutres, dalles, conduites, ...etc.

#### 7.5. Détermination des différents volumes :

##### 7.5.1 Pour les canaux :

- **Volume des déblais**

D'après les coupes transversales de chaque canal le volume de déblai est déterminé par le logiciel covadis

- **Volumes des remblais des canaux**

Le volume de remblai pour chaque tronçon est obtenu avec la même méthode

- **Volume du lit du béton de propreté :**

$$V_{bp} = d_{bp} \times l \times b_{radier} \quad (7.1)$$

$V_{bp}$  : Volume du béton de propreté en (m<sup>3</sup>).

$d_{bp}$  : épaisseur de la couche de béton de propreté ( $d_{bp}$ = 10 cm).

$b_{radier}$  : largeur de radier en (m).

$l$  : Longueur totale de la tranchée en (m).

- **Volume du béton armé :**

$$V_{B.A.} = d_{B.A.} \times l \times (P_{exte} + P_{inte}) / 2 \quad (7.2)$$

$V_{B.A.}$  : Volume du béton armé en (m<sup>3</sup>).

$d_{B.A.}$  : épaisseur de la couche de béton armé ( $d_{B.A.}$ = 15 cm).

$l$  : Longueur de tranchée en (m).

$P_{exte}$  : périmètre extérieur du canal trapézoïdal en (m).

$P_{inte}$  : périmètre intérieur du canal trapézoïdal en (m).

$$P_{exte} = b_{radier} + 2xL + 2x0,13 \quad (7.3)$$

$$P_{\text{inte}} = b_{\text{fond}} + 2xL + 2x0,25. \quad (7.4)$$

### 7.5.2 Pour les collecteurs :

#### ➤ La largeur du fond de la tranchée

La largeur d'ouverture de tranchée est obtenue par la formule suivante :

$$B = d + (2 \cdot 0,3) \quad (7.5)$$

Avec :

B : largeur de la tranchée (m).

d : diamètre de la conduite (m).

#### ➤ Profondeur de la tranchée

La profondeur de la conduite doit permettre la réalisation correcte des branchements particuliers, empêcher toute intercommunication avec les autres conduites. La profondeur de la tranchée est :

$$H = e + d + h \quad (7.8)$$

H : profondeur de la tranchée (m).

e : épaisseur de lit de pose (m). Avec (e=0.3m).

d : diamètre de la conduite (m).

h : la hauteur du remblai au dessus de la conduite (m). Avec (h=1m).

#### ➤ Volume des déblais des tranchés

$$V_d = B \cdot H \cdot L \quad (7.9)$$

$V_d$  : volume des déblais des tranchés (m<sup>3</sup>).

B : largeur de la tranchée (m).

H : profondeur de la tranchée (m).

L : longueur totale de la tranchée.

➤ **Volume occupé par le lit de sable**

$$V_{ls} = L * B * e \quad (7.10)$$

$V_{ls}$  : volume du lit de sable ( $m^3$ ).

B : largeur de la tranchée (m).

L : longueur totale de la tranchée.

e : épaisseur de lit de pose (m).

➤ **Volume occupé par les conduites**

$$V_{cdt} = L * \pi * D^2 / 4 \quad (7.11)$$

$V_{cdt}$  : Volume occupé par les conduites ( $m^3$ ).

L : longueur totale de la tranchée (m).

D : Diamètre de la conduite (m).

➤ **Volume du remblai**

$$V_r = V_d - [V_{cdt} + V_{ls}] \quad (7.12)$$

$V_r$  : volume du remblai ( $m^3$ ).

$V_{cdt}$  : Volume occupé par les conduites ( $m^3$ ).

$V_{ls}$  : volume du lit de sable ( $m^3$ ).

➤ **Volume excédentaire**

$$V_{exc} = V_f - V_r \quad (7.13)$$

$V_{exc}$  : volume du sol excédentaire ( $m^3$ ).

$V_f$  : Volume foisonné ( $m^3$ ).

$T_q$  :

$$V_f = V_d * K_f \quad (7.14)$$

$K_f$  : Coefficient de foisonnement dépend de la nature de sol pour notre cas on a :

**$K_f = 1,23$**  (source BET).

### 7.6. Détermination de devis quantitatif et estimation du cout de projet

Tous les calculs de différents paramètres de devis quantitatif et estimatif sont représentés dans les tableaux suivants :

**Tableau 7.1 Détermination des différents volumes pour chaque tronçon du collecteur c221**

tr	D	H	B	L	Vd	Vls	Vcdt	Vr	Vexc
	300	1.6	0.9	43.39	62.48	11.72	3.07	47.70	10.97
	300	1.6	0.9	19.22	27.68	5.19	1.36	21.13	4.86
	300	1.6	0.9	14.77	21.27	3.99	1.04	16.24	3.73
	300	1.6	0.9	14.27	20.55	3.85	1.01	15.69	3.61
	300	1.6	0.9	31.83	45.84	8.59	2.25	34.99	8.05
	300	1.6	0.9	35.65	51.34	9.63	2.52	39.19	9.01
	300	1.6	0.9	10.25	14.76	2.77	0.72	11.27	2.59

**Tableau 7.2 Détermination des différents volumes pour chaque tronçon du collecteur c21**

tr	D	H	B	L	Vd	Vls	Vcdt	Vr	Vexc
	600	.9	1.2	14.73	33.58	5.30	5.66	22.62	5.20
	600	1.9	1.2	20.04	45.69	7.21	4.70	33.78	7.77
	600	1.9	11.2	16.62	37.89	5.98	5.77	26.14	6.01
	600	1.9	1.2	20.42	46.56	7.35	4.16	35.05	8.06
	600	1.9	1.2	14.71	33.54	5.30	5.91	22.34	5.14
	600	1.9	1.2	20.9	47.65	7.52	16.08	24.05	5.53

**Tableau 7.3 Détermination des différents volumes pour chaque tronçon du collecteur c22**

tr	D	H	B	L	Vd	Vls	Vcdt	Vr	Vexc
	800	2.1	1.4	11.8	34.69	4.96	6.28	23.46	5.39
	800	2.1	1.4	12.5	36.75	5.25	6.33	25.17	5.79
	800	2.1	1.4	12.6	37.04	5.29	4.17	27.58	6.34
	800	2.1	1.4	8.3	24.40	3.49	4.32	16.60	3.82
	800	2.1	1.4	8.6	25.28	3.61	7.69	13.98	3.22
	1000	2.3	1.6	9.8	36.06	4.70	12.25	19.11	4.40
	1000	2.3	1.6	15.6	57.41	7.49	2.97	46.95	10.80

**Tableau 7.4 Détermination des différents volumes pour chaque tronçon du collecteur c23**

tr	D	H	B	L	Vd	Vls	Vcdt	Vr	Vexc
	600	1.9	1.2	56.03	127.75	20.17	15.83	91.74	65.39
	600	1.9	1.2	16.73	38.14	6.02	4.73	27.39	19.52
	600	1.9	1.2	26.46	60.33	9.53	7.48	43.33	30.88
	600	1.9	1.2	18.49	42.16	6.66	5.23	30.28	21.58
	600	1.9	1.2	54.79	124.92	19.72	15.48	89.71	63.94
	600	1.9	1.2	25.32	57.73	9.12	7.16	41.46	29.55
	600	1.9	1.2	22.94	52.30	8.26	6.48	37.56	26.77
	600	1.9	1.2	37.34	85.14	13.44	10.55	61.14	43.58
	800	1.9	1.2	46.27	105.50	16.66	23.25	65.59	64.17
	600	1.9	1.2	42.44	96.76	15.28	11.99	69.49	49.53
	600	1.9	1.2	15.54	35.43	5.59	4.39	25.45	18.14

**Tableau 7.5 Détermination des différents volumes pour chaque tronçon du collecteur c2**

tr	D	H	B	L	Vd	Vls	Vcdt	Vr	Vexc
	400	1.7	1	35.21	59.86	10.56	4.42	44.87	28.75
	400	1.7	1	29.9	50.83	8.97	3.76	38.10	24.42
	400	1.7	1	25.9	44.03	7.77	3.25	33.01	21.15
	400	1.7	1	29.16	49.57	8.75	3.66	37.16	23.81
	400	1.7	1	22.84	38.83	6.85	2.87	29.11	18.65
	600	1.9	1.2	16.56	37.76	5.96	4.68	27.12	19.33
	600	1.9	1.2	38.41	87.57	13.83	10.85	62.89	44.82
	600	1.9	1.2	33.94	77.38	12.22	9.59	55.57	39.61
	600	1.9	1.2	39.87	90.90	14.35	11.27	65.28	46.53
	600	1.9	1.2	15.56	35.48	5.60	4.40	25.48	18.16
	600	1.9	1.2	39.75	90.63	14.31	11.23	65.09	46.39
	800	2.1	1.4	30.37	89.29	12.76	15.26	61.27	48.55
	800	2.1	1.4	26.89	79.06	11.29	13.51	54.25	42.99
	800	2.1	1.4	44.62	131.18	18.74	22.42	90.03	71.33
	800	2.1	1.4	38.28	112.54	16.08	19.23	77.23	61.19
	800	2.1	1.4	24.53	72.12	10.30	12.32	49.49	39.21
	800	2.1	1.4	49.36	145.12	20.73	24.80	99.59	78.91
	800	2.1	1.4	25.75	75.71	10.82	12.94	51.95	41.16
	1000	2.3	1.6	11.85	43.61	5.69	9.30	28.62	25.02
	800	2.1	1.4	22.94	67.44	9.63	11.53	46.28	36.67
	800	2.1	1.4	18	52.92	7.56	9.04	36.32	28.77
	800	2.1	1.4	20.72	60.92	8.70	10.41	41.80	33.12
	800	2.1	1.4	44.54	130.95	18.71	22.38	89.86	71.20
	800	2.1	1.4	20.11	59.12	8.45	10.10	40.57	32.15
	800	2.1	1.4	37.51	110.28	15.75	18.85	75.68	59.96
	800	2.1	1.4	27.55	81.00	11.57	13.84	55.58	44.04
	800	2.1	1.4	39.99	117.57	16.80	20.09	80.68	63.93
	800	2.1	1.4	18.84	55.39	7.91	9.47	38.01	30.12
	800	2.1	1.4	29.32	86.20	12.31	14.73	59.16	46.87
	800	2.1	1.4	23.89	70.24	10.03	12.00	48.20	38.19
	1200	2.5	1.8	16.32	73.44	8.81	18.45	46.18	44.15
	1200	2.5	1.8	10.41	46.85	5.62	11.77	29.46	28.16

**Tableau 7.6 Détermination des différents volumes pour chaque tronçon du collecteur c1**

tr	D	H	B	L	Vd	Vls	Vcdt	Vr	Vexc
	800	2.1	1.4	50.01	147.03	21.00	25.13	100.90	79.95
	800	2.1	1.4	50	147.00	21.00	25.12	100.88	79.93
	800	2.1	1.4	70.15	206.24	29.46	35.24	141.53	112.14
	600	2.1	1.4	9.69	28.49	4.07	2.74	21.68	13.36
	600	2.1	1.4	17.13	50.36	7.19	4.84	38.33	23.62
	600	2.1	1.4	21.35	62.77	8.97	6.03	47.77	29.44
	800	2.1	1.4	43.54	128.01	18.29	21.87	87.85	69.60
	800	2.1	1.4	9.91	29.14	4.16	4.98	19.99	15.84
	800	2.1	1.4	5.57	16.38	2.34	2.80	11.24	8.90
	800	2.1	1.4	9.05	26.61	3.80	4.55	18.26	14.47
	800	2.1	1.4	5.8	17.05	2.44	2.91	11.70	9.27
	800	2.1	1.4	11.27	33.13	4.73	5.66	22.74	18.02
	800	2.1	1.4	7.86	23.11	3.30	3.95	15.86	12.56
	800	2.1	1.4	21.2	62.33	8.90	10.65	42.77	33.89
	800	2.1	1.4	21	61.74	8.82	10.55	42.37	33.57
	800	2.1	1.4	25.02	73.56	10.51	12.57	50.48	40.00
	800	2.1	1.4	29.99	88.17	12.60	15.07	60.51	47.94
	800	2.1	1.4	57.06	167.76	23.97	28.67	115.12	91.22
	800	2.1	1.4	39.63	116.51	16.64	19.91	79.96	63.35
	800	2.1	1.4	40.26	118.36	16.91	20.23	81.23	64.36
	800	2.1	1.4	15.35	45.13	6.45	7.71	30.97	24.54
	1000	2.3	1.6	35.56	130.86	17.07	27.91	85.88	75.08
	1000	2.3	1.6	11.85	43.61	5.69	9.30	28.62	25.02
	1000	2.3	1.6	27.79	102.27	13.34	21.82	67.11	58.68
	1500	2.8	2.1	13	76.44	8.19	22.96	45.29	48.73
	1500	2.8	2.1	33.36	196.16	21.02	58.92	116.22	125.05
	1500	2.8	2.1	12.26	72.09	7.72	21.65	42.71	45.96
	1500	2.8	2.1	9.09	53.45	5.73	16.06	31.67	34.08

**Tableau 7.7 Détermination des différents volumes pour chaque tronçon du collecteur c12**

tr	D	H	B	L	Vd	Vls	Vcdt	Vr	Vexc
	1000	2.3	1.6	86.42	318.03	41.48	67.84	208.70	182.47
	1000	2.3	1.6	49.77	183.15	23.89	39.07	120.19	105.08
	1000	2.3	1.6	24.58	90.45	11.80	19.30	59.36	51.90
	1000	2.3	1.6	56.68	208.58	27.21	44.49	136.88	119.67
	1000	2.3	1.6	48.48	178.41	23.27	38.06	117.08	102.36
	1000	2.3	1.6	47.34	174.21	22.72	37.16	114.33	99.95
	1000	2.3	1.6	45.85	168.73	22.01	35.99	110.73	96.81
	1500	2.8	2.1	52.5	308.70	33.08	92.73	182.90	196.80
	1500	2.8	2.1	41.26	242.61	25.99	72.88	143.74	154.67
	1500	2.8	2.1	42.79	251.61	26.96	75.58	149.07	160.40
	1500	2.8	2.1	84.66	497.80	53.34	149.53	294.93	317.36
	1500	2.8	2.1	40.9	240.49	25.77	72.24	142.49	153.32
	1500	2.8	2.1	39.27	230.91	24.74	69.36	136.81	147.21
	1500	2.8	2.1	36.21	212.91	22.81	63.96	126.15	135.74
	1500	2.8	2.1	45.46	267.30	28.64	80.29	158.37	170.41
	1500	2.8	2.1	48.98	288.00	30.86	86.51	170.63	183.61
	1500	2.8	2.1	47.2	277.54	29.74	83.37	164.43	176.94
	1500	2.8	2.1	78.47	461.40	49.44	138.60	273.37	294.16
	1500	2.8	2.1	20.77	122.13	13.09	36.69	72.36	77.86

**Tableau 7.8: Volumes de travaux des collecteurs**

	Vd	Vls	Vcdt	Vr	Vf	Vexc
	m <sup>3</sup>					
Réseau d'eau pluviale	10759.125	1418.494	2202.422	6550.09	12966.267	5924.818

**Tableau 7.9:** Détermination du devis quantitatif et estimatif du projet

désignation des travaux	unité	quantité	Prix unitaire (DA)	Montant (DA)
travaux de terrassement des canaux				
Exécution de déblais	m3	4654.62	300	1396386
Exécution de remblais	m3	0	200	0
Travaux de béton de propreté				
Travaux de béton de propreté dosé 150 kg/m3 épaisseur e=0.1m	m3	684	8000	5472000
travaux de béton armé				
Exécution du canal	m3	1026	38000	38988000
travaux de terrassement des collecteurs				
Exécution de déblais	m3	10759.125	300	32387737.5
Pose du lit de sable	m3	1418.494	1000	1418494
Remblai de la tranchée	m3	6550.09	350	2292531.5
Evacuation de déblai excédentaire	m3	5924.818	160	947970.88
canalisation				
canalisation en béton				
300	ml	169.08	1500	253620
600	ml	672.32	2300	1546336
800	ml	1202.49	2500	3006225
1000	ml	459.94	7100	3265574
1200	ml	1229.22	8000	9833760
1500	ml	646.18	40000	25847200
construction				
construction des regards en béton armé	U	112	35000	3920000
<b>MONTANT HT</b>				<b>130575834.9</b>
<b>TVA 17 %</b>				<b>22197891.93</b>
<b>TOTAL TTC</b>				<b>152773726.8</b>



### 7.7. Conclusion :

D'après ce chapitre on peut conclure que l'organisation de chantier est nécessaire avant le commencement des travaux, car elle nous permet de définir tous les volumes des travaux nécessaires pour l'élaboration du chantier. D'autre part on peut avoir une information sur le coût total du projet

## *CONCLUSION GENERALE*

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

A l'issue de ce travail qui a pour objectif de protéger l'agglomération de Boukhadra contre tout risque d'inondation et les eaux de ruissèlement, et sélectionner les meilleures solutions d'aménagements compte tenu des conditions naturelles. On a scindé notre travail en trois étapes essentielles.

Par une reconnaissance du site d'après les plans d'occupation du sol, et une étude hydrologique profonde, on est arrivé à déterminer les débits des eaux pluviales pour une période de retour de 10 ans

En seconde partie, nous avons localisé et délimité les zones inondables. Ce qui nous a permis de proposer des variantes adéquates faire des solutions efficaces pour éviter ce phénomène naturel. Notre choix s'est porté sur une variante, qui consiste à exécuter des aménagements en béton (réseau des eaux pluviales, canaux trapézoïdaux « canal ceinture »), dont l'objectif est d'évacuer les eaux qui viennent de la partie haute de la zone étudiée

En fin, nous avons fait une planification, c'est un processus de la ligne de conduite des travaux à réaliser, car elle nous permet de définir tous les volumes des travaux nécessaires pour l'élaboration du chantier. D'autre part on peut avoir une information sur le coût total du projet **tel que le devis estimatif de ce projet est 152773726.8 DA**

# Références Bibliographiques

- [1] M.S ALTINAKAR, 1993 Gérer les inondations par ruissellement pluvial ,édition Le Moniteur, Paris.
- [2] Y. NEDELEC , 1999,le ruissellement , édition PPUR
- [3] WALTER H.GRAF ,2000,inondation urbaine , édition Eyrolles, Paris.
- [4] Etude hydrologique des bassins versants D'ANNABA ,2015,université Badji Mokhtar ,ANNABA
- [5] Paul Meylan,2000, Hydrologie fréquentielle , édition Eyrolles, Paris.
- [6] Mr SALAH .b ,2015, Cours Assainissement ,ENSH
- [7] Bennis ,2009,Hydraulique et hydrologie , édition de l' université de Québec
- [8] AMMARI ,2014,Cours d'hydraulique générale ,ENSH
- [9].Cours MR Belouakli ,2015 organisation de chantier ,ENSH

## ❖ Mémoires de Fin d'études :

**Mr. ZERFAOUI .A.2008**

ETUDE DE PROTECTION DE LA VILLE DESIDI GHILES (W.TIPAZA)  
CONTRELES INONDATIONS

**Mr. TAOUTI.M. 2009**

PROTECTION D'AÏN ROMANA CONTRE LES INONDATIONS (W.BLIDA)

**Mr. REZIG. S. 2009**

ETUDE DE PROTECTION DE LA VILLE DE SIDI AMAR CONTRE LES  
INONDATIONS (W.TIPAZA)

4 boulou

# Annexe 6.1

**Annexe 6.1** : Coefficient de Manning-strckler (ks) . [7]

Fossé à parois en herbe	30
Fossé à parois en terre	40
Canal en maçonnerie	60
Conduite en béton	75
Conduite en fibre ciment	80
Conduite en fonte ou en grés	90
Conduite en PVC	100

# ANNEXE 6.3

Annexe 6.3 :Table de KHI 2

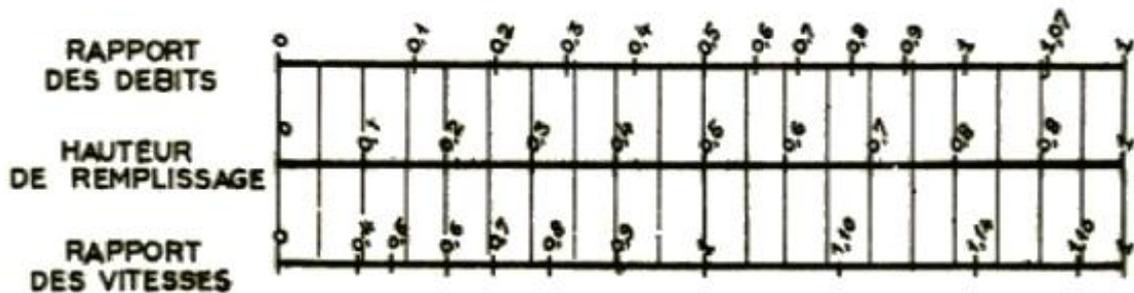
1	0,0000	0,0000	0,0002	0,0006	0,0039	0,0158	0,0642	1,6424	2,7055	3,8415	5,4119	6,6349	7,8794	10,8276
2	0,0020	0,0100	0,0201	0,0404	0,1026	0,2107	0,4463	3,2189	4,6052	5,9915	7,8240	9,2103	10,5966	13,8155
3	0,0243	0,0717	0,1148	0,1848	0,3518	0,5844	1,0052	4,6416	6,2514	7,8147	9,8374	11,3449	12,8382	16,2662
4	0,0908	0,2070	0,2971	0,4294	0,7107	1,0636	1,6488	5,9886	7,7794	9,4877	11,6678	13,2767	14,8603	18,4668
5	0,2102	0,4117	0,5543	0,7519	1,1455	1,6103	2,3425	7,2893	9,2364	11,0705	13,3882	15,0863	16,7496	20,5150
6	0,3811	0,6757	0,8721	1,1344	1,6354	2,2041	3,0701	8,5581	10,6446	12,5916	15,0332	16,8119	18,5476	22,4577
7	0,5985	0,9893	1,2390	1,5643	2,1673	2,8331	3,8223	9,8032	12,0170	14,0671	16,6224	18,4753	20,2777	24,3219
8	0,8571	1,3444	1,6465	2,0325	2,7326	3,4895	4,5936	11,0301	13,3616	15,5073	18,1682	20,0902	21,9550	26,1245
9	1,1519	1,7349	2,0879	2,5324	3,3251	4,1682	5,3801	12,2421	14,6837	16,9190	19,6790	21,6660	23,5894	27,8772
10	1,4787	2,1559	2,5582	3,0591	3,9403	4,8652	6,1791	13,4420	15,9872	18,3070	21,1608	23,2093	25,1882	29,5883
11	1,8339	2,6032	3,0535	3,6087	4,5748	5,5778	6,9887	14,6314	17,2750	19,6751	22,6179	24,7250	26,7568	31,2641
12	2,2142	3,0738	3,5706	4,1783	5,2260	6,3038	7,8073	15,8120	18,5493	21,0261	24,0540	26,2170	28,2995	32,9095
13	2,6172	3,5650	4,1069	4,7654	5,8919	7,0415	8,6339	16,9848	19,8119	22,3620	25,4715	27,6882	29,8195	34,5282
14	3,0407	4,0747	4,6604	5,3682	6,5706	7,7895	9,4673	18,1508	21,0641	23,6848	26,8728	29,1412	31,3193	36,1233
15	3,4827	4,6009	5,2293	5,9849	7,2609	8,5468	10,3070	19,3107	22,3071	24,9958	28,2595	30,5779	32,8013	37,6973
16	3,9416	5,1422	5,8122	6,6142	7,9616	9,3122	11,1521	20,4651	23,5418	26,2962	29,6332	31,9999	34,2672	39,2524
17	4,4161	5,6972	6,4078	7,2550	8,6718	10,0852	12,0023	21,6146	24,7690	27,5871	30,9950	33,4087	35,7185	40,7902
18	4,9048	6,2648	7,0149	7,9062	9,3905	10,8649	12,8570	22,7595	25,9894	28,8693	32,3462	34,8053	37,1565	42,3124
19	5,4068	6,8440	7,6327	8,5670	10,1170	11,6509	13,7158	23,9004	27,2036	30,1435	33,6874	36,1909	38,5823	43,8202
20	5,9210	7,4338	8,2604	9,2367	10,8508	12,4426	14,5784	25,0375	28,4120	31,4104	35,0196	37,5662	39,9968	45,3147
21	6,4467	8,0337	8,8972	9,9146	11,5913	13,2396	15,4446	26,1711	29,6151	32,6706	36,3434	38,9322	41,4011	46,7970
22	6,9830	8,6427	9,5425	10,6000	12,3380	14,0415	16,3140	27,3015	30,8133	33,9244	37,6595	40,2894	42,7957	48,2679
23	7,5292	9,2604	10,1957	11,2926	13,0905	14,8480	17,1865	28,4288	32,0069	35,1725	38,9683	41,6384	44,1813	49,7282
24	8,0849	9,8862	10,8564	11,9918	13,8484	15,6587	18,0618	29,5533	33,1962	36,4150	40,2704	42,9798	45,5585	51,1786
25	8,6493	10,5197	11,5240	12,6973	14,6114	16,4734	18,9398	30,6752	34,3816	37,6525	41,5661	44,3141	46,9279	52,6197
26	9,2221	11,1602	12,1981	13,4086	15,3792	17,2919	19,8202	31,7946	35,5632	38,8851	42,8558	45,6417	48,2899	54,0520
27	9,8028	11,8076	12,8785	14,1254	16,1514	18,1139	20,7030	32,9117	36,7412	40,1133	44,1400	46,9629	49,6449	55,4760
28	10,3909	12,4613	13,5647	14,8475	16,9279	18,9392	21,5880	34,0266	37,9159	41,3371	45,4188	48,2782	50,9934	56,8923
29	10,9861	13,1211	14,2565	15,5745	17,7084	19,7677	22,4751	35,1394	39,0875	42,5570	46,6927	49,5879	52,3356	58,3012
30	11,5880	13,7867	14,9535	16,3062	18,4927	20,5992	23,3641	36,2502	40,2560	43,7730	47,9618	50,8922	53,6720	59,7031
40	17,9164	20,7065	22,1643	23,8376	26,5093	29,0505	32,3450	47,2685	51,8051	55,7585	60,4361	63,6907	66,7660	73,4020
50	24,6739	27,9907	29,7067	31,6639	34,7643	37,6886	41,4492	58,1638	63,1671	67,5048	72,6133	76,1539	79,4900	86,6608
60	31,7383	35,5345	37,4849	39,6994	43,1880	46,4589	50,6406	68,9721	74,3970	79,0819	84,5799	88,3794	91,9517	99,6072
70	39,0364	43,2752	45,4417	47,8934	51,7393	55,3289	59,8978	79,7146	85,5270	90,5312	96,3875	100,4252	104,2149	112,3169
80	46,5199	51,1719	53,5401	56,2128	60,3915	64,2778	69,2069	90,4053	96,5782	101,8795	108,0693	112,3288	116,3211	124,8392
90	54,1552	59,1963	61,7541	64,6347	69,1260	73,2911	78,5584	101,0537	107,5650	113,1453	119,6485	124,1163	128,2989	137,2084
100	61,9179	67,3276	70,0649	73,1422	77,9295	82,3581	87,9453	111,6667	118,4980	124,3421	131,1417	135,8067	140,1695	149,4493
120	77,7551	83,8516	86,9233	90,3667	95,7046	100,6236	106,8056	132,8063	140,2326	146,5674	153,9182	158,9502	163,6482	173,6174
140	93,9256	100,6548	104,0344	107,8149	113,6593	119,0293	125,7581	153,8537	161,8270	168,6130	176,4709	181,8403	186,8468	197,4508
160	110,3603	117,6793	121,3456	125,4400	131,7561	137,5457	144,7834	174,8283	183,3106	190,5165	198,8464	204,5301	209,8239	221,0190
180	127,0111	134,8844	138,8204	143,2096	149,9688	156,1526	163,8682	195,7434	204,7037	212,3039	221,0772	227,0561	232,6198	244,3705
200	143,8428	152,2410	156,4320	161,1003	168,2786	174,8353	183,0028	216,6088	226,0210	233,9943	243,1869	249,4451	255,2642	267,5405
250	186,5541	196,1606	200,9386	206,2490	214,3916	221,8059	231,0128	268,5986	279,0504	287,8815	298,0388	304,9396	311,3462	324,8324
300	229,9634	240,6634	245,9725	251,8637	260,6781	269,0679	279,2143	320,3971	331,7885	341,3951	352,4246	359,9064	366,8444	381,4252
400	318,2596	330,9028	337,1553	344,0781	354,6410	364,2074	376,0218	423,5895	436,6490	447,6325	460,2108	468,7245	476,6064	493,1318
500	407,9470	422,3034	429,3875	437,2194	449,1468	459,9261	473,2099	526,4014	540,9303	553,1268	567,0698	576,4928	585,2066	603,4460
600	498,6229	514,5289	522,3651	531,0191	544,1801	556,0560	570,6680	628,9433	644,8004	658,0936	673,2703	683,5156	692,9816	712,7712
700	590,0480	607,3795	615,9075	625,3175	639,6130	652,4973	668,3308	731,2805	748,3591	762,6607	778,9721	789,9735	800,1314	821,3468
800	682,0665	700,7250	709,8969	720,0107	735,3623	749,1852	766,1555	833,4557	851,6712	866,9114	884,2789	895,9843	906,7862	929,3289
900	774,5698	794,4750	804,2517	815,0267	831,3702	846,0746	864,1125	935,4987	954,7819	970,9036	989,2631	1 001,6296	1 013,0364	1 036,8260



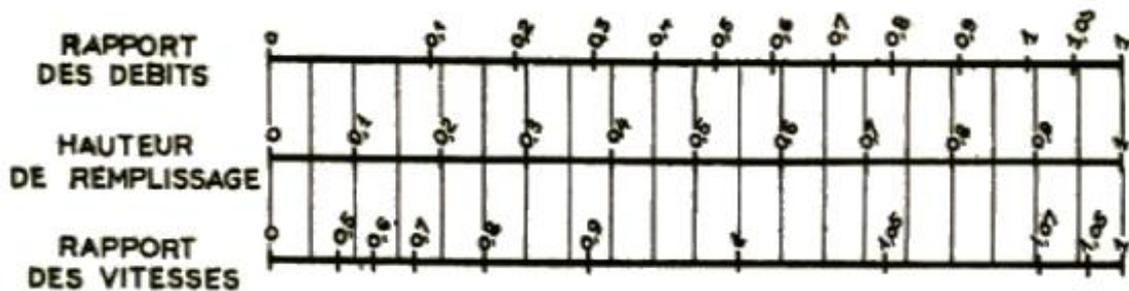
# Annexe 6.4

ANNEXE 6.4 : ABAQUES

a) Ouvrages circulaires



b) Ouvrages ovoïdes normalisés



Exemple - Pour un ouvrage circulaire rempli aux  $3/10$ , le débit est les  $2/10$  du débit à pleine section et la vitesse de l'eau est les  $78/100$  de la vitesse correspondant au débit à pleine section

# Annexe 6.5

