



## MEMOIRE DE FIN D'ETUDES

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

**Option: CONCEPTION DES SYSTEMES D'ASSAINISSEMENT**

### **THEME**

**ETUDE DU SYSTEME D'ASSAINISSEMENT DE LA  
VILLE DE MAACEM (W.TISSMSIMT)**

**Présenté par :**

**LATREUCHE Marwa**

**Devant les membres du jury**

<b>Nom et Prénoms</b>	<b>Grade</b>	<b>Qualité</b>
Mme MEDDI Hind	Professeur	Présidente
Mme SALHI Chahrazed	M.A.A	Examineur
Mr BOUNAH Younes	M.A.A	Examineur
Mr MEDDI Mohamed	Professeur	Promoteur

**Session novembre 2021**

## *Dédicace*

*Je rends un grand hommage à travers ce modeste travail, en  
signe de respect et de reconnaissance envers :*

*Ma mère Fatma.*

*Mon père Mohamed.*

*Ma grande mère Fatma et le Zaine.*

*Pour tous les sacrifices et leur soutien moral et matériel dont ils ont fait  
preuve pour que je réussisse.*

*Je le dédie également à*

*Mon frère et mes sœurs : Djamel : Anissa : Aissa : Rabiaa : Wahiba :*

*Amina : Ikram : Abd Elhak,*

*Mes oncles : Aissa : Ahmed.*

*Mes tantes : Yamna : Rabiaa : Karima : Fatiha : Zohra : Nouria :*

*Yamine : Sabah.*

*En un mot, à toute ma famille, mes amis et tous ceux qui ont  
contribué de près ou de loin à ma formation.*

## *Remerciement*

*Je remercie Dieu le tout puissant, pour m'avoir donné la santé, le courage et la volonté d'étudier, pour m'avoir permis de réaliser ce modeste travail et de me donner la patience dans mes difficiles conditions.*

*Ensuite je tiens à remercier mes chers parents, qui se sont donné cœurs et âmes pour que je réussisse, qui m'ont aidé moralement et financièrement, et qui m'ont toujours encouragé à donner le meilleur de moi-même. Ainsi que mes chers frères et sœurs qui ont toujours été là pour moi.*

*Toute ma gratitude et mes vifs remerciements à Mr MEDDI (mon promoteur) pour le soutien, l'aide et les conseils qu'il m'a dispensé pour l'élaboration de ce présent mémoire.*

*Je remercie le président et les membres du jury qui me feront l'honneur de juger mon travail.*

*Ainsi que toutes mes gratitudes à l'ensemble des enseignants de l'ENSH qui m'ont éclairé, orienté et aidé durant toute ma formation.*

## ملخص

شهدت مدينة المعاصم (ولاية تيسمسيلت) تطوراً ملحوظاً ، ولا تستجيب شبكة الصرف الصحي الحالية بشكل جيد لاحتياجات السكان والمعدات ، بالنظر إلى التوسعات الكبيرة التي تم تنفيذها في السنوات الأخيرة. هدفنا في هذه الدراسة هو وضع توجيه مع خطة رئيسية للصرف الصحي لمركز المعاصم ، وذلك لتلبية احتياجات السكان وتوسيع شبكة الصرف الصحي للمعدات المخطط لها في أوقات مختلفة (على المدى المتوسط والطويل) من أجل تحسين جودة شبكة الصرف الصحي وقدرتها.

كلمات مفتاحية : معاصم, خطة شبكة الصرف الصحي , مخطط

## Résumé

La ville de Mâacem (Wilaya de TISSMSILT) a connu un développement considérable, le réseau d'assainissement existant répond d'une façon mauvaise aux besoins de la population et des équipements et ce vu les importantes extensions réalisées ces dernières années. L'objectif de cette étude est de mettre en place une orientation avec un schéma directeur d'assainissement du centre de Mâacem, et cela pour satisfaire les besoins de la population et faire l'extension du réseau d'assainissement pour les équipements projetés pour différentes échéances (moyen et long terme) afin améliorer la qualité, la fiabilité et la capacité du réseau d'assainissement.

Mot clé : Maacem, réseau d'assainissement, Schéma directeur.

## Abstract

The city of Mâacem (Wilaya of TISSMSILT) has undergone considerable development, the existing sanitation network responds poorly to the needs of the population and of equipment, given the significant extensions carried out in recent years. Our objective in this study is to set up an orientation with a sanitation master plan for the center of Mâacem, and this to meet the needs of the population and extend the sanitation network for the equipment planned at different times (medium and long term) to improve the quality, reliability and capacity of the sewerage network.

Keyword: Maacem, sewerage network, Blueprint.

## Table des matières

	page
<b>Résumé</b>	
<b>Liste des tableaux</b>	
<b>Liste des figures</b>	
<b>Introduction générale</b>	
<b>Chapitre I : Présentation de la zone d'étude</b>	
Introduction .....	1
I.1- Situation géographique.....	2
I.2- Données naturelle du site.....	2
I.2.1- Morphologie des terrains .....	2
I.2.2-Géotechnique .....	2
I.2.3- Relief géomorphologie .....	3
I.2.4-Aspect géologie et hydrogéologie .....	3
I.2.5-Situation climatique .....	5
I.2.6-Voiries .....	7
I.3.7-Hydrographie .....	7
I.3- Situation Démographique .....	7
I.4- Encombrement de sous-sol .....	8
I.5-Situation hydraulique .....	8
I.5.1-Alimentation en eau potable .....	8
I.5.2- Réseau d'assainissement .....	8
I.6- Analyse urbaine actuelle .....	9
I.6.1- Programme de logements .....	9
I.6.2-Etude du POS .....	10
Conclusion .....	13
<b>Chapitre II : Diagnostic du réseau d'assainissement existant</b>	
II.1- Généralité .....	14
II.2- Objectifs d'une étude diagnostic .....	15
II.3- Types de diagnostic .....	15
II.4- Phase principale d'une étude de diagnostic .....	15
II.4.1- Recueil et exploitation les données .....	15
II.4.2- Le pré-diagnostic .....	16
II.4.3- Reconnaissance approfondie .....	16

II.5- Nature des désordres .....	16
II.6- Techniques d'enquêtes, diagnostic .....	16
II.7- Aperçu général du réseau d'assainissement existant .....	17
II.7.1- Etat des regards .....	17
II.7.2- Etat des rejets .....	18
II.7.3- Etat des collecteurs .....	20
II.8- Problématique .....	27
II.9- Recommandation .....	28
Conclusion .....	28

### **Chapitre III : Etude Hydrologie**

Introduction .....	29
III.1- Généralité .....	29
III.1.1- Les petites pluies .....	29
III.1.3- Les averses.....	29
III.2- Choix de période de retour .....	29
III.3- Déterminer de l'intensité moyenne de précipitation .....	30
III.4- Analyse des données pluviométriques et le choix du type de loi d'ajustement .....	31
III.4.1- Analyse des données statistiques .....	31
III.4.2- Choix de la loi d'ajustement .....	32
III.4.2.1- Vérification de l'homogénéité de la série .....	33
III.4.2.2- Ajustement de la série pluviométrique à la loi de GEV .....	35
III.4.2.3- Ajustement de la série pluviométrique à la loi de Log-Normal (Galton) .....	41
III.4.2.4- Ajustement de la série pluviométrique à la loi de GAMMA .....	44
III.5.3- Comparaison visuelle (analyse des graphes) .....	46
III.5.4- Méthode numérique (analyse statistique) .....	46
III.5.5- Résultats d'ajustement à loi choisie .....	47
III.6- Calcul de l'intensité de pluie de durée de 15 min et de période de retour de 10 ans par la formule de MONTANARI .....	48
Conclusion .....	49

### **Chapitre IV : calcul de base**

Introduction .....	50
IV.1- Situation démographique .....	50
IV.2- Découpage de l'aire d'étude en sous bassin élémentaire .....	51

IV.3- Système d'évacuation des eaux usées et des eaux pluviales .....	51
IV.3.1- Système unitaire.....	52
IV.3.2- Système séparatif .....	52
IV.3.3- Système pseudo séparatif .....	53
IV.4- Choix du système d'évacuation .....	56
IV.5- Différent schéma d'évacuation.....	56
IV.5.1- Schéma perpendiculaire .....	56
IV.5.2- Schéma à déplacement latéral .....	56
IV.5.3- Schéma à collecteur transversal ou oblique .....	57
IV.5.4- Schéma à collecteur étagé .....	57
IV.5.5- Schéma radial .....	57
IV.6- Choix de schéma d'évacuation .....	58
IV.7- Choix du coefficient de ruissellement .....	58
IV.7.1- Coefficient de ruissellement pondéré dans le temps .....	59
IV.8- Calcul du nombre d'habitant de chaque sous bassin .....	60
IV.8.1- Coefficient de ruissellement pondéré .....	60
IV.8.2- Calcul de la densité partielle .....	61
Conclusion .....	62

## **Chapitre V : Evaluation des débits à évacuer**

Introduction .....	63
V.1- Evaluation des débits des eaux usées .....	63
V.1.1- Nature des eaux usées à évacuer .....	63
V.1.2- Consommation en eau potable .....	64
V.1.3- Estimation des débits des eaux usées .....	64
V.1.3.1- Estimation des débits des eaux usées domestique .....	64
V.1.3.2- Evaluation du débit moyen journalier .....	64
V.1.3.3- Evaluation du débit de pointe .....	64
V.2- Evaluation des débits d'eaux pluviales .....	69
V.2.1- Méthode rationnelle .....	69
V.2.2- Méthode superficielle (méthode de CACUOT) .....	71
V.2.3- Formules d'assemblage et d'équivalence .....	72
V.2.4- Choix de la méthode de calcul .....	73
V.3- Calcul des débits pluviaux .....	73

V.3.1- Coefficient de correction $\alpha$ (réducteur de l'intensité) .....	73
Conclusion .....	74

## **Chapitre VI : Calcul hydraulique du réseau d'assainissement**

Introduction .....	75
VI.1- Conditions du dimensionnements .....	75
VI.2- Plan du calcul des paramètres hydrauliques et géométriques .....	75
VI.3- Description des variantes .....	77
VI.3.1- Comparaison des variantes proposées .....	78
VI.4- Critères de choix .....	79
VI.5- Débit spécifique .....	81
VI.6- Procéder au recensement des zones inondables pour mieux protéger les habitants .....	81
VI.5- Dimensionnement .....	86
Conclusion .....	91

## **Chapitre VII : Les éléments constitutifs du réseau d'égout**

Introduction .....	92
VII.1- Ouvrages principaux .....	92
VII.1.1- Canalisations .....	92
VII.1.2- Critères de choix des conduites .....	92
VII.1.3- Matériau des canalisations .....	92
VII.1.4 - Les essais de conduites préfabriqués .....	97
VII.1.5- Les remèdes .....	98
VII.1.6- Pose de canalisation .....	98
VII.2- Les ouvrages annexes .....	98
VII.2.1- Ouvrages normaux .....	99
VII.2.1.1- Les branchements .....	99
VII.2.1.2- Les bouches d'égout .....	99
VII.2.1.3- Les regards .....	100
VII.2.2- Ouvrages spéciaux .....	103
VII.2.2.1- Les déversoirs d'orage .....	103
VII.2.2.2- Dimensionnement des déversoirs d'orage .....	106
Conclusion .....	111

## **Chapitre VIII : organisation de chantier**

Introduction .....	112
VIII.1- Exécution des travaux .....	112

VIII.1.1- Vérification, manutention des canalisations .....	112
VIII.1.2- Décapage de la couche végétale .....	113
VIII.1.3- Emplacement des jalons des piquets (piquetage) .....	113
VIII.1.4- L'exécution des fouilles pour les tranchées et les regards .....	113
VIII.1.5- Aménagement du lit de pose .....	114
VIII.1.5- Mise en place des canalisations .....	115
VIII.1.6- Assemblages des tuyaux .....	115
VIII.1.7- Construction des regards .....	115
VIII.1.8- Réalisation des branchements .....	116
VIII.1.9- Exécution de déversoir d'orage .....	116
VIII.1.10- Remblayage et compactage .....	116
VIII.2- Planification des travaux .....	117
VIII.3- Devis quantitative et estimatif .....	123
Conclusion .....	124

## **Conclusion Générale**

## **Références Bibliographiques**

### **Annexes**

## Liste des tableaux

	Page
<b>Chapitre I : Présentation de la zone d'étude</b>	
Tableau I.1: Tableau climatique .....	6
Tableau I.2 : la liste des puits et des sources existants à Maacem .....	7
Tableau I.3 : la Répartition de la population dans la commune de Maacem .....	9
<b>Chapitre II : Diagnostic du réseau d'assainissement existant</b>	
Tableau II.1 : Diagnostic physique des collecteurs existants .....	20
Tableau II.2 : Les résultats du calcul hydraulique du collecteur .....	25
Tableau II.2 : Classification du réseau selon diamètre .....	26
Tableau II-2 : classification du réseau selon matière .....	27
<b>Chapitre III : Etude Hydrologie</b>	
Tableau III-1 : Série d'observation de précipitations mensuelles et maximales journalières (station expérimentale THENIET EL HAD, 011605) .....	31
Tableau III.2 : Calcul des paramètres du test de la médiane.....	34
Tableau III.3 : Résultat du test de la médiane.....	34
Tableau III.2 : Résultats d'ajustement par la loi de GEV .....	39
Tableau III.3 : Résultats d'ajustement par la loi de GALTON .....	42
Tableau III.4 : Résultats d'ajustement par la loi de GAMMA .....	44
Tableau III.5 : Critères de comparaison des lois statistiques .....	47
Tableau III.6 : caractéristique de la loi de Gamma .....	47
<b>Chapitre IV : calcul de base</b>	
Tableau IV.1 : Estimation de la population à différents horizons .....	51
Tableau IV.2 : avantages et inconvénients des trois systèmes de réseaux .....	53
Tableau IV.3 : coefficients de ruissellement en fonction de la catégorie d'urbanisation .....	59
Tableau IV.4 : coefficient de ruissellement en fonction des caractéristiques des zones d'influences .....	59
Tableau IV.4 : coefficient de ruissellement en fonction de la densité de la population .....	60
Tableau IV.5 : Les sous bassins de la zone d'étude et leurs surfaces .....	61
Tableau IV.6 : Répartition de population dans chaque sous bassin .....	62
<b>Chapitre V : Evaluation des débits à évacuer</b>	
Tableau V.1 : Evaluation des débits d'équipement de chaque sous bassin .....	67

Tableau V.2 : Détermination des débits de pointe d'eaux usées .....	68
Tableau V.3 : Les règles d'assemblage utilisées.....	72
Tableau V.4 : Evaluation des débits pluviaux pour chaque sous bassin .....	73
Tableau V.5 : Evaluation des débits totaux .....	74
<b>Chapitre VI : Calcul hydraulique du réseau d'assainissement</b>	
Tableau VI.1 : étude comparative en vue économique .....	78
Tableau VI.2 : étude comparative en vue technique et sanitaire .....	79
Tableau VI.3 : Débit spécifique de chaque sous bassin .....	81
Tableau VI.4 : Modèle pour calculer $Q_{max}$ .....	82
Tableau VI.5 : q(F) (quantile fonction) .....	83
Tableau VI.6 : Calcule les pentes .....	83
Tableau VI.7 : Résultats de calcul $Q_{max}(F)$ .....	84
Tableau VI.8 : Dimensionnement du collecteur principal A .....	86
Tableau VI.9 : Dimensionnement du collecteur principal B .....	87
Tableau VI.10 : Dimensionnement du collecteur principal C .....	88
Tableau VI.11 : Dimensionnement du collecteur principal E .....	89
Tableau VI.12 : Dimensionnement du collecteur secondaire D .....	89
Tableau VI.13 : Dimensionnement du collecteur F .....	89
Tableau VI.15 : Dimensionnement du collecteur principal R .....	90
<b>Chapitre VII : Les éléments constitutifs du réseau d'égout</b>	
Tableau VII.1 : Dimensionnement de la conduite transitant le débit vers l'exutoire .....	109
<b>Chapitre VIII : organisation de chantier</b>	
Tableau VIII.1 : Détermination des délais .....	125
Tableau VII.2 : Volumes des travaux .....	127
Tableau VII.3 : Détermination du devis quantitatif et estimatif du projet .....	127

## Liste des figures

	Page
<b>Chapitre I : Présentation de la zone d'étude</b>	
Figure I.1 : Carte géologique .....	2
Figure I.2 : situation de la commune de Maacem .....	4
Figure I.3 : Diagramme climatique .....	5
Figure I.4 : Courbe température .....	6
<b>Chapitre II : Diagnostic du réseau d'assainissement existant</b>	
Figure II.1: regard 3 avec dalle en béton armé .....	17
Figure II.2: regard 2 avec dalle en béton armé .....	17
Figure II.3: regard 15 avec dalle tompon .....	17
Figure II.4: regard 112 avec dalle tompon .....	18
Figure II.5: regard 108 avec dalle tompon .....	18
Figure II.6: regard 31 avec dalle tompon .....	18
Figure II.7: regard 38 en mauvaise état .....	18
Figure II.8: regard 107 en mauvaise état .....	18
Figure II.9: regard 116 en mauvaise état .....	18
Figure II.10 : rejet de Maaza (Bureau d'étude tenes -Chlef) .....	19
Figure II.11 : rejet de Karema (Bureau d'étude tenes -Chlef) .....	19
Figure II.12 : rejet de Khengue (Bureau d'étude tenes -Chlef) .....	19
Figure II-13 : graphe de classification selon matière .....	27
<b>Chapitre III : Etude Hydrologie</b>	
Figure III.1 : Série de précipitation maximale annule .....	37
Figure III.2 : Classer les observations par ordre croissant .....	38
Figure III.3 : exemple sur test Independence .....	38
Figure III.4 : exemple sur test stationnaire .....	39
Figure III.5: Ajustement à la loi de GEV .....	40
Figure III.6 : Test d'adéquation de Khi-deux .....	41
Figure III.7 : Ajustement à la loi de GALTON .....	43

Figure III.8 : Test d'adéquation de Khi-deux (GALTON) .....	43
Figure III.9 : Ajustement à la loi de Gamma .....	45
Figure III.10 : Test d'adéquation de Khi-deux (Gamma) .....	45
Figure III.11 : Comparaison graphique entre trois lois .....	46
Figure III.12 : caractéristique de la loi .....	48
<b>Chapitre IV : calcul de base</b>	
Figure IV.1 : Schéma représentatif des branchements dans le système unitaire .....	52
Figure IV.2 : Schéma représentatif des branchements dans le système séparatif .....	52
Figure IV.3 : Schéma représentatif des branchements dans le système pseudo séparatif ....	53
Figure IV.4 : Schéma perpendiculaire .....	56
Figure IV.5 : Schéma à déplacement latéral .....	57
Figure IV.6 : Schéma à collecteur transversal ou oblique .....	57
Figure IV-7 : Schéma à collecteur étage .....	57
Figure IV.8 : Schéma radial .....	58
<b>Chapitre VI : Calcul hydraulique du réseau d'assainissement</b>	
Figure VI .1 : Schéma de l'oued sur plan .....	82
Figure VI .2 : carte des trois régions homogènes .....	83
Figure VI .3 : Correction torrentielle .....	85
<b>Chapitre VII : Les éléments constitutifs du réseau d'égout</b>	
Figure VII.1 : conduite en fonte.....	93
Figure VII.2 : Conduite en amiante ciment.....	93
Figure VII.3: Conduite en grés .....	94
FigureVII.4 : Conduite en matière plastique .....	94
Figure VII.5: Conduite en béton armé .....	95
Figure VII.6 : Conduite en PVC .....	96
Figure VII.7 : point de raccordement avec élargissement .....	99
Figure VII.8 : point de raccordement avec inclinaison .....	99
Figure VII .9: Absorption par le haut .....	100
Figure VII.10 : Absorption du coté latéral .....	100
Figure VII.11 : Exemple d'un regard simple .....	101
Figure VII.12: Regard de jonction .....	102
Figure VII.13 : Regard de chute .....	102
Figure VII.14 : Schéma de principe de déversoir d'orage .....	104
Figure VII.15 : Déversoir frontal .....	105

Figure VII.16 : Déversoir latéral .....	105
Figure VII.17 : Déversoir à seuil double .....	106

### **Chapitre VIII : Organisation de chantier**

Figure VIII.1 : Méthodes de stockage des tuyaux .....	113
Figure VIII.2 : Pose de la conduite .....	115
Figure VIII.3 : Bulldozer .....	117
Figure VIII.4 : Chargeur .....	117
Figure VIII.5 : Compacteur .....	117

## **Liste des planches**

Planche N°01 : Levé topographique.

Planche N°02 : Plan de masse avec réseau existant.

Planche N°03 : Plan de masse avec réseau projeté.

Planche N°04 : Profil en long du collecteur principaux.

Planche N°05 : Les ouvrages annexes.

## **Introduction générale**

L'eau est un élément vital et une source précieuse qui constitue un facteur décisif pour la croissance et le développement socio-économique.

Un système d'assainissement permet de traiter les eaux usées en provenance de différents services de manière à rejeter une eau assainie dans l'environnement.

L'assainissement d'une agglomération a pour but de garantir l'évacuation des eaux usées et pluviales dans des conditions favorables afin d'éviter les problèmes de santé et d'hygiène, les inondations et les menaces sur les nappes phréatiques ensuite de procéder à leur traitement avant leur rejet dans le milieu naturel par des modes compatibles avec les exigences de la santé publique et de l'environnement.

Assurer l'assainissement est aujourd'hui une des obligations des communes. Cela passe par l'élaboration d'un schéma directeur d'assainissement qui permet de faire l'état des lieux du réseau existant et de préconiser des travaux afin d'optimiser son fonctionnement à moyen et long terme.

Le schéma directeur d'assainissement est donc un document d'orientations en matière d'assainissement sur un territoire donné. C'est une étude prospective (à 10 ou 30 ans) de l'évolution du système d'assainissement (collecte et traitement) pour s'assurer de son adéquation avec le développement du territoire, la protection du milieu naturel mais aussi avec les capacités financières.

Il permet de faire un bilan général de la situation actuelle et future du territoire face à la capacité du milieu récepteur. C'est également l'occasion de poser la réflexion sur le type d'assainissement (collectif ou non) à mettre en place en fonction des secteurs.

C'est aussi une façon d'évaluer la politique d'assainissement menée jusqu'alors et de la réorienter au besoin en termes de priorités et d'adapter les règles de bonnes gestions (surveillance, contrôles branchement auto surveillance réseau, ...).

Pour ce faire, notre étude se scinde essentiellement en trois parties indissociables.

En effet, dans un premier lieu, après les informations des services techniques de A.P.C de la ville, nous entamerons, toutes données réunies, le diagnostic du réseau existant. Ce même diagnostic comporte quatre parties respectives à savoir : le recueil et l'exploitation des données pour commencer, puis le pré-diagnostic....

Dans un second lieu, nous passerons à l'expertise du réseau existant, en incluant les zones d'extension, afin de vérifier s'il est apte ou non à évacuer les nouveaux débits d'eaux usées et pluviales. Ceci s'appuie, bien sûr, sur une étude hydrologique qui nous permet d'estimer l'intensité moyenne de précipitation.

Puis, comme le travail l'exige, nous ferons le calcul hydraulique qui nous permettra une comparaison entre variantes propose.

Ce dernier axe se devise, lui aussi, en deux parties. La première consistera en la réalisation de notre réseau avec ses ouvrages, principaux et annexes.

# **Chapitre I**

## **Présentation de la zone d'étude**

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

### Introduction

Avant d'entamer n'importe quel projet d'assainissement, l'étude du site est nécessaire pour connaître les caractéristiques physiques du lieu et les facteurs qui influencent sur la conception de ce projet.

En effet, chaque site présente des spécificités touchant en particulier l'assainissement que ce soit :

- Les données naturelles du site.
- Les données relatives à l'agglomération.
- Les données relatives au développement futur de l'agglomération.
- Les données propres à l'assainissement.

Donc la présentation de l'agglomération est une phase importante pour procéder à l'élaboration de l'étude du diagnostic et de l'extension du réseau d'assainissement centre de Maacem de la commune de Maacem.

### I.1- Situation géographique

La commune de Maacem se situe dans les hauts plateaux telliens de l'Ouarsenis, elle s'étend sur une superficie de 5544 ha (DRE, Tissmsilt).

Elle est limitée par :

- Au nord par la commune de Lardjem.
- Au sud par la commune de Sidi Hosni (W.Tairet).
- A l'Est par la commune de Ammari.
- A l'Ouest par la commune de Mghila et Sid Lantri.

Elle se trouve à une altitude moyenne de 916 m sur le flanc des hauts plateaux des coordonnées géographiques (sys UTM) : **X= 368916** ; **Y= 3947109**.

L'administration de la commune de Maacem fait partie de la wilaya de Tissmsilt ; elle est située au Sud-Ouest de son chef-lieu de wilaya à une distance de 35 km par la R.N 19 et à 24 km de son chef-lieu de daïra d'Ammari par la route de wilaya N°01 ( DRE, Tissmsilt).

Dans sa consistance territoriale on note :

- Le chef-lieu de la commune de Maacem.
- Ainsi que les hameaux éparpillés sur les territoires de la commune à savoir :  
Douar Seb Smen.  
Douar Oueld Medjahed.

Douar Oueld Mimoune.

Douar Oueld Djelloul.

Meghila	Lardjam	<u>Ammari</u>
Meghila		Ammari
<u>Sidi hosni</u>	<u>Sidi hosni</u>	<u>Ammari</u>

**Figure I.1 :** Commune limitrophe de la commune de Maacem (Source : ABH CHLEF)

## I.2- Données naturelle du site

### I.2.1- Morphologie des terrains

D'une manière générale, la ville de Maacem s'étend sur une zone montagneuse, le site concerné par la présence étude contient des terrains accidentés serpentées par des lignes d'écoulement naturel et oued les pentes variant comme suite (DRE, Tissmsilt) :

- Pentes 5% dans la partie Nord-Ouest et P.O.S N°2.
- Pentes entre 5% et 10% dans sa partie Nord-Est et au centre.
- Pentes entre 10% et 15% les terrains concernés se situent au sud de la ville

### I.2.2-Géotechnique

La ville de Maacem est implantée sur un site de type montagneux, le sol présente un taux de travail admissible variant entre 1.2 et 3.2 bars, c'est une zone favorable à la construction en observent les servitudes et sous réserves d'étude plus approfondies (DRE, Tissmsilt).

Du point de vue géotechnique, on distingue trois catégories de terrains (DRE, Tissmsilt) :

- 1- Des terrains en pente faible.
- 2- Des terrains argileux, la fondation présentent certains difficultés ; terrains humides engorgés d'eau, et terrains secs ou boueux.
- 3- Des zones inondables situées à la rencontre de plusieurs affluents.
  - Les terrains proches des rives de l'oued.
  - Terrain en pente dépassant à 10%, en terrain argileux ou le ruissellement des eaux est intense par la faible perméabilité des terrains.
  - Terrain rocheux et la roche mère causait des difficultés aux découpages et fondations ; cette catégorie de terrains rencontre essentiellement dans la partie Sud du chef-lieu.

### I.2.3- Relief géomorphologie

La zone a fait partie de la limite méridionale Ouest de massif l'Ouarsenis. Elle est formée par Djebels Mahamou (1.260 m), Sidi Maarouf (1.168 m), Bechtout (1.304 m) et Ghezoul (1.167 m) qui appartient à la bordure de Sud tellienne, qu'entaillent les oueds Rhiou, Tiguigest et Tamda.

Le piémont méridional se trouve au niveau du passage de la chaîne de l'Ouarsenis aux hauts plateaux ; il est constitué des terrains identifiés essentiellement comme bordure Sud tellienne. Le long de l'axe Layoune, Khemisti, Tissemsilt (DRE, Tissemsilt).

### I.2.4-Aspect géologie et hydrogéologie

La willaya de Tissemsilt se caractérise par une géologie s'inscrivant dans l'évolution de la chaîne de l'Ouarsenis, celui-ci est vaste massif tellien délimité au Sud, par les hauts plateaux et plateau de SERSOU et au Nord par la vallée de CHLEF on peut dénombrer des formations suivantes (ANRH-Blida) :

- **Le trias** : Se présentant soit en assises, soit le plus souvent en étroites bandes ou lames étirées, ils sont composés de gypse, sels, fragments de dolomie, calcaire et cargneules.
- **Les séries allochtones** : Les crétacés supérieurs, schistes et marno-calcaires s'étalant du barreriz à l'aptien, l'épaisseur est de 300 m environ.
- **Les crétacés inférieurs** : forme de calcaire et marnes épaisseur 300 m.
- **L'éocène moyen et supérieur** : épaisseur 200 m, composé d'argile et marno-calcaire.
- **L'oligocène de Boghar** : épaisseur 200 m, la sédimentation commence par des argilites et des marno-calcaire à silex et se termine par des marnes.
- **Les formations du miocène inférieur** : de petits niveaux marneux s'intercalent dans l'épaisseur assise gréseuse.
- **Le pliocène et la quaternaire** : se localise au plateau de SERSOU.

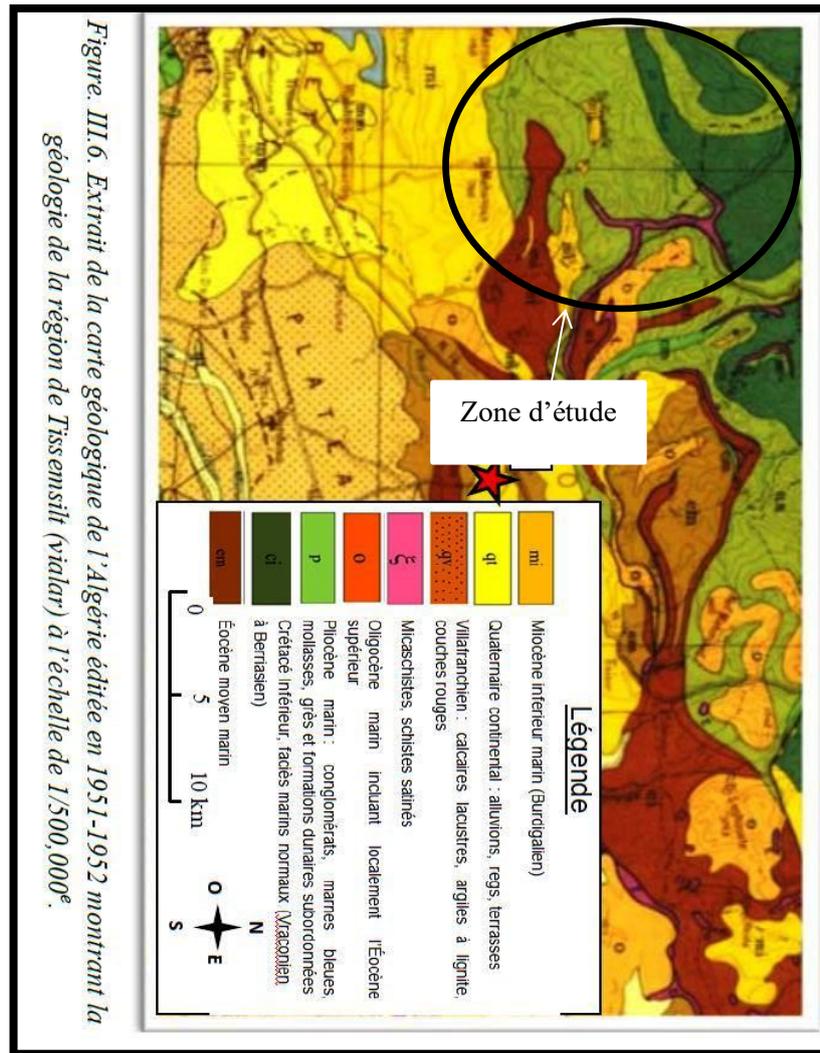


Figure I.2 : Carte géologique (Source : ABH-CHLEF)

### ➤ lithologie

La lithologie qui caractérise la zone d'étude est très variée. Elle se compose de roches consolidées ; de calcaires, grès et roches détritiques.

- **Les calcaires** : les calcaires sont représentés par les Jurassiques et le Barrenio-Aptien du crétacé. Ils très faiblement représentées au niveau de l'aire d'étude.
- **Les flysch** : les flysch occupent plus de 5% de la zone d'étude. L'essentiel se localise au niveau de bassin versant de Lardjem. Il s'agit d'une alternance de roches à faciès sédiment logiques varié. Dans le cas de cette zone ce sont les calcaires et les marnes. Cette répétition de faciès peut donner des aquifères pour la superposition des couches perméables et imperméables. Les capacités sont cependant limitées par raison de la faible épaisseur du faciès du caractère très charrié des plissements et de la reliure sont

accidenté. Il s'agit plutôt d'une concentration du ruissellement, aux effets de l'érosion du sont atténués par la résistance de cette roche.

- **Les grès numidiens** : la plus importante superficie gréseuse est située dans le bassin versant de l'oued Nal El Ouassel et le reste est réparti équitablement au niveau des autres bassins versants. Il s'agit de roches silencieuses, d'origine détritique donc formées de grains plus ou moins consolidés, ce qui implique une certaine porosité. Ces roches sont très fissurées par la tectonique et favorisent l'infiltration ce qui atténue sensiblement les effets de l'érosion par ruissellement d'autant plus qu'elles sont classées moyennement résistantes.
- **Les grès et formations du miocène inférieur** : Ils sont issus d'une sédimentation récente de fin tertiaire qui est plus ou moins tectonisée. La structure est parois tabulaire et pendage est faible ces assises gréseuses reposent sur des marnes imperméables (Source ANRH Blida).

### I.2.5-Situation climatique

- **Climat**

La région de Mâacem se caractérise d'une manière générale par un climat continental qui est particulièrement aride avec deux saisons distinctes à savoir un été très chaud et un hiver très froid avec gelées tardives et de fréquente chute de neige.

La ville de Mâacem bénéficie d'un climat tempéré chaud, l'été, les pluies sont moins importantes qu'elles ne le sont en hiver. La classification de Köppen-Geiger est de type Csa. En moyenne la température est de 14.6 °. Sur l'année, la précipitation moyenne est de 784 mm.

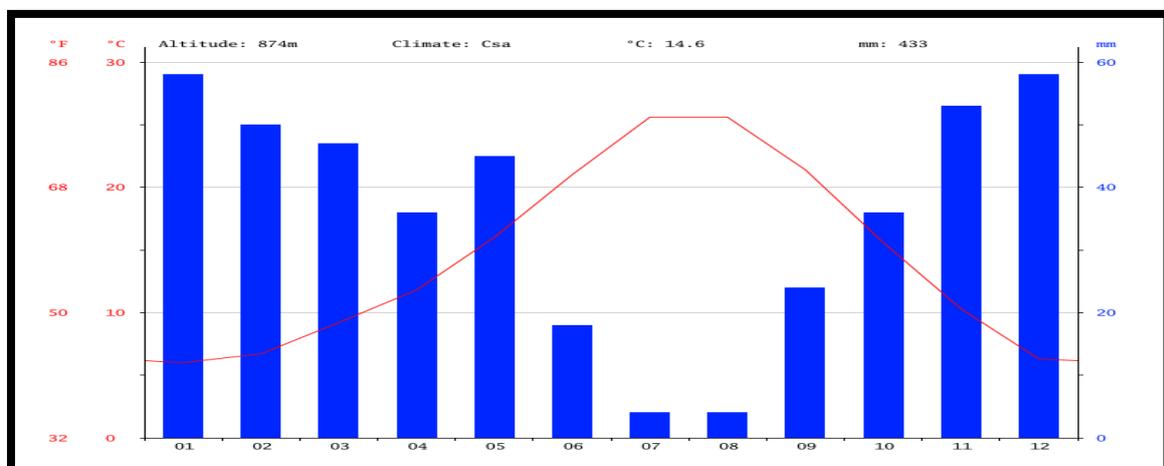
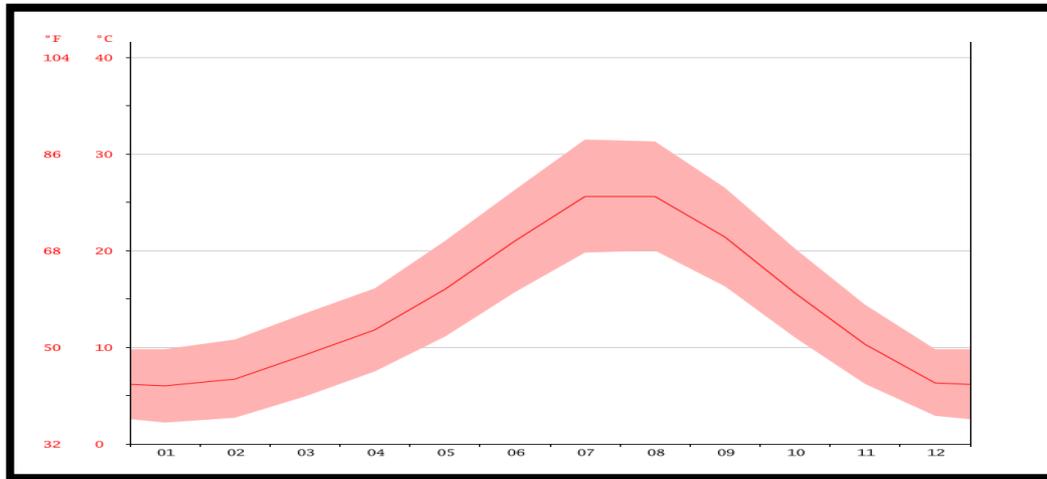


Figure I.3 : Diagramme climatique (Source : ANRH BLIDA)

Juillet et aout sont le plus sec. Avec seulement 4 mm. Une moyenne de 58 mm fait du mois de Janvier le mois ayant le plus haut taux de précipitations.



**Figure I.4 :** Courbe température (Source : ANRH BLIDA)

Le mois le plus chaud de l'année est celui de Juillet et aout avec une température moyenne de 25.6 °C. -5 °C font du mois de Janvier le plus froid de l'année.

**Tableau I.1:** Tableau climatique

month	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
mm	58	50	47	36	45	18	4	4	24	36	53	58
°C	6.0	6.7	9.2	11.8	16.0	21.0	25.6	25.6	21.4	15.6	10.3	6.3
°C (min)	2.2	2.7	4.9	7.5	11.1	15.7	19.8	20.0	16.3	11.0	6.2	2.9
°C (max)	9.8	10.8	13.5	16.1	21.0	26.3	31.5	31.3	26.5	20.2	14.4	9.8
°F	42.8	44.1	48.6	53.2	60.8	69.8	78.1	78.1	70.5	60.1	50.5	43.3
°F (min)	36.0	36.9	40.8	45.5	52.0	60.3	67.6	68.0	61.3	51.8	43.2	37.2
°F (max)	49.6	51.4	56.3	61.0	69.8	79.3	88.7	88.3	79.7	68.4	57.9	49.6

(Source : ANRH BLIDA)

La différence de précipitations entre le mois le plus sec et le mois le plus humide Ets de 54 mm. Sur l'année, la température varie de 19.6 °C.

- **Les vents**

Les vents dominants viennent généralement du Nord-Ouest, ils sont particulièrement fréquents au printemps et en autonome. Le sirocco se manifeste pendant 10 à 15 jours entre Juin et Juillet; la direction de ce dernier est Sud - Est, Nord – Ouest. Le sirocco est redoutable pour les céréales avant la récolte (ANRH, Blida).

### I.2.6-Voiries

La commune de Mâacem est accessible par des pistes dégradées. Le réseau voirie, inexistant est donc à concevoir ; s'agissant du reste de l'agglomération, à part le chemin CW10 qui la traverse, le reste des voies nécessitent une réfection. Par ailleurs ; la restructuration prévue par le POS MAACEM en vigueur, en créant de nouvelles voies, n'a pas encore démarré (DRE, Tissmsilt).

### I.2.7-Hydrographie

- **Les eaux superficielles**

Le réseau hydrographique de la commune de Mâacem est constitué par la présence de trois oueds. Leur régime est conditionné par celui des pluies. L'existence de trois oueds qui serpente l'agglomération (ANRH, Blida) :

- A l'Est Sidi Othmane.
- Au centre l'oued Khneg.
- A l'Ouest l'oued Chaffia.
- La retenue collinaire existante à Seb Smen; non fonctionnelle.
- Une retenue collinaire propose entre Ouled Medjahed et el Aouaid d'une capacité théorique de 60 000m<sup>3</sup>.

- **Eaux souterraines**

La ville de Mâacem tire ses ressources en eau du champ de captage de l'Ouest Sly. Celui-ci est situé à environ un (01) Km à l'Ouest de la ville.

**Tableau I.2** : la liste des puits et des sources existants à Maacem ACL (agglomération chef-lieu)

Les sources	Les forages	Les puits
03 sources collectives	03 forages collectifs	14 puits individuel

(Source : A.P.C de Maacem)

En matière de réservoir la commune dotée:

D'un réservoir existant au chef-lieu à savoir. Ce réservoir est semi enterré à un volume de 300 m<sup>3</sup>. Situé au Sud de la ville de Mâacem dont la cote du terrain naturelle (CTN) est de 958m, il est dans un bon état général, avec une clôture de protection en moyen état. Et d'un autre réservoir en cours de réalisation à un volume de 1000 m<sup>3</sup>.

### I.3. Situation Démographique

La commune de Mâacem, se caractérise par une lente croissance démographique de l'ordre de 1302 habitants durant une période de 25 ans. Passant de 3929 habitants selon le troisième R.G.P.H 1987 (recensement générale de la population et de l'habitant) pour atteindre 5213 habitants en 2012 ; soit un taux d'accroissement global de 1.15%.

En effet, si la période intercensitaire 1987/1998 reste manquée par un taux d'accroissement annuel moyen très modéré qui est de 1.34% par rapport au taux d'accroissement observé au niveau national durant la même période et qui dépassait les 3%, la période intercensitaire 1998/2008, quant à elle, a vu le taux d'accroissement chuter enregistrant une valeur 1%.

Le nombre d'habitant de la commune de Maacem est : 1248 habitants (statistiques 2008) avec un taux de croissance prise égale à 2.42%.

(Source APC de Maacem)

#### **I.4. Encombrement de sous-sol**

Le sous-sol centre de Mâacem dispose de plusieurs réseaux divers (gaz, alimentation en eau potable, assainissement) (APC de Maacem).

#### **I.5-Situation hydraulique**

##### **I.5.1-Alimentation en eau potable**

L'agglomération dispose d'un réseau A.E.P alimenté par un réservoir semi enterré d'une capacité de 300 m<sup>3</sup>; la chaîne d'adduction de la villa de Mâacem est alimentée à partir de ressources souterraines (forage F1) BRAIK de débit 2 l/s et le forage F2 BRAIK de débit 5 l/s. les eaux captées par les forages sont refoulées vers le réservoir R1 (300m<sup>3</sup>) située au Sud de la ville.

On note également une adduction en eau potable du barrage Kodiet-El-Rosfa d'un diamètre de Ø80 en fonte et réservoir d'eau d'une capacité de 1000 m<sup>3</sup> qui est achevé actuellement (source subdivision d'hydraulique).

En revanche l'alimentation en eau potable (A.E.P) de quelques familles existantes sur le site du P.O.S ; ne sont pas dotées d'un réseau en eau potable. L'alimentation de ces derniers se fera à partir de quelques puits privés à leur disposition.

##### **I.5.2- Réseau d'assainissement**

La ville de Mâacem est dotée d'un réseau d'assainissement de type unitaire. Le rejet principal pour la plupart des constructions se fait directement vers l'oued canalisé central (Oued Khenag) et l'oued se trouvant à l'Est de l'agglomération (Oued Sidi Othmane).

De même l'agglomération a fait l'objet d'une étude du réseau d'assainissement dans le cadre du P.O.S centre de Mâacem en vigueur.

Le taux de raccordement moyen actuel au réseau d'assainissement est estimé à 85% presque égal au taux national qui est de 86%.

Linaire du réseau est 7700 ml de 250 à 1000 divers produit (PVC-Amiante-BC-BA) rénovation à 85%.

On a 03 rejets dans cette zone unie vers le milieu naturel (oued) (APC de Maacem).

## I.6- Analyse urbaine actuelle

### I.6.1- Programme de logements

Le taux d'occupation de logements (T.O.L) constate actuellement est de suite à une enquête effectuée par l'A.P.C de Mâacem dans le cadres du RGPH.

**Tableau I.3** : la Répartition de la population dans la commune de Maacem

Dispersion	Besoins en logts			
	Besoin actuel	2014-2018	219-2023	2024-2033
A.C.L	64	85	119	345
Commune	207	246	305	810

(Source : APC de Maacem)

### I.6.2-Etude du POS

La réalité urbaine actuelle ou existante est le résultat des processus de formations et de transformation du milieu urbain dans le temps, elle est basée sur l'identification des éléments composant le milieu urbain (axes, voiries, infrastructures et équipements...).

La commune de **Mâacem** située dans les montagnes de l'Atlas Tellien à **940 m** d'altitude sur un relief très accident où la pente peut dépasser le taux de **25%** et faisant partie de la DAIRA de **AMMARI** occupe une superficie de **53,44 Km<sup>2</sup>**, a été dotée de **plusieurs études d'Urbanisme** et **étude à caractère régionale** et à l'échelle du territoire de la commune.

La recomposition des composantes précédentes nous permet d'établir un schéma de structure et de fonctionnement de la commune, de définir les contraintes de croissance de la commune, ses potentialités ainsi qu'à définir et identifier les problèmes dont souffre la commune (DRE, Tissmsilt).

#### a- Occupation des sols

##### a.1-Coefficient d'occupation du sol

Pour l'habitat individuel, le C.O.S applicables est de :

- C.O.S max= 4 si la surface  $\leq 120 \text{ m}^2$
- C.O.S max= 2.8  $120 \text{ m}^2 \leq$  si la surface  $\leq 250 \text{ m}^2$ .
- C.O.S max= 2.4  $250 \text{ m}^2 \leq$  si la surface  $\leq 400 \text{ m}^2$ .

Pour l'habitat collectif le COS max = 2.4

Pour les équipements le COS max = 2

## **a.2-Répartition de terres de la commune**

La commune de Mâacem s'étend sur une superficie totale de 53,44 Km<sup>2</sup> (5344 Ha), composé des terres agricoles, pacages et parcours et de terrains urbanisables, le reste comme terrains non occupés.

La commune de Mâacem comptait au RGPH 2008 : « 1248» habitants, qui sont réparties comme suit :

### **a.2.1- les équipements**

Le secteur de l'équipement constitue la pierre essentielle du processus de développement puisqu'il est confronté quotidiennement à la satisfaction des besoins sociaux la couche infrastructure identifiée au niveau de la commune de Mâacem se présente comme suit.

#### ➤ **Equipements existants au niveau de l'ACL**

- **Equipement scolaires :** L'agglomération chef –lieu de commune dispose actuellement : une école primaire Mabrek Mohamed  
De deux C.E.M Safir Mohamed et le nouveau CEM +Internet  
Annexe CFPA
- **Equipement sanitaire**  
Se limite à  
Une polyclinique  
Et salle de soins (dispensaire)
- **Equipement administrative**  
Répartis comme suit :  
Siege A.P.C  
État civil  
Parc communal  
Garde communale  
Antenne P.T
- **Equipement commerciaux :**  
Elle doté de 24 locaux commerciaux
- **Equipement culturel**  
Elle est doté de :  
Mosquée  
Cimetière
- **Equipement culturel**

Centre culturel

Bibliothèque

- **Equipement sportif**

Se limite à

1 stade

1 CSP

2 terrains combinés

➤ **Division du territoire en secteur**

Le territoire couvert par le Plan Directeur d'Aménagement et d'Urbanisme (**P.D.A.U**) est divisé en **4 secteurs**.

**1-Secteur urbanisé (U)**

Incluent tous les terrains même non dotés de toutes les viabilités, occupés par les constructions agglomérées par leurs espaces de prospects et par les emprises des équipements et activités même non construits, espaces verts surfaces libres et forêts destinées à la desserte de ces constructions agglomérées.

- Le secteur urbanisé de l'A.C.L dénommé « S.U », occupe une superficie d'environ 30 Ha.

**2-Secteur à urbaniser (A.U)**

Ce secteur à urbaniser situés à l'extérieur du périmètre urbain du chef-lieu. Ils doivent faire l'objet d'opérations d'aménagement. Ces zones incluent les terrains destinés à être urbanisés à court et moyen terme.

Il totalise une superficie totale de 9.51 Ha répartis comme suit :

6.58 Ha pour le court terme

2.94 Ha pour le moyen terme

Le programme d'extension projeté pour le court et moyen terme s'articule autour des besoins en équipement et en logements de la population de l'A.C.L.

Ce secteur à urbaniser est composé en 07 sous-secteurs d'extension, totalisant une superficie totale de 30 Ha.

Il est subdivisé comme suit :

- **S.A.U.C1** : d'une superficie globale de 1.49 ha, située à côté du stade existant, destiné à recevoir un programme d'habitats et d'équipements.
- **S.A.U.C2** : située dans le côté Sud-ouest du tissu existant, s'étendant sur une superficie de 3 ha. Il est destiné à recevoir un programme d'habitats et d'équipements.

- **S.A.U.C3** : située dans le côté Sud-ouest du tissu existant s'étendant sur une superficie de 4 ha. Il est destiné à recevoir un programme d'habitats et d'équipements.
- **S.A.U.C4** : située dans le côté Nord-ouest du tissu existant s'étendant sur une superficie de 3.7 ha. Il est destiné à recevoir un programme d'habitats et d'équipements.

### **3-Secteur d'urbanisation futur (U.F)**

Ce secteur d'urbanisation future est composé en trois sous-secteur d'extension, totalisant une superficie totale de 14 Ha.il est subdivisé comme suit :

- **S.U.F1** : situe dans le coté Est du POS N°2, d'une superficie de 5.75 ha. Il est destiné à recevoir un programme d'habitats et d'équipements.
- **S.U.F2** : situe dans le coté Sud-est du POS N°2, d'une superficie de 3 ha. Il est destiné à recevoir un programme d'habitats et d'équipements.
- **S.U.F3** : situe dans le coté Sud-est du POS N°2, d'une superficie de 3 ha. Il est destiné à recevoir un programme d'habitats et d'équipements.

### **4-Les secteurs non urbanisables**

Ce secteur correspond aux terrains pour lesquels les droits de construire peuvent être édictés mais réglementés dans des proportions limitées et compatibles avec l'économie générale.

Pour le cas de l'agglomération chef-lieu de Mâacem, il est comprend :

- Les espaces verts et espaces boisés, à l'intérieure du tissu existant.
- Les oueds situés à l'intérieur du tissu existant.
- La moyenne tension qui traverse le tissu existant.

Ces zones sur lesquels le droit à construire peut être édicté mais sont réglementé dans les proportions limitées et compatibles avec l'économie générale de ses secteurs

- **S.N.U.1:** 754 HA ..... terres agricoles.
- **S.N.U.2:** 4500 HA ..... forets.
- **S.N.U.3:** 12.91 HA ..... cimetière.

**Conclusion**

Dans ce chapitre nous avons parlé sur les points essentiels de la zone d'étude qui représentent l'identité de l'ACL de la commune MAACEM pour entamer notre étude du projet. Ces données concernent notre agglomération du point de vue topographie, géologie, climatologie, démographie ainsi que la situation hydraulique.

# **Chapitre II**

## **Diagnostic du réseau d'assainissement existant**

**Chapitre II : Diagnostic du réseau d'assainissement existant****Introduction**

En assainissement, l'objectif des études de diagnostic est d'acquérir une bonne connaissance de l'état et du fonctionnement des réseaux, des installations, En vue des extensions liées au développement urbain.

La ville de Maacem a connu un développement considérable, le réseau d'assainissement existant répond d'une façon mauvaise aux besoins de la population et des équipements et ce vu les importantes extensions réalisées ces dernières années.

**II.1- Généralité**

Un système d'assainissement urbain remplit trois fonctions principales :

- Fonction de protection de l'environnement urbain, ou drainage des eaux urbaines, de temps de pluie ou de temps sec ;
- fonction de stabilité de ses ouvrages élémentaires ;
- fonction de protection de l'environnement naturel.

Le dysfonctionnement d'un réseau d'assainissement est une perturbation du service rendu, sans son arrêt, entraînant une désorganisation de l'un ou plusieurs de ses environnements.

Ces dysfonctionnements ont à leurs origines des dégradations structurelles ou fonctionnelles, d'un ou de plusieurs ouvrages constituant le système d'assainissement, et plus particulièrement les tronçons (Haddad, 2005).

- La fréquence des dépôts qui entraîne des mises en charge de conduits, donc des risques d'inondations ou tout simplement de débordement ;
- Les trous, les fissures, la corrosion interne ou externe d'un ouvrage, etc ..., peuvent, selon leur importance mettre en danger la stabilité structurelle d'un ouvrage, entraînant des déformations de sa géométrie, ou même son effondrement ;
- Ces mêmes dégradations structurelles, peuvent d'une part entraîner l'infiltration d'eau claire parasite, et d'autre part, l'exfiltration des effluents.

Dans le premier cas, la dilution des effluents ne permet plus un traitement optimal au niveau des stations d'épuration ; et, dans le second cas, la pollution d'une nappe phréatique, qu'elle soit exploitée ou pas, est un critère qui prend de plus en plus d'importance.

Finalement, la panne d'un réseau d'assainissement est une rupture nette du service, entraînant des désordres, et peut-être même des arrêts de fonction dans certains environnements. Une panne peut être alors définie comme étant l'accomplissement final d'un dysfonctionnement.

**II.2- Objectifs d'une étude diagnostic**

L'étude du diagnostic nous permet de juger l'état physique ainsi que le fonctionnement hydraulique des réseaux d'assainissement. Pour cela il faut déterminer les paramètres qui serviront à l'expertise du réseau d'assainissement de la ville de Maacem à savoir :

- Reconnaissance détaillée des lieux et détermination des zones d'extension.
- Enquête sur le réseau existant.

**II.3- Types de diagnostic**

Il existe deux catégories de diagnostic :

- **Diagnostic fonctionnel**

Basé sur l'efficacité hydraulique (débit et flux polluant), il porte sur le transfert sans perte ni dégradation des effluents.

- **Diagnostic structurel**

Basé sur l'état de la structure, il porte sur la pérennité des ouvrages et les dommages éventuels susceptibles d'être entraînés par leur ruine. Ce diagnostic concerne les regards, déversoirs et postes de relèvement ou le tronçon de collecteur.

**II.4- Phase principale d'une étude de diagnostic**

La démarche à suivre consiste à appliquer d'une manière plus ou moins fine, l'ensemble des techniques d'études disponibles, à travers une méthodologie dont les principales sont les suivantes :

**II.4.1- Recueil et exploitation les données**

Le recueil des données nécessite au préalable un scénario d'interventions de manière à ordonner au fur et à mesure de l'avancement, la prise des connaissances et les visites d'ouvrages.

- **Données de base**

Elles constituent l'ensemble de données nécessaires à un bon diagnostic.

Les données de base sont définies comme :

- Données relatives à la collecte le nombre d'habitants pour chaque sous bassin élémentaire et leur consommation en eau potable ; la surface totale drainée de chaque sous bassin et ses caractéristiques (degré d'imperméabilisation, intensité de pluie et pente).
- Données relatives au réseau et à ses ouvrages annexes (collecteur, station de relevage, déversoir d'orage, déssableur, bassin de retenue.....).
- Données relatives au traitement : bilan de traitement.

- **Données d'orientation**

Elles sont relatives aux conséquences que peuvent avoir les différents dysfonctionnements : impact sur le bâti et les réseaux voisins, perturbation des usages en surface, pollution d'une nappe, etc...

Elles sont qualifiées de données d'orientation car elles servent à définir les lieux et les types de pré-diagnostic à mettre en place.

#### **II.4.2- Le pré-diagnostic**

Dans cette phase, et après recueil des données, un examen à entreprendre sur le réseau d'assainissement et les ouvrages tout en procédant une mise à jour des plans et de cartographie des patrimoines.

Ce pré-diagnostic est destiné à découvrir les points faibles du système d'assainissement et à appréhender la sensibilité des milieux récepteurs.

#### **II.4.3- Reconnaissance approfondie**

Cette phase consiste à faire une reconnaissance approfondie et détaillée des réseaux et des ouvrages élémentaires ce qui permet de (Salah, 20014) :

- Quantifier les fuites de pollutions dans le milieu récepteur et les exfiltrations vers la nappe, prise dans l'impact des rejets ;
- Détecter les apports des eaux parasites ;
- Rechercher l'origine d'éventuelles pollutions toxiques d'origine industrielles, des graisses, et des métaux lourds.

#### **II.5- Nature des désordres**

Les enquêtes sur l'état réel des ouvrages permettent de diagnostiquer l'un des désordres suivants sur un réseau d'évacuation

- Cavités, effondrement au droit des joints.
- Manque d'étanchéité au droit des joints.
- Fissures sur les canalisations, joints décalés, déboîtés.
- Désalignement, contre pentes, pentes insuffisante.
- Poinçonnement des regards sur les canalisations, cisaillement.
- Branchements défectueux.

#### **II.6- Techniques d'enquêtes, diagnostic**

Pour parvenir à la connaissance de l'état réel des ouvrages, l'exploitant doit s'appuyer sur diverses techniques (Salah, 2014):

- La mesure des débits des effluents à l'aide de débitmètres.

- Les essais de pression hydraulique ou à l'aide pouvant être associés à un corrélateur acoustique.
- Les essais à la fumée ou par injection de colorant..

**II.7- Aperçu général du réseau d'assainissement existant**

Le centre de Mâacem est desservi par un réseau d'assainissement de type unitaire.

**II.7.1- Etat des regards**

Le réseau d'assainissement du chef-lieu renferme dans sa totalité 162 regards.

Les remarques qu'on a pu révéler concernant les regards sont les suivantes :

- Par des sondages sur terrain : 43 regards en bon état (120, 121, 122, 123, 124, 125, 126, 127, 129, 130, 131,131A, 132, 133, 134, 135, 136, 137, 138, 139, 140, 141, 142, 143, 144, 145, 146, 147, 148, 151, 152, 155, 153, 154, 155, 158, 159, 160, 20, 21, 22, 25, 16) et le reste en mauvaise état.. (Source : APC de Maacem)
- Présence des dépôts.
- Présence des regards visités correspondants à des nœuds ou à des têtes de réseau.
- Présence des regards intermédiaires définissent des regards de jonction.
- Les regards d'eaux usées dans leur majorité sont uniquement recouverts de tampons en fonte.
- Présence des regards recouverts avec dalle en béton armé.
- Présence de nouveaux regards non décoffrés ; présence des bois de coffrage après l'ouverture des trompons.



**figure II-1:** regard 3 avec dalle en béton armé



**figure II-2:** regard 2 avec dalle en béton armé



**figure II-3:** regard 15 avec dalle tampon



figure II-4: regard 112 avec dalle tampon



figure II-5: regard 108 avec dalle tampon



figure II-6: regard 31 avec dalle tampon



figure II-7: regard 38 en mauvaise état



figure II-8: regard 107 en mauvaise état



figure II-9: regard 116 en mauvaise état

(Source : bureau d'étude Tenes-Chlef , 2015)

### II.7.2- Etat des rejets

Nous avons constaté plusieurs anomalies pouvant entraîner une pollution du milieu naturel :

- On a cinq ouvrages pour l'évacuation des rejets vers le milieu naturel directement sans traitement.
- Présence de deux rejets Karema et Khenague (2\* Ø1000 BA) et un rejet de Maaza (Ø315 PVC).



Figure II.10 : rejet de Maaza (Bureau d'étude tenes –Chlef, 2015)



Figure II.11 : rejet de Karema (Bureau d'étude Tenes –Chlef, 2015)



Figure II-12 : rejet de Khengue (Bureau d'étude Tenes –Chlef, 2015)

**II.7.3- Etat des collecteurs**

Les collecteurs constituant le réseau d’assainissement du chef-lieu de la commune de MAACEM sont de trois (03) catégories :

- Collecteurs principaux.
- Collecteurs secondaire.
- Collecteurs tertiaires.

Les diamètres des conduites qui constituent le réseau d’assainissement actuel varie entre 250 et 1000 mm.

**Tableau II.1 : Diagnostic physique des collecteurs existants**

Tronçon	Distance (m)	D réel (mm)	Matériaux	Etat Physique	Observation
1 - canal ex	64.50	300	BA	Mauvais état	Inaccessible
2 - canal ex	65.50	300	BA	Mauvais état	Inaccessible
3 - 4	25.00	300	BA	Mauvais état	Inaccessible
4 - canal ex	32.50	300	BA	Mauvais état	Inaccessible
5 - 6	46.50	300	BA	Mauvais état	Sous construction
6 - 7	33.50	300	BA	Mauvais état	Sous construction
7 - 11	15.00	400	BA	Mauvais état	En terré
8 - 9	39.00	400	BA	Mauvais état	En terré
9 - 10	62.00	400	BA	Mauvais état	tampon fissuré
10 - 11	51.00	400	BA	Mauvais état	Ferraillage oublié, absence du tampon
11 - 12	17.00	400	BA	Mauvais état	tampon fissuré
13 - 14	40.00	300	BA	Mauvais état	tampon fissuré
14 - 15	35.00	300	BA	Mauvais état	Difficile à ouvrir
16 - 17	23.50	300	BA	Mauvais état	Tampon fissuré
17 - 18	28.00	300	BA	Mauvais état	En terré
20 - 22	19.00	300	BC	Bon état	-
21 - 22	20.00	300	BC	Bon état	-
22 - 23	18.00	300	BC	Présence dépôt	Présence dépôt
19 - 23	58.00	300	BC	Mauvais état	Tampon fissuré
23 - 24	45.00	300	BC	Mauvais état	Difficile a ouvrir
24 - canal ex	10.50	300	BC	Mauvais état	Inaccessible

25 - 26	28.00	300	BC	Bon état	-
26 - canal ex	42.50	300	BC	Mauvais état	Sous construction
27 - 28	35.00	300	BA	Mauvais état	Envasement total
28 - 29	35.00	300	BA	Mauvais état	Envasement total
29 - 30	30.00	400	BA	Mauvais état	Envasement total
30 - 31	26.00	400	BA	Mauvais état	Envasement total
31 - 32	27.00	400	BA	Mauvais état	Tampon fissuré
32 - 33	45.00	500	CAP	Mauvais état	En terré
33 - 34	48.50	500	CAP	Mauvais état	En terré
34 - 35	22.50	500	CAP	Mauvais état	Ferraillage oublié, absence du tampon
35 - canal existant	25.00	500	CAP	Mauvais état	Inaccessible
36 - 37	56.50	500	CAP	Mauvais état	Etat dégradé
37 - canal existant	60.00	500	CAP	Mauvais état	En terré
39 - 40	54.50	315	PVC	Mauvais état	Etat dégradé
40 - conduite	16.00	315	PVC	Mauvais état	Difficile à ouvrir
43 - 44	41.00	300	BA	Mauvais état	Envasement
45 - 46	35.00	300	BA	Mauvais état	fissuré
46 - conduite	23.50	300	BA	Mauvais état	fissuré
38 - 47	152.00	1000	BA	Mauvais état	Dépôt important
47 - 48	66.50	1000	BA	Mauvais état	Dépôt important
49 - 53	15.50	315	PVC	Mauvais état	défaut tampon
50 - 51	15.00	315	PVC	Mauvais état	Sous construction
51 - 52	20.50	315	PVC	Mauvais état	Inaccessible
52 - 53	12.00	315	PVC	Mauvais état	Difficile à ouvrir
53 - 55	20.00	315	PVC	Mauvais état	Inaccessible
54 - 55	13.00	315	PVC	Sous construction	Tampon fissuré
56 - 57	12.00	315	PVC	Sous construction	Tampon fissuré
57 - 58	16.50	315	PVC	Sous construction	Difficile à ouvrir
58 - 60	30.50	315	PVC	Mauvais état	Inaccessible
59 - 60	16.50	315	PVC	Mauvais état	Tampon fissuré

60 - 61	24.50	315	PVC	Mauvais état	Difficile à ouvrir
61 - 64	58.50	400	PVC	Mauvais état	Difficile à ouvrir
62 - 63	44.50	315	PVC	Mauvais état	Inaccessible
63 - 64	30.50	315	PVC	Mauvais état	Difficile à ouvrir
64 - 65	44.50	400	PVC	Mauvais état	Tampon fissuré
66 - 67	19.00	315	PVC	Mauvais état	Sous construction
67 - 68	20.00	315	PVC	Mauvais état	Sous construction
68 - 69	28.50	315	PVC	Mauvais état	Inaccessible
69 - 70	30.00	315	PVC	Mauvais état	Tampon fissuré
70 - 71	25.50	315	PVC	Mauvais état	En terré
71 - 73	32.50	315	PVC	Mauvais état	Sous construction
72 - 73	43.00	315	PVC	Mauvaise état	Inaccessible
73 - 74	18.00	315	PVC	Mauvaise état	Difficile à ouvrir
74 - 75	30.00	315	PVC	Mauvaise état	Tampon fissuré
75 - 79	36.00	315	PVC	Mauvaise état	Inaccessible
76 - 76A	12.50	315	PVC	Mauvaise état	Inaccessible
76 - 77	40.00	315	PVC	Mauvaise état	Inaccessible
77 - 78	28.50	315	PVC	Mauvaise état	Tampon fissuré
78 - 79	30.00	315	PVC	Mauvaise état	Difficile à ouvrir
79 - 80	30.50	400	PVC	Mauvaise état	Difficile à ouvrir
80 - 81	37.50	400	PVC	Mauvaise état	Tampon fissuré
81 - 102	36.00	400	PVC	Mauvaise état	Ferraillage oublié
82 - 83	37.50	315	PVC	Sous construction	Inaccessible
83 - 84	20.00	315	PVC	Mauvaise état	Difficile à ouvrir
84 - 85	12.50	315	PVC	Mauvaise état	Ferraillage oublié
85 - 86	20.50	315	PVC	Mauvaise état	Inaccessible
86 - 94	32.00	315	PVC	Mauvaise état	Tampon fissuré
87 - 88	16.00	315	PVC	Mauvaise état	En terré
88 - 90	15.50	315	PVC	Mauvaise état	Ferraillage oublié
89 - 90	16.50	315	PVC	Mauvaise état	Absence du tompon
90 - 92	20.50	315	PVC	Mauvaise état	Inaccessible
91 - 92	24.50	315	PVC	Mauvaise état	Absence du tampon
92 - 93	08.50	315	PVC	Mauvaise état	Difficile à ouvrir

93 - 94	33.50	315	PVC	Mauvaise état	Absence du tampon
94 - 97	39.00	315	PVC	Mauvaise état	Tampon fissuré
95 - 96	20.50	315	PVC	Mauvaise état	Inaccessible
96 - 97	22.00	315	PVC	Mauvaise état	Ferrailage oublié
97 - 99	36.00	400	PVC	Mauvaise état	En terré
98 - 99	25.00	315	PVC	Mauvaise état	Tampon fissuré
99 - 102	19.50	400	PVC	Mauvaise état	Absence ferrailage
100 - 101	18.00	315	PVC	Mauvaise état	Difficile à ouvrir
101 - 102	18.50	315	PVC	Mauvaise état	En terré
102 - 104	43.00	500	PVC	Mauvais état	Sous construction
103 - 104	28.00	315	PVC	Mauvais état	Tampon fissuré
104 - 105	37.50	500	PVC	Mauvais état	Difficile à ouvrir
105 - 106	75.50	500	PVC	Mauvais état	Inaccessible
65 - 106	44.00	500	PVC	Mauvais état	En terré
106 - 107	46.00	500	PVC	Mauvais état	Tampon fissuré
48 - 107	119.00	1000	BA	Mauvais état	En terré
107 - rejet	123.50	1000	BA	Mauvais état	Ferrailage oublie
108 - 109	34.00	400	BA	Mauvais état	Difficile à ouvrir
109 - 110	84.00	400	BA	Mauvais état	Inaccessible
110 - 111	28.00	400	BA	Mauvais état	En terré
111 - 112	53.00	400	BA	Mauvais état	Tampon fissuré
112 - 113	93.50	400	BA	Mauvais état	Absence du tampon
113 - 118	112.00	500	BA	Mauvais état	Tampon fissuré
114 - 116	22.00	300	BC	Mauvais état	Difficile à ouvrir
115 - 116	57.00	300	BC	Mauvais état	Sous construction
116 - 117	34.00	300	BC	Mauvais état	En terré
117 - 118	26.50	300	BC	Mauvais état	Sous construction
118 - 119	23.50	500	BA	Mauvais état	Sous construction
120 - 121	37.50	300	BA	Bon état	-
121 - 122	20.00	300	BA	Bon état	-
122 - 123	69.50	300	BA	Etat moyen	Présence dépôt
123 - 127	28.50	300	BA	Bon état	-
124 - 125	23.00	300	BA	Bon état	-

125 - 126	37.50	300	BA	Bon état	-
126 - 127	23.50	300	BA	Bon état	-
127 - 129	75.00	300	BA	Etat moyen	Présence dépôt
129 - 133	32.00	400	BA	Bon état	-
132 - 133	27.00	315	PVC	Bon état	-
130 - 131	21.00	300	BA	Bon état	-
131-131A	25.00	300	BA	Bon état	-
131A-133	25.50	300	BA	Bon état	-
133 - 136	45.50	400	BA	Bon état	-
134 - 136	26.00	315	PVC	Bon état	-
135 - 136	28.50	315	PVC	Bon état	-
136 - 137	19.00	400	BA	Bon état	-
137 - 138	26.50	400	BA	Bon état	-
138 - 139	38.50	400	BA	Bon état	-
139 - 142	28.00	400	BA	Bon état	-
140 - 141	17.50	315	PVC	Bon état	-
141 - 142	58.50	315	PVC	Etat moyen	Présence dépôt
143 - 144	25.50	300	BA	Bon état	-
144 - 145	31.50	300	BA	Bon état	-
145 - 147	61.50	300	BA	Etat moyen	Présence dépôt
146 - 147	33.00	300	BA	Bon état	-
147 - 148	45.50	300	BA	Bon état	-
148 - 149	16.50	300	BA	Bon état	-
151 - 152	91.50	300	BA	Etat moyen	Présence dépôt
152 - 155	24.00	300	BA	Bon état	-
153 - 154	24.50	300	BA	Bon état	-
154 - 155	28.50	300	BA	Bon état	-
155 - 156	40.5	300	BA	Mauvais état	Envasement total
156 - 157	45.50	300	BA	Mauvais état	Envasement total
157 - 159	65.50	300	BA	Mauvais état	Envasement total
158 - 159	57.00	300	BA	Etat moyen	Présence dépôt
159 - 160	22.50	300	BA	Bon état	-
161- rejet	79.00	300	BA	Mauvais état	Présence dépôt

Réseau ex	100	400	BA	Mauvais état	Envasement total
-----------	-----	-----	----	--------------	------------------

**Tableau II.2 : Les résultats du calcul hydraulique du collecteur**

Tronçon	Q m <sup>3</sup> /s	I %	D réel	D cal	D nom	Etat physique	Observation
20 - 22	0.01	3.88	300	100	300	Bon état	Maintenir
21 - 22	0.011	2.97	300	109	300	Bon état	Maintenir
25 - 26	0.015	3.44	300	120	300	Bon état	Maintenir
120 - 121	0.04	6.95	300	151	300	Bon état	Maintenir
121 - 122	0.06	2.90	300	219	300	Bon état	Maintenir
122 - 123	0.086	9.20	300	191	300	Etat moyen et présence de dépôts	à changer
123 - 127	0.096	6.98	300	210	300	Bon état	Maintenir
124 - 125	0.009	0.51	300	141	300	Bon état	Maintenir
125 - 126	0.023	2.96	300	144	300	Bon état	Maintenir
126 - 127	0.032	3.91	300	155	300	Bon état	Maintenir
127 - 129	0.162	16.44	300	217	300	Etat moyen et présence de dépôts	à changer
129 - 133	0.170	6.97	400	254	400	Bon état	Maintenir
132 - 133	0.011	5.40	315	88	315	Bon état	Maintenir
130 - 131	0.008	6.62	300	83	300	Bon état	Maintenir
131 - 131A	0.017	0.61	300	174	300	Bon état	Maintenir
131A - 133	0.041	0.58	300	244	300	Bon état	Maintenir
133 - 136	0.241	6.99	400	296	400	Bon état	Maintenir
134 - 136	0.011	6.97	315	93	315	Bon état	Maintenir
135 - 136	0.012	0.62	315	151	315	Bon état	Maintenir
136 - 137	0.249	5.75	400	311	400	Bon état	Maintenir
137 - 138	0.260	6.95	400	305	400	Bon état	Maintenir
138 - 139	0.273	6.98	400	310	400	Bon état	Maintenir
139 - 142	0.282	6.85	400	314	400	Bon état	Maintenir
140 - 141	0.006	6.23	315	68	315	Bon état	Maintenir

141 - 142	0.025	4.73	315	137	315	Etat moyen et présence de dépôts	à changer
143 - 144	0.008	6.89	300	83	300	Bon état	Maintenir
144 - 145	0.018	0.53	300	182	300	Bon état	Maintenir
145 - 147	0.038	0.53	300	240	300	Etat moyen et présence de dépôts	à changer
146 - 147	0.011	5.47	300	97	300	Bon état	Maintenir
147 - 148	0.073	6.98	300	189	300	Bon état	Maintenir
148 - 149	0.078	5.27	300	204	300	Bon état	Maintenir
151 - 152	0.052	3.71	300	188	300	Etat moyen et présence de dépôts	à changer
152 - 155	0.062	5.75	300	185	300	Bon état	Maintenir
153 - 154	0.01	0.67	300	139	300	Bon état	Maintenir
154 - 155	0.090	0.99	300	216	300	Bon état	Maintenir
158 - 159	0.019	9.45	300	108	300	Etat moyen et présence de dépôts	à changer
159 - 160	0.153	6.87	300	251	300	Bon état	Maintenir

• **Classification de réseau**

Selon diamètre

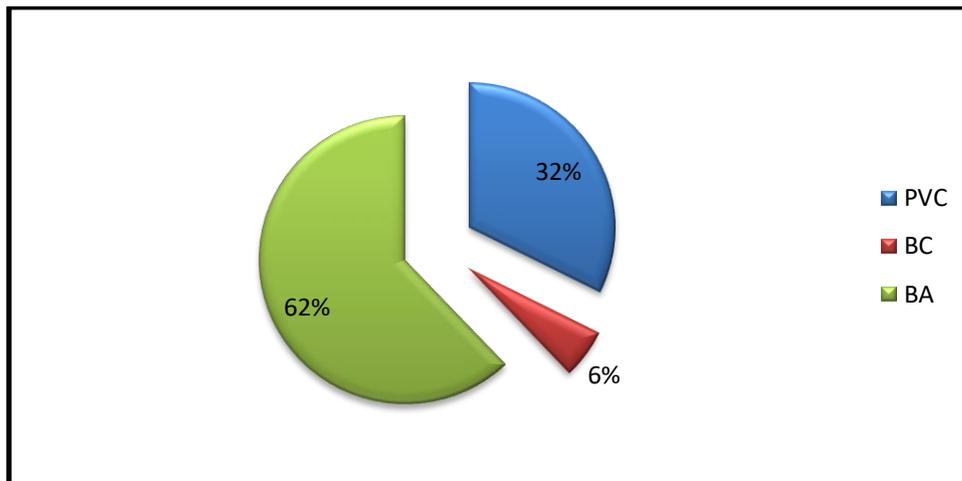
**Tableau II.3 :** Classification du réseau selon diamètre

Ø (mm)	Matière	Longueur (m)	Longueur total (m)	( % )
250	Buse en PVC	135.0	6894	3
300	Buse en Béton Armé	1558.5		26
300	Buse en Béton Comprimé	608.0		9
315	Buse en PVC	1314.5		21
400	Buse en PVC	262.5		4
400	Buse en Béton Armé	886.5		15
500	Buse en PVC	246		4
500	Buse en Béton Armé	295		5
1000	Buse en Béton Armé	1469		12

Selon matière

**Tableau II-4** : classification du réseau selon matière

Matière	Longueur (m)	Longueur total (m)	( % )
Buse en PVC	2231	6894	32
Buse en Béton Comprimé	380.5		6
Buse en BA	4282.5		62



**Figure II.13** : graphe de classification selon matière

## II.8- Problématique

Après avoir terminé l'analyse des données disponibles sur le réseau d'assainissement de la ville de Maacem. On tire les conclusions suivantes :

- Le réseau actuel du centre de la commune est réparti sur la totalité des zones d'habitations, il est composé de collecteurs (principaux, secondaire et tertiaires). Le réseau est en mauvais état.
- La gestion du réseau d'assainissement de la commune est établie par le service technique de l'APC.
- Présence des regards recouverts avec dalle en béton armée.
- Absence de système de traitement tel que STEP.
- Les eaux usées déversent directement vers oued sans aucun traitement.
- Les regards d'eaux usées dans leur majorité sont uniquement de tampon en fonte.
- La plupart des regards en mauvais état.
- Présences des regards nécessitent des travaux de rehaussement.

- Le réseau d'assainissement est implanté dans la chef-lieu de la commune, il ne satisfait pas aux besoins du site.
- Présence des conduites dans le réseau implantées anarchiquement.
- Présence de cinq ouvrages de rejet qui sont déversés vers l'oued.
- Le colmatage du réseau d'assainissement dans l'ensemble du réseau.
- Présence d'un nombre insuffisant d'avaloirs dans le site.

### **II.9- Recommandation**

L'amélioration de l'écoulement superficiel se fait par l'implantation des bouches d'égout et l'aménagement des trottoirs.

Aussi il s'agit :

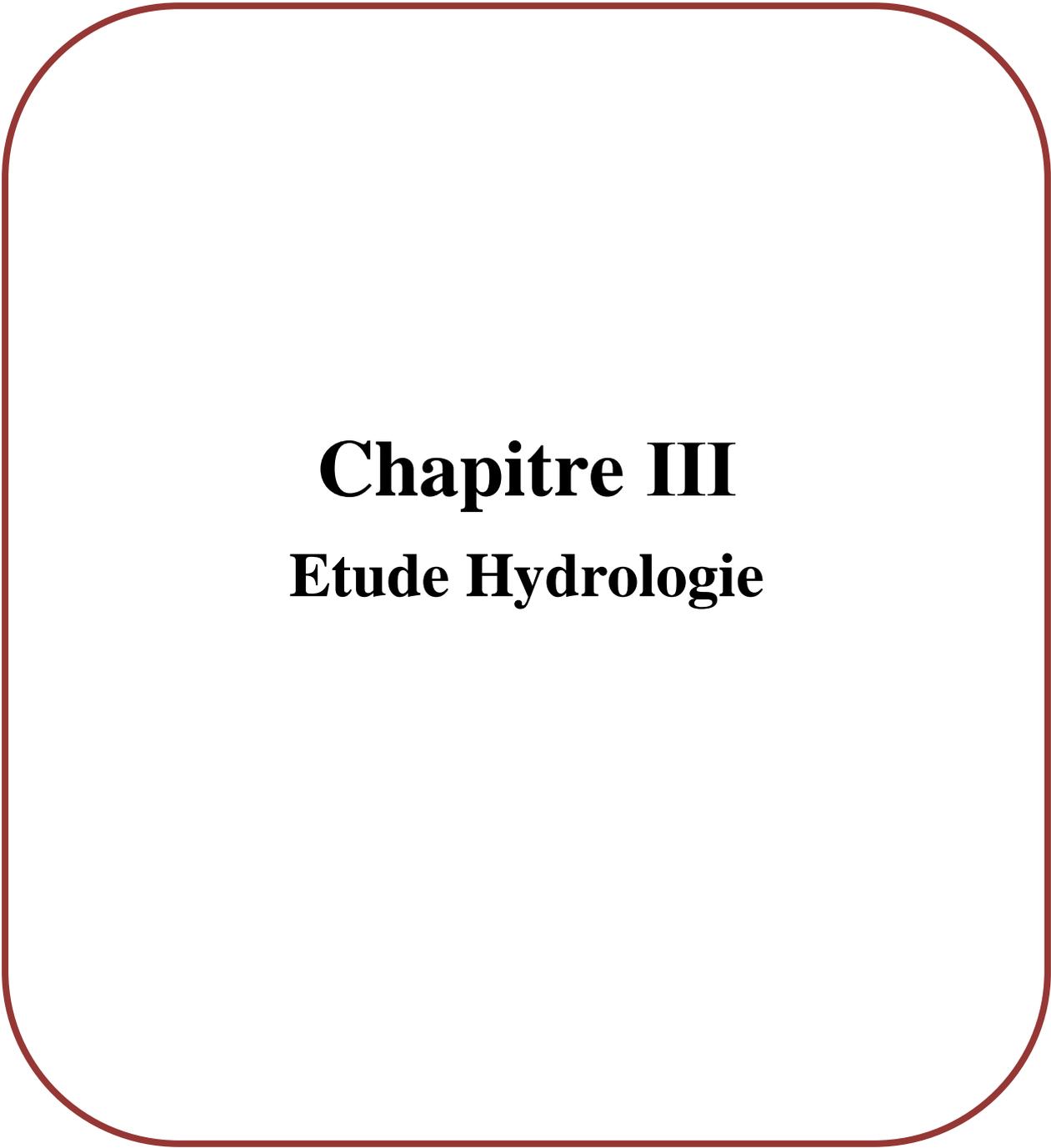
- La rénovation des collecteurs existants sous dimensionnés.
- D'abandonner les collecteurs à en mauvais état.
- Procéder au recensement des zones inondables pour mieux protéger les habitants, exploité et profité le maximum des terrains qui présente une grande disponibilité financier.

Pour faire face à cette situation, donc il faut faire une étude avec schéma directeur d'assainissement centre de Maacem, et cela pour satisfaire les besoin de la population et faire l'extension du réseau d'assainissement pour les équipements projetés à différents échéance (moyen et long terme).

Il consiste à supprimer l'ensemble des rejets existants et à projeter des collecteurs d'évacuation vers le site où il est envisagé la réalisation d'une station d'épuration (lagunage).

### **Conclusion**

L'étude de diagnostic a permis d'acquérir une bonne connaissance de l'état et du fonctionnement du réseau, afin de permettre et de concevoir les améliorations à la situation présente du système. Sur la base de notre diagnostic,



# **Chapitre III**

## **Etude Hydrologie**

**Chapitre III : Etude Hydrologie****Introduction**

L'étude hydrologie est une partie très importante dans le calcul d'un réseau d'assainissement. Cette partie prend, toute son ampleur lorsqu'il s'agit de déterminer la quantité des eaux pluviale d'un bassin donné. Pour une étude hydrologique, qui a pour but le dimensionnement d'un réseau de collecte et d'évacuation des eaux pluviales, on est contraint de passer par certaines étapes qui seront illustrées ultérieurement. A cette fin, on définit les notions et termes suivant

**III.1- Généralité**

Avant d'entamer les estimations et l'ajustement, il est préférable de définir certains paramètres utilisés dans ce chapitre.

**III.1.1- Les petites pluies**

Les petite pluies sont généralement caractérisées par des précipitations comprises entre les averses orageuses et les bruines dont la hauteur d'eau sont très faible et n'entraînent pas de ruissellement, c'est la caractéristique essentielle des petites pluies.

**III.1.3- Les averses**

Elles sont constituées par l'ensemble des précipitations issues d'une même perturbation météorologique; la durée de ce phénomène varie entre quelques minutes et plusieurs dizaines d'heures. Ces averses sont caractérisées par une forte intensité et un ruissellement important.

Le volume d'eau qui tombe est déterminé sur un hydrogramme suite au dépouillement d'un pluviographe enregistrant la variation de la lame d'eau dans le temps.

Les averses la plus dangereuses sont les orages, car ces dernières sont caractérisées par une forte intensité de pluie dans un espace de temps réduit, d'où résulte un ruissellement important et bref d'une eau qui est généralement très chargée (Haddad, 2005).

**III.2- Choix de période de retour**

Le période de retour est le temps qui met les une averse d'une intensité donnée pour se manifester. Une pluie de période de retour de 10 ans et une pluie qui peut se manifester une fois de tous les 10 ans. Pour projet d'assainissement, nous optons généralement pour une pluie décennale. Le choix de période de retour est un résultat d'un compromis entre le coût du réseau d'égout, l'entretien et la protection de ce dernier contre les risques auxquels il est exposé et ceux qu'il risque de provoquer en cas d'insuffisance.

### III.3- Déterminer de l'intensité moyenne de précipitation

En hydrologie urbaine, l'ingénieur hydrologue est appelé à savoir des données spécifique au projet étudié, mais dans certaines condition il rare de recourir des données spécifique. C'est la raison pour laquelle on est contraint à réunir une information de base, la plus complète possible, pour aider à analyser par la statistique les événements pluvieux tout en identifiant leurs paramètres.

Lors de l'étude d'une averse, il convient de déterminer les intensités moyennes maximales qui se définissent par rapport à la hauteur d'eau tombée pendant une durée  $t$ , soit :

$$I_m = \frac{h}{t} \quad (\text{III.1})$$

**$I_m$**  : intensité moyenne en mm/h

**$h$**  : hauteur de pluie tombée pendant la durée  $t$ .

Pour calcul de l'intensité, on doit :

- Analyser les données pluviométrique et faire le choix du type de la loi à laquelle il faut ajuster nos résultats
- Calculer les paramètres de la loi choisie et vérifier son adéquation.
- Calculer la valeur de l'intensité moyenne de précipitation.

Pour l'étude de précipitation en assainissement on a besoin d'une série comportant les précipitations maximales journalières pour une période la plus longue possible.

Comme base de données pluviométriques on se réfère aux informations recueillies par la station pluviométrique de THENIET EL HAD phare ; code 011605, dont les coordonnées sont les suivantes :  $X = 439,8$  km.  $Y = 285,65$  km.  $Z = 1150$  m.

Pour cette station on dispose d'une série de données comportant les maximums journaliers et les totaux des précipitations mensuelles et pour 31 ans d'observation.

**Tableau III.1** : Série d’observation de précipitations mensuelles et maximales journalières (station expérimentale THENIET EL HAD, 011605) :

Années	sept	oct	nov	dec	janv	fev	mars	avril	mai	juin	juil	aout	Pmax
1980	4,1	4,5	14	64,2	3	34,2	9	12,7	11,5	2,6	1,2	8,3	64.2
1981	7,2	7,5	-	41,4	18,9	13,1	7,9	37	13,1	51,8	-	0,7	51.8
1982	5,6	39,9	16	13,2	-	12,2	13	6	0,6	-	2	1,5	39.9
1983	0	1,4	23,7	21	18,9	16,4	22,7	13,5	14,2	21,4	0,2	0,3	23.7
1984	25,6	66,5	18,2	8,2	15,9	26,6	17,3	3	19	-	-	30	66.5
1985	15	1,3	23	20,4	54,7	35	41	4	6,1	2,8	-	1	54.7
1986	11,8	16	41,9	12,7	54	54,2	8,4	-	2,5	5,6	41	6	54
1987	4,5	14,3	28,6	7,5	12,2	6,2	16,4	8,3	15,5	7,1	-	-	28.6
1988	11,9	38,7	7,3	38,8	5,5	32	47	12	6,7	13,8	5,9	21,5	47
1989	12	5,7	12	12,6	20,5	-	21,1	20,2	19	2	12	1,5	21.1
1990	6,5	3,1	10	14	17,2	20,5	66,4	9	6,5	2	1,6	14	66.4
1991	5,6	23	7,9	3,4	88,4	5	19,5	36,4	17,8	7,2	6,5	3,6	88.4
1992	9	20,3	10,1	20,8	2,1	17,3	6,8	20,6	29,6	-	-	8,5	29.6
1993	21,7	17,1	10,8	23,5	21,7	22,3	4,4	6,5	5,4	-	2,8	13,1	23.5
1994	90	15,6	6,3	23,5	21,3	12,4	27,3	7,4	5,8	10,4	-	7,8	90
1995	7,8	18,8	12,5	10,7	24,2	62,7	19,4	18,7	11,6	18,1	17,6	7,1	62.7
1996	13,1	21,4	11	23,7	15,4	10,7	1,5	45,1	14,9	-	-	9,1	45.1
1997	22,4	44,4	43,7	16,5	8,8	10,2	4,8	27,3	29,2	1,8	-	15,2	44.4
1998	27,6	17,1	15,2	14,6	54,6	27,5	33,2	1,5	2,3	1,6	-	7	54.6
1999	11,5	22,8	18,8	42,8	1,3	-	2,7	12,2	4,7	-	-	8,9	42.8
2000	21,8	18,6	47,8	26,6	82,9	14,2	3,4	17,1	19,8	1,6	-	2,9	82.9
2001	17,8	15,6	17,5	14,5	6,8	11,9	8,7	24,5	8,8	1,3	-	6,3	24.5
2002	2,3	18,3	57,1	9,7	38,5	75,4	6,9	16	9,5	9,6	13,2	3,3	75.4
2003	8,2	15,3	37,8	28,6	17,5	24,1	21,6	17,8	19,5	2,4	10,3	10,2	37.8
2004	10,3	15,3	27,6	12,5	55,6	13,6	7,5	16,5	7,6	4,1	-	-	55.6
2005	7,2	21,9	33,2	22	38,5	34,5	15,5	26,1	-	8,3	5,3	4,4	38.5
2006	13,1	0,5	2	10	6,7	14,6	60	23,1	4	7,9	2,1	7,4	60
2007	12,9	25,6	67,1	6,8	9,7	8,6	52,6	6	15,1	6,9	6,4	0,8	67.1
2008	15,7	15,1	34,6	26,5	16,5	9,5	36	21,3	9,5	1,9	-	18	34.6
2009	21,2	8,7	14,7	33,3	20,1	26,1	30	17	6,7	17,8	-	26,2	33.3
2010	9,2	27,7	22,6	15,5	20,5	30,3	26,5	21	22	7,9	27	1	30.3
2011	-	29,2	47,8	6,5	6,8	27	18,4	43,8	1,9	-	-	-	47.8

(Source : ANRH – Blida)

### III.4- Analyse des données pluviométriques et le choix du type de loi d’ajustement

#### III.4.1- 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.

La série a une période de fonctionnement de 1980 à 2011 qui a été fournie par l’A.N.R.H de Blida.

L'analyse statistique des données pluviométriques consiste à déterminer les caractéristiques empiriques d'un échantillon d'une série d'observations de précipitations mensuelles et maximales journalières, de 31 années.

- **La moyenne interannuelle des précipitations maximales journalières**

$$\overline{P_{\max,j}} = \frac{\sum_{i=1}^n P_{\max,j}}{n} \quad (\text{III.2})$$

$P_{\max,j}$  : Pluie maximale journalier.

n : nombre d'années.

$$\overline{P_{\max,j}} = \frac{1588.4}{32} = 49.64 \text{ mm}$$

- **L'écart type «  $\sigma_{P_{\max,j}}$  »**

Pour n supérieur à 30 ans, la formule suivant est utilisé pour l'estimation de l'écart type.

$$\sigma_{P_{\max,j}} = \left[ \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^n (P_{\max,j} - \overline{P_{\max,j}})^2}{n}} \right] \quad (\text{III.2})$$

$$\sigma_{P_{\max,j}} = \left[ \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^{32} (P_{\max,j} - 49.64)^2}{32}} \right] = 18.75 \text{ mm}$$

- **Coefficient de variation « Cv »**

$$C_v = \frac{\sigma_{\max,j}}{P_{\max,j}} \quad (\text{III.3})$$

$$C_v = \frac{18.75}{49.64} = 0.38$$

- **L'exposant climatique :**

Selon les études régionales de l'A.N.R.H on a  $b = 0.36$

### III.4.2- Choix de la loi d'ajustement

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

Le test de dispersion permet d'accepter ou de rejeter l'appartenance d'une population de débit à une loi donnée en fonction d'un seuil de tolérance fixé à priori (en générale 5%). Un

test la plus utilisée est le test de Khi-deux ou Pearson. Ce test consiste à prendre une règle de décision concernant l'ajustement car il juge la compatibilité d'une loi statistique sur un échantillon donnée de taille N.

Donc on choisit :

- ✓ Loi de GEV.
- ✓ Loi de Log-Normal.
- ✓ Loi de Gamma.

### III.4.2.1- Vérification de l'homogénéité de la série

La vérification de l'homogénéité de la série est indispensable avant de passer à l'ajustement. D'après le test d'homogénéité à l'échelle annuelle. Pour cela, on fait appel au test de la médiane.

Après le classement de la série de la plus petite valeur jusqu'à la plus grande, on calcule la médiane on a deux cas possibles :

- Si N est impair, on prend la  $(\frac{N+1}{2})^{ième}$  valeur
  - Si N est pair, on prend la moyenne entre la  $(\frac{N}{2})^{ième}$  valeur et la  $(\frac{N}{2} + 1)^{ième}$  valeur
- Puisque notre série est impaire (N= 32), la médiane est observée à la valeur centrale donc la médiane (X50%) est égale à 47 mm.

Pour la série non triée, on attribue à chaque valeur un signe positive si  $X_i > X_{50\%}$  ; et un signe négatif dans le cas contraire. En fin on calcule les quantités Ns et Ts telles que :

- Ts : Taille de la plus grande série en (+) ou (-).
- Ns : Nombre des valeurs supérieures ou inférieures à la médiane.

Donc Ns = 17 et Ts = 3.

Pour que la série soit homogène, les deux conditions suivantes doivent être vérifiées

$$Ns > \frac{1}{2} (n + 1 - u_{1+\frac{\alpha}{2}} * \sqrt{n + 1})$$

Avec :  $\alpha = 5\%$  et  $u_{1+\frac{\alpha}{2}} = 1.96$

$$Ts < 3.3 * (\text{Log}_{10}(n) + 1)$$

Tableau III.2 : Calcul des paramètres du test de la médiane.

Année	P j max	Année	P j max	N	Année	P j max	N	Année	P j max
1989	21.1	1980	64.2	1	1980	+64.2	17	1996	-45.1
1993	23.5	1990	66.4	2	1981	+51.8	18	1997	-44.4
1983	23.7	1984	66.5	3	1982	-39.9	19	1998	+54.6
2001	24.5	2007	67.1	4	1983	-23.7	20	1999	-42.8
1987	28.6	2002	75.4	5	1984	+66.5	21	2000	+82.9
1992	29.6	2000	82.9	6	1985	+54.7	22	2001	-24.5
2010	30.3	1991	88.4	7	1986	+54.2	23	2002	+75.4
2009	33.3	1994	90	8	1987	-28.6	24	2003	-37.8
2008	36			9	1988	+47	25	2004	+55.6
2003	37.8			10	1989	-21.1	26	2005	-38.5
2005	38.5			11	1990	+66.4	27	2006	+60
1982	39.9			12	1991	+88.4	28	2007	+67.1
1999	42.8			13	1992	-29.6	29	2008	-36
1997	44.4			14	1993	-23.5	30	2009	-33.3
1996	45.1			15	1994	+90	31	2010	-30.3
1988	47			16	1995	+62.7	32	2011	+47.8
2011	47.8								
1981	51.8								
1986	54.2								
1998	54.6								
1985	54.7								
2004	55.6								
2006	60.0								
1995	62.7								

Tableau III.3 : Résultat du test de la médiane.

Paramètre	Valeur	Comparaison
Ns	17	17 > 10.87 → Condition vérifiée
$Ns > \frac{1}{2} (n + 1 - u_{1+\frac{\alpha}{2}} * \sqrt{n + 1})$	17 > 10.87	
Ts	3	3 < 8.26 → Condition vérifiée
$Ts < 3.3 * (Log_{10}(n) + 1)$	3 < 8.26	

Les deux conditions sont vérifiées donc la série est homogène.

### III.4.2.2- Ajustement de la série pluviométrique à la loi de GEV

La loi extrême généralisée GEV est une loi à trois paramètres qui peut très grossièrement être interprétée comme généralisation loi de la GUMBLE.

Elle représentée dans la littérature sous plusieurs formes qui portent les noms de la loi FISHER TIPPEIT FRECHET JENKISON.

Elle est utilisée pour caractérise la loi distribution de valeurs extrêmes. JENKISON (1955) a montré que les lois de distribution des extrêmes pouvaient se mettre sous forme unique (Atbi, 2018).

$$f(x) = e^{[1 - \frac{k(x-x_0)}{s}]^{1/k}} \quad (III.4)$$

Trois paramètres interviennent

- $X_0$  = le paramètre pour de position
- $S$  = le paramètre d'échelle
- $K$  = le paramètre de forme

Sous cette formulation unique pour on retrouve les trois types de distribution selon les valeurs prise par  $K$  :

- Si  $K$  est positif : on retrouve une loi propose par WEIBULL (GEV type III) ou  $X$  est définie sur l'intervalle  $]-\infty, X'_0 [$ . Cette borne supérieure de l'intervalle de définition se déduit des paramètres  $S$ ,  $K$  et  $X_0$  par la relation.

$$X'_0 = \frac{S}{K} + X_0$$

En fait ce type de distribution se rencontre rarement en hydrologie ou l'on travaille le plus souvent sur des valeurs maximales (pluies ou crue extrêmes).

- Si  $K$  est égale à zéro on constate que

$$\left[1 - \frac{K(X-X_0)}{s}\right]^{1/K} \rightarrow e^{-\frac{(X-X_0)}{s}}$$

On retrouve donc la loi de GUMBEL (GEV de type I) vue précédemment  $X$  défini sur l'intervalle  $]-\infty, +\infty [$ .

- Enfin, si  $K$  est négatif, on trouve une loi propose par FRECHET (GEV de type II) ou  $X$  est défini sur l'intervalle  $]X'_0, +\infty [$ . Cette borne inférieure de l'intervalle de définition se déduit des paramètres  $S$ ,  $K$  et  $X_0$  par la relation

$$X'_0 = \frac{S}{K} + X_0$$

Ce type de loi peut rencontrer en hydrologie, mais la difficulté va résider dans l'estimation du paramètre de forme qui est très soumise aux aléas de l'échantillonnage. (MEYLAN et MUSY, 1999).

- **Procédé d'ajustement**

- Classer les observations par ordre croissant en leur attribuant un numéro d'ordre **m**
- Calculer leur fréquence théorique par la formule de hazen

$$F(X) = (m-0.5)/n$$

(m : numéro d'ordre et n : taille de la série)

- Calculer la variable réduite

$$y = -[\text{Ln} - \text{Ln}F(X)]$$

- Tracer la courbe théorique en portant en abscisse la variable y déjà calculée et en ordonnées les valeurs théoriques de X calculée par l'expression

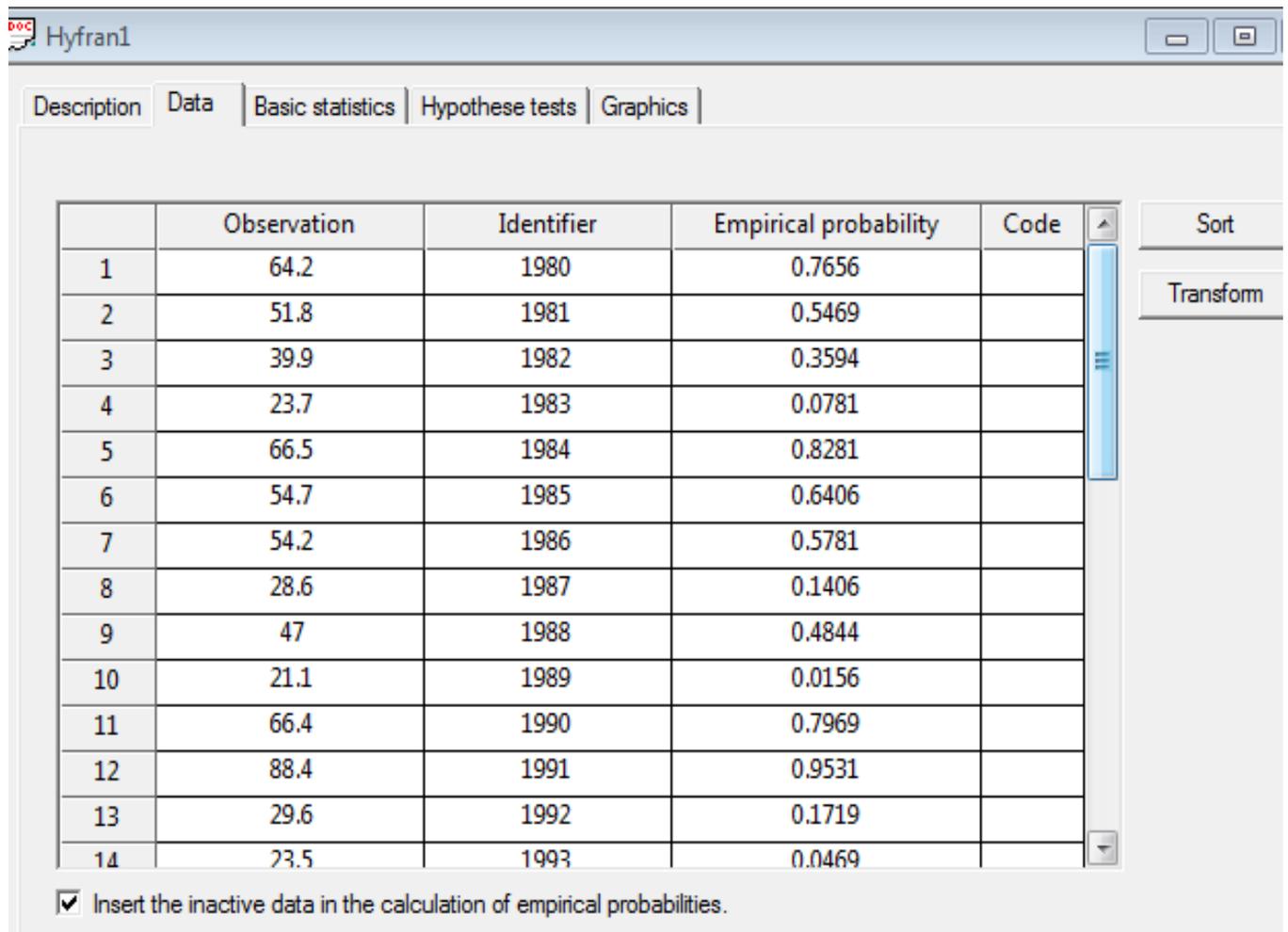
$$X = X_0 + \frac{S}{K} [1 - (-\text{Ln}F(X))^K]$$

- **Résultats de l'ajustement à la loi de GEV (maximum de vraisemblance) par l'HFRA-PLUS**

Le logiciel Hyfran-plus pour estimer la valeur de la précipitation maximale journalière sur une période de retour de 10 ans.

Après le lancement de logiciel on met la formule de Hazen comme expression de la probabilité empirique. Insérer les données (Pmax.j), trier par ordre croissant les observations et ont choisi l'ajustement par la loi de GEV (avec la méthode d'estimation maximum de vraisemblance).

- Les étapes de l'analyse fréquentielle par Hyfran-plus



Hyfran1

Description | Data | Basic statistics | Hypothese tests | Graphics

	Observation	Identifier	Empirical probability	Code
1	64.2	1980	0.7656	
2	51.8	1981	0.5469	
3	39.9	1982	0.3594	
4	23.7	1983	0.0781	
5	66.5	1984	0.8281	
6	54.7	1985	0.6406	
7	54.2	1986	0.5781	
8	28.6	1987	0.1406	
9	47	1988	0.4844	
10	21.1	1989	0.0156	
11	66.4	1990	0.7969	
12	88.4	1991	0.9531	
13	29.6	1992	0.1719	
14	23.5	1993	0.0469	

Insert the inactive data in the calculation of empirical probabilities.

Figure III.1 : Série de précipitation maximale annuelle

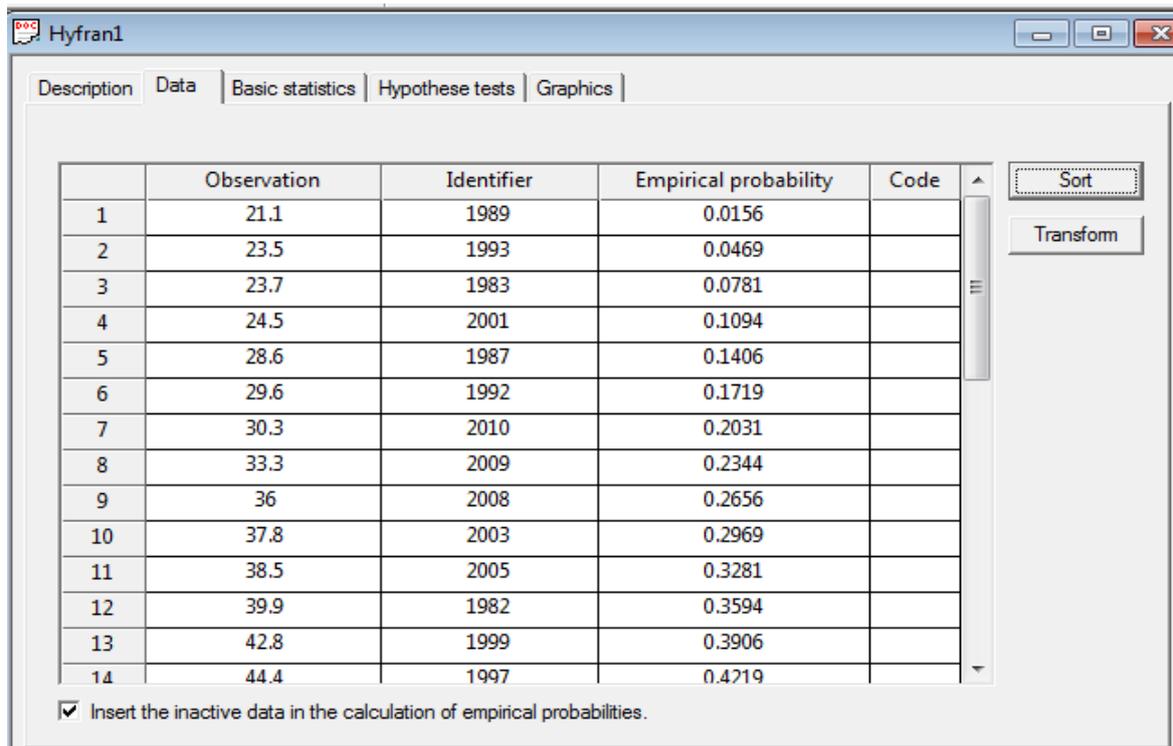


Figure III.2 : Classer les observations par ordre croissant

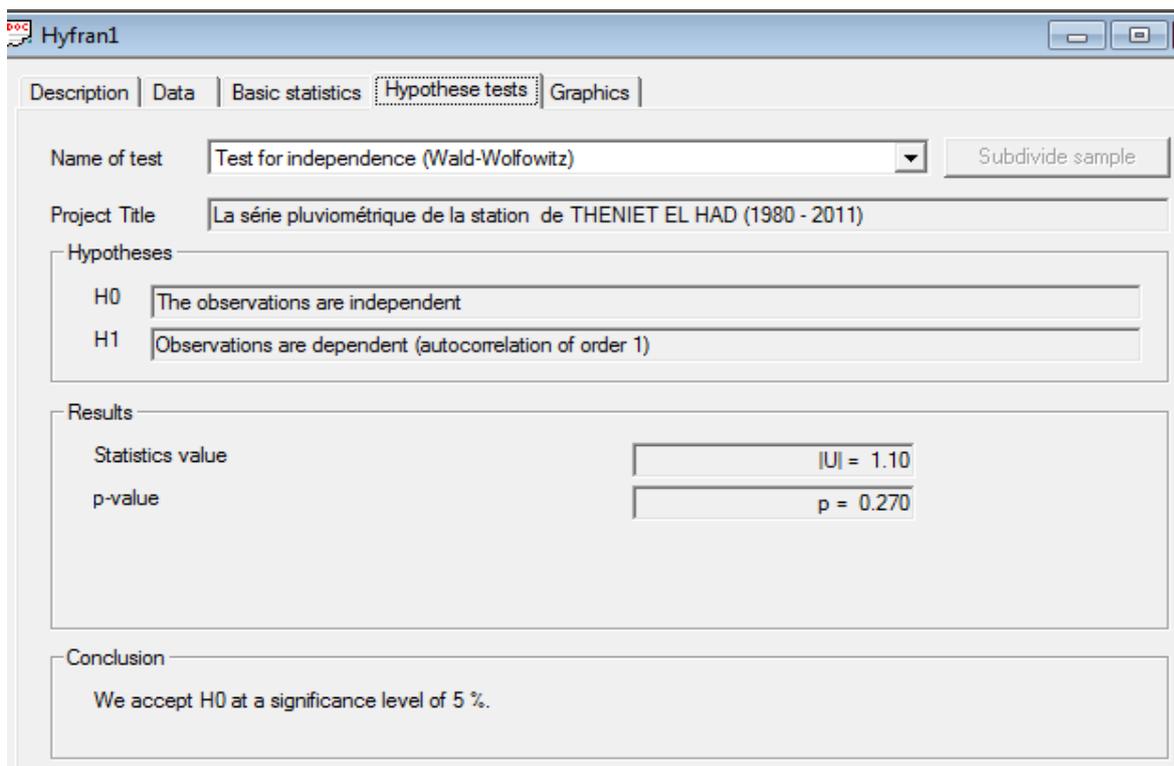


Figure III.3 : exemple sur test Independence

Hyfran1

Description | Data | Basic statistics | Hypothese tests | Graphics

Name of test: Stationarity test (Kendall) [Subdivide sample]

Project Title: La série pluviométrique de la station de THENIET EL HAD (1980 - 2011)

Hypotheses

H0: No trend is apparent in the observations

H1: There is a trend in the observations

Results

Statistics value: |K| = 0.405

p-value: p = 0.685

Conclusion

We accept H0 at a significance level of 5 %.

Figure III.4 : exemple sur test stationnaire

Tableau III.4 : Résultats d'ajustement par la loi de GEV

Période de retour T (ans)	Fréquence au non dépassement q	Valeur théorique $X_T$ (mm)	Ecart-type	Intervalle de confiance
100	0,99	101	12.7	75,9-126
50	0,98	93.7	10.0	74,0-113
20	0,95	83.2	7.10	69,3-97,1
10	0,90	74.3	5.51	63,5-85,1
5	0,80	64.3	4.43	55,6-73,0

Avec

T : période de retour  $T = 1/(1 - q)$ .

q : probabilité au non dépassement.

$X_T$  ; précipitation maximales journalières.

Les paramètres de la loi de GEV

K = 0.111187

$$X_0 = 16.442$$

$$S = 41.6098$$

Précipitation maximales journalières :  $P_{\max,j(10\%)} = 74.3 \text{ mm}$ .

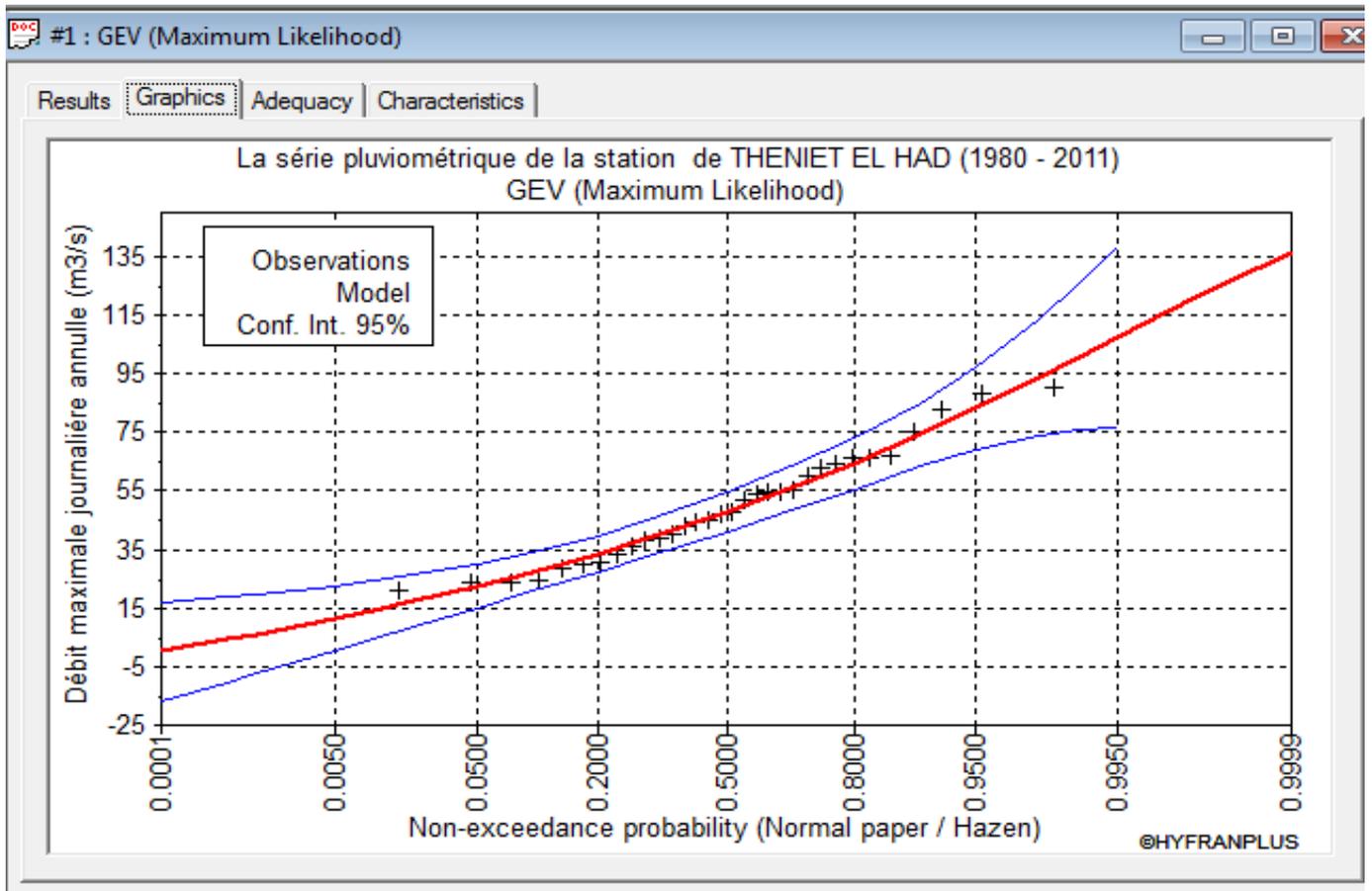


Figure III.5 : Ajustement à la loi de GEV

#1 : GEV (Maximum Likelihood)

Results | Graphics | **Adequacy** | Characteristics

Name of test : Chi-squared test

Project :

Title : La série pluviométrique de la station de THENIET EL HAD (1980 - 2011)

Hypotheses

H0 : The underlying distribution of this sample is GEV

H1 : The underlying distribution of this sample is not GEV

Results

Statistics result :	X <sup>2</sup> = 2.00
p-value :	p = 0.7358
Degrees of freedom :	4
Number of classes :	8

Conclusion

We accept H0 at a significance level of 5%.

**Figure III.6** : Test d'adéquation de Khi-deux

Avec

H0 : L'échantillon provient d'une loi GEV.

H1 : L'échantillon ne provient pas d'une loi GEV.

Résultat de la statistique :  $X^2 = 2.00$

P-Value          P = 0.7358

Degrés de liberté : 4

Nombre de classe : 7

### Conclusion

Nous pouvons accepter H0 au niveau de signification de 5%.

### III.4.2.3- Ajustement de la série pluviométrique à la loi de Log-Normal (Galton)

Parmi les nombreuses formulations possibles, nous retiendrons la fonction de répartition suivante, qui fait le mieux le parallèle avec la loi de Gauss.

$$F(x) = \sqrt{\frac{1}{2\pi}} \int_U^{+\infty} e^{-\frac{1}{2}u^2} du \quad (\text{III.5})$$

Avec :  $u = a \log(X - X_0) + b$

L'intervalle de définition est donc :  $x] -\infty, +\infty[$

On remarque que l'on passe de la loi de GAUSS à la loi de GALTON en faisant le changement de variable que  $x$  en  $\log(X - X_0)$ .

Une autre formulation qui fait mieux ressentir le rôle des paramètres est :

$$F(x) = \frac{1}{\sigma\sqrt{2\pi}} \int_0^u \frac{1}{u} e^{-\frac{\ln^2(u)}{2\sigma^2}} du \quad (\text{III.6})$$

Avec  $u = \frac{X - X_0}{S}$  (Variable réduite de GAUSS)

Avec

$X_0$  : le paramètre de position.

$S$  : le paramètre d'échelle.

- **Résultats de l'ajustement à la loi de Log-Normale (Maxim vraisemblance) par HYFRAN-PLUS**

**Tableau III.5** : Résultats d'ajustement par la loi de GALTON

Période de retour T (ans)	Fréquence au non dépassement q	Valeur théorique $X_T$ (mm)	Ecart-type	Intervalle de confiance
100	0,99	118	16.4	85,6-150
50	0,98	105	13.4	79,2-132
20	0,95	89.4	9.87	70,0-109
10	0,90	77.2	7.49	62,5-91,9
5	0,80	64.6	5.39	54,1-75,2

Les paramètres de la loi de Galton

$$X_0 = 3.82916$$

$$\text{Sigma} = 0.403563$$

$$\text{Précipitation maximales journalière} \therefore P_{\max,j(10\%)} = 77,2 \text{ mm}$$

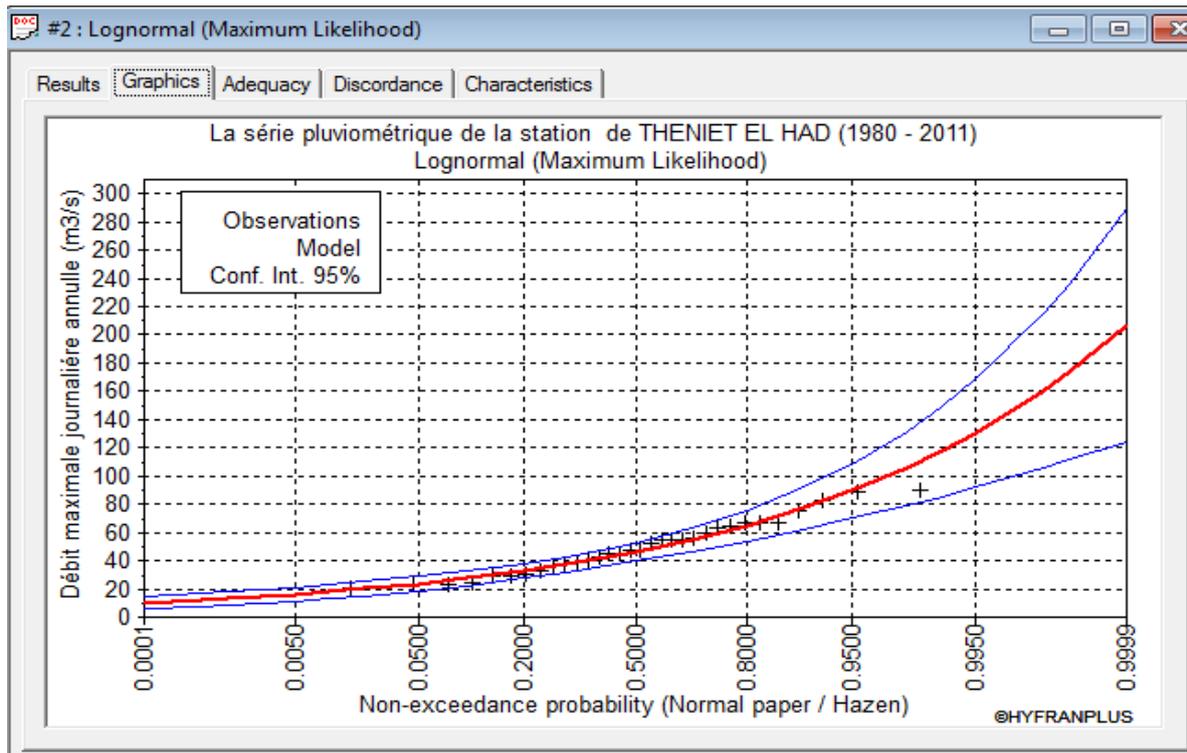


Figure III.7 : Ajustement à la loi de GALTON

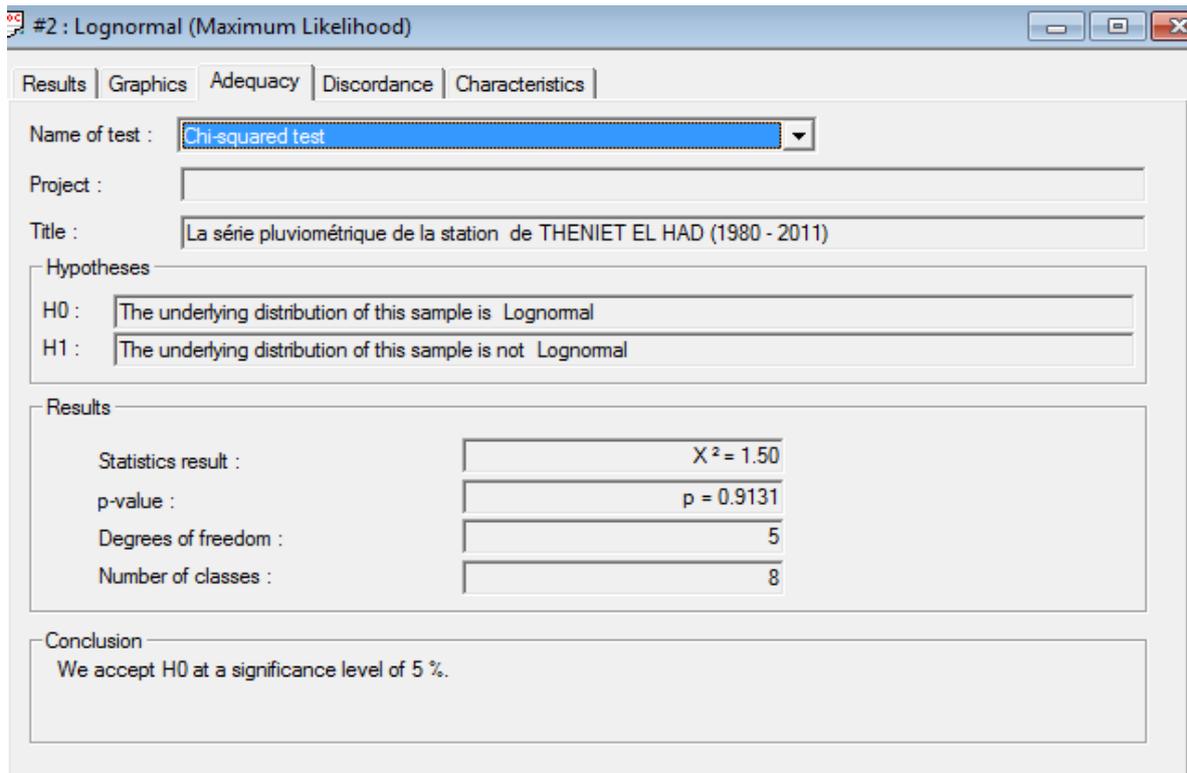


Figure III.8 : Test d'adéquation de Khi-deux (GALTON)

Résultat de la statistique ;  $X^2 = 1.50$

P-Valeur :  $P = 0.9131$

Degrés de liberté : 5

Nombre de classe : 7

### Conclusion

Nous pouvons accepter H0 au niveau de signification de 5%

#### III.4.2.4- Ajustement de la série pluviométrique à la loi de GAMMA

Loi de Gamma (ou Pearson) représenté ces valeurs sous la formes d'une fonction de Gamma

$$\Gamma = \int_0^{+\infty} e^{-t} x^{t-1} dt \quad \text{pour } x > 0 \quad (\text{III.7})$$

La fonction de Gamma :  $X \sim \Gamma(\alpha, \lambda)$  avec  $\alpha, \lambda > 0$

$$F(x) = \frac{\alpha^\lambda}{\Gamma(\lambda)} x^{\lambda-1} e^{-\alpha x}$$

Avec

$\lambda$  : est le paramètre de forme.

$\alpha$  : est le paramètre d'échelle.

- **Résultats de l'ajustement à la loi de Gamma (Maxim vraisemblance) par HYFRAN-PLUS**

**Tableau III.6 :** Résultats d'ajustement par la loi de Gamma

Période de retour T (ans)	Fréquence au non dépassement q	Valeur théorique X <sub>T</sub> (mm)	Ecart-type	Intervalle de confiance
100	0,99	104	7,28	83,6-125
50	0,98	96.1	7,20	78,1-114
20	0,95	84.6	5,78	70,1-99,0
10	0,90	75.1	4,71	63,3-86,9
5	0,80	64.6	3,66	55,4-73,7

$$P_{\max, j(10\%)} = 75.1 \text{ mm}$$

Les paramètres

$$\alpha = 0.136539$$

$$\lambda = 6.77746$$

Précipitation maximales journalières :  $P_{\max,j(10\%)}=75.1$  mm.

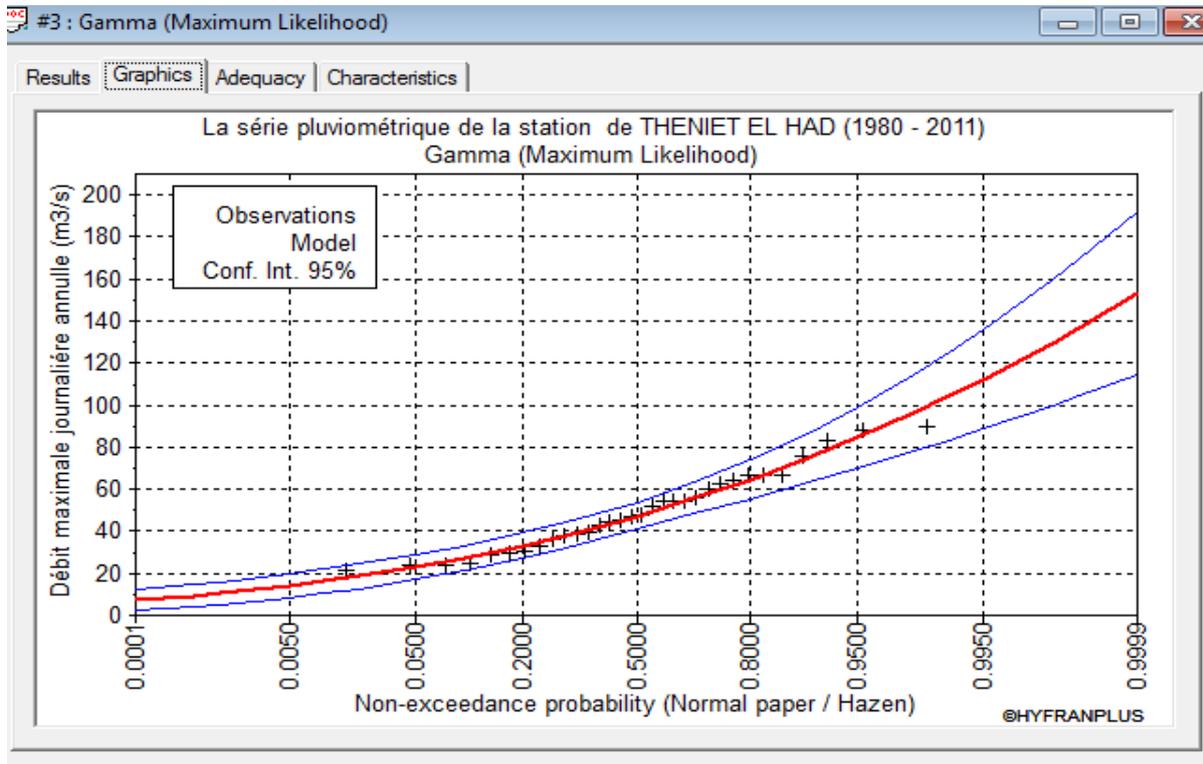


Figure III.9 : Ajustement à la loi de Gamma

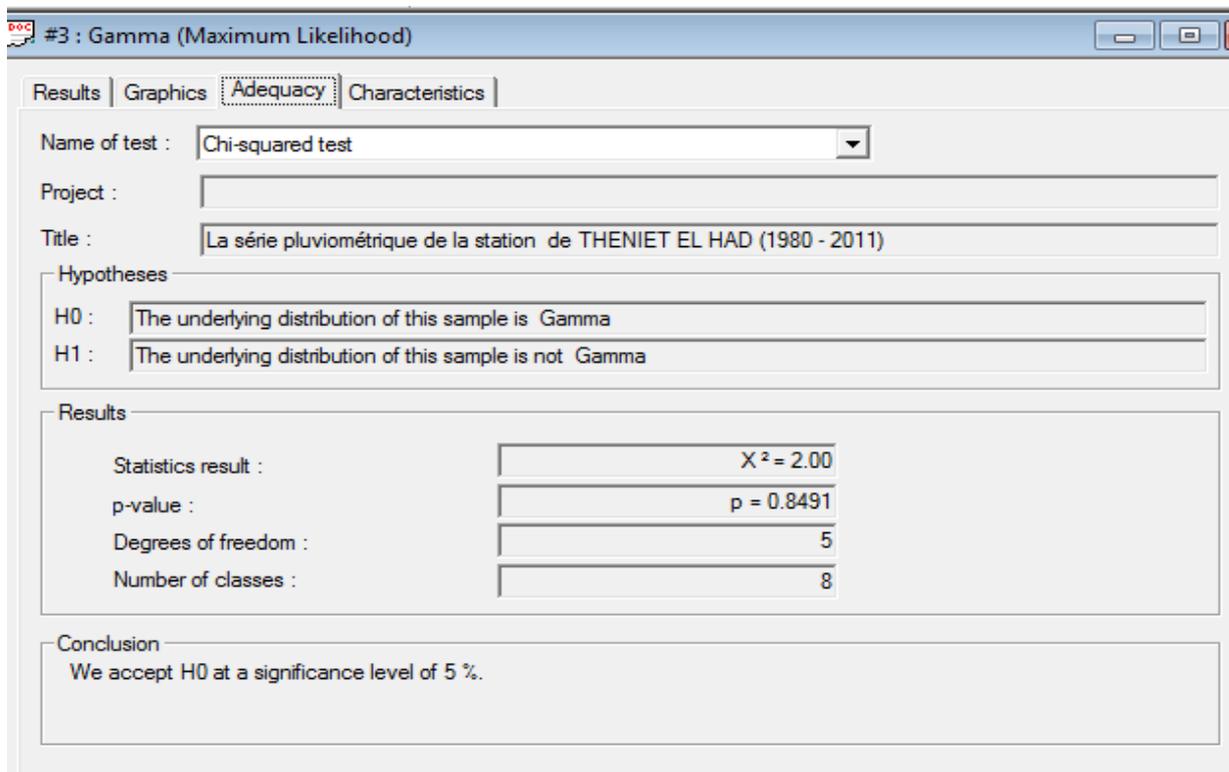


Figure III.10 : Test d'adéquation de Khi-deux (Gamma)

Résultat de la statistique  $X^2 = 2.00$

P-Value P = 0.8491

Degrés de liberté : 5

Nombre de classe : 7

### Conclusion :

Nous pouvons accepter  $H_0$  au niveau de signification de 5%.

### III.5.3- Comparaison visuelle (analyse des graphes)

La figure III.11 montre des graphiques qui présentent les probabilités empiriques et théoriques des distributions des lois de GEV, Log-Normal, Gamma sur papier de probabilité normal. Visuellement on remarque que la loi de Gamma présente le meilleur ajustement.

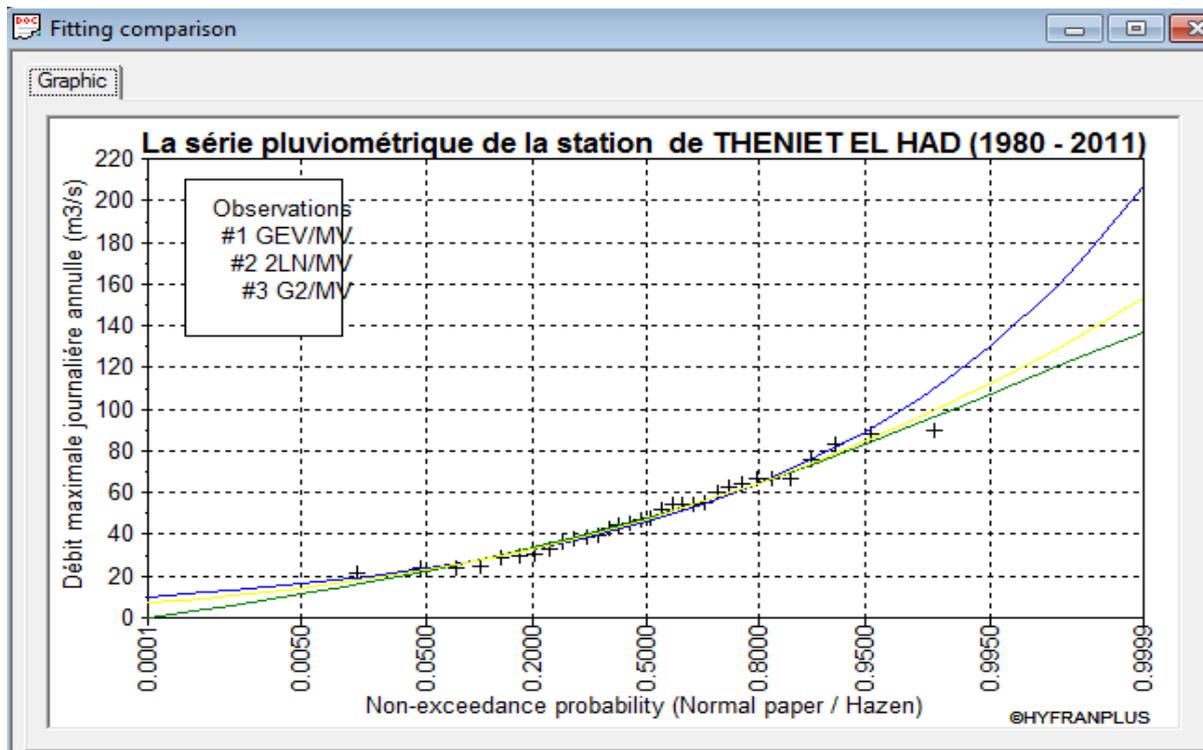


Figure III.11 : Comparaison graphique entre trois lois

### III.5.4- Méthode numérique (analyse statistique)

La figure III.12 montre les valeurs observées des critères d'information (BIC) et d'Akaike (AIC). Ces critères permettent de comparer le degré d'ajustement. Les meilleurs ajustements correspondent aux plus faibles valeurs de ces statistiques (Bouceflan, 2018), donc pour notre cas la loi de Gamma est la mieux adaptée pour l'estimation des pluies maximales journalières.

**Tableau III.7** : Critères de comparaison des lois statistiques

Model	Nb param	XT	P(MI)	P(MI/X)	BIC	AIC
Gamma (Maxim vraisemblance)	2	75.10	33.33	52.98	283.148	280.216
Log-Normal (Maxim vraisemblance)	2	77.20	33.33	39.51	283.738	280.803
GEV (Maxim vraisemblance)	3	74.35	33.33	7.51	287.055	282.658

**III.5.5- Résultats d'ajustement à loi choisie**

Les paramètres de la loi Gamma sont représentés dans le tableau (III.6)

Nombre d'observation :  $n = 32$ .

**Tableau III.8** : caractéristique de la loi de Gamma

Parameter	Caractéristiques de la série
Minimum	21.1
Maximum	90
Moyenne	49.6
Ecart-type	19.1
Médiane	47.4
Coefficient de variation (Cv)	0.385
Coefficient d'asymétrie (Cs)	0.441
Coefficient d'aplatissement (Ck)	2.24

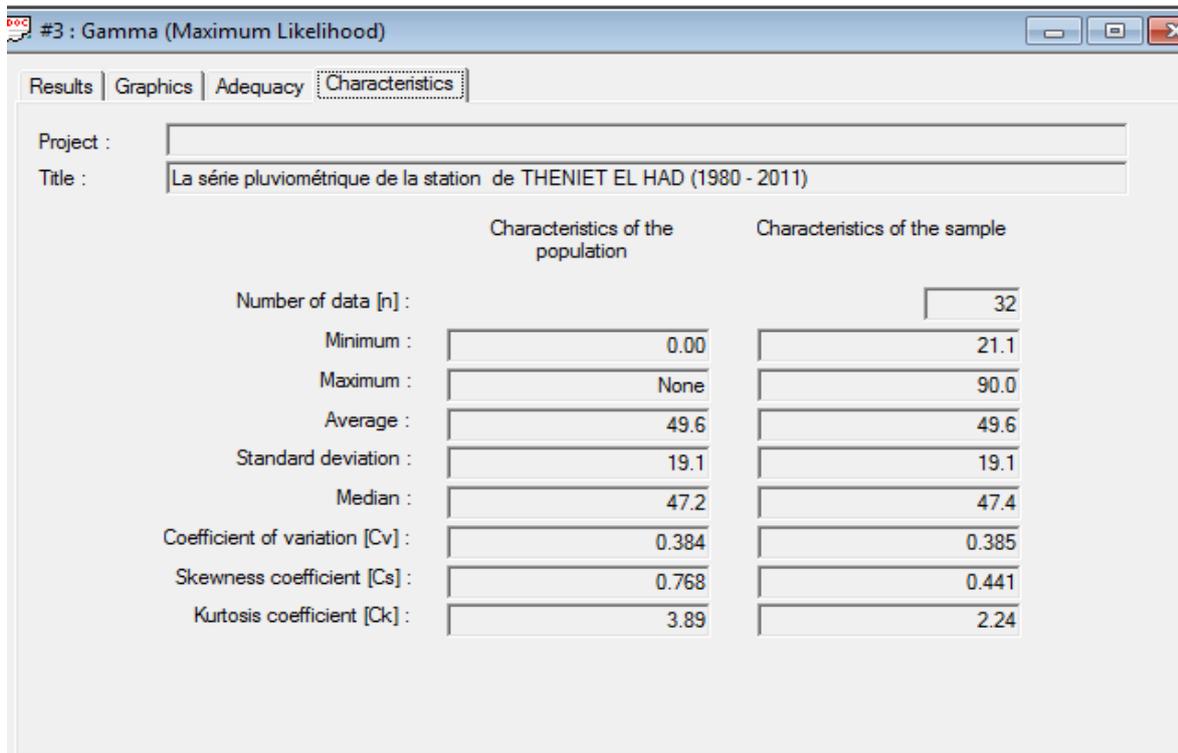


Figure III.12: caractéristique de la loi

### III.6- Calcul de l'intensité de pluie de durée de 15 min et de période de retour de 10 ans par la formule de MONTANARI

Pour calcul de l'intensité moyenne de précipitation nous utilisons la formule de MONTANAR :

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

Ou :

$I_{t(15 \text{ min}),p\%}$  : 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 heures,  $t=0.25h = 15 \text{ min}$  pour une période de retour de 10 ans.

b : exposant climatique de la région ( $b= 0.36$ ), il donné par l'A.N.R.H de Blida.

Pour l'estimation de l'intensité, en admettant qu'une averse ayant lieu une fois tous les 10 ans durant 15 min, peut-être la valeur optimale.

Donc :

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

- D'après la loi de Gamma

$$I_{15 \text{ min}, 10\%} = \frac{75.1}{24} \left( \frac{0.25}{24} \right)^{0.36-1} = 58.09 \text{ mm/h}$$

D'où on déterminera la valeur de l'intensité pluviale (i) qui est tout simplement un débit spécifique.

$$i = \frac{58.09 * 10000}{3600} = 161.36 \text{ l/s/ha}$$

### Conclusion

Dans la présente étude, la partie hydrologie a aidé à déterminer l'intensité moyenne de précipitation.

D'après la loi de Gamma qui est dans notre cas la meilleure loi d'ajustement des précipitations maximales journaliers, on s'aperçoit que pour le dimensionnement optimal de notre réseau, il convient de retenir la valeur donnée par la loi de Gamma qui ( $I_{t(15 \text{ min}), p\%} = 58.09 \text{ mm/h}$ ).

# **Chapitre IV**

## **Calcul de base**

**Chapitre IV : calcul de base****Introduction**

Dans l'étude d'un projet d'Assainissement, il est nécessaire de définir tous les paramètres et la méthodologie à suivre pour effectuer cette étude.

Il est indispensable de prendre en considération la surface d'influence et leur pente, ainsi que les systèmes d'évacuation, leurs schémas et les coefficients caractérisant cette surface et on fait l'estimation du nombre d'habitant pour un horizon de calcul donné, pour avoir une meilleure estimation des débits à évacuer dans des conditions d'écoulement favorables.

Dans ce contexte, un dimensionnement d'un réseau d'assainissement est indispensable, d'où on est contraint de passer par certaines phases préliminaires, parmi lesquelles on trouve, le calcul de base.

**IV.1- Situation démographique**

La commune de Mâacem, se caractérise par une lente croissance démographique de l'ordre de 1302 habitants durant une période de 25 ans. Passant de 3929 habitants selon le troisième R.G.P.H 1987 pour atteindre 5213 habitants en 2012 ; soit un taux d'accroissement global de 1.15%.

En effet, si la période intercensitaire 1987/1998 reste manquée par un taux d'accroissement annuel moyen très modéré qui est de 1.34% par rapport au taux d'accroissement observé au niveau national durant la même période et qui dépassait les 3%, la période intercensitaire 1998/2008, quant à elle, a vu le taux d'accroissement chuter enregistrant une valeur 1%.

- **Estimation de la population**

L'évaluation de la population a été faite pour l'horizon 2051 sur la base des statistiques du dernier recensement général (2008), avec

- Le nombre d'habitant de la commune de MAACEM est : 1248 habitants.

(Source APC MAACEM)

- Le taux d'accroissement pris égale à 2,42 %.

Pour l'évaluation des populations, à court, moyen et long terme on utilise une méthode plus simple qui prend en considération les projections de population sans tenir compte le détail des paramètres qui influent sur l'évolution de la population comme la natalité, la mortalité et la migration. Cette méthode repose sur la relation suivante :

$$P_n = P_0(1 + T)^n \quad (IV.1)$$

Ou :

$P_n$  : population projetée à l'an 2051

$P_0$  : population de référence (2008).

T : Taux d'accroissement pris égal à 2,42 %

n : période de saturation du projet

**Tableau IV.1** : Estimation de la population à différents horizons

Années	2008	2015	2021	2025	2030	2035	2040	2045	2051
Population	1248	1475	1703	1874	2112	2380	2682	3023	3489

**IV.2- Découpage de l'aire d'étude en sous bassin élémentaire**

En général, le bassin versant est un secteur géographique qui est limité par les lignes de crête ou par les lignes de partage des eaux.

Toutes les eaux qui ruissellent en surface sont recueillies par une seule ligne d'écoulement.

Donc, le découpage du site en sous bassins élémentaires doit être fait selon :

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

Pour notre projet le découpage de la zone à étudier se fait suivant la densité des habitants et les routes, les limites naturelles (oueds).

**IV.3- Système d'évacuation des eaux usées et des eaux pluviales**

L'établissement du réseau d'une agglomération doit répondre à deux catégories de préoccupation, à savoir :

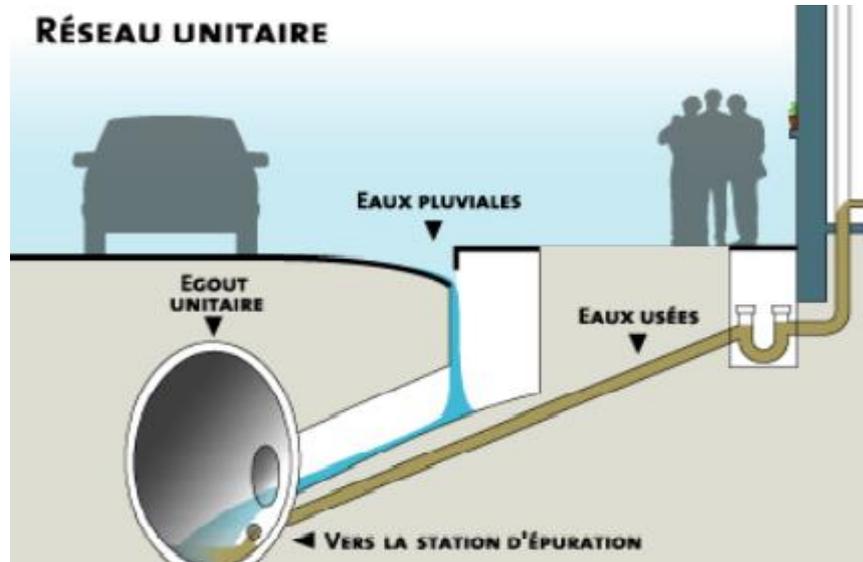
- Assurer une évacuation correcte des eaux pluviales de manière à empêcher la submersion des zones urbanisées et d'évité toute stagnation après les averses.
- Assurer l'évacuation des eaux usées ménagères, les eaux vannes, ainsi que les eaux résiduaires industrielles. Il est permis à changer un ou plusieurs réseaux de canalisations ou l'effluent s'écoule en général gravitairement.

Trois systèmes d'évacuation susceptible d'être mis en service sont :

- Système unitaire.
- Système séparatif.
- Système pseudo séparatif.

### IV.3.1- Système unitaire

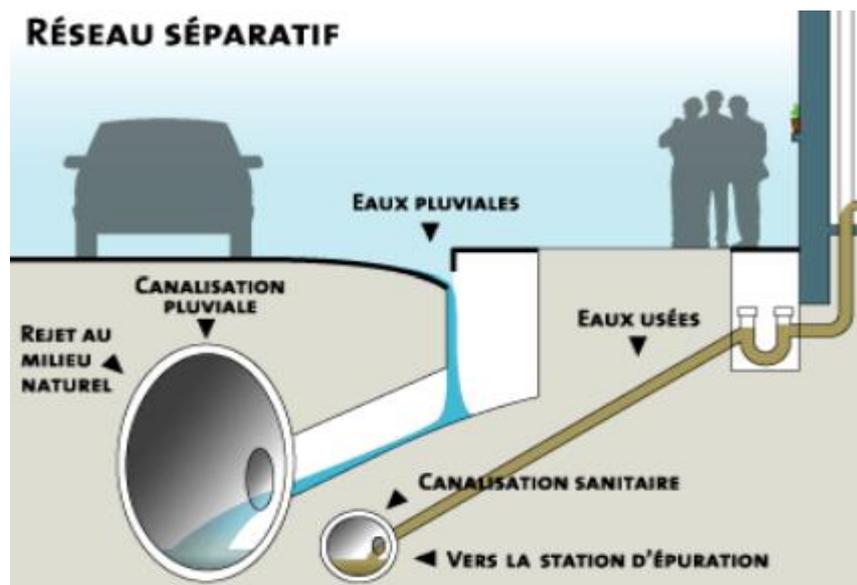
L'évacuation de l'ensemble des eaux usées et pluviales est assurée par un seul réseau. Généralement pourvu des déversoirs permettant en cas d'orage le rejet direct, par surverse, d'une partie des eaux dans le milieu naturel (Astee, 2017) .



**Figure 1V.1** : Schéma représentatif des branchements dans le système unitaire (<http://hydrauliqueformation.diogsport.com>).

### IV.3.2- Système séparatif

Il consiste à réserver un réseau à l'évacuation des eaux usées domestiques et, sous certaines réserves, des certains effluents industriels alors que l'évacuation de toutes les eaux météoriques est assurée par un autre réseau (Astee, 2017) .



**Figure IV.2** : Schéma représentatif des branchements dans le système séparatif (<http://hydrauliqueformation.diogsport.com>).

IV.3.3- Système pseudo séparatif

Ce système repose sur un réseau d'évacuation des eaux usées, et tout ou partie des eaux pluviales en provenance des toitures et des espaces privés, tandis que les eaux pluviales en provenance des chassées est transitée à travers les caniveaux et quelque ouvrages pluviaux, dans un autre réseau (Astee, 2017).

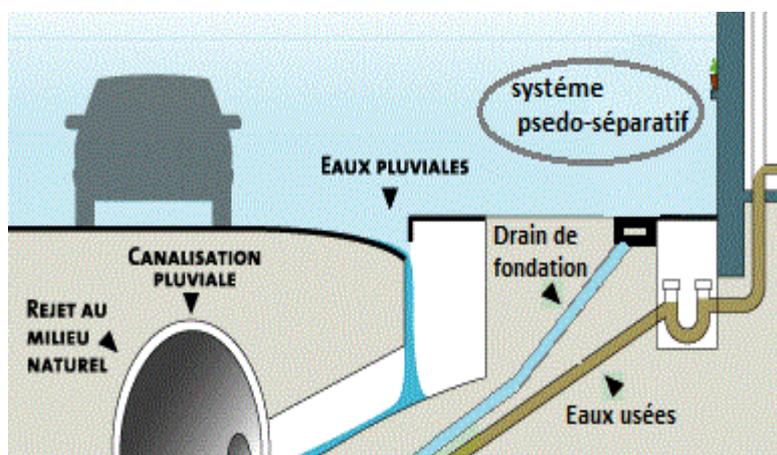


Figure IV.3 : Schéma représentatif des branchements dans le système pseudo séparatif (<http://hydrauliqueformation.diogsport.com>).

Tableau IV.2 : avantages et inconvénients des trois systèmes de réseaux

Système	Domaine d'utilisation privilégié	Avantages	Inconvénients	Contraintes d'exploitation
<b>Unitaire</b>	<ul style="list-style-type: none"> <li>-Milieu récepteur éloigné des points de collecte.</li> <li>-Topographie à faible relief.</li> <li>-Imperméabilisation importante et topographie accentuée de la commune.</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>-Conception simple : un seul collecteur, un seul branchement par immeuble.</li> <li>-Encombrement réduit du sous-sol.</li> <li>-à priori économique (dimensionnement moyen imposé par les seules eaux pluviales).</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>-Débit à la station d'épuration très variable.</li> <li>-Lors d'un orage, les eaux usées sont diluées par les eaux pluviales.</li> <li>-Apport de sable important à la station d'épuration.</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>-Entretien régulier des déversoirs d'orages et des bassins de stockage.</li> <li>-Difficulté d'évaluation des rejets directs vers le milieu récepteur.</li> </ul>

Système	Domaine d'utilisation privilégié	Avantages	inconvénients	Contraintes d'exploitation
	<p>-Débit d'étiage du cours d'eau récepteur</p> <p>- important Domaine d'utilisation privilégié</p>	<p>- Aspect traditionnel, dans l'évolution historique des cités.</p> <p>-Pas de risque d'inversion de branchement.</p>	<p>-Acheminement d'un flot de pollution assez important lors des premières pluies après une période sèche.</p> <p>-Rejet direct vers le milieu récepteur du mélange "eaux usées - eaux pluviales" au droit des déversoirs d'orage.</p>	
<b>Séparatif</b>	<p>-Petites et moyennes agglomérations.</p> <p>-Extension des villes.</p> <p>-Débit des eaux de pluie considérable.</p>	<p>-Diminution du diamètre moyen du réseau de collecte des eaux usées.</p> <p>-Exploitation plus facile de la station</p> <p>-Meilleure préservation de l'environnement des flux polluants domestiques.</p> <p>-Certains couts d'exploitation sont limités.</p>	<p>-Encombrement important du sous-sol</p> <p>-Cout d'investissement élevé.</p> <p>-Risque important d'erreur de branchement.</p>	<p>-Surveillance accrue des branchements.</p> <p>-Entretien d'un linéaire important de collecteur (eaux usées et pluviales).</p> <p>-Entretien des ouvrages particuliers (siphons).</p> <p>- Entretien des postes de relèvement et des chambres à sables.</p>

	Domaine d'utilisation privilégié	Avantages	Inconvénients	Contraintes d'exploitation
<b>Séparatif</b>				-Détection et localisation des anomalies (inversion de branchement, arrivée d'eaux
<b>Pseudo Séparatif</b>	-Petits et moyennes agglomération. -Présence d'un milieu récepteur proche	-Le problème des faux branchements est éliminé. -Le plus gros des eaux pluviales étant acheminées en dehors de la ville, ce qui donne des collecteurs traversant la ville de moindre dimension. -Il y'a pas lieu de séparer les eaux de ruissellement des eaux usées en provenance d'un même immeuble	-Le fonctionnement de la station est perturbé, la charge polluante est variable en qualité.	- Entretien et contrôle régulier des postes de pompage et des vannes automatiques d'isolement. -Contrôle de l'étanchéité des réseaux en dépression. -Traitement des effluents septiques (cas d'H2S). -Détection et localisation des arrivées d'eaux parasites.

Source : Office International de l'eau – Janvier 2000

#### IV.4- Choix du système d'évacuation

Les paramètres prépondérants pour le choix du système d'assainissement sont :

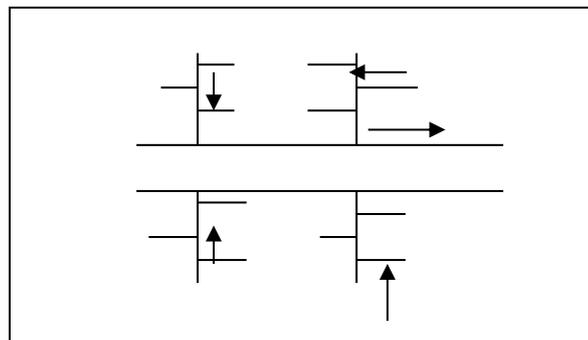
- L'aspect économique : une étude comparative de plusieurs variantes est nécessaire.
- L'aspect technique (Topographie du terrain, régime des précipitations, point de rejet,...).
- Il faut tenir compte les conditions de rejet.
- Encombrement de sous-sol.
- S'il s'agit d'une extension du réseau, il faut tenir compte du système existant.

#### IV.5- Différent schéma d'évacuation

Dans les réseaux d'assainissement l'écoulement est en général, gravitaire, sauf dans des cas particuliers, ils sont en fonction du relief et de la topographie et la structure de l'agglomération, on distingue plusieurs schémas d'évacuation.

##### IV.5.1- Schéma perpendiculaire

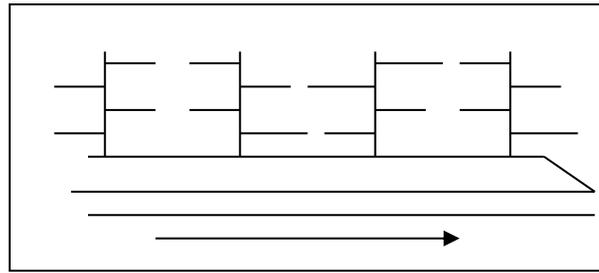
Ce schéma consiste à amener perpendiculairement à la rivière un certain nombre de collecteurs. Il ne permet pas la concentration des eaux vers un point unique d'épuration, il convient lorsque l'épuration n'est pas jugée nécessaire et aussi pour l'évacuation des eaux pluviales en système séparatif car il est considéré comme étant la meilleure solution pour son rejet direct au milieu récepteur (Benkadja, 2016).



**Figure IV.4 :** Schéma perpendiculaire (Benkadja, 2016)

##### IV.5.2- Schéma à déplacement latéral

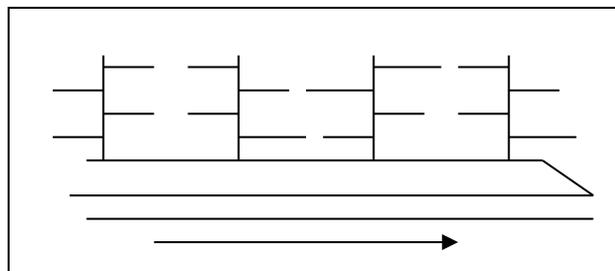
Le schéma par déplacement latéral est le plus simple, permettant de transporter l'effluent à l'aval de l'agglomération en vue de son traitement, les eaux sont recueillies dans un collecteur parallèle au cours d'eau (Benkadja, 2016) .



**Figure IV.5 :** Schéma à déplacement latéral (Benkadja, 2016)

#### IV.5.3- Schéma à collecteur transversal ou oblique

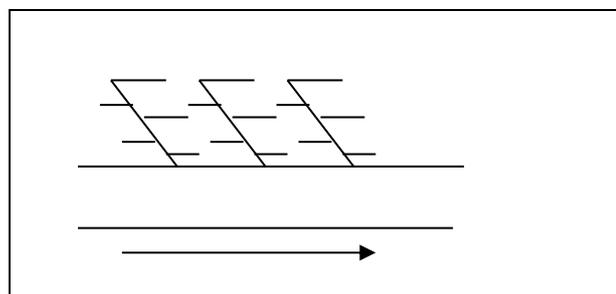
Ce schéma est tracé pour augmenter la pente qui permet de rapporter l'effluent à l'aval de l'agglomération. Ce type de schéma est adopté lorsque la pente du terrain est faible.



**Figure IV.6 :** Schéma à collecteur transversal ou oblique (Benkadja, 2016)

#### IV.5.4- Schéma à collecteur étagé

Lorsqu'on veut éviter de rendre notre réseau en charge, et lorsque notre agglomération est étendue et notre pente est assez faible, il est nécessaire d'effectuer l'assainissement à plusieurs niveaux.



**Figure IV-7 :** Schéma à collecteur étagé (Benkadja, 2016)

#### IV.5.5- Schéma radial

Le schéma radial convient pour les régions plates, et permet la concentration de l'effluent en un plusieurs points ou il sera relevé pour être évacué en un point éloigné de l'agglomération (Benkadja, 2016).

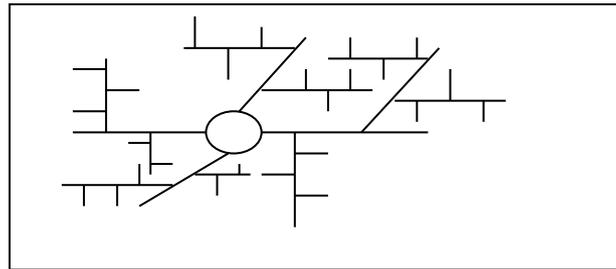


Figure IV.8 : Schéma radial (Benkadja, 2016)

#### IV.6- Choix de schéma d'évacuation

Le choix du schéma du réseau d'évacuation à adopter, dépend des divers paramètres :

- Les conditions techniques et locales du lieu : système existant, la topographie du terrain et la répartition géographique des habitants à desservir ;
- Les conditions économiques : le coût et les frais d'investissement et d'entretien ;
- les conditions d'environnement : nature de rejet et le milieu récepteur ;
- L'implantation des canalisations dans le domaine public.

Dans le cas de notre étude le schéma choisi est celui par déplacement latéral, en tenant compte de la disposition des voiries, de la topographie de la ville et du point de rejet.

#### IV.7- Choix du coefficient de ruissellement

Le coefficient de ruissellement  $C_r$  c'est le rapport du volume d'eau qui ruisselle de cette surface sur le volume d'eau tombée sur cette surface. Il a un rôle prépondérant dans l'évaluation des débits de points pluviaux qui servent au dimensionnement du réseau (Salah, 2014).

$$C_r = \text{Volume ruisselé} / \text{Volume de pluie tombée}$$

Ce coefficient a la possibilité de faire varier le débit d'eau pluviale, ce qui nous contraint d'élaborer le découpage des sous bassin de telle façon qu'il soit aussi homogène que possible afin de minimiser les erreurs de son évaluation. Sa valeur varie de 0.05 et 1, elle dépend de plusieurs facteurs :

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

**IV.7.1- Coefficient de ruissellement pondéré dans le temps**

Il est déterminé par l'expression suivante :

$$Crp = \frac{0.98 t}{4.53+t} p + \frac{0.78 t}{31.17+t} (1 - p) \quad (IV.2)$$

Crp : coefficient de ruissellement pondéré

t : temps écoulé à partir du début de la précipitation en heure

P : pourcentage de surface imperméabilisée

**a. Coefficients de ruissellement en fonction de la catégorie d'urbanisation**

**Tableau IV.3 :** coefficients de ruissellement en fonction de la catégorie d'urbanisation (S

Catégorie d'urbanisation	Cr
Habitation très denses	0.90
Habitation denses	0.60 – 0.70
Habitation moins denses	0.40 – 0.50
Quartiers résidentiels	0.20 – 0.30
Square – garde - prairie	0.05 – 0.20

(Source : Guerre et Gomella 1986)

**b. Coefficients de ruissellement en fonction des caractéristiques des zones d'influences**

**Tableau IV.4 :** coefficient de ruissellement en fonction des caractéristiques des zones d'influences

Zone d'influence	Cr
Toit en métal, tuile, ardoise	0.9
Chaussée avec peu de joints	0.85 – 0.9
Pavés en pierres naturelles, briques avec joints cimentés.	0.75 – 0.85
Pavage en blocages	0.40 – 0.50
Surfaces goudronnées	0.25 – 0.60
Chemin en gravier	0.25 – 0.30
Gare, terrain de sport	0.10 – 0.30
Parcs, jardins, gazons	0.05 – 0.25
Forets	0.01 – 0.20

(Source : Guerre et Gomella 1986)

### c. Coefficients de ruissellement en fonction de la densité de la population

**Tableau IV.4** : coefficient de ruissellement en fonction de la densité de la population

Densité de la population (hab/ha)	Cr
20	0.20
30 - 80	0.20 – 0.25
60 - 150	0.25 – 0.30
200 - 300	0.45 – 0.60
300 - 400	0.60 – 0.80
400 - 600	0.8 – 0.90

(Source : Guerre et Gomella 1986)

Pour le cas de notre projet, le coefficient de ruissellement est estimé en fonction de la nature des surfaces drainées, en tenant compte de la densité des habitations.

#### IV.8- Calcul du nombre d'habitant de chaque sous bassin

##### IV.8.1- Coefficient de ruissellement pondéré

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

$$Crp = \frac{\sum Ai Cri}{A} \quad (IV.3)$$

Ai : surface du sous bassin (ha)

A : surface totale en (ha)

Cri : coefficient de ruissellement partiel

Crp : coefficient de ruissellement.

**Tableau IV.5 :** Les sous bassins de la zone d'étude et leurs surfaces

N° de sous bassin	Surface « Ai » (ha)	Cr
1	5.35	0.70
2	3.39	0.68
3	3.02	0.72
4	3.86	0.69
5	3.71	0.44
6	4.56	0.49
7	1.07	0.25
8	0.29	0.36
9	1.28	0.40
10	1.38	0.43
11	2.29	0.5

Après avoir estimé les coefficients de ruissellement de chaque sous bassin, il faut déterminer le coefficient de ruissellement pondéré :

$$C_{rp} = \frac{\sum A_i * C_{ri}}{A} = \frac{17.3771}{30.20} = 0.575$$

#### IV.8.2- Calcul de la densité partielle

La densité partielle est estimée par la formule suivante :

$$D_i = \frac{C_{ri} * P_t}{C_{rp} * A} \quad (IV.4)$$

$D_i$  : Densité partielle pour chaque sous bassin (hab/ha).

$A$  : Surface totale (ha).

$C_{ri}$  : Coefficient de ruissellement partiel.

$C_{rp}$  : Coefficient de ruissellement total pondéré.

$P_t$  : Nombre total d'habitants (hab) à l'horizon 2051.

On procède par la suite au calcul du nombre d'habitants correspondant à chaque sous bassin par relation suivante :

$$P_i = D_i * A_i \quad (IV.5)$$

**Tableau IV.6** : Répartition de population dans chaque sous bassin

N° de sous bassin	Surface du sous bassin (ha)	Cri	Di (hab/ha)	Nombre d'habitant
1	5.35	0.70	140.64	752.
2	3.39	0.68	136.63	463.
3	3.02	0.72	144.66	436
4	3.86	0.69	138.64	535
5	3.71	0.44	88.41	328
6	4.56	0.49	98.45	448
7	1.07	0.25	50.23	54
8	0.29	0.36	72.33	21
9	1.28	0.40	80.63	103
10	1.38	0.43	86.40	119
11	2.29	0.50	100.46	230
Total	30.2			3489

### Conclusion

Pour notre agglomération on a fixé les choix suivants :

- On a fixé l'horizon de calcul à 2051, soit une population future de 3489 habitants.
- Choix de coefficient de ruissellement selon la nature des surfaces et en tenant compte de la densité des habitations.
- Le découpage de la zone urbaine a permis d'identifier 11 sous bassin.
- Le schéma adopté est celui par déplacement Latéral.

# **Chapitre V**

## **Evaluation des débits à évacuer**

**Chapitre V : Evaluation des débits à évacuer****Introduction**

Le réseau d'assainissement est appelé pour assurer l'évacuation des eaux pluviales qui englobent toutes les eaux de ruissellement et l'évacuation des eaux usées de toutes natures (eaux vannes, eaux ménagères, eaux industrielles) en assurant leur transport, la plus rapidement possible jusqu'au lieu de leur traitement (Step). Avant de passer au dimensionnement des collecteur, il faut que l'évaluation des débits d'eaux usées et pluviales porte essentiellement sur l'estimation la quantité et de la qualité de rejets qui varient en fonction du type d'agglomération et catégorie du sol.

**V.1- Evaluation des débits des eaux usées**

Le but principal de l'évacuation des débits des eaux usées à considérer dans l'étude des réseaux d'assainissement correspondent essentiellement :

- Connaître la quantité et la qualité des rejets à traite (liquide provenant des habitations).
- Aux points d'avenir qui conditionnent la détermination des sections des canalisations en système séparatif et dans certains cas, celles des émissaires en système unitaire.
- Aux flots minimaux actuels qui permettent d'apprécier les capacités d'auto curage des canalisations (Salah, 2014).

**V.1.1- Nature des eaux usées à évacuer**

La nature des matières polluantes contenues dans l'effluent dépend de l'origine de ces eaux usées :

**a) Les eaux usées domestique**

Les eaux usées d'origine domestique comprennent :

- Les eaux ménagères (eaux de cuisine, de lessive, de toilette....etc).
- Les eaux vannes (en provenance des W.C, matière fécales et urines).

**Quantité à évacuer**

✓ Evaluation de la consommation actuelle.

Pour la quantification actuelle ou prévisible de la consommation en eaux potable. On a les facteurs suivants qui interviennent :

- Type d'habitats et leur degré de confort.
- Dotation en eaux potable.
- Condition climatique.
- ✓ prise en compte forfaitaire des eaux publique et industrielles (Salah, 2014).

**b) Eaux des services publics**

Les eaux de lavage des espaces publics (cours, rue,..) sont évacuées vers le réseau par l'intermédiaire de puisard menu d'une grille. Les eaux usées des services publics : éducatif, sanitaire, touristique, administratifs et différents autre services d'utilité publique seront pris en compte avec les besoins domestique (Salah, 2014).

**c) Eaux usées industrielles**

Ces eaux proviennent de diverses usines de fabrication. Elles contiennent des substances chimiques, souvent toxique suivant leurs origine.

La quantité d'eaux évacuées par les industries dépend de plusieurs facteurs :

- Nature de l'industrie : (fabrication ou transformations)
- Procédé de fabrication utilisé.
- Taux de recyclage effectivement réalisé.

Les eaux industrielles doivent répondre à certains paramètres :

- Les eaux chaudes doivent avoir une température inférieure 35°.
- Elle ne doit pas contenir de matière corrosives et matières solide et éviter les matières toxiques (Salah, 2014).

**d) Eaux parasites**

C'est les eaux d'infiltration dans les collecteurs à travers les joint mal confectionnés ou déboités ; ou bien à travers les fissures et ces eaux parasites peut se classer selon leur origine :

- Eau claire parasite permanente (E.C.P.P) : il s'agit d'eaux d'infiltration diffuse de la nappe.
- Eau claire parasite de captage (E.C.P.C) : il s'agit d'intrusion d'eaux pluviales dans réseau d'assainissement.

En pratique le débit est estimé à 0.15 l/s/ha. La présence de ces eaux perturbe le fonctionnement de la station d'épuration (Salah, 2014).

Notre agglomération ne comporte pas d'industries. Les eaux usées provenant de l'agglomération sont d'origine domestique et publique.

**V.1.2- Consommation en eau potable**

La quantité d'eau nécessaire à l'alimentation d'une agglomération dépend de certains paramètres, à savoir :

- La disponibilité des ressources.
- Le nombre d'habitants.
- Le développement urbain de la ville.

- Le niveau de vie de la population.

### V.1.3- Estimation des débits des eaux usées

L'évaluation de la quantité des eaux usées journalière à évacuer s'effectuera à partir de la consommation d'eau par habitant et l'évacuation quantitative des rejets ce fait en fonction du type de l'agglomération et catégorie d'occupation du sol.

#### V.1.3.1- Estimation des débits des eaux usées domestique

Pour calculer le débit des eaux usées à évacuer, nous prendrons comme base de calcul une dotation d'eau potable de 150 l/j/hab. (A.P.C de Maacem)

Les quantités d'eaux usées sont plus grandes pendant la journée que pendant la nuit. Toute l'eau utilisée par la consommation n'est pas rejetée en totalité dans le réseau. Il est admis que l'eau évacuée n'est que les 70% à 80% de l'eau consommée.

Nous considérons donc, que les 80% de l'eau consommée seront rejetées comme des eaux usées dans le réseau d'évacuation.

#### V.1.3.2- Evaluation du débit moyen journalier

Le débit moyen journalier rejeté est calculé par la relation suivante :

$$Q_{moy,j} = \frac{N \cdot D \cdot K_r}{86400} \quad (V.1)$$

Avec :

$Q_{moy,j}$  : Débit moyen rejeté quotidiennement en (l/s).

N : Nombre d'habitants à l'horizon d'étude (hab).

D : Dotation journalière prise égale à 150 l/j/hab.

$K_r$  : Coefficient de rejet pris égal à 80% de la quantité d'eau potable consommée.

#### V.1.3.3- Evaluation du débit de pointe

Comme la consommation, le rejet des eaux usées est aussi variable dans la journée, d'un on est appelé à déterminer le débit de pointe donné par la formule suivante :

$$Q_{pte} = K_p Q_{moy,j} \quad (V.2)$$

Avec :

$Q_{pte}$  : Débit de pointe.

$Q_{moy,j}$  : Débit moyen journalier.

$K_p$  : Coefficient de pointe, ce coefficient de pointe peut être :

Ce coefficient de pointe peut être :

- **Estimé de façon moyenne**

$$K_p = 24/14 ;$$

$$K_p = 24/10.$$

- **Relié à la position de la conduite dans le réseau**

$$K_p = 3 \quad \text{En tête du réseau.}$$

$$K_p = 2 \quad \text{À proximité de l'exutoire.}$$

- **Calculé à partir du débit moyen journalier**

$$K_p = 1.5 + \frac{2.5}{\sqrt{Q_{moy,j}}} \quad \text{Si } Q_{moy,j} \geq 2.81 \text{ l/s}$$

$$K_p = 3 \quad \text{Si } Q_{moy,j} < 2.8 \text{ l/s}$$

### Remarque

Pour notre étude le coefficient de pointe  $K_p$  est calculé à partir du débit moyen journalier.

Les débits d'eaux usées des équipements et les débits d'eaux usées de pointe sont respectivement illustrés dans le tableau

Tableau V.1 : Evaluation des débits d'équipement de chaque sous bassin

SB	Type d'équipement	Unité de mesure	Nombre d'unité	Dotation (l/j/unité)	Débits (l/j)	Débits (l/s)	Débits équipement (l/s)
1	A.P.C	employé	20	10	200	0.002	0.241
	Etat civil	employé	20	10	200	0.002	
	C.F.P.A	élève	300	10	3000	0.035	
	Mosquée	fidèle	300	5	1500	0.017	
	Polyclinique	patient	20	10	200	0.002	
	6 locaux commerciaux	clients	144	10	1440	0.016	
	Complexe sportif	sportif	30	15	450	0.005	
	Parc A.P.C	ouvrier	30	20	600	0.007	
	Bibliographique	Employé/élève	50	10	500	0.006	
	MATICO	m <sup>2</sup>	900	10	9000	0.104	
Cimetière d'enfants	m <sup>2</sup>	1300	3	3900	0.045		
2	Primaire	élève	480	10	4800	0.056	0.188
	C.E.M 1	élève	260	10	2600	0.030	
	C.E.M 2	élève	240	10	2400	0.028	
	Grade communale	personne	50	100	5000	0.058	
	poste	employé	20	10	200	0.002	
	5 locaux commerciaux	clients	120	10	1200	0.014	
3	.....	.....	.....	.....	.....	.....	.....
4	Stade	m <sup>2</sup>	8300	10	83000	0.961	1.181
	4 locaux commerciaux	clients	96	10	960	0.011	
	Grade communale	personnes	50	100	5000	0.058	
	MATICO	m <sup>2</sup>	800	10	8000	0.093	
	Gendarmerie	Agent	50	10	5000	0.058	
5	Lycée	élève	300	10	3000	0.035	0.038
	2 locaux commerciaux projté	clients	48	10	240	0.003	

**Tableau V.1 (suite) :** Evaluation des débits d'équipement de chaque sous bassin

SB	Type d'équipement	Unité de mesure	Nombre d'unité	Dotation (l/j/hab)	Débits (l/j)	Débits (l/s)	Débits équipement (l/s)
6	2 locaux commerciaux projetés	clients	40	10	400	0.005	0.005
7	.....	.....	.....	.....	.....	.....	.....
8	.....	.....	.....	.....	.....	.....	.....
9	2 locaux commerciaux projetés	clients	40	10	400	0.005	0.005
10	locaux commerciaux projeté	clients	20	10	200	0.002	0.002
11	2 locaux commerciaux projetés	clients	40	10	400	0.005	0.005

**Tableau V.2 :** Détermination des débits de pointe d'eaux usées

SB	Nombre d'habitants	Q moy,j (l/s)	Kp	Q pte,usée (l/s)	Q équipement (l/s)	Q parasite (l/s)	Q totale (l/s)	Q usées totale (m3/s)
1	752	1.044	3	3.132	0.241	0.803	4.176	0.0042
2	463	0.643	3	1.929	0.188	0.509	2.626	0.0026
3	436	0.606	3	1.818	0	0.453	2.271	0.0023
4	535	0.743	3	2.229	1.181	0.579	3.989	0.0040
5	328	0.456	3	1.368	0.038	0.557	1.963	0.0020
6	448	0.622	3	1.866	0.005	0.684	2.555	0.0026
7	54	0.075	3	0.225	0	0.161	0.386	0.0004
8	21	0.029	3	0.087	0	0.044	0.131	0.0001
9	103	0.143	3	0.429	0.005	0.192	0.626	0.0006
10	119	0.165	3	0.495	0.002	0.207	0.704	0.0007
11	230	0.319	3	0.957	0.005	0.344	1.306	0.0013

## V.2- Evaluation des débits d'eaux pluviales

Le calcul de base pour dimensionnement d'un réseau pluvial est la pluie forte susceptible de survenir dans une période de 10 ans (débits décennale) et d'une durée de 15 mn.

Lors d'une chute de pluie, seule la fraction d'eau ruisselant intéresse le dimensionnement d'un ouvrage déterminé, appelé à évacuer dans les conditions suffisantes le débit d'eau de cette fraction de l'étendue du bassin et de son urbanisation, nous considérons deux méthodes seuls plus utilisées pour l'évaluation.

- La méthode rationnelle.
- La méthode superficielle « CAQUOT ».

### V.2.1- Méthode rationnelle

La méthode rationnelle est la plus utilisée parmi les méthodes de transformation pluie-débit. Cette méthode applicable pour des superficies limitées (généralement inférieures 10 ha) et facilement applicable pour agglomération de petite importance (Salah, 2014).

La pluie est considérée constante sur l'ensemble de bassin durant la chute de pluie sur surfaces d'influence de superficie « A », caractérisée par un coefficient de ruissellement « Cr ».

La méthode est définie sous la forma générale :

$$Q = \alpha * C_r * i * A \quad (V.3)$$

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.

#### V.2.1.1- Hypothèse de la méthode rationnelle

La méthode rationnelle fondée sur les hypothèses suivantes (Salah, 2014):

- Le débit de pointe ne peut être observé que si l'averse a une durée au moins égale au temps de concentration, donc, dans ce cas, le bassin en sa totalité participe dans la formation de la pointe du débit qu'on doit estimer.
- Le débit de pointe est proportionnel à l'intensité moyenne maximale de l'averse déterminée avec un intervalle de temps égale au temps de concentration.

- Le débit de pointe a la même période de retour T que l'intensité i qui le provoque.

En fin, le coefficient de ruissellement « Cr » du bassin versant est constant.

### V.2.1.2- Critique de la méthode rationnelle

- L'estimation des temps de concentration des bassins est très difficile.
- Elle ne tient pas compte de la variabilité spatiale des intensités des épisodes pluvieux.
- Elle ne tient pas compte de l'effet de stockage dans les réseaux.
- Surestimation du débit de pointe.

### V.2.1.3- Temps de concentration

C'est une caractéristique d'un bassin, définie comme étant le temps mis par la pluie tombée au point le plus éloigné, en durée d'écoulement, pour atteindre l'entrée du collecteur qui doit évacuer l'apport de la surface considérée.

Le temps de concentration  $T_c$  est donné par :

$$T_c = t_1 + t_2 + t_3 \quad (\text{V.4})$$

Avec :

$t_1$  : Temps mis par l'eau pour s'écouler dans les canalisations.

$$t_1 = \frac{\text{Longueur}}{\text{Vitesse}} = \frac{L}{60 \cdot V} \quad (\text{V.5})$$

$t_2$  : Temps mis par l'eau pour atteindre le premier ouvrage d'engouffrement, ce temps varie de 2 à 20 m.

$t_3$  : Temps de ruissellement dans un bassin ne comportant pas de canalisation.

$$t_3 = \frac{L}{11\sqrt{I}} \quad (\text{V.6})$$

Où :

L : Longueur de la conduite (m).

V : Vitesse d'écoulement de l'eau de la conduite (m/s).

I : Pente moyenne du chemin parcouru par l'eau (m).

Trois aspects sont à envisager :

1. Le bassin ne comporte pas de canalisation :  $t_c = t_3$  ;
2. Le bassin comporte un parcours superficiel puis une canalisation :  $t_c = t_3 + t_1$  ;
3. Le bassin est urbanisé et comporte une canalisation :  $t_c = t_2 + t_1$  ;

Dans le cas général, pour les zones peu allongées, le temps de concentration est donné par la relation suivante :

$$t_c = 3.98 \left[ \frac{L}{\sqrt{I}} \right]^{0.77} \quad (\text{V.7})$$

Avec :

L : Longueur de plus long parcours de l'eau (km).

I : La pente de terrain (mm).

### V.2.2- Méthode superficielle (méthode de CACUOT)

Cette méthode a été proposée par M.CACUOT en 1949, c'est une forme globaliste de la méthode rationnelle, elle tient compte de l'ensemble des paramètres qui influent sur le ruissellement. Cette méthode est applicable sur toute la surface considérée, mais elle ne s'applique qu'aux surfaces urbaines drainées par réseaux, elle s'écrit sous forme suivante :

$$Q(f) = K^{\frac{1}{u}} * I^{\frac{v}{u}} * C_r^{\frac{1}{u}} * A^{\frac{w}{u}} \quad (V.8)$$

Avec :

$Q(f)$  : Le débit pluvial de fréquence de dépassement « F » ; en (m<sup>3</sup>/s).

K, u, v, w : Coefficient d'expression.

I : La pente moyenne calculée selon le plus long cheminement hydraulique (m/m).

$C_r$  : Coefficient de ruissellement du sous bassin considéré.

A : La superficie drainée du sous bassin (ha).

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

$$K = \frac{\alpha * \mu^b}{6(\beta + \delta)} \quad (V.9)$$

$$v = c * b, \quad u = 1 - b * f, \quad w = 1 - \varepsilon + d * b.$$

- Pour la pluviométrie, ont considéré les paramètres : a, b,  $\varepsilon$  ;

Avec :

a, b, fonction de la période de retour T selon les courbes IDF.

$\varepsilon = 0.5$  Pour S < 100 ha. La valeur  $\varepsilon = 0.03$  est la plus adoptée.

- Effet de stockage et d'écèlement :

$\varepsilon + \delta = 1.1$  : Cette valeur devrait augmenter avec la taille des bassins.

- Temps de concentration

Les paramètres considérés sont : c = -0.41, d = 0.51, f = -0.29

$$\mu = 0.28 M^{0.84}$$

$$M = \frac{L}{\sqrt{S_c}}$$

Ou :

$\mu$  : Coefficient d'ajustement de la forme du bassin.

M : Allongement d'un bassin.

L : le long chemin hydraulique (m).

$S_c$  : Etant la surface du carré équivalent qui est égale à celle du bassin  $m^2$ .

Donc le temps de concentration est donné par la relation :

$$t_c = 0.28 * M^{0.84} * I^{-0.41} * A^{0.51} * Q_p^{-0.29} \quad (V.10)$$

**Remarque**

La valeur du débit donnée par l'expression précédente correspond à une valeur brute, celle-ci doit tenir compte d'un coefficient m d'où :

$$Q(f)_{corrigé} = m * Q(f)_{brute} \quad (V.11)$$

Avec m coefficient d'influence donné par relation :  $m = \left[\frac{M}{2}\right]^{0.7*b}$

**V.2.2.1- Validité de la méthode superficielle**

Les limites s'application de la méthode superficielle sont :

- La surface totale à drainer :  $S \leq 200$  ha.
- Le coefficient d'allongement :  $M \geq 0.8$ .
- Le coefficient de ruissellement doit être compris entre 0.2 et 1.
- La pente doit être comprise entre 0.2% et 5%

**V2.3- Formules d'assemblage et d'équivalence**

L'application de la méthode de Caquot à un ensemble de bassin versant hétérogènes places en série ou en parallèle est délicate.

Il est en effet nécessaire de rechercher les caractéristique de bassin versant équivalent, le tableau suivant fournie les règles d'assemblage à utiliser.

**Tableau V.3** : Les règles d'assemblage utilisées

Paramètres équivalents	$A_{éq}$	$C_{éq}$	$I_{éq}$	$M_{éq}$
Bassin en série	$\sum A_i$	$\frac{\sum(C_i * A_i)}{\sum A_i}$	$\left[ \frac{\sum L_i}{\sum \left( \frac{L_i}{\sqrt{I_i}} \right)} \right]^2$	$\frac{\sum L_i}{\sqrt{\sum A_i}}$
Bassin en parallèle	$\sum A_i$	$\frac{\sum(C_i * A_i)}{\sum A_i}$	$\frac{\sum(I_i * Q_i)}{\sum Q_i}$	$\frac{L(t_{c,max})}{\sqrt{\sum A_i}}$

### V.2.4- Choix de la méthode de calcul

En tenant compte des caractéristique de notre agglomération du point de vue surface, pente, coefficient de ruissellement, nous avons opté pour la méthode rationnelle étant donné qu'elle est assez satisfaisante pour les aires limitées.

### V.3- Calcul des débits pluviaux

#### V.3.1- Coefficient de correction $\alpha$ (réducteur de l'intensité)

La répartition d'une pluie au niveau d'un bassin est irrégulière surtout pour les pluies de courte durée et de forte intensité donc on doit ajouter un paramètre de correction  $\alpha \leq 1$ . Il est déterminé d'après une loi de répartition de la pluie :

- Pour des bassins longs (rectangles étroit,...) ; ce coefficient sera égale à :

$$\alpha = 1 - 0.006 * \sqrt{\frac{d}{2}}$$

- Pour des bassins ramassés (carré ou cercle,...) ; ce coefficient sera égal à :

$$\alpha = 1 - 0.005 * \sqrt{\frac{d}{2}}$$

d : distance du milieu du bassin à l'épicentre de l'orage.

**Tableau V.4** : Evaluation des débits pluviaux pour chaque sous bassin

SB	Surface (ha)	Cr	$\alpha$	I (l/s/ha)	Q plu (l/s)	Q plu (m3/s)
1	5.35	0.7	1	161.36	604.29	0.604
2	3.39	0.68	1	161.36	371.97	0.372
3	3.02	0.72	1	161.36	350.85	0.351
4	3.86	0.69	1	161.36	429.77	0.430
5	3.71	0.44	1	161.36	263.40	0.260
6	4.56	0.49	1	161.36	360.54	0.361
7	1.07	0.25	1	161.36	43.16	0.043
8	0.29	0.36	1	161.36	16.85	0.017
9	1.28	0.40	1	161.36	82.62	0.083
10	1.38	0.43	1	161.36	95.75	0.096
11	2.29	0.50	1	161.36	184.76	0.185

Tableau V.5 : Evaluation des débits totaux

SB	Surface (ha)	Q usées (l/s)	Q plu (l/s)	Q totale (l/s)	Q totale (m3/s)
1	5.35	4.176	604.29	608.466	0.608
2	3.39	2.626	371.97	374.596	0.374
3	3.02	2.271	350.85	353.121	0.353
4	3.86	3.989	429.77	433.759	0.434
5	3.71	1.963	263.40	365.363	0.365
6	4.56	2.555	360.54	363.095	0.363
7	1.07	0.386	43.16	43.546	0.044
8	0.29	0.131	16.85	16.981	0.017
9	1.28	0.626	82.62	83.246	0.083
10	1.38	0.704	95.75	96.454	0.096
11	2.29	1.306	184.76	186.066	0.186

### Conclusion

Dans ce chapitre nous avons évaluées les débits d'écoulement des eaux usées et pluvial. La méthode rationnelle a été utilisée. Pour le calcul de la quantité d'eau usées on a adopté une dotation de consommation en eau potable 150 l/j/hab pour chaque sous bassin.

# **Chapitre VI**

## **Calcul hydraulique du réseau d'assainissement**

**Chapitre VI : Calcul hydraulique du réseau d'assainissement****Introduction**

Connaissant en chaque point, les débits à évacuer et la pente, des ouvrages, le choix des sections sera déduit de la formule d'écoulement adoptée.

Les dimensions des canalisations varient compte tenu des diamètres courants de fabrication, tout en respectant certaines normes d'écoulement et en définissant le meilleur tracé possible des collecteurs.

**VI.1- Conditions du dimensionnement**

Le dimensionnement du réseau d'assainissement en gravitaire considère l'hypothèse de l'écoulement permanent uniforme.

Le gradient hydraulique de perte de charge est égal à la pente du radier, la perte de charge engendrée est une énergie potentielle égale à la différence des côtes du plan d'eau en amont et en aval.

Les canalisations d'égout dimensionnées pour un débit en pleine section  $Q_{ps}$  ne débitent en réalité et dans la plupart du temps que des quantités d'eaux plus faibles que celles pour lesquelles elles ont été calculées.

Le dimensionnement du réseau d'assainissement du type unitaire doit dans la mesure du possible permettre l'entraînement des sables par les débits pluviaux donc il doit assurer une vitesse permettant l'auto curage qui ne favorise pas les dégradations au niveau des conduites.

Dans le cas l'évacuation des eaux pluviales et des eaux usées dans une même conduite, les conditions d'auto curage doivent être satisfaites. Il faut assurer une vitesse minimale de 0.6 m/s pour 1/10 du débit à pleine section, et une vitesse 0.3 m/s pour 1/100 du débit à pleine section. Ces limites sont respectées avec une des vitesses à pleine section de 1 m/s dans canalisations circulaire et 0.9 m/s dans les ovoïde avec un diamètre minimale de 300 mm (Regis, 1984).

**VI.2- Plan du calcul des paramètres hydrauliques et géométriques**

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) : c'est le rapport entre la section mouillée et de 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>).

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

$$Q = V * S \quad (\text{VI.1})$$

Ou :

Q : Débit (m<sup>3</sup>/s).

V : Vitesse d'écoulement (m/s).

S : Section mouillée (m<sup>2</sup>).

Cette vitesse se calcule par différentes expressions, la vitesse moyenne est déterminée par l'expression de la formule de Manning-Strickler suivante :

$$V = K_s * R^{2/3} * \sqrt{I_m} \quad (\text{VI.2})$$

Avec :

$I_m$  (m/m) : Pente motrice ou pente du radier nécessaire à l'écoulement d'un débit Q donné.

R = D/4 (m) : Rayon hydraulique.

$K_s$  : Coefficient de rugosité qui dépend de la nature des parois.

Valeur courantes de  $K_s$  utilisées pour les études :

- Conduite en béton : 75
- Conduite en fibre-ciment : 80
- Conduite en PVC : 90 ou 100

A partir des équations précédentes, le diamètre est calculé comme suit :

$$D_{cal} = \left( \frac{4^{5/3} * Q_t}{\pi * K_s * \sqrt{I}} \right)^{3/8} \quad (\text{VI.2})$$

Ou :  $Q_t = Q_{eu} + Q_{pl}$

Avec :

$Q_{eu}$  (m<sup>3</sup>/s) : Débit des eaux usées.

$Q_{pl}$  (m<sup>3</sup>/s) : Débit des eaux pluviales.

Le débit en pleine section est donné par la relation :

$$Q_{ps} = V_{ps} \frac{\pi(D_{nor})^2}{4} \quad (\text{VI.3})$$

Avec :

$D_{nor}$  : Diamètre normalisé de la conduite en (mm).

$V_{ps}$  : La vitesse en pleine section calculée à partir de la formule de Manning-Strickler, avec le rayon hydraulique pris égal à

$$R = D_{nor}/4 \quad (VI.4)$$

Ensuite on calcule les vitesses et les hauteurs dans la conduite :

Rapport des débits : 
$$R_Q = \frac{Q}{Q_{PS}} \quad (VI.5)$$

Rapport des vitesses : 
$$R_V = \frac{V}{V_{PS}} \quad (VI.6)$$

Rapport des hauteurs 
$$R_h = \frac{H}{D_{nor}} \quad (VI.7)$$

$$R_v = -25,63 * 6 R_q + 93,647 * 5 R_q - 134,25 * 4 R_q + 95,24 * 3 R_q - 35,151 * 2 R_q + 7,0395 * 1 R_q + 0,2263 \quad (VI.8)$$

$$R_h = -11,423 * 6 R_q + 40,641 * 5 R_q - 55,497 * 4 R_q + 37,115 * 3 R_q - 12,857 * 2 R_q + 2,8373 * 1 R_q + 0,0359 \quad (VI.9)$$

Deux conditions d'auto-curage on doit vérifier :

Condition 1 : La vitesse d'écoulement moyenne  $V \geq 1.00$  m/s.

Condition 2 :  $V_{min} \geq 0.60$  m/s Pour  $Q_{min} \approx (Q_{ps}/10)$

$$V_{min} \geq 0.30 \text{ m/s Pour } Q_{min} \approx (Q_{ps}/100).$$

### VI.3- Description des variantes

- 1) **Système unitaire** : Cette variante opte à l'évacuation de l'ensemble des eaux usées et pluviales par un seul et même réseau généralement pourvu de déversoirs d'orages, permettant en cas d'orage le rejet d'une partie des eaux par surverse directement vers le milieu naturel. Donc consiste à change sens d'écoulement des collecteurs à l'intérieur du quartier, vers la côte Nord.
  - Le collecteur « A » qui assainie les trois sous bassins N° : 1, 3 et 5 et avec rejet de l'écoulement des eaux usées et pluviale dans le regard R6 du collecteur projeté « R ».
  - Le collecteur « B » qui assainie les deux sous bassins N° : 2 et 4 avec deux tronçon de bassin 6 et rejet de l'écoulement dans le regard R3 du collecteur projeté « R ».
  - Le collecteur « C » qui assainie les trois sous bassins N° : 11, 10 et 6 est un collecteur existant avec quelque nouveaux tronçons. Ce collecteur déverse dans le regard C31 du collecteur projeté « R ».
  - Le collecteur « D » et « E » qui assainie les sous bassins N° : 9, 7 et 6 est un collecteur existant avec nouveaux tronçons et rejet de l'écoulement dans le regard E27 du collecteur projeté « R ».

- Le collecteur « F » qui assainie le sous bassin N° : 8. Ce collecteur déverse dans le regard R10 du collecteur projeté « R ».
- 2) **Système séparatif** : La deuxième variante dont la mise en œuvre est assurée par une canalisation qui reçoit strictement les eaux usées et éventuellement, une seconde canalisation qui reçoit strictement les eaux pluviales. L'évacuation des eaux pluviales qui ne sont pas conservées sur les parcelles peut également être réalisée par tout autre moyen (ruissellement, caniveau, fossé,...). Cette variante peut être possible d'effectuer en tenant compte de :
- la topographie du site et de la vocation des quartiers et des aspects sanitaires.
  - L'emprise ne pas permettre la mise en place de 2 conduite en parallèle surtout dans les cas des espace trop réussite dans des quartiers (SB1, SB2, SB4, SB3..).
  - Les eaux pluviales empruntent un autre réseau, d'un diamètre important, ce qui augmente les couts.

**VI.3.1- Comparaison des variantes proposées**

**VI.3.1.1- point vue économique**

Du point de vue économique, on peut classer les avantages et les inconvénients selon le tableau suivant :

**Tableau VI.1** : étude comparative en vue économique

Critère de comparaison	Réseau unitaire	Réseau séparatif
Nombre de canalisation	Un seul réseau	Deux réseaux
Profondeur des regards	Grand et moyenne profondeur	Grand et moyenne profondeur
Entretien et curage des réseaux	Moins de dépôts	Problème de dépôts
Déversoir d'orage	01	01
Station d'épuration projetée	01	01

**VI.3.1.2- point vue technique et sanitaire**

Du point de vue technique et sanitaire, on peut classer les avantages et les inconvénients selon le tableau suivant :

**Tableau VI.2** : étude comparative en vue technique et sanitaire

Critère comparaison	Réseaux unitaire	Réseaux séparatif
Rejet dans le milieu naturel	Eviter tous les rejets vers le milieu naturel	Eviter tous les rejets vers le milieu naturel
Cas d'une précipitation de forte intensité	Risque de débordement des habitations	Pas risque
Cas d'une précipitation de faible intensité	Permet d'épurer les faibles débits des eaux usées	Les débits des eaux pluviales quel que soit leur débits vers le milieu naturel
Ecoulement en temps sec	Risque de dépôts	Les vitesses sont acceptables
Raccordement	Pas de risque	Risque de mauvais raccordement

#### VI.4- Critères de choix

Le choix entre le système d'assainissement résulte de plusieurs critères, parmi on peut citer :

- Les données naturelles du site (pluviométrie, topographie...);
- Les données relatives aux agglomérations existantes (nature et importance de l'agglomération et installations existantes);
- Les données relatives au développement futur de l'agglomération;
- Coûts d'investissement initial;
- Coût d'exploitation (entretien et personnel);
- Difficultés d'exécution;
- Acceptation par les autorités et la population;
- Risques de nuisances vis-à-vis de l'environnement (odeurs, bruits des stations, etc.);

On parle ici des effets sur l'environnement directement liés aux activités d'assainissement, et ce tout au long du processus. Le total des effets environnementaux est défini sur base des aspects suivants :

- L'impact sur la santé publique pour les utilisateurs des terrains concernés et riverains;
- L'impact sur la qualité du sol, de l'eau souterraine, de l'eau de surface et de l'air;
- L'impact sur le système hydrogéologique existant avant assainissement;
- Mode d'élimination des polluants.
- Potentiel de pollution avant et après l'assainissement.

- Respect des principes de l'assainissement (prévention à la source, durée des effets).
- Energie consommée pour les mesures d'assainissement, le transport et l'élimination des déchets.
- Le coût des mesures d'assainissement elles-mêmes (planification, élaboration du projet, mise en place des infrastructures, réalisation des travaux). On parle aussi des coûts directement liés aux activités d'assainissement, comptés à partir du moment décisionnel et durant l'ensemble du processus d'assainissement.

La création des réseaux d'assainissement modernes répond à deux objectifs : évacuer les eaux le plus loin et le plus rapidement possible de la ville pour des raisons sanitaires et diminuer la fréquence des inondations. Pour cela, et d'un point de vue technique, et d'après les critères cités auparavant ; l'étude du schéma directeur d'assainissement centre de Mâacem nous a mené à choisir **système unitaire**, pour les raisons suivantes :

- Elle est extrêmement simple, car l'écoulement des eaux est conçu de manière gravitaire.
- Elle répond aux objectifs, dans une certaine mesure ; de lutte contre les inondations, la protection de la santé publique, et faire disparaître le problème des déchets liquides.
- Faisabilité, efficacité et simplicité de ce système et sécurité de fonctionnement.
- Opportunité des mesures pour des contrôles d'efficacité à long terme (surveillance et suivi).
- S'assurer qu'il est possible de réagir comme il convient lorsque survient un événement imprévu, afin d'empêcher toute nouvelle atteinte nuisible à l'environnement.
- Créé un milieu plus propre, avec un climat plus confiant.
- Facilité la gestion du réseau.
- Possibilité d'intervenir sur un point du réseau sans gêner la fiabilité du réseau dans les autres quartiers.

### VI.5- Débit spécifique

On calcule le débit spécifique de chaque sous bassin par relation suivant :

$$Q_{sp} = Q_{t_{sb}} / \sum L_{sb} \quad (\text{VI.10})$$

$Q_{sp}$  : Débit spécifique du sous bassin (l/s/ml).

$Q_{t_{sb}}$  : Débit total du sous bassin (l/s).

$L_{sb}$  : Longueur totale des collecteurs du sous bassin (m).

On a calculé le débit de chaque tronçon comme suit :

$$Q_i = Q_{sp} * L_i + Q_{Arrive\ du\ tronçon} \quad (\text{VI.11})$$

**Tableau VI.3** : Débit spécifique de chaque sous bassin

N° : BV	$Q_{t_{sb}}$ (l/s)	$Q_{sp}$ (l/s/ml)
1	608.466	0.542
2	374.596	0.655
3	353.121	0.308
4	433.462	0.482
5	365.363	0.351
6	363.095	0.329
7	43.546	0.202
8	16.970	0.424
9	83.246	0.399
10	96.454	0.418
11	186.066	0.371

#### VI.6- Procéder au recensement des zones inondables pour mieux protéger les habitants

La ville de Mâacem est implantée sur un site de type montagneux. Des zones inondables situées à la rencontre essentiellement dans la partie Sud du chef-lieu

- Terrains en pente dépassant 10%, en terrain argileux ou le ruissellement des eaux est intense par la faible perméabilité et des terrains rocheux.

L'oued est situé au Sud-Ouest à l'amont de notre agglomération qui est la principale cause des inondations (Voir planche 2 ou 3).

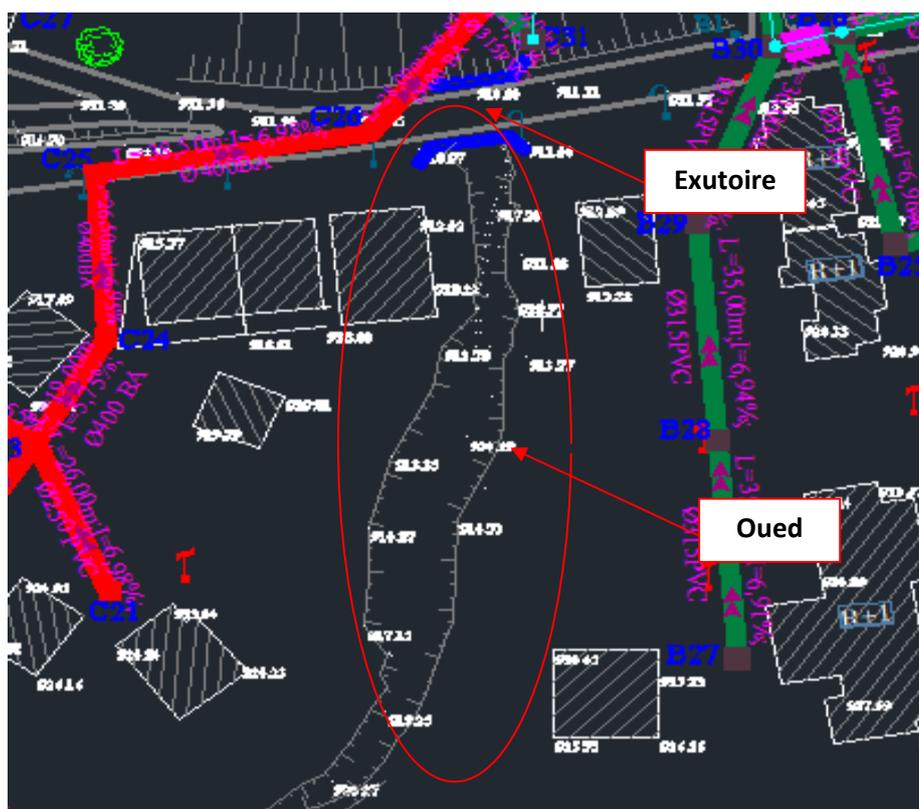


Figure VI .1 : Schéma de l'oued sur plan

### 1. Détermination des débits

Pour calculer le débit  $Q_{max}$  pour une période de retour donnée, nous avons proposé l'approche proposée par Meddi et al (2017). Le résultat du modèle correspondant à la région concernée (tableau n°VI.4) pour calculer doit être multiplié par la fonction de quantile (tableau n°VI.5) (Meddi et al, 2017).

$$Q_{max}(F) = Q_{max} * q(F) \quad (VI.12)$$

**Tableau VI.4 :** Modèle pour calculer  $Q_{max}$  en fonction de la surface du bassin versant (A) en  $km^2$  et la pente du cours d'eau principal (S) sans unité (Meddi et al, 2017).

Région	Equation
Région I	$Q_{max} = 3.52A^{0.96}S^{0.54}$
Région II	$Q_{max} = 2.73A^{0.35}S^{0.44}$
Région III	$Q_{max} = 1.26A^{0.16}S^{1.04}$

Tableau VI.5 : q(F) (quantile fonction) (Meddi et al, 2017)

Période de retour (an) q(F)	2	5	10	20	50	100	200	500
Région I	0,74	1,54	2,14	2,74	3,53	4,13	4,73	5,52
Région II	0.59	1.47	2.27	3.22	4.74	6.14	7.78	10.43
Région III	0.71	1.62	2.29	2.94	3.77	4.37	4.96	5.72

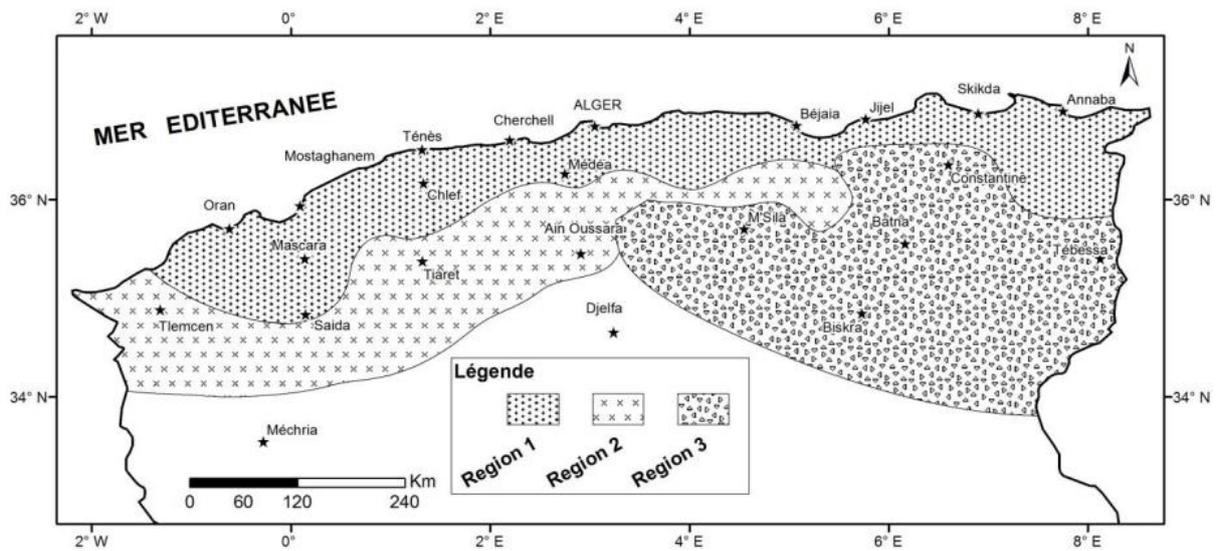


Figure VI.2 : carte des trois régions homogènes (Meddi et al, 2017)

- Pente moyenne  $I_{moy}$

La pente moyenne est calculée sur la longueur totale du cours d'eau par :  $I = \frac{H}{L}$

Tableau VI.6 : Calcule les pentes

Altitude (m)	Distance (m)	I %
958.44 – 952.79	32.10	17.57
952.79 – 949.30	30.87	11.31
949.30 – 942.59	67.70	9.91
942.59 – 941.71	12.34	7.13
941.71 – 935.54	49.70	12.39
935.54 – 934.54	18.27	5.47
934.54 – 923.61	42.45	25.75
923.61 – 920.92	18.75	14.35

920.92 – 919.11	27.41	6.60
919.11 – 914.97	18.97	21.82
914.97 – 914.17	28.28	2.83
914.17 – 911.54	34.04	7.73

$$I_{\text{moy}} = \frac{\sum I}{12} = \frac{142.86}{12} = \mathbf{11.91\%}$$

- **Surface :**  $s = L * b = 380.9 * 9.28 = 3534.7 \text{ m}^2$   
 $= \mathbf{0.0035 \text{ Km}^2}$

D'après la formule

$$Q_{\text{max}} = 2.73A^{0.35}S^{0.44}$$

$$Q_{\text{max}} = 2.73 * 0.0035^{0.35} * 0.1191^{0.44}$$

$$Q_{\text{max}} = 0.15 \text{ m}^3/\text{s}$$

D'après le (tableau VI.5) les résultats de  $Q_{\text{max}}(F)$  sont comme suite :

**Tableau VI.7 :** Résultats de calcul  $Q_{\text{max}}(F)$

<b>T</b>	<b>10</b>	<b>50</b>	<b>100</b>
<b>Qmax (F)</b>	0.34	0.71	0.91

Le débit moyen pour dimensionner notre réseau est égal **0.71 m<sup>3</sup>/s**.

## 2. Typologie des aménagements hydrauliques proposés pour la protection du centre de Maacem contre les inondations

- Traitement agricole tel que le reboisement des versants à forte pente et instables.
- Correction torrentielle (Gabion et/ou pierres sèches) présentent généralement un déversoir dans leur partie centrale et sont implanté en escalier. Cette disposition permet théoriquement la dissipation de l'énergie des écoulements et conduit progressivement à une modification de la pente du talweg évoluant théoriquement à long terme vers la pente d'équilibre du torrent caractérisé par la disparition de tout phénomène d'arrachement et de dépôt pour protégé notre réseau.



Figure VI .3 : Correction torrentielle (fr/article/coulées-boues-mesures-protection)

VI.7- Dimensionnement

Remarque :

Le dimensionnement des collecteurs secondaires A, B, C, E et D en annexe (1).

Tableau VI.8 : Dimensionnement du collecteur principal A

Tronçon	Ma	Dis	Cote terrain		Cote radié		Pente %	Qtot (m3/s)	Q us l/s	Dcal (mm)	Dnor (mm)	Vps m/s	Qps m/s	Rq	Rq min	Rv	Rv min	Rh	Rh min	V m/s	Vm m/s	H	H min	AC
			Am	Av	Am	Av																		
A1-A2	PVC	35.00	936.95	936.11	936.15	935.11	2.97%	0.019	0.130	120	315	3.17	0.247	0.08	0.0005	0.61	0.23	0.18	0.04	1.93	0.73	56.7	12.6	V
A2-A3	PVC	35.00	936.11	936.03	935.11	934.93	0.50%	0.038	0.260	122	315	1.30	0.101	0.38	0.0026	0.92	0.24	0.42	0.04	1.20	0.31	132.3	12.6	V
A3-A4	PVC	35.00	936.03	935.78	934.93	934.68	0.72%	0.057	0.390	237	315	1.56	0.122	0.47	0.0032	0.98	0.25	0.48	0.05	1.53	0.39	151.2	15.7	V
A4-A5	PVC	10.65	935.78	934.39	934.13	933.39	6.87%	0.063	0.430	161	315	4.82	0.376	0.17	0.0011	0.78	0.23	0.29	0.04	3.76	1.11	91.3	12.6	V
A5-A8	PVC	33.29	934.39	934.44	933.39	933.19	0.62%	0.081	0.554	278	315	1.45	0.113	0.72	0.0049	1.09	0.26	0.62	0.05	1.58	0.38	195.3	15.7	V
A8-A9	PVC	40.00	934.44	930.54	931.84	929.54	5.75%	0.144	0.980	227	315	4.41	0.344	0.42	0.0028	0.94	0.25	0.50	0.05	4.15	1.10	157.5	15.7	V
A9-A10	PVC	35.00	930.54	930.51	929.54	929.36	0.50%	0.163	1.112	376	400	1.52	0.191	0.85	0.0058	1.11	0.27	0.71	0.05	1.69	0.40	284.0	20.0	V
A10-A13	PVC	27.20	930.51	929.99	929.36	928.99	1.36%	0.178	1.213	322	400	2.51	0.325	0.55	0.0037	1.03	0.25	0.53	0.05	2.59	0.63	212.0	20.0	V
A13-A18	PVC	35.80	929.99	926.67	928.14	925.67	6.91%	0.236	1.616	264	315	4.83	0.376	0.63	0.0043	1.07	0.26	0.58	0.05	5.17	1.25	182.7	15.7	V
A18-A21	PVC	17.00	926.67	925.39	925.22	924.39	4.88%	0.315	2.164	314	315	4.06	0.316	1.00	0.0068	1.12	0.27	0.85	0.05	4.55	1.10	267.7	15.7	V
A21-A26	PVC	17.38	925.39	923.48	923.69	922.48	6.97%	0.345	2.374	304	315	4.85	0.378	0.91	0.0063	1.12	0.27	0.76	0.05	5.43	1.31	239.4	15.7	V
A26-A28	PVC	16.58	923.48	921.97	921.93	920.97	5.76%	0.422	2.842	340	400	5.17	0.650	0.65	0.0044	1.07	0.26	0.59	0.05	5.53	1.34	236.0	20.0	V
A28-A35	PVC	25.50	921.97	919.24	920.02	918.24	6.99%	0.451	3.041	336	400	5.70	0.716	0.63	0.0042	1.07	0.26	0.58	0.05	6.10	1.48	232.0	20.0	V
A35-A36	PVC	12.50	919.56	919.56	917.09	917.03	0.51%	0.556	3.746	594	630	2.08	0.648	0.86	0.0058	1.11	0.27	0.71	0.05	2.31	0.56	447.3	31.5	V
A36-A36'	PVC	7.00	919.56	919.48	917.03	916.63	5.99%	0.558	3.760	374	400	5.27	0.662	0.84	0.0057	1.11	0.27	0.71	0.05	5.85	1.42	284.0	20.0	V
A36'-A39	PVC	33.22	919.48	915.82	916.63	914.62	5.97%	0.568	3.826	378	400	5.26	0.661	0.86	0.0058	1.11	0.27	0.71	0.05	5.84	1.42	284.0	20.0	V
A39-A42	PVC	36.50	915.82	911.31	912.47	910.21	6.19%	0.601	4.036	383	400	5.35	0.672	0.89	0.0060	1.11	0.27	0.74	0.05	5.94	1.44	296.0	20.0	V
A42-A43	PVC	40.00	911.31	907.44	908.73	906.34	5.97%	0.630	4.225	393	400	5.26	0.661	0.95	0.0064	1.12	0.27	0.80	0.05	5.89	1.42	320.0	20.0	V
A43-A44	PVC	40.23	907.44	903.11	904.34	902.01	6.05%	0.642	4.305	394	400	5.32	0.669	0.96	0.0064	1.12	0.27	0.81	0.05	5.96	1.44	324.0	20.0	V
A44-A45	PVC	40.00	903.11	898.73	900.01	897.63	5.96%	0.656	4.380	399	400	5.26	0.661	0.99	0.0066	1.12	0.27	0.84	0.05	5.89	1.42	336.0	20.0	V
A45-A47	PVC	40.42	897.73	894.56	895.8	893.46	5.86%	0.670	4.456	403	500	6.05	1.188	0.56	0.0037	1.03	0.25	0.54	0.05	6.23	1.51	270.0	25.0	V
A47-A48	PVC	34.83	894.56	892.72	893.46	891.62	5.29%	0.693	4.577	416	500	5.75	1.129	0.61	0.0040	1.06	0.26	0.57	0.05	6.10	1.44	285.0	25.0	V
A48-A86	PVC	35.00	892.72	888.27	889.37	887.07	6.57%	0.705	4.643	402	500	6.41	1.259	0.56	0.0037	1.03	0.25	0.54	0.05	6.60	1.60	270.0	25.0	V
A86-A87	PVC	35.87	888.27	885.11	885.32	883.91	3.93%	1.111	7.048	525	630	5.78	1.802	0.62	0.0039	1.06	0.25	0.58	0.05	6.13	1.44	365.4	31.5	V
A87-97	PVC	39.27	885.11	882.87	883.31	881.67	4.18%	1.125	7.120	522	630	5.96	1.858	0.61	0.0038	1.06	0.25	0.57	0.05	6.32	1.49	359.1	31.5	V
A97-A98	PVC	35.00	882.87	881.69	881.67	880.29	3.95%	1.229	7.716	607	630	5.80	1.808	0.68	0.0043	1.08	0.26	0.60	0.05	6.26	1.45	378.0	31.5	V
A98-A99	PVC	39.70	881.69	877.55	879.09	876.32	6.98%	1.229	7.716	546	630	7.71	2.403	0.51	0.0032	1.01	0.25	0.51	0.05	7.79	1.93	321.3	31.5	V
A99-R6	PVC	38.14	877.55	872.37	874.05	871.17	7.53%	1.229	7.716	538	630	8.00	2.494	0.49	0.0031	0.99	0.25	0.50	0.05	7.92	2.00	315.0	31.5	V

Tableau VI.9 : Dimensionnement du collecteur principal B

Tronçon	Ma	Dis	Cote terrain		Cote radier		pente	Qtot (m3/s)	Q us l/s	Dcal mm	Dnor mm	Vps m/s	Qps m/s	Rq	Rq min	Rv	Rv min	Rh	Rh min	V m/s	Vm m/s	H	H min	AC
			Am	Av	Am	Av																		
B1-B2	PVC	35.00	955.41	950.77	952.23	949.77	6.97%	0.023	0.161	110	315	4.85	0.378	0.06	0.0004	0.54	0.23	0.17	0.04	2.62	1.12	53.5	12.6	V
B2-B3	PVC	35.00	950.77	946.14	947.57	945.14	6.93%	0.046	0.322	143	315	4.84	0.377	0.12	0.0008	0.70	0.23	0.24	0.04	3.39	1.11	75.6	12.6	V
B3-B6	PVC	29.00	946.14	941.07	942.09	940.07	6.97%	0.069	0.483	166	315	4.85	0.378	0.18	0.0013	0.79	0.24	0.30	0.04	3.53	1.16	94.5	12.6	V
B6-B7	PVC	35.00	941.07	937.11	938.52	936.11	6.90%	0.138	0.966	216	315	4.83	0.376	0.37	0.0026	0.91	0.25	0.42	0.05	4.40	1.21	132.3	15.7	V
B7-B8	PVC	35.00	937.11	932.85	934.26	931.85	6.88%	0.161	1.127	218	315	4.82	0.376	0.43	0.0030	0.95	0.25	0.46	0.05	4.58	1.21	144.9	15.7	V
B8-B9	PVC	35.00	932.85	928.34	929.75	927.34	6.90%	0.184	1.288	241	315	4.83	0.376	0.49	0.0034	0.99	0.25	0.50	0.05	4.78	1.21	157.5	15.7	V
B9-B10	PVC	32.00	928.34	924.78	926.19	923.78	7.53%	0.205	1.435	247	315	4.98	0.388	0.53	0.0037	1.02	0.25	0.52	0.05	5.08	1.22	163.8	15.7	V
B10-B16	PVC	29.81	924.78	920.45	921.53	919.45	6.96%	0.317	2.207	295	315	4.85	0.378	0.84	0.0058	1.11	0.27	0.70	0.05	5.38	1.31	220.5	15.7	V
B16-B19	PVC	25.00	920.45	917.94	918.70	916.94	7.05%	0.333	2.322	300	315	4.88	0.380	0.88	0.0061	1.11	0.27	0.73	0.05	5.42	1.32	229.9	15.7	V
B19-B20	PVC	35.00	917.94	914.63	916.04	913.63	6.88%	0.384	2.787	317	400	5.65	0.710	0.54	0.0039	1.02	0.25	0.53	0.05	5.76	1.41	212.0	20.0	V
B20-B24	PVC	33.50	914.63	913.41	913.63	912.41	3.65%	0.400	2.935	363	400	4.12	0.518	0.77	0.0057	1.10	0.27	0.65	0.05	4.53	1.11	260.0	20.0	V
B24-B28	PVC	9.50	913.41	912.40	912.06	911.40	6.94%	0.474	3.458	343	400	5.68	0.714	0.66	0.0048	1.07	0.26	0.59	0.05	6.08	1.48	236.0	20.0	V
B28-B29	PVC	36.00	912.40	909.54	910.80	908.34	6.84%	0.557	4.077	365	400	5.63	0.707	0.79	0.0058	1.10	0.27	0.67	0.05	6.19	1.52	268.0	20.0	V
B29-B30	PVC	34.06	909.54	906.96	907.99	905.76	6.54%	0.574	4.228	373	400	5.51	0.692	0.83	0.0061	1.11	0.27	0.69	0.05	6.12	1.49	276.0	20.0	V
B30-B31	PVC	35.00	906.96	901.43	902.49	900.23	6.37%	0.591	4.383	379	400	5.44	0.684	0.86	0.0064	1.11	0.27	0.71	0.05	6.04	1.47	284.0	20.0	V
B31-B32	PVC	35.00	901.43	899.80	900.23	898.60	4.67%	0.608	4.538	406	500	5.40	1.060	0.57	0.0043	1.04	0.26	0.54	0.05	5.62	1.40	270.0	25.0	V
B32-B54	PVC	35.00	899.80	895.66	896.55	894.46	5.96%	0.625	4.680	391	400	5.26	0.661	0.95	0.0071	1.12	0.27	0.80	0.05	5.89	1.42	320.0	20.0	V
B54-B55	PVC	28.00	895.66	893.61	893.56	892.41	4.11%	0.927	7.436	487	500	5.07	0.995	0.93	0.0075	1.12	0.27	0.78	0.05	5.68	1.37	390.0	25.0	V
B55-R3	PVC	41.26	893.61	892.18	892.41	890.98	3.47%	0.941	7.531	505	630	5.43	1.693	0.56	0.0044	1.03	0.26	0.54	0.05	5.59	1.41	340.2	31.5	V

Tableau VI.10 : Dimensionnement du collecteur principal C

Tronçon	Ma	Dis	Cote terrain		Cote radier		pente	Qtot (m3/s)	Q us	Dcal mm	Dnor (mm)	Vps m/s	Qps m/s	Rq	Rq min	Rv	Rv min	Rh	Rh min	V m/s	Vm m/s	H	H min	AC
			Am	Av	Am	Av																		
C1-C2	PVC	35.00	964.33	959.23	960.63	958.23	6.84%	0.013	0.091	89	315	4.81	0.375	0.03	0.0002	0.41	0.23	0.11	0.04	1.97	1.11	34.6	12.6	V
C2-C3	PVC	35.00	959.23	955.52	956.93	954.52	6.92%	0.026	0.182	110	315	4.83	0.376	0.07	0.0005	0.58	0.23	0.18	0.04	2.80	1.11	56.7	12.6	V
C3-C5	BA	37.50	955.52	952.56	954.17	951.26	6.95%	0.040	0.279	151	300	3.52	0.249	0.16	0.0011	0.76	0.23	0.28	0.04	2.68	0.81	84.0	12.0	V
C5-C6	BA	20.00	952.56	950.83	950.26	949.83	2.19%	0.060	0.424	219	300	1.96	0.139	0.43	0.0030	0.95	0.25	0.46	0.05	1.86	0.49	138.0	15.0	V
C6-C7	BA	35.00	950.82	948.07	949.47	947.07	6.87%	0.073	0.515	190	300	3.50	0.247	0.30	0.0021	0.87	0.24	0.37	0.04	3.05	0.84	11.1	12.0	V
C7-C8	BA	34.73	948.07	944.90	946.27	943.90	6.83%	0.086	0.605	202	300	3.49	0.247	0.35	0.0024	0.90	0.24	0.40	0.04	3.14	0.84	120.0	12.0	V
C8-C12	BA	28.50	944.90	942.05	943.05	941.05	6.98%	0.096	0.679	210	300	3.53	0.250	0.38	0.0027	0.92	0.24	0.42	0.04	3.25	0.85	126.0	12.0	V
C12-C13	BA	37.98	942.05	936.55	938.15	935.55	6.85%	0.142	0.996	243	300	3.49	0.247	0.57	0.0040	1.04	0.26	0.54	0.05	3.63	0.91	162.0	15.0	V
C13-C14	BA	37.16	936.55	930.96	932.55	929.96	6.66%	0.156	1.093	254	300	3.44	0.243	0.64	0.0045	1.07	0.26	0.58	0.05	3.68	0.89	174.0	15.0	V
C14-C20	BA	33.00	930.96	927.31	928.72	926.31	6.97%	0.170	1.194	257	400	4.28	0.538	0.32	0.0022	0.88	0.24	0.39	0.04	3.77	1.03	156.0	16.0	V
C20-C23	BA	45.50	927.31	920.89	922.86	919.69	6.99%	0.241	1.704	296	400	4.27	0.537	0.45	0.0032	0.96	0.25	0.47	0.05	4.10	1.07	188.0	20.0	V
C23-C24	BA	19.00	920.89	918.49	918.39	917.29	5.75%	0.249	1.928	311	400	3.87	0.486	0.51	0.0040	1.01	0.26	0.51	0.05	3.91	1.01	204.0	20.0	V
C24-C25	BA	26.50	918.49	914.60	915.24	913.40	6.95%	0.260	2.009	305	400	4.28	0.538	0.48	0.0037	0.99	0.25	0.49	0.05	4.24	1.07	196.0	20.0	V
C25-C26	BA	38.50	914.60	911.51	913.00	910.31	6.98%	0.273	2.098	310	400	4.27	0.537	0.51	0.0039	1.01	0.25	0.51	0.05	4.31	1.07	204.0	20.0	V
C26-C30	BA	28.00	911.51	909.19	909.91	907.89	6.85%	0.282	2.163	314	400	4.28	0.538	0.52	0.0040	1.01	0.26	0.52	0.05	4.32	1.11	208.0	20.0	V
C30-C31	PVC	8.82	909.19	910.15	907.89	907.80	1.01%	0.310	2.358	420	500	2.51	0.493	0.63	0.0048	1.07	0.26	0.58	0.05	2.69	0.65	290.0	25.0	V

Tableau VI.11 : Dimensionnement du collecteur principal E

Tronçon	Ma	Dis	Cote terrain		Cote radié		pente	Qtot (m3/s)	Q us l/s	Dcal mm	Dno mm	Vps m/s	Qps m/s	Rq	Rq min	Rv	Rv min	Rh	Rh min	V m/s	Vm m/s	H	H min	AC
			Am	Av	Am	Av																		
E1-E2	PVC	38.36	902.63	900.10	901.23	899.30	5.03%	0.015	0.115	100	315	4.12	0.321	0.05	0.0003	0.54	0.23	0.17	0.04	2.22	0.95	53.5	12.6	V
E2-E3	BA	44.82	900.10	894.00	896.15	893.00	7.00%	0.033	0.249	104	300	3.53	0.998	0.03	0.0002	0.41	0.23	0.11	0.04	1.45	0.81	33.0	12.0	V
E3-E4	BA	47.59	894.00	893.95	893.00	892.75	0.53%	0.052	0.392	270	300	0.97	0.069	0.75	0.0057	1.10	0.27	0.64	0.05	1.07	0.26	192.0	15.0	V
E4-E7	BA	24.00	893.95	892.37	892.75	891.37	5.75%	0.062	0.464	185	300	3.20	0.226	0.27	0.0020	0.85	0.24	0.35	0.04	2.72	0.77	105.0	12.0	V
E7-E8	BA	27.91	892.37	890.61	891.37	889.61	6.29%	0.107	0.676	223	300	3.35	0.237	0.45	0.0028	0.96	0.25	0.47	0.05	3.22	0.84	141.0	15.0	V
E8-E9	BA	27.30	890.63	889.61	889.63	888.61	3.71%	0.113	0.725	251	300	2.57	0.182	0.62	0.0040	1.06	0.26	0.58	0.05	2.72	0.67	174.0	15.0	V
E9-E10	BA	37.65	889.61	887.08	888.61	886.08	6.73%	0.121	0.792	230	300	3.46	0.245	0.49	0.0032	0.99	0.25	0.50	0.05	3.43	0.87	150.0	15.0	V
E10-E11	BA	30.00	887.08	885.02	886.08	884.02	6.88%	0.127	0.846	234	300	3.50	0.247	0.51	0.0034	1.01	0.25	0.51	0.05	3.54	0.88	153.0	15.0	V
E11-E14	BA	31.15	885.02	883.71	884.02	882.71	4.19%	0.133	0.902	261	300	2.73	0.193	0.69	0.0047	1.09	0.26	0.61	0.05	2.98	0.71	183.0	15.0	V
E14-E15	BA	35.00	883.71	880.61	882.01	879.61	6.87%	0.153	1.071	251	300	3.50	0.247	0.62	0.0043	1.06	0.26	0.58	0.05	3.71	0.91	174.0	15.0	V
E15-E25	PVC	34.50	880.61	882.08	879.61	879.43	0.51%	0.164	1.150	374	400	1.54	0.194	0.85	0.0059	1.11	0.27	0.71	0.05	1.71	0.41	284.0	20.0	V
E25-E26	PVC	43.00	882.08	880.52	879.43	878.62	1.90%	0.268	1.880	394	400	2.97	1.493	0.18	0.0012	0.79	0.23	0.30	0.04	2.35	0.68	120.0	16.0	V
E26-E27	PVC	45.00	880.53	876.49	878.63	875.49	6.92%	0.268	1.880	277	315	4.83	0.376	0.71	0.0050	1.09	0.26	0.62	0.05	5.26	1.26	195.3	15.7	V

Tableau VI.12 : Dimensionnement du collecteur F

Tronçon	Ma	Dis	Cote terrain		Cote radié		pente	Qtot (m3/s)	Q us l/s	Dcal mm	Dnom m	Vps m/s	Qps m/s	Rq	Rq min	Rv	Rv min	Rh	Rh min	V m/s	Vm m/s	H	H min	AC
			Amot	Aval	Amot	Aval																		
F1-F2	PVC	39.97	882.71	880.66	881.71	879.66	5.12%	0.017	0.131	104	315	4.16	0.324	0.05	0.0004	0.50	0.23	0.15	0.04	2.08	0.96	47.2	12.6	V
F2-F3	PVC	44.97	880.66	877.08	879.66	875.88	6.18%	0.017	0.131	101	315	4.57	0.356	0.05	0.0004	0.50	0.23	0.15	0.04	2.29	1.05	47.2	12.6	V
F3-F4	PVC	30.05	877.08	874.17	875.23	873.17	6.85%	0.017	0.131	99	315	4.81	0.375	0.05	0.0003	0.50	0.23	0.15	0.04	2.41	1.11	47.2	12.6	V
F4-F5	PVC	39.90	874.17	872.34	873.17	871.34	4.60%	0.017	0.131	106	315	3.94	0.307	0.06	0.0004	0.54	0.23	0.17	0.04	2.13	0.91	53.2	12.6	V
F5-F6	PVC	44.74	872.34	868.14	869.94	866.84	6.93%	0.017	0.131	98	315	4.84	0.377	0.05	0.0003	0.50	0.23	0.15	0.04	2.42	1.11	47.2	12.6	V
F6-F7	PVC	45.24	868.14	865.38	866.84	864.08	6.10%	0.017	0.131	101	315	4.54	0.354	0.05	0.0004	0.50	0.23	0.15	0.04	2.27	1.04	47.2	12.6	V
F7-F8	PVC	45.04	865.38	863.92	864.08	862.62	3.24%	0.017	0.131	114	315	3.31	0.258	0.07	0.0005	0.58	0.23	0.18	0.04	1.92	0.76	56.7	12.6	V
F8-F9	PVC	44.91	863.92	863.22	862.62	861.72	2.01%	0.017	0.131	124	315	2.60	0.203	0.08	0.0006	0.61	0.23	0.18	0.04	1.59	0.60	56.7	12.6	V
F9-F10	PVC	57.48	863.22	861.40	861.72	860.40	2.28%	0.017	0.131	121	315	2.77	0.216	0.08	0.0006	0.61	0.23	0.18	0.04	1.69	0.64	56.7	12.6	V
F10-R10	PVC	65.44	861.40	861.63	864.78	860.13	0.42%	0.017	0.131	167	315	1.19	0.093	0.18	0.0014	0.79	0.24	0.30	0.04	0.94	0.29	94.5	12.6	V

Tableau VI.13 : Dimensionnement du collecteur principal R

Tronçon	Ma	Dis	Cote terrain		Cote radié		Pente	Q tot (m3/s)	Q us l/s	Dcal (mm)	Dnor mm	Vps m/s	Qps m/s	Rq	Rq min	Rv	Rv min	Rh	Rh min	V m/s	V min m/s	H	H min	A C
			Amot	Aval	Amot	Aval																		
C31-R1	BA	61.00	910.15	908.07	907.79	906.07	2.83%	1.04	2.499	607	800	4.31	2.17	0.48	0.0012	0.98	0.23	0.49	0.04	4.22	0.99	392.0	32.0	V
R1-D9	BA	50.19	908.07	902.16	904.07	900.66	6.79%	1.06	2.615	519	600	5.52	1.56	0.68	0.0017	1.08	0.24	0.60	0.04	5.96	1.32	360.0	24.0	V
D9-R2	BA	64.71	902.16	896.82	899.06	894.92	6.40 %	1.16	3.311	524	600	5.35	1.51	0.76	0.0022	1.10	0.24	0.65	0.04	5.88	1.28	390.0	24.0	V
R2-R3	BA	50.22	896.82	892.18	893.32	889.98	4.66%	1.17	3.427	578	600	4.57	1.29	0.90	0.0026	1.11	0.24	0.76	0.04	5.07	1.09	456.0	24.0	V
R3-R4	BA	57.04	892.18	884.20	887.78	882.74	8.82%	2.11	10.96	639	800	7.62	3.83	0.55	0.0029	1.03	0.25	0.53	0.05	7.85	1.90	424.0	40.0	V
R4-R5	BA	50.12	884.20	880.96	882.74	879.26	6.95%	2.11	10.96	669	800	6.76	3.40	0.62	0.0032	1.07	0.25	0.57	0.05	7.23	1.91	456.0	40.0	V
R5-E27	BA	65.03	880.96	876.49	879.26	874.78	6.88%	2.11	10.96	670	800	6.73	3.38	0.62	0.0032	1.07	0.25	0.57	0.05	7.20	1.68	456.0	40.0	V
E27-R6	BA	57.72	876.49	872.25	874.78	871.09	6.40%	2.38	12.86	710	800	6.49	3.26	0.73	0.0039	1.09	0.25	0.63	0.05	7.07	1.62	504.0	40.0	V
R6-R7	BA	49.73	872.25	869.81	869.05	867.81	2.50%	3.61	20.55	991	1000	4.71	3.70	0.97	0.0056	1.12	0.26	0.82	0.05	5.27	1.22	820.0	50.0	V
R7-R8	BA	50.00	869.81	867.18	867.81	865.18	5.27%	3.61	20.55	861	1000	6.83	5.37	0.67	0.0038	1.08	0.25	0.60	0.05	7.38	1.71	600.0	50.0	V
R8-R9	BA	50.00	867.18	864.49	865.18	862.48	5.30%	3.61	20.55	860	1000	6.85	5.38	0.67	0.0038	1.08	0.25	0.60	0.05	7.40	1.71	600.0	50.0	V
R9-R10	BA	50.00	864.48	861.63	862.48	859.63	5.71%	3.61	20.55	848	1000	7.11	5.58	0.65	0.0037	1.07	0.25	0.59	0.05	7.61	1.78	590.0	50.0	V
R10-DO1	BA	45.32	861.63	858.94	857.83	856.14	3.72%	3.63	20.69	921	1000	5.74	4.51	0.80	0.0046	1.10	0.26	0.67	0.05	6.31	1.49	670.0	50.0	V
DO1-G1	BA	44.81	858.94	856.58	856.14	855.08	2.36%	0.062	20.69	218	300	3.05	0.216	0.26	0.0001	0.84	0.23	0.35	0.04	2.56	0.70	105.0	12.0	V
G1-G2	BA	40.00	856.58	855.48	855.08	853.98	2.76%	0.062	20.69	212	300	2.22	0.157	0.36	0.0001	0.90	0.23	0.41	0.04	2.00	0.51	123.0	12.0	V
G2-G3	BA	40.00	855.48	853.05	853.98	851.55	6.07%	0.062	20.69	183	300	2.92	0.206	0.27	0.0001	0.85	0.23	0.35	0.04	2.48	0.67	105.0	12.0	V
G3-G4	BA	40.00	853.05	851.64	851.55	850.14	3.53%	0.062	20.69	202	300	2.51	0.177	0.32	0.0001	0.88	0.23	0.39	0.04	2.21	0.58	117.0	12.0	V
G4-G5	BA	40.00	851.64	850.21	850.14	848.71	3.57%	0.062	20.69	202	300	2.52	0.178	0.31	0.0001	0.87	0.23	0.38	0.04	2.19	0.58	114.0	12.0	V
G5-G6	BA	40.00	850.21	848.20	848.71	846.70	5.04%	0.062	20.69	189	300	2.99	0.211	0.27	0.0001	0.85	0.23	0.35	0.04	2.54	0.69	105.0	12.0	V
G6-G7	BA	43.78	848.20	846.64	846.70	845.14	3.56%	0.062	20.69	202	300	2.51	0.177	0.32	0.0001	0.88	0.23	0.39	0.04	2.21	0.58	117.0	12.0	V
G7-G9	BA	62.21	846.64	846.01	845.14	844.24	2.00%	0.062	20.69	216	300	2.29	0.162	0.35	0.0001	0.90	0.23	0.40	0.04	2.06	0.53	120.0	12.0	V

**Conclusion**

Dans ce chapitre, nous avons abordé le côté hydraulique à savoir le dimensionnement du réseau d'évacuation d'eaux usées et d'eaux pluviales dans l'hypothèse d'un système unitaire

Après le dimensionnement de tous les collecteurs et la détermination de leurs paramètres hydrauliques, on constate que les vitesses d'auto-curage sont admissibles.

# **Chapitre VII**

## **Les éléments constitutifs du réseau d'égout**

**Chapitre VII : Les éléments constitutifs du réseau d'égout****Introduction**

Les éléments constitutifs d'un réseau d'égout se subdivisent en deux ouvrages :

- Ouvrages principaux : constituant l'ensemble du réseau depuis l'entrée de l'effluent jusqu'à sa sortie vers la station d'épuration.
- Ouvrages annexes : qui comprennent toutes les installations menant à une exploitation rationnelle du réseau tels : Les regards, les bouches d'égout, les déversoirs d'orages,....ect.

**VII.1- Ouvrages principaux****VII.1.1- Canalisations**

Les ouvrages principaux comprennent :

- Les tuyaux cylindriques préfabriqués en usine, qui sont distingués par leurs diamètres intérieurs (diamètre nominal en mm).
- Les tuyaux ovoïdes préfabriqués qui sont distingués par leurs hauteurs intérieures (nominale exprime en cm).
- Les ouvrages visitables de profils particuliers.

**VII.1.2- Critères de choix des conduites**

Pour faire le choix des différents types de conduite, on doit tenir compte :

- Des pentes du terrain.
- Des diamètres utilisés.
- De la nature du sol traversé
- De la nature chimique des eaux usées.
- Des efforts extérieurs dus au remblai.

**VII.1.3- Matériau des canalisations****IV.1.3.1 - Conduite en fonte**

Ce type de conduite a été imposé à titre de sécurité pour la traversée d'un bassin hydrominéral par un collecteur d'eau usée. Les raffineries de pétrole utilisent couramment ce type de matériel pour évacuer les eaux usées industrielles (Salah ; 2014).



**Figure VII.1 :** conduite en fonte (Terea et Tidjani, 2015).

### VII.1.3.2 - Conduite en amiante ciment

Ce sont des conduites munies d'un revêtement intérieur de la paroi à base d'enduit antiacide.

Les diamètres couramment utilisés varient de 80 à 500 mm et les longueurs utiles varient de 0.5 à 5 m (Salah.2014).



**Figure VII.2 :** Conduite en amiante ciment (Terea et Tidjani, 2015).

- **joints**

L'assemblage de ces conduites se fait surtout sans emboîtement. On distingue :

- Le joint « Everitube ».
- Le joint « Eternit », fabriqué pour l'assemblage des conduites à bout lisses muni intérieurement.

### VII.1.3.3 - Conduite en grès

Les conduites en grès sont caractérisées par une très grande dureté, et une excellente résistance grâce à une cuisson à une température à 1200°C.

La fabrication des tuyaux est obtenue à partir égales d'argile et sable argileux. Ces conduites sont livrables en longueur utiles de 1,0m, 1,5m et 2,0m (Salah.2014).



**Figure VII.3:** Conduite en grés (Terea et Tidjani, 2015).

- **joints**

Pour assembler ces types de conduites on distingue trois sortes de joints :

- Joints au mortier de ciment.
- Joints avec corde goudronnée et mortier de ciment.
- Joints à double anneaux.

#### **VII.1.3.4 - Conduite en matière plastique**

Pour ce type nous distinguons :

- Les conduites en matières thermodurcissable.
- Les conduites en matières thermoplastiques.



**FigureVII.4 :** Conduite en matière plastique (Terea et Tidjani, 2015).

Elles présentent les caractéristiques suivantes :

- Résistance aux chocs.
- Résistance au gel.
- Résistance à la corrosion.
- Adaptation à la déformation.
- Facilité de pose et de transport.

- **Joints**

Les conduites peuvent être assemblées soit par collage, soit par bagues d'étanchéité.

#### **VII.1.3.5 - Conduite en béton armé**

L'armature formant la conduite en béton armé se compose (Salah.2014).

- De génératrices disposées en parallèle. On peut parfois rencontrer plusieurs couches de génératrices en fonction des conditions de pose.
- De cerces disposées de telle façon à former des grilles avec les génératrices écartées d'environ 15 cm les unes des autres.



**Figure VII.5:** Conduite en béton armé (Terea et Tidjani, 2015).

On dispose de trois procédés de fabrication :

- La vibration : les conduites vibrées sont fabriquées à l'aide de trois dispositifs :
  1. Vibrateurs fixe ou mobiles.
  2. Table vibrant.
  3. Noyau vibrant.
- La centrifugation : permet le coulage du béton en présence d'armatures, dans un moule animé d'une vitesse de rotation variable.
- Le compactage : les conduites compactées ne sont généralement pas armées, pour un diamètre de 100 à 1200 mm.

- **Joints**

On a différents type de joints à utiliser :

- Joint type Rocla.
- Joint torique.
- Joint à demi-emboitement.
- Joint à coller.
- Joint plastique.

#### **VII.1.3.6 – Conduite en PVC**

Le tuyau en PVC s'utilise principalement pour les évacuations des eaux usées où il a supplanté le plomb. Ces tubes sont d'un usage pratique par leur légèreté et leur relative facilité à mettre en œuvre.



**Figure VII.6** : Conduite en PVC (Terea et Tidjani, 2015).

Les caractéristiques du (PVC) sont:

- Matière plastifiée de synthèse polychlorure de vinyle ( $\text{CH}_2\text{-CHCL}$ ) ;
- Imperméable ;
- Facilite du transport et du branchement ;
- Légère de poids ;
- Résistance aux gaz chimiques ;
- La longueur minimale est de 6 ml ;
- Capacité hydraulique maximale ;
- Etanchéité ;
- Résistance mécanique aux chocs, à l'abrasion et à la corrosion ;
- Recyclable.

Dans notre travail, nous avons opté pour les conduites en PVC et les conduites en béton armé de profil circulaire, vu les avantages qu'elles présentent :

- Bonne étanchéité.
- Bonne résistances mécanique.
- Bonne stabilité dans les tranchées.
- Pose et assemblage facile.
- Disponibilité sur le marché national.
- Facilité de mise en œuvre, simplicité d'entretien.

#### **VII.1.4 - Les essais de conduites préfabriqués**

Plusieurs types d'essais doivent être effectués :

- Essai à l'écrasement.
- Essai à l'étanchéité.
- Essai à la corrosion.

##### **VII.1.4.1- Essai à l'écrasement**

L'essai à l'écrasement se fait par presse automatique avec enregistrement des efforts, ils doivent être répartis uniformément sur la génératrice supérieure de la conduite.

##### **VII.1.4.2- Essai d'étanchéité**

L'essai d'étanchéité est obligatoire à l'usine et sur chantier.

- A l'usine : la conduite est maintenue debout, remplie d'eau, la diminution du niveau d'eau ne doit pas dépasser 2cm en 24 heures.
- Sur le chantier : l'un des trois essais suivants peut être envisagé.
  1. L'essai à l'eau effectué pendant 30 mm pour les faibles diamètres ; ainsi que pour les joints, la pression est augmentée jusqu'à 3 bars.
  2. L'essai à la fumée : cet essai ne peut être effectué qu'en absence de vent et que si la conduite n'est pas humide.
  3. L'essai à l'air : sous pression de 1 bar pendant 30 minutes, et sous une pression de 0.5 bar durant 3 minutes, pour les conduites circulaires.

##### **VII.1.4.3- Essai à la corrosion**

Les conduites en béton sont les plus utilisées et les plus gravement corrodées par l'hydrogène sulfuré. La corrosion du béton commence par la baisse de PH superficiel suite au lessivage de la chaux en excès et à la carbonatation de la surfaces par le gaz carbonique. L'épreuve de corrosion se fait par l'addition de différents acides (acide chlorhydrique, acide

nitrique, acide sulfurique). Après le lavage à l'eau douce et l'assèchement à l'étuve, on pèse l'échantillon. Les surfaces de la paroi interne ne doivent pas être altérées (Salah.2014).

### **VII.1.5- Les remèdes**

Les remèdes qu'il est possible de proposer pour lutter contre l'action des sulfures sont de deux natures :

- Les remèdes hydrauliques.
- Les remèdes chimiques.

### **VII.1.6- Pose de canalisation**

#### **VII.1.6.1- Les conditions de pose**

Les principales conditions exigées lors de la pose des canalisations, sont les suivantes :

- La canalisation doit être enterrée sous une couverture d'au moins 80 cm au départ.
- Il ne faut pas en effet que la conduite soit déformée par la surcharge de terre ou le passage de charges.
- Les canalisations d'eau usée et pluviale sont souvent posées en parallèles dans la même tranchée, mais elles sont décalées de 30 à 40 cm.
- Il est conseillé de placer le réseau d'eau pluviale au-dessus du réseau d'eaux vannes dans le cas où ils sont voisins.

#### **VII.1.6.2- Le mode de pose**

Les canalisations peuvent être placées :

- **Terrain ordinaire**

Dans ce type de terrain, la canalisation doit être posée sur un lit de sable réalisé sur un fond exempt de pierre et de massifs durs, avec des joints confectionnés avec soins conformément aux prescriptions des fabricants de conduites.

- **Terrain mauvais**

Dans les terrains peu consistants, le fond de tranchée sera consolidé (bétonnage, empierrement). Chaque conduite repose sur deux briques posées au fond et le vide sera rempli de sable.

- **Terrain très mauvais**

Une dalle en béton préfabriqué doit être envisagée au fond de la tranchée.

### **VII.2- Les ouvrages annexes**

L'attention est attirée sur l'importance des ouvrages annexes tant des points de vue construction qu'entretien pour l'exploitation rationnelle des réseaux d'égout.

Les ouvrages annexes sont considérés selon deux groupes :

- Les ouvrages normaux.
- Les ouvrages spéciaux.

**VII.2.1- Ouvrages normaux**

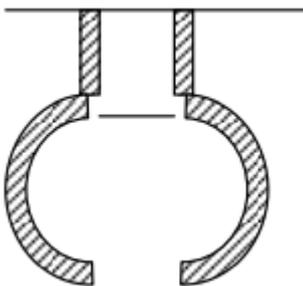
Les ouvrages normaux sont les ouvrages courants indispensables en amont ou le long des réseaux. Ils assurent généralement la fonction de recette des effluents ou d'accès au réseau.

On les divise en trois catégories :

**VII.2.1.1- Les branchements**

Ce sont des conduites de diamètres inférieurs au diamètre de la canalisation publique reliant le réseau vertical d'eaux usées et pluviale des immeubles à cette dernière.

Le raccordement du coté égout peut être perpendiculaire en présence de galerie visitable et incliné en général à 60° sur les canalisations pour ne pas perturber l'écoulement. Ces branchements doivent assure une meilleur hygiène pour l'habitation.



**Figure VII.7 :** point de raccordement avec élargissement



**Figure VII.8 :** point de raccordement avec inclinaison (Benkadja, 2016)

**VII.2.1.2- Les bouches d'égout**

Les bouches d'égout sont destinées à collecter les eaux en surface (pluviale et lavage des chaussées). Elles sont utilisées aux points bas des caniveaux, soit dans le trottoir (absorption par le bas), soit dans la chaussée (absorption par le haut).

La distance entre deux bouches d'égout est en moyenne de 50m, la section d'entrée est en fonction de l'écartement entre les deux bouches afin d'absorber le flot d'orage venant de l'amont.

On peut classer les bouches d'égout selon le recueil des eaux, en cinq types :

- Les bouches d'égout avec grille et couronnement métallique.
- Les bouches d'égout avec bavette en pierre ou en béton et couronnement métallique.
- Les bouches d'égout avec bavette et couronnement en pierre ou en béton.

- Les bouches d'égout à avaloir métallique grille et couronnement combiné.
- La bouche d'égout à grille seule.

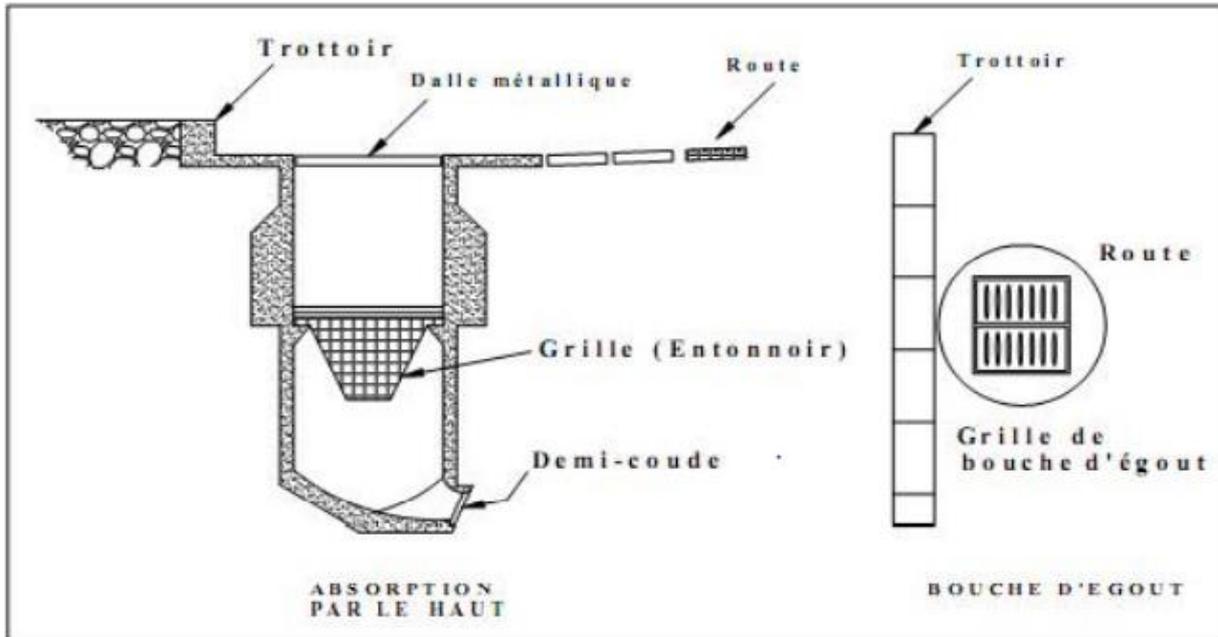


Figure VII.9: Absorption par le haut (Salah, 2014)

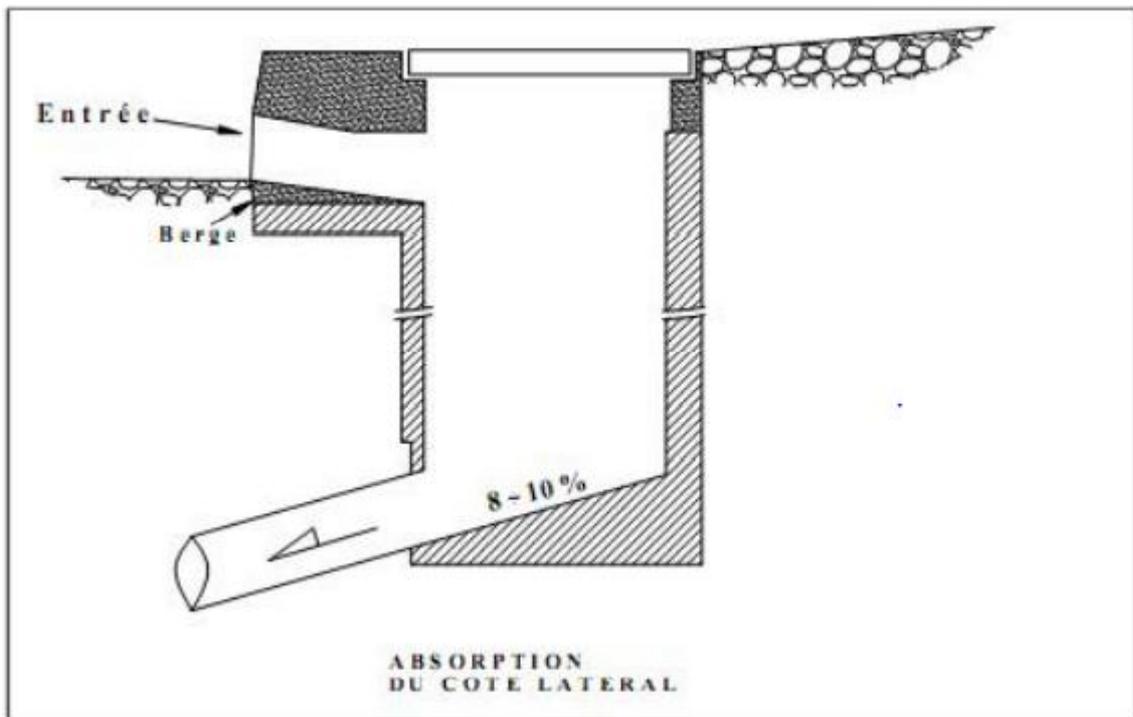


Figure VII.10 : Absorption du côté latéral (Salah, 2014)

### VII.2.1.3- Les regards

Les regards sont les ouvrages d'accès au réseau, qui permettent au personnel d'assurer l'entretien et la surveillance, ils assurent aussi l'aération du réseau.

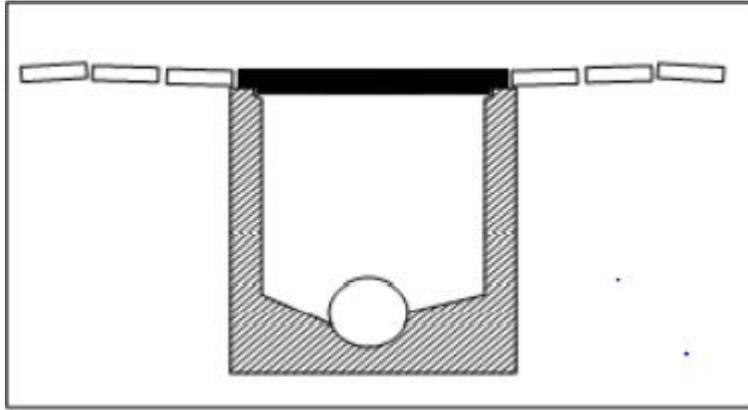


Figure VII.11 : Exemple d'un regard simple

- **Dispositions**

Un regard doit être installé sur les canalisations :

- A tous les points de jonction.
- Au changement de direction.
- Au changement de pente de canaux.
- Aux points de chute.
- Pour les canalisations plus petites et non praticables.

La distance entre deux regards est variable

- a. 35 à 50 m en terrain accidenté.
- b. 50 à 80 m en terrain plat.

- **Types de regards**

Les types de regards varient en fonction de l'encombrement et de la pente du terrain, ainsi que du système d'évacuation, donc on distingue :

- ❖ **Regards de visite** : Ces éléments sont placés à chaque confluence de collecteurs, à chaque changement de diamètre, de pente (sauf en cas de pente forte) et de direction et servent dans la surveillance de l'écoulement et comme accès au personnel d'entretien et le curage du réseau.
- ❖ **Regards de jonction** : Ces regards forment le point d'unification de deux collecteurs de même diamètre ou non. Ils sont construits de telle manière à avoir :
  - Une bonne aération des collecteurs en jonction (regard).
  - Les dénivelées entre les radiers des collecteurs.
  - Une absence de reflux d'eau par temps sec.
  - Des niveaux d'eaux dans les collecteurs en jonction à la même hauteur.

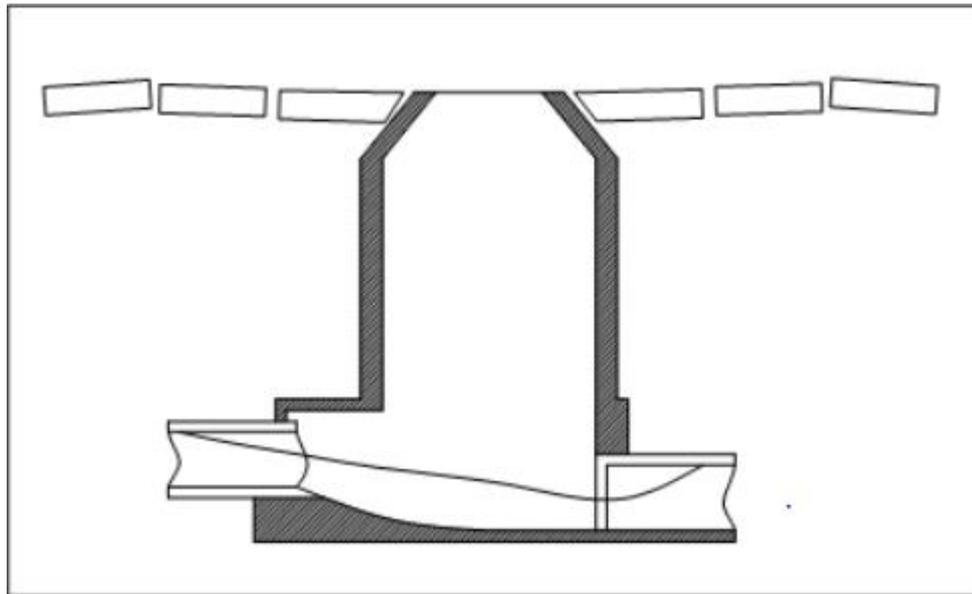


Figure VII .12: Regard de jonction

- ❖ **Regards de latéral** : en cas d'encombrement du V.R.D ou collecteurs de diamètre important.
- ❖ **Regards toboggan** : en cas d'exhaussement de remous.
- ❖ **Regards de chute** : à forte pente.

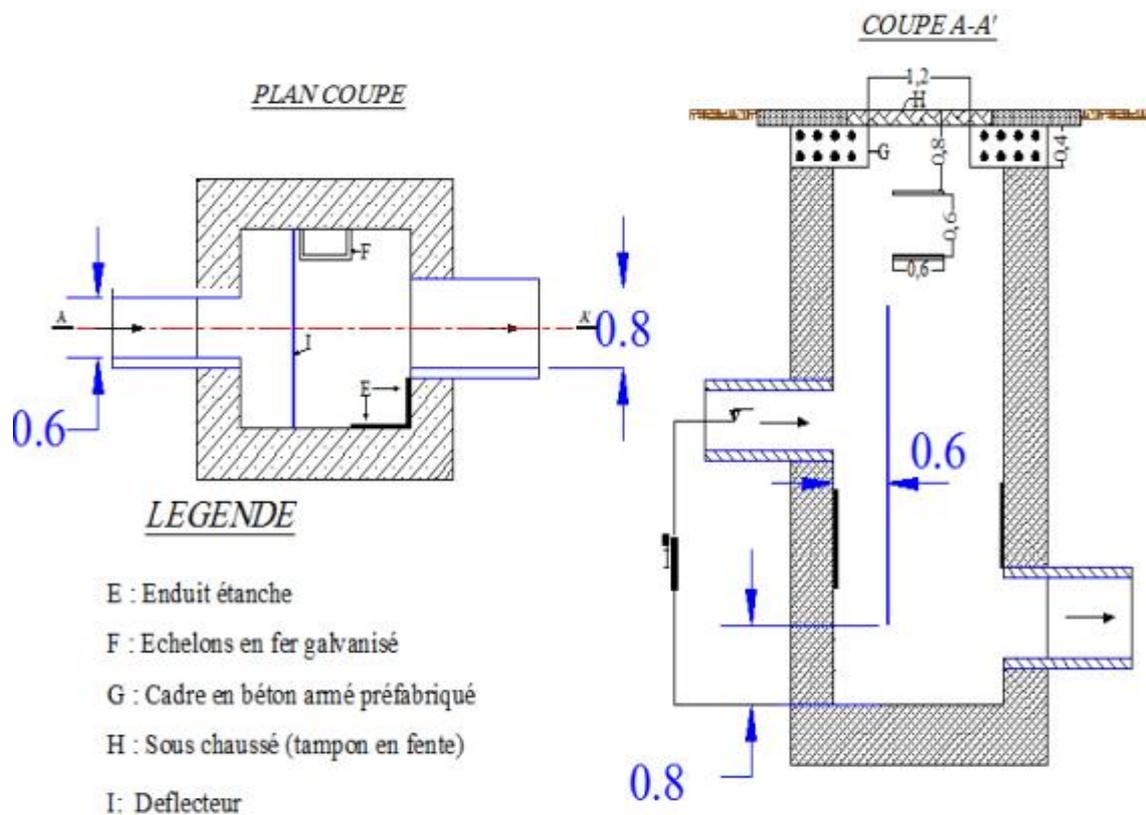


Figure VII.13: Exemple d'un regard de chute (Guercgouche et Baouta, 2017)

- **Dimensionnements des regards de chute**

Le flux d'eau sortant d'un collecteur prend la forme d'un projectile, donc régie par les deux lois suivantes :

$$X = v \cdot t \quad (\text{VII.1})$$

Et 
$$Y = \frac{1}{2} \cdot g \cdot t^2 \quad (\text{VII.2})$$

Avec : 
$$t = \frac{x}{v} \quad (\text{VII.3})$$

Ou :  $x=L$  : Longueur du regard (m).

$Y=H$  : La différence de niveau entre les deux collecteurs (m) à partir de la cote du radier.

$v$  : Vitesse d'écoulement dans la conduite (m/s).

Des trois équations on aura :

$$L = \sqrt{\frac{2 \cdot H \cdot v^2}{g}} \quad (\text{VII.4})$$

### Remarque

Les dimensions des regards de chute des collecteurs principaux sont mentionnées en annexe [2].

D'après l'Annexe [2] on remarque les longueurs de regards de chute sont importantes et qui, économiquement, ne peuvent être réalisés.

Pour réduire la longueur, on leur dote une longueur standard qu'on adopte pour les regards de jonction et les équipe par des déflecteurs. Donc la longueur des regards de chutes sera standard.

## VII.2.2- Ouvrages spéciaux

### VII.2.2.1- Les déversoirs d'orage

Le déversoir d'orage comme tout ouvrage équipant un système de collecte en tout ou partie unitaire et permettant, en cas de fortes pluies, le rejet directe vers le milieu récepteur d'une partie ces eaux circulant dans le système de collecte.

Par extension, on appelle déversoir tout ouvrage de contrôle permettant une régulation hydraulique des effluents en réseau d'assainissement : il dérive une partie des effluents lorsque le débit à l'amont dépasse une certaine valeur que l'on appelle « débit seuil » ou « débit de consigne » c'est-à-dire le débit amont de début de déversement. Le débit dérivé peut sortir complètement du système d'assainissement, soit y être réinjecté après stockage dans bassin (Astee 2017).

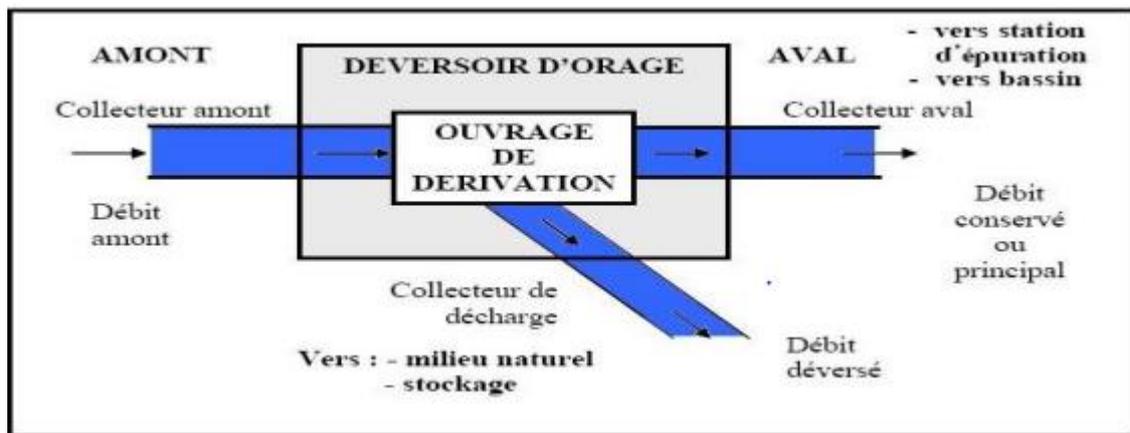


Figure VII.14 : Schéma de principe de déversoir d'orage (Benkadja,2016)

- **Emplacement le déversoir d'orage**

Ils sont placés :

- Avant la station d'épuration pour la régularisation du débit.
- Au milieu du réseau pour réduire les diamètres des collecteurs, ou déchargé un collecteur

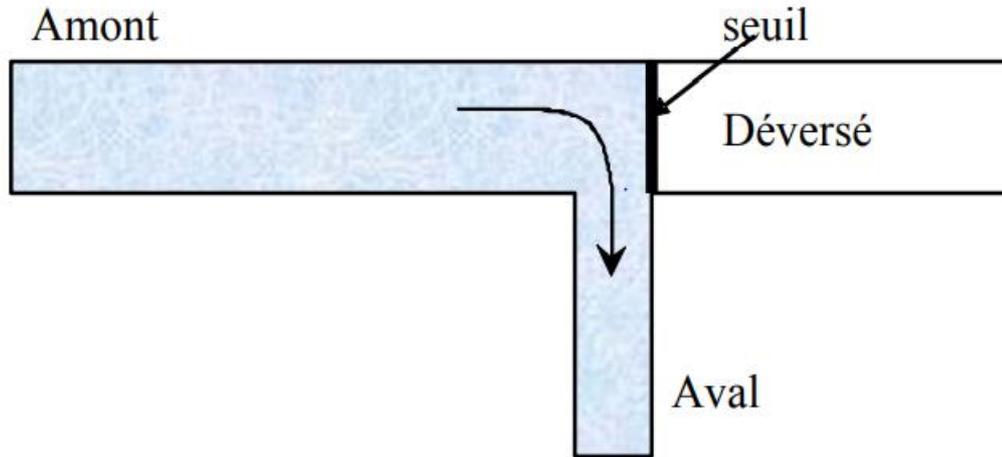
Avant leurs projections il faut voir :

- Le milieu récepteur et son équilibre après le rejet des effluents dont il faut établir un degré de dilution en fonction du pouvoir auto épurateur du milieu.
- La capacité et les surfaces des ouvrages de la station d'épuration pour éviter les surcharges et le mauvais fonctionnement.
- La topographie du site et la variation des pentes.

- **Types de déversoirs d'orage**

1. **Déversoir à seuil déversant frontal**

Le seuil est alors rectiligne et perpendiculaire à l'écoulement. Parmi les déversoirs à seuils frontaux, on peut encore établir une sous-catégorie selon la présence ou non d'une contraction au niveau du seuil, selon la mise en charge de la conduite aval et selon l'orientation de cette même conduite par rapport à la crête.



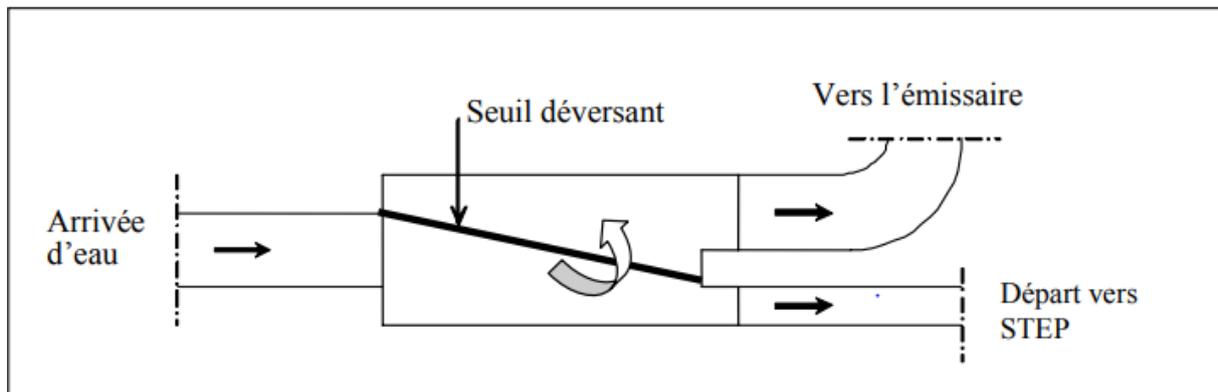
**Figure VII.15 :** Déversoir frontal (Veolia water anjou recherche, 2006)

On distingue alors :  $f$

- Les seuils frontaux sans contraction, lorsque la longueur du seuil est égale à la largeur de l'ouvrage de déversement.  $f$
- Les seuils frontaux avec contraction, lorsque la longueur du seuil est inférieure à la largeur de l'ouvrage de déversement.

### 2. à seuil latéral et à conduite aval étranglée

Pour le calcul de cet ouvrage il faut que l'écoulement en amont soit fluvial. La présence d'un seuil élevé conduit à un ressaut dans la conduite d'amenée.



**Figure VII.16 :** Déversoir latéral (Veolia water anjou recherche, 2006)

### 3. Déversoir à seuil latéral et à conduite aval libre

Ce type de déversoir diffère du précédent essentiellement par le fait que la conduite aval a un écoulement libre, si pour le débit max. d'orage la charge sur la crête aval est nulle. Ce type de déversoir assurera un débit aval constant quel que soit le débit déversé.

#### 4. Déversoir à seuil double

Le seuil est placé de chaque côté de l'ouvrage. Ce type de déversoirs représente environ 15% des déversoirs à seuil. Ce sont des déversoirs suspendus.

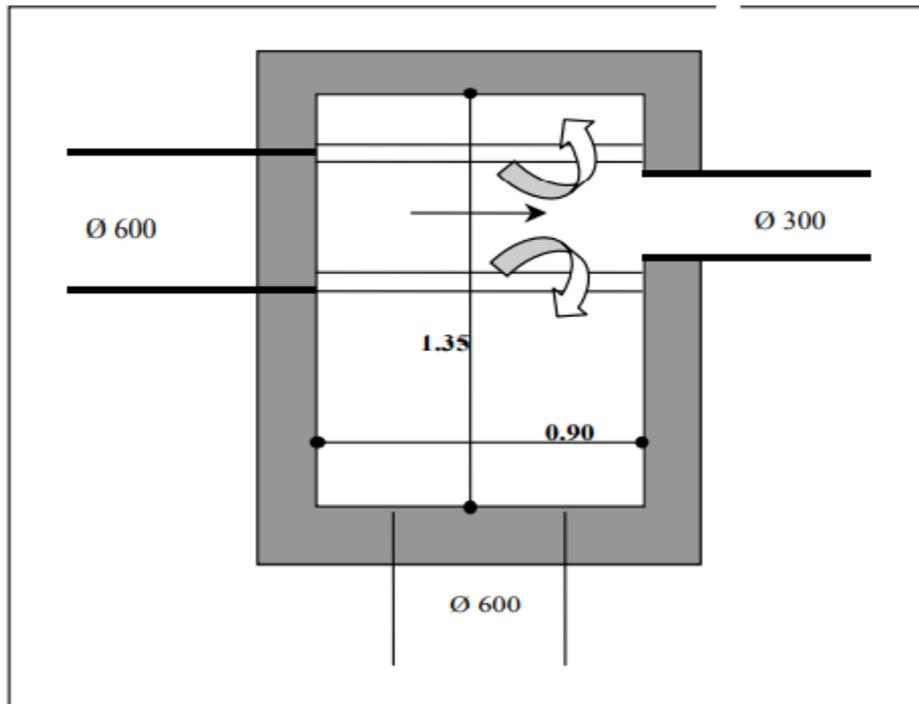


Figure VII.17 : Déversoir à seuil double (Veolia water anjou recherche, 2006)

#### 5. Déversoir à ouverture de radier

Les eaux usées de temps sec chutent dans une ouverture (Figure 14) pratiquée dans le radier de la canalisation. La forme de l'ouverture peut être rectangulaire. Les débits excédentaires de temps de pluie sont évacués en franchissant l'ouverture pour continuer dans l'alignement de la conduite amont. Le régime d'écoulement en amont de ce déversoir sera obligatoirement torrentiel.

On a d'autres types de déversoirs comme :

- Déversoir semi-automatique et automatique.
- Déversoir trous dans le mur.
- Déversoir à vannage.
- Déversoir siphonoïde.

#### VII.2.2.2-Dimensionnement des déversoirs d'orage

Pour notre étude on a proposé d'installer un déversoir d'orage qui ont pour but de décharger le réseau d'assainissement. Ceci afin de réduire les diamètres des conduites et nous optons pour la triple dilution, c'est à dire, une partie d'eau usée domestique pour deux parties d'eau pluviale. Donc, le débit qui se dirige vers la station d'épuration par l'intermédiaire du

déversoir d'orage est égal à trois fois le débit de temps sec. Le débit restant sera rejeté vers l'exutoire par conduite.

On a adopté des déversoirs d'orage frontal.

- **Mode de calcul**

Pour le calcul des déversoirs d'orage à seuil latéral on doit déterminer :

- 1) Le débit total de dimensionnement qui est égal à la somme des débits en temps sec  $Q_{us}$  et du débit pluvial  $Q_p$ .

$$Q_t = Q_p + Q_{us} \quad (\text{VII.4})$$

- 2) Déterminer le débit critique :

$$Q_{cr} = Q_t * \left(1 - \frac{t_c}{100}\right) \quad (\text{VII.5})$$

$t_c$  : Temps de concentration évalué en fonction du naturel la structure de la surface à drainer.

- 3) Débit de pointe transité vers le collecteur de rejet qui transporte les eaux vers la station d'épuration :

$$Q_{st} = d * Q_{us} \quad (\text{VII.6})$$

$d$  : représente la dilution ( $d=3$ ).

Le débit transite vers l'exutoire :

$$Q_{dév} = Q_{cr} - Q_{st} \quad (\text{VII.7})$$

- 4) La hauteur de la lame déversée  $H_r$ .
- 5) La longueur du seuil, déversant  $L$ .

- **Dimensionnement du DO1**

Le déversoir se trouve à l'aval de l'agglomération sur le canal projeté allant vers l'oued.

Les données de base sont les suivantes :

- Diamètre d'entrée  $D_e = 1000$  mm.
- Débit totale de dimensionnement à l'entrée  $3.63$  m<sup>3</sup>/s.
- Débit à pleine section  $4.51$  m<sup>3</sup>/s.
- Débit du temps sec :  $0.0207$  m<sup>3</sup>/s.
- Débit de pointe allant vers la station :  $0.062$  m<sup>3</sup>/s.
- Hauteur d'eau à l'entrée :  $670$  mm.

**1) Calcul du coefficient de retardement**

Le coefficient de retardement a pour but la diminution des débits pluviaux, cette diminution peut être prise en considération dans le dimensionnement de déversoir d'orage.

$$Z = 1 - \frac{t_c}{100} \quad (\text{VII.6})$$

Dans notre cas le bassin est urbanisé et comporte une canalisation donc le temps de concentration est donné par la formule :

$$t_c = t_1 + t_2 \quad (\text{VII.7})$$

$$\text{D'où : } \begin{cases} t_c = (1201.34/60 * 4.62) = 4.33 \text{ min.} \\ t_2 = 10 \text{ min.} \end{cases}$$

$$\text{Alors : } t_c = 4.33 + 10 = 14.33 \text{ min.}$$

$$\text{Donc : } Z = 0.85$$

$$\text{Donc le débit critique : } Q_T = 3.63$$

**2) le débit critique**

$$Q_{cr} = 3.63 * 0.86 = 3.08 \text{ m}^3/\text{s}.$$

Donc le débit déversé :

$$Q_{dév} = 3.08 - 0.062 = 3.02 \text{ m}^3/\text{s}$$

**3) Hauteur d'eau allant vers la station**

$$R_q = \frac{Q_{Step}}{Q_{st}} \quad (\text{VII.8})$$

$$R_q = \frac{0.062}{4.51} = 0.013 \quad (\text{D'après l'abaque l'annexe 3}) \quad R_h = 0.015$$

$$R_h = \frac{H_{Step}}{D_e} \quad (\text{VII.9})$$

$$H_{Step} = D_e * R_h = 1000 * 0.015 = 15 \text{ mm.}$$

$$H_{Step} = 15 \text{ mm.}$$

**4) La hauteur critique**

$$R_{Qcr} = \frac{Q_{cr}}{Q_{ps}}$$

$$R_{Qcr} = \frac{3.08}{4.51} = 0.68 \quad (\text{D'après l'abaque 3}) \quad R_{hcr} = 0.61$$

$$R_{hcr} = \frac{H_{cr}}{D_e}$$

$$H_{Cr} = D_e * R_{hcr} = 1000 * 0.61 = 610 \text{ mm.}$$

**5) Hauteur de la lame déversant**

$$H_d = H_{cr} - H_{st}$$

$$H_d = 610 - 15 = 595 \text{ mm} = 0.6 \text{ m.}$$

**6) La longueur de seuil déversant**

On applique la formule de Bazin :

$$Q_d = m L \sqrt{2g} H_d^{3/2} \quad \text{(VII.10)}$$

Avec :

$m$  : Coefficient de débit pris égal à : 0.48

$L$  : La longueur du déversoir (Longueur de la lame déversant) exprimée en mètres.

$g$  : La pesanteur,  $g = 9.81 \text{ m/s}^2$

$H_d$  : La hauteur de charge en mètres au-dessus du seuil du déversoir.

Donc :

$$L = \frac{Q_d}{m \sqrt{2g} * H_d^{3/2}}$$

$$L = \frac{3.02}{0.48 * \sqrt{2 * 9.81} * (0.6)^{3/2}} = 3 \text{ m}$$

**• Dimensionnement de la conduite transitant le débit vers l'exutoire**

On cherche le dimensionnement du collecteur qui transite les eaux vers milieu naturel.

On tire

**Tableau VII.1 :** Dimensionnement de la conduite transitant le débit vers l'exutoire

Conduite	Q re m3/s	I %	D cal mm	D nor	V ps m/s	Q ps m3/s	Rq	Rv	Rh	V m/s	H mm	Vaut m/s
DO- Exutoire	3.02	5.80	791	800	6.17	3.11	0.97	1.12	0.82	5.98	681.6	2.52

**• Les ouvrages annexes du déversoir d'orage**

**a) les grilles et les degriilleurs**

Ont pour but de piéger les gros solides ( $\varnothing > 6 \text{ mm}$ ) pour éviter leur envoi dans le milieu naturel. Leur rôle est de retenir les corps les plus volumineux transportés par les effluents pluviaux ou par les effluents d'eaux usées lors de leur écoulement dans le

réseau et protéger les équipements situés à l'aval, assurer le bon fonctionnement des ouvrages et réduire les pollutions visuelles. Les grilles sont place en amont des bassins dessablement, des déversoirs d'orage et peuvent être fixes ou mobiles, avec nettoyage installé à des profondeurs faible. On distingue des grilles verticales et inclinées.

\*- **Dimensionnement de la grille**

On a la formule suivant :

$$L = \frac{S \cdot \sin \alpha}{h_{max} \cdot (1 - \beta) \cdot \delta} \quad (\text{VII.11})$$

Avec :

L : Longueur de la grille.

$\alpha$  : Inclinaison de la grille ( $\alpha = 60^\circ$ ).

$h_{max}$  : Hauteur max d'eau en m.

$\beta$  : Coefficient de colmatage ( $\beta = 0.44$ ).

La vitesse d'entrée ( $V_e$  en m/s).

Donc S : Surface de la grille

$\delta$  : coefficient tenant compte du mode de dégrillage tel que :

- $\delta = 0.25$  si le dégrillage est manuel,
- $\delta = 0,5$  si le dégrillage est automatique

$$S = \frac{Q}{V} = \frac{3.08}{6.31} = 0.49 \text{ m}^2$$

Alors :

$$L = \frac{0.49 \cdot \sin 60}{0.67 \cdot (1 - 0.44) \cdot 0.25} = 4 \text{ m}$$

Donc : la largeur de la grille :  $l = 0.24 \text{ m}$ .

Epaisseur des barreaux de la grille :  $d = 12 \text{ cm}$ .

Espacement des barreaux :  $e = 15 \text{ cm}$ .

**Conclusion**

Afin d'assurer un bon fonctionnement du système d'évacuation des eaux usées et pluviales, il est nécessaire de faire un bon choix en matière de canalisation et de joint. Concernant notre projet, on a opté pour des conduites en PVC et des conduites en béton armé. On a procédé à l'implantation et au dimensionnement d'un déversoir d'orage de type frontal et des regards de chute.

# **Chapitre VIII**

## **Organisation de chantier**

**Chapitre VIII : Organisation de chantier****Introduction**

Définir une organisation générale garantissant l'accueil, la sécurité et la meilleure productivité de chacun et installer les moyens généraux du chantier.

Tous l'étude est suivie par la réalisation du projet qui est confié par un entrepreneur spécialisé et le financement est assuré par le maître d'ouvrage. Pour une réalisation optimale il faut suivre les règles de l'organisation du chantier en général.

Avant d'aller sur chantier et commencer les travaux, il faut toujours commencer par une étude théorique, c'est ce qu'on appelle une planification qui permet de chercher constamment la meilleure façon d'utiliser avec économie la main d'œuvre et les autres moyens de mise en œuvre. Son objectif est de s'assurer que les travaux se font dans un ordre correct à temps, aussi économique que possible. La méthode la plus utilisée est la méthode CPM « critical path méthode », c'est une méthode qui consiste à réduire les temps de réalisation, les coûts, et augmenter le rendement du travail.

**VIII.1- Exécution des travaux**

Les principales opérations à exécuter pour la pose des canalisations sont (Kahlerras, 2018) :

- La vérification, manutention des conduites.
- Le décapage de la couche de goudron (si elle existe) ou de végétation.
- L'emplacement des jalons et des piquets (piquetage).
- L'exécution des tranchées et des fouilles pour les regards.
- L'aménagement du lit de pose.
- La mise en place des canalisations en tranchée.
- L'assemblage des tuyaux.
- La construction des regards.
- Les essais d'étanchéité pour les conduites et les joints.
- Remblai des tranchées.

**VIII.1.1- Vérification, manutention des canalisations**

- Le chargement des véhicules doit être effectué de façon à ce qu'aucune détérioration ou déformation des tubes et des accessoires ne se produise pendant le transport. Donc il faut éviter tout contact des tubes et des raccords avec des pièces métalliques saillantes et les tubes avec emboiture doivent être alternés et les emboitures doivent être dépassées la pile.

- Le déchargement brutal des tubes et les conduites sont posées sans brutalité sur le sol et ou dans le fond de tranchées.



**Figure VIII.1** : Méthodes de stockage des tuyaux (Bendida 2020)

### VIII.1.2- Décapage de la couche végétale

Consist à éliminer la couche superficielle du sol. Pour les terrains difficiles on utilise le Bulldozer une couche 10 cm.

Le volume de la couche décapée est :

$$V = b * h * l \text{ (m}^3\text{)} \quad \text{(VIII.1)}$$

Avec :

b : Largeur de la couche végétale.

h : hauteur de la couche (m).

L : Longueur total des tranchées (m).

Si la tranchée est ouverte sous les voies publiques, le découpage est fait avec soin sans dégradation des parties voisines.

### VIII.1.3- Emplacement des jalons des piquets (piquetage)

Les jalons des piquets doivent être placés dans chaque point d'emplacement d'un regard, c'est-à-dire à chaque changement de direction ou de pente, et à chaque branchement ou jonction de canalisation à partir les traces du plan de masse.

### VIII.1.4- L'exécution des fouilles pour les tranchées et les regards

Pour faire l'exécution d'un fond de fouille on doit tenir compte de la pente du profil en long. L'angle de talutage est en fonction de la nature du terrain et de son degré de consolidation et les travaux d'excavation des tranchées se font mécaniquement

La largeur de la tranchée dépend essentiellement :

- Des dimensions extérieures et du type d'emboîtement des tuyaux, de la fondation.
- De l'espace minimum nécessaire entre la canalisation et la paroi de la tranchée.

- De la profondeur de pose de la place disponible pour l'exécution des fouilles, de la nature des terrains rencontrés, notamment si les terrassements ne sont pas réalisés à l'abri d'un blindage.

**Profondeur de la tranchée**

La profondeur de la tranchée est donnée par l'expression :

$$H = e + d + h \quad (\text{VIII.2})$$

Avec :

H : Profondeur de tranchée en (m).

e : épaisseur de lit de sable en (m), e = 10 cm.

d : Diamètre de la conduite en (m).

h : La hauteur du remblai au-dessus de la conduite en (m).

**Largeur de la tranchée**

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

$$B = d + (2 * c) \quad (\text{VIII.3})$$

Avec :

B : Largeur de la tranchée (m).

d : Diamètre de la conduite en (m).

c : Espacement entre les parois de la tranchée et la conduite (0,3 m).

Economiquement, il n'est pas intéressant d'établir des tranchées trop larges, vu le coût des terrassements ; on s'oriente donc vers l'exécution de fouilles de largeurs minimales.

**VIII.1.5- Aménagement du lit de pose**

Les conduites sont posées sur un lit de pose de sable contenant au moins 12% de particules inférieures à 0,1 mm, d'épaisseur égale au moins à 10 cm. Ce dernier sera bien nivelé suivant les côtes du profil en long.

Pour les mauvais terrains (instable) on opte pour des dalles en béton.

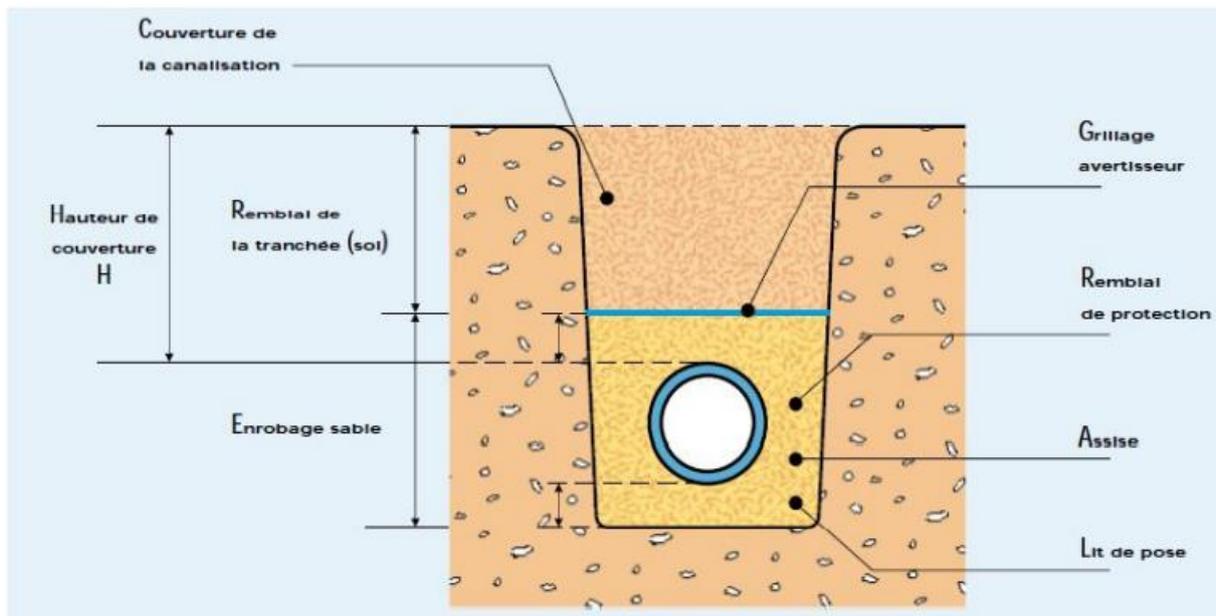


Figure VIII.2 : Pose de la conduite (Bendida, 2020)

### VIII.1.5- Mise en place des canalisations

Les éléments sont posés à partir de l'aval et l'emboîture des tuyaux est dirigée vers l'amont avec chaque élément doit être posé avec précaution dans la tranchée et présenté dans l'axe de l'élément précédemment posé. Les conduites sont posées avec une pente régulière entre deux regards et placer toujours les tuyaux sur des fouilles sèches. Avant la mise en place, il faut nettoyer le lit des tranchées.

Les tuyaux seront posés en fouillés au moyen d'une grue ou d'une pose tube, la descente des tuyaux doit être faire lentement et dans l'ordre. Donc il faut vérifier régulièrement des tuyaux et aligner les tuyaux pour coller.

### VIII.1.6- Assemblages des tuyaux

Les joints des conduites circulaires à emboîtement sont effectués à l'aide d'une bague renforcée d'une armature et coulée sur place à l'intérieur d'un moule.

### VIII.1.7- Construction des regards

Les regards sont généralement de forme carrée. Leurs dimensions varient en fonction des collecteurs, la profondeur et l'épaisseur varient d'un regard à un autre. La réalisation de ces regards s'effectue sur place avec le béton armé, on peut aussi avoir des regards préfabriqués. Les tampons doivent comporter un orifice, ayant pour but de faciliter leur levage ainsi que l'aération de l'égout. L'emplacement, la numérotation et les distances entre les regards sont portés sur les plans du tracé et les profils en long.

- Réglage du fond du regard.

- Exécution de la couche du béton de propreté.
- Ferrailage et bétonnage du radier de regard.
- Ferrailage, coffrage et bétonnage des parois.
- Décoffrage des parois.
- Ferrailage, coffrage et bétonnage de la dalle.
- Décoffrage de la dalle.
- Remblaiement et compactage des tranchées.

#### **VIII.1.8- Réalisation des branchements**

Les branchements comprennent de l'aval vers l'amont et doivent être connectés avec le réseau à travers des boîtes de branchement qui dressé avec grille. La conduite de branchement doit avoir une pente au moins égale à 3% pour assurer les condition d'auto curage même dans des conditions de débit faible et intermittent et le diamètre de la canalisation doit toujours être inférieure à celui de la canalisation publique.

Si une canalisation de branchement est d'une longueur supérieure à 35 mètres, il y a lieu de créer des regards intermédiaires.

#### **VIII.1.9- Exécution de déversoir d'orage**

Après avoir décapé la couche végétale, une opération de piquetage est indispensable avant de commencer les travaux.

Il est nécessaire que les coffrages aient une raideur suffisante pour résister à la pression du béton, surtout au cours de la vibration. Le démontage des coffrages doit se faire sans destruction du béton.

#### **VIII.1.10- Remblayage et compactage**

Après la pose des canalisations, on procède au remblaiement des tranchées ; les remblais sont effectués sur une hauteur minimale 30 cm au-dessus de la génératrice supérieure de la conduite, étant entendu que le compactage jusqu'à 75 cm soigneusement compactées et damées (Kahlerras, 2018).

Pour les grands travaux de ce type, l'engin qui convient le mieux c'est le chargeur qui est un tracteur sur lequel on monte à l'avant deux bras articulés, actionnés par des vérins et portant un godet. Si les travaux ne sont pas très importants, on peut utiliser le rétro chargeur et leur compactage se fait par le rouleau lisse.

On utilise le bulldozer par ce que terrains rocheux ou la roche mère causait des difficultés aux découpages et fondations ; cette catégorie de terrains rencontre essentiellement dans la partie Sud du chef-lieu.



**Figure VIII.3 :** Bulldozer (Ababsa, 2012)



**Figure VIII.4 :** Chargeur (Ababsa, 2012)



**Figure VIII.5 :** Compacteur (Ababsa, 2012)

## VIII.2- Planification des travaux

La planification des travaux étant l'élément le plus prépondérant, elle consiste en (Benlaoukli, 2019) :

- Installation des postes de travail.
- Observations instantanées.
- Analyse des tâches.
- Le chronométrage.
- Définition des objectifs et des attributions.
- Simplification des méthodes.
- Stabilisation des postes de travail.

### VIII.2.1- Technique de la planification

Il existe deux principales méthodes de planification à savoir :

- Méthodes basées sur le réseau.

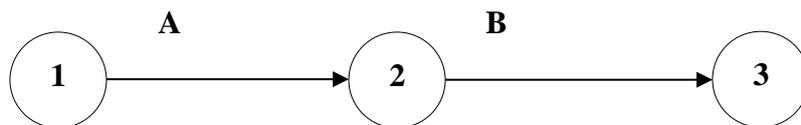
- Méthodes basées sur le graphique.

### VIII.2.2- Définition du réseau

Le réseau est une représentation graphique d'un projet qui permet d'indiquer la relation entre les différentes opérations qui peuvent être successives, simultanées, convergentes et la durée de réalisation. On distingue deux types de réseaux (Benlaoukli, 2019) :

#### 1. Réseau à flèches

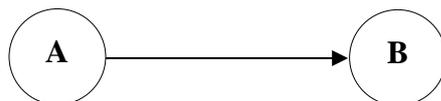
L'opération est représentée par une flèche et la relation entre les opérations par des nœuds.



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

#### 2. Réseau à nœuds

L'opération est représentée par un nœud et la relation entre les opérations par des flèches.



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

### VIII.2.3- Construction du réseau

Pour construire un réseau il convient d'effectuer les six (6) opérations suivantes (Benlaoukli, 2019) :

- Etablissement d'une liste des tâches.
- Détermination des tâches précédentes, et succédant
- Décomposer le projet en opérations.
- Construction des graphes partiels.
- Regroupement des graphes partiels.
- Construction du réseau.

### VIII.2.4- Méthode du chemin critique

L'objectif de cette méthode est de réduire les temps de réalisation d'un ouvrage en tenant compte de trois phases (Benlaoukli, 2019) :

- **1<sup>ère</sup> phases** : l'effectif nécessaire pour effectuer le travail considéré.
- **2<sup>ème</sup> phases** : analyser systématiquement le réseau, heure par heure, jour par jour, selon l'unité de temps retenue.
- **3<sup>ème</sup> phases** : adapter le réseau aux conditions ou contraintes fixées par l'entreprise.

**VIII.2.5- Les étapes de la planification**

**a) Collecte des informations**

Les informations acquises par des études permettent l'usage correct du plan de la réalisation de projet.

**a) Décomposition du projet**

C'est une partie importante car chaque projet peut être analysé de diverses manières. Un responsable et les besoins en matériels sont attribués à chaque tâche.

**b) Relation entre les tâches**

Il existe deux relations essentielles entre les tâches lors de réalisation; l'une porte sur un enchaînement logique et l'autre sur un enchaînement préférentiel.

**c) Les paramètres de la méthode C.P.M**

Le calcul se fait en allé et retour. Pour le calcul du réseau a nœuds le calcul se fait a l'aide de la grille.

La grille est comme suit (Benlaoukli, 2019) :

<b>DCP</b>	<b>TR</b>
<b>DFP</b>	<b>DCPP</b>
<b>DFPP</b>	<b>MT</b>

Avec :

TR : temps de réalisation.

DCP : Date de commencement au plus tôt.

DCPP : Date de commencement au plus tard.

DFP : Date de finition au plus tôt.

DFPP : Date de finition au plus tard.

MT : Marge totale.

Les principales lois de la méthode C.P.M :

$$DFP_i = DCP_i + TR \quad \text{Calcul allé.}$$

$$DCP_j = DFP_i \quad \text{Calcul allé.}$$

Pour la dernière opération :

$$DCPP = DCP$$

$$DFPP = DFP$$

En suite :

$$DCPP_j = DFPP_i \quad \text{Calcul retour.}$$

Et :

$$DCPP_i = DFPP_i - TR \quad \text{Calcul retour.}$$

La marge totale MT de l'opération est n'est jamais négative :

$$MT \geq 0$$

La tâche critique est l'opération dont (T.C) :

$$MT = 0$$

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

$$C.C \leftrightarrow \begin{cases} MT = 0 \\ \sum TR_{C.c} = D.T.P \end{cases}$$

#### a) Attribution des durées de chaque opération

Pour l'attribution du temps, il est nécessaire de se baser sur deux points :

- Le nombre des ressources (moyens humains et matériels).
- Le nombre des ressources (moyens humains et matériels).

En utilisant les normes C.N.A.T, on pourra appliquer la formule suivante (Benlaoukli, 2019) :

$$T = \frac{Q * N}{n}$$

Avec :

Q : Quantité de travail.

N : Rendement.

n : Nombre d'équipe.

#### VIII.2.6- Planification des travaux

Pour le projet de schéma directeur d'assainissement de la ville de Maacem, nous avons établi le planning.

Les principales opérations à exécuter sont :

- A. Piquetage.
- B. Décapage de la couche de goudron (si elle existe) ou celle de la végétation.
- C. Exécution des tranchées et des fouilles pour les regards.
- D. Aménagement du lit déposé.
- E. Construction des regards.
- F. La mise en place des canalisations en tranchée.
- G. Constructions des ouvrages annexes (DO,...).

- H. Assemblage des tuyaux.
- I. Faire les essais d'étanchéité pour les conduites et les joints.
- J. Remblai des tranchées.
- K. Travaux de finition.

Tableau VIII.1 : Détermination des délais

Opérations	TR	DP		DPP		MT
		CCP	DFP	DCPP	DFPP	
A	7	0	7	0	7	0
B	20	7	27	7	27	0
C	50	27	77	27	77	0
D	20	77	97	67	87	10
E	55	77	132	32	87	45
F	30	77	107	57	87	25
G	10	77	87	77	87	0
H	20	87	107	87	107	0
I	15	107	122	107	164	0
J	20	122	142	122	142	0
K	10	142	152	142	152	0

Le chemin qui donne la durée totale du projet (DTR) reliant les opérations possédant la marge totale nulle est donné par le chemin suivant : A – B – C – G – H – I – J- K avec un temps de réalisation égal à :  $\sum Tr = 152$  jours.

**VIII.3- Devis quantitative et estimatif**

L'estimation du devis quantitatif et estimatif permet primo de quantifier toutes les opérations effectuées sur le terrain pour la réalisation du projet et secundo effectuer une estimation du coût de notre projet. En faisant une étude technico-économique du projet, ce devis est utile pour opter pour une variante entre plusieurs

**VIII.3.1. Détermination des différents volumes**

**A. Volume du décapage de la couche végétale**

$$V_{dec} = H_{cv} * L * B_{cv} \quad (VIII.4)$$

Avec :

$V_{dec}$  : volume de la couche végétale décapée (m3).

$H_{cv}$  : profondeur de la couche végétale (m).

$L$  : Longueur totale de la tranchée (m).  $B_{cv}$  : largeur de la couche végétale (m).

**B. Volume des déblais des tranchées**

$$V_d = H * L * B \quad (VIII.5)$$

Avec :

$V_d$  : volume du déblai des tranchées (m<sup>3</sup>).

$B$  : largeur de la tranchée (m).  $H$  : profondeur de la tranchée (m).

$L$  : longueur totale de la tranchée (m).

### C. Volume occupé par le lit de sable

$$V_{ls} = e * L * B \quad (\text{VIII.6})$$

Avec :

$V_{ls}$  : volume du lit de sable (m<sup>3</sup>).

$e$  : épaisseur de la couche de sable ( $e = 0,10$  m).

$B$  : largeur de la tranchée (m).

### D. Volume occupé par les conduites

$$V_c = \pi * \frac{D_{ext}^2}{4} * L \quad (\text{VIII.7})$$

Avec :

$V_c$  : volume occupé par les conduites (m<sup>3</sup>).

$D_{ext}$  : diamètre extérieur de la conduite (m).

### E. Volume de l'enrobage :

$$V_e = H_e \times L \times B \quad (\text{VII.8})$$

Avec :

$V_e$  : Volume de l'enrobage

$H_e$  : Hauteur d'enrobage

$B$  : Largeur de la tranchée (m).

$L$  : Longueur totale de la tranchée (m).

### F. Volume du remblai

$$V_{rem} = V_d - (V_e + V_{dec} + V_{ls}) \quad (\text{VIII.9})$$

Avec :

$V_{rem}$  : Volume du remblai (m<sup>3</sup>).

### G. Volume excédentaire

$$V_{exc} = V_f - V_{rem} \quad (\text{VIII.10})$$

Avec :

$V_{exc}$  : Volume du sol excédentaire (m<sup>3</sup>).

$V_f$  : Volume du sol foisonné (m<sup>3</sup>).

$V_{rem}$  : Volume du remblai (m<sup>3</sup>).

Sachant que :

$$V_f = V_d * K_f \quad (\text{VIII.10})$$

Avec :

$K_f$  : Coefficient de foisonnement dépend de la nature de sol.

**Remarque**

Les calculs des terrassements de la canalisation de notre zone en annexe [4]

**Tableau VII.2 : Volumes des travaux**

$V_{dcv} (m^3)$	$V_d(m^3)$	$V_{Is}(m^3)$	$V_{cond}(m^3)$	$V_e(m^3)$	$V_r(m^3)$	$V_{exc}(m^3)$
756,55	10156.41	756.55	1321.55	3508.84	5134.47	3943.08

**Tableau VII.3 : Détermination du devis quantitatif et estimatif du projet**

N°	Désignation des travaux	Unité	Quantité	Prix unitaire (DA)	Montant (DA)
A	<b>Travaux de terrassement</b>				
1	Décapage	m <sup>3</sup>	756.55	200	151310.00
2	Déblai	m <sup>3</sup>	10 156.41	350	355474.35
3	Lit de pose	m <sup>3</sup>	756.55	1200	907860.00
4	Enrobage	m <sup>3</sup>	3508.84	1200	4210608.00
5	Remblai de la tranchée	m <sup>3</sup>	5134.47	280	1437651,60
6	Evacuation des déblaies excédentaires	m <sup>3</sup>	3943.08	300	1182924.00
B	<b>Canalisation</b>				
1	<b>Canalisation en PVC PN6</b>				
	315	ml	4726,99	2000	9453980,00
	400	ml	775,92	4000	3103680,00
	500	ml	284,07	5000	1420350,00
	630	ml	241,74	7000	169218.00
2	<b>Canalisation en béton armé classe 135A</b>				
	135A-Φ 300	ml	871,61	3000	2614830,00
	135A-Φ 600	ml	165.12	6000	990720,00
	135A-Φ 800	ml	367.6	8000	2940800,00
	135A-Φ 1000	ml	245.12	10000	2451200.00
C	<b>Construction</b>				
1	Regards (REG-300)	U	145	30000	4350000
2	Regards (REG-400)	U	30	40000	1200000
3	Regards (REG-500)	U	9	50000	450000

4	Regards (REG-600)	U	13	60000	780000
5	Regards (REG-800)	U	7	80000	560000
6	Regards (REG-1000)	U	5	100000	500000
7	Exécution des déversoirs d'orage	U	1	300000	300000
THT					47447155.95
TV 19%					9014959.63
TTC					56462115.58

Le devis estimatif de notre projet est 56462115.58 DA.

### **Conclusion**

On a conclu que l'organisation de chantier à comme but : La rapidité d'exécution selon les moyens existants tout en assurant une qualité de travail satisfaisante et en évitant les incidents financiers L'étude estimative des volumes des travaux nous permet d'établir une estimation du coût total du projet, qui est de 56462115.58 DA, avec une durée de réalisation de 152jours.

## **Conclusion générale**

A la fin de ce travail, on peut conclure que la réalisation d'un réseau d'assainissement repose sur plusieurs critères, dépendant de la nature et du relief du terrain, de la nature et de la quantité d'eau à évacuer, ainsi que du plan d'urbanisation de l'agglomération

De tous ces critères, résulte le choix du système d'évacuation, ainsi que le schéma correspondant.

Cependant une tâche de reconnaissance du réseau est une étape préliminaire fondamentale au diagnostic du réseau d'assainissement existant, elle permet d'acquérir la connaissance de l'état structurel et fonctionnel du système d'assainissement pour mettre en œuvre cette gestion patrimoniale et ainsi, diminuer ou prévenir les intrusions d'eaux claires parasites.

Le réseau que nous avons établi, est un réseau unitaire, avec un schéma d'évacuation par déplacement latéral, acheminant les eaux usées évacuées vers la station d'épuration projeté et les eaux pluviales vers l'Oued. La ville de Mâacem s'étend sur une zone montagneuse, le site concerné par la présente étude contient des zones de terrains accidentés serpentées par des lignes d'écoulement naturel et oueds donc le cheminement des collecteurs s'est fait selon la topographie du terrain.

Pour les éléments du réseau d'égout ;les conduites utilisées sont des conduites en PVC et en béton armé qui a une excellente étanchéité, très grande facilité de pose, très bonne caractéristique hydraulique, bonne résistance mécanique on a projeté des regards de chute car la pente est trop importante.

Et pour faciliter les opérations de curage et assurer une meilleure sécurité à notre réseau, on a procédé à l'implantation et au dimensionnement de déversoirs d'orages de type frontal.

Du coté économique, nous avons élaboré un devis quantitatif et estimatif afin d'évaluer le coût de projet qui est de 56462115.58 DA.

## REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES

Ababas . Diagnostic et rehabilitation d'assainissement d'un réseau de la ville de bir chouhada \_ w. oum el bouaghi), Université Larbi Ben M'hidi oum el bouaghi , diplôme de master, hydraulique urbaine, 179P.

Atiba.S « Analyse statistique et synthèse cartographiques des pluies journalières et infra-journalières en Algérie du Nord » , diplôme de Master en Hydraulique ENSH, Alimentation en eau potable,52P.

Benkadja. R « Conception et dimensionnement d'un réseau d'assainissement d'ouled sidi brahim et la gestion à l'aide d'un SIG », Université Mohamed Boudiaf - M'sila, Diplôme de master filiere hydraulique, Option hydraulique urbaine, 112P.

Benlaoukli.B, « Cours management de projet », E.N.S.H, 2019, Blida.

Conception et dimensionnement des systèmes de gestion des eaux pluviales et de collecte des eaux usées, 2017, 275P.

Guide technique sur le fonctionnement des déversoirs d'orage, 2006, Maisons-laffitte, 184P.

Guerchouch.O, Baout.A « Etude du schema directeur d'assainisemant de la ville de sidi merouane (w.mila), universite saad dahlab - blida 1, mémoire de master, hydraulique, sience de l'eau, 76P

Haddad.A « Diagnostic et extension du reseau d'assainissement de la ville de hadjout (w.tipaza), mémoire d'ingénieur d'état en hydraulique, ecole nationale supérieure de l'hydraulique. 180 pages.

Kahlerras.D, « Cours organisation de chantier », E.N.S.H, 2018, Blida

Meddi. M., Toumi. S. and AssanI .A. (2017). Procédure de calcul des débits maximum pour l'Algérie du Nord. Int. J. Science hydrologie et technologie. Vol. 7, No. 1, 2017.

Touabia.B 2004 « manuel pratique d'hydraulgie ». Presse madani frères. Blida Algérie

Terea.B et Tidjani,S « diagnostic et dimensionnement du réseau d'assainissement de la ville de robbah (w.eloued) » , mémoire de master en hydraulique, université Elchahid Hamma lakhdar, département d'hydraulique et de génie civil, filière d'hydraulique. 74P .

Salah.B « Cours d'assainissement » E.N.S.H, 2014, Blida

# **Annexes**

## Annexe 1

**Tableau 1 : Dimensionnement du collecteur secondaire A**

Tronçon	Ma	Dis	Cote terrain		Cote radier		pente	Qtot m3/s	Q us l/s	Dcal mm	Dnor mm	Vps m/s	Qps m/s	Rq	Rq min	Rv	Rv min	Rh	Rh min	V m/s	V min m/s	H	H min	AC
			Am	Av	Am	Av																		
A6-A7	PVC	40.00	936.63	933.04	934.48	932.04	6.10%	0.022	0.149	111	315	4.54	0.354	0.06	0.0004	0.54	0.23	0.17	0.04	2.45	1.04	53.5	12.6	V
A7-A8	PVC	34.94	933.04	934.44	932.04	931.84	0.59%	0.041	0.278	217	315	1.41	0.110	0.37	0.0025	0.91	0.24	0.42	0.04	1.28	0.34	132.3	12.6	V
A11-A12	PVC	35.00	931.18	930.55	930.38	929.55	2.35%	0.019	0.130	126	315	2.82	0.220	0.09	0.0006	0.64	0.23	0.21	0.04	1.80	0.65	66.2	12.6	V
A12-A13	PVC	37.65	930.55	929.99	929.55	928.99	1.49%	0.039	0.270	179	315	2.24	0.175	0.22	0.0015	0.82	0.24	0.32	0.04	1.84	0.54	100.8	12.6	V
A14-A15	PVC	30.00	927.24	927.06	926.44	926.06	1.29%	0.016	0.112	132	315	2.09	0.163	0.10	0.0007	0.66	0.23	0.22	0.04	1.38	0.48	69.3	12.5	V
A15-A18	PVC	32.23	927.06	926.67	926.06	925.67	1.20%	0.033	0.232	175	315	2.01	0.157	0.21	0.0015	0.81	0.24	0.32	0.04	1.63	0.48	100.8	12.6	V
A16-A17	PVC	35.00	927.62	926.42	926.82	925.42	3.99%	0.019	0.130	114	315	3.67	0.286	0.07	0.0004	0.58	0.23	0.18	0.04	2.13	0.84	56.7	12.6	V
A17-A18	PVC	33.18	926.42	926.67	925.42	925.22	0.61%	0.037	0.253	208	315	1.43	0.111	0.33	0.0023	0.89	0.24	0.39	0.04	1.27	0.34	122.8	12.6	V
A19-A21	BC	19.00	925.93	925.39	925.13	924.39	3.88%	0.010	0.071	100	300	2.62	0.185	0.05	0.0004	0.50	0.23	0.15	0.04	1.31	0.60	45.0	12.0	V
A20-A21	BC	19.79	925.78	925.39	924.98	924.39	2.97%	0.011	0.074	109	300	2.30	0.163	0.07	0.0004	0.58	0.23	0.18	0.04	1.33	0.53	54.0	12.0	V
A22-A23	PVC	35.00	923.89	923.76	923.09	922.76	0.95%	0.019	0.130	149	315	1.79	0.139	0.14	0.0009	0.74	0.23	0.26	0.04	1.32	0.41	81.9	12.6	V
A23-A26	PVC	35.00	923.76	923.48	922.76	922.48	0.81%	0.038	0.260	199	315	1.65	0.129	0.29	0.0020	0.86	0.24	0.37	0.04	1.42	0.40	116.5	12.6	V
A24-A25	PVC	28.00	924.06	923.11	923.06	922.11	3.40%	0.015	0.104	107	315	3.39	0.264	0.06	0.0004	0.54	0.23	0.17	0.04	1.83	0.78	170.1	12.6	V
A25-A26	PVC	28.00	923.11	923.48	922.11	921.93	0.66%	0.030	0.208	189	315	1.49	0.116	0.26	0.0018	0.84	0.24	0.35	0.04	1.25	0.36	110.2	12.6	V
A27-A28	BC	28.00	921.83	921.97	921.03	920.07	3.40%	0.015	0.104	120	300	2.46	0.174	0.09	0.0006	0.64	0.23	0.21	0.04	1.57	0.57	63.0	12.0	V
A29-A30	PVC	44.70	931.62	926.07	928.17	925.07	6.92%	0.024	0.166	112	315	4.83	0.376	0.06	0.0004	0.54	0.23	0.17	0.04	2.61	1.11	53.5	12.6	V
A30-A31	PVC	35.00	926.07	922.39	923.82	921.39	6.94%	0.043	0.296	139	315	4.84	0.377	0.11	0.0008	0.68	0.23	0.23	0.04	3.29	1.11	72.4	12.6	V
A31-A32	PVC	38.00	922.39	918.80	920.39	917.80	6.84%	0.064	0.437	162	315	4.81	0.375	0.17	0.0012	0.78	0.23	0.29	0.04	3.75	1.11	91.3	12.6	V
A32-A33	PVC	40.00	918.80	919.20	917.80	917.55	0.61%	0.076	0.516	272	315	1.43	0.111	0.68	0.0046	1.08	0.26	0.60	0.05	1.54	0.37	189.0	15.7	V
A33-A34	PVC	40.00	919.20	919.56	917.55	917.31	0.61%	0.088	0.595	288	315	1.43	0.111	0.79	0.0054	1.10	0.26	0.67	0.05	1.57	0.37	211.1	15.7	V
A34-A35	PVC	43.00	919.56	919.24	917.31	917.09	0.51%	0.101	0.680	313	315	1.31	0.102	0.99	0.0067	1.12	0.27	0.84	0.05	1.47	0.35	264.6	15.7	V
A37-A38	PVC	35.00	913.68	915.13	912.88	912.68	0.55%	0.011	0.069	134	315	1.36	0.106	0.10	0.0006	0.66	0.23	0.22	0.04	0.90	0.31	69.3	12.6	V
A38-A39	PVC	35.00	915.13	915.82	912.68	912.47	0.60%	0.022	0.138	172	315	1.42	0.111	0.20	0.0012	0.80	0.23	0.31	0.04	1.14	0.33	97.6	12.6	V
A40-A41	PVC	20.00	911.50	909.66	910.05	908.66	6.93%	0.006	0.039	67	315	4.84	0.377	0.02	0.0001	0.35	0.23	0.09	0.04	1.69	1.11	28.35	12.6	V
A41-A42	PVC	36.00	909.66	911.31	908.66	908.46	0.55%	0.017	0.110	158	315	1.36	0.106	0.16	0.0010	0.76	0.23	0.28	0.04	1.03	0.31	88.2	12.6	V
A46-A47	PVC	30.00	894.74	894.56	893.74	893.56	0.59%	0.011	0.056	133	315	1.41	0.110	0.10	0.0005	0.66	0.23	0.22	0.04	0.93	0.32	69.3	12.6	V
A49-A53	PVC	35.00	910.38	905.67	907.08	904.67	6.89%	0.011	0.069	84	315	4.82	0.375	0.03	0.0002	0.41	0.23	0.11	0.04	1.98	1.11	34.6	12.6	V
A53-A54	PVC	23.49	905.67	902.71	903.32	901.71	6.84%	0.050	0.322	148	315	4.81	0.375	0.13	0.0009	0.72	0.23	0.25	0.04	3.46	1.11	78.7	12.6	V
A54-A55	PVC	35.00	902.71	900.67	901.71	899.67	5.85%	0.061	0.391	164	315	4.44	0.346	0.18	0.0011	0.79	0.23	0.30	0.04	3.51	1.02	94.5	12.6	V
A55-A59	PVC	35.41	900.67	901.01	899.67	899.61	0.64%	0.072	0.461	265	315	1.47	0.115	0.63	0.0040	1.07	0.26	0.58	0.05	1.57	0.38	182.7	15.7	V
A59-A60	PVC	32.00	901.01	901.03	899.51	899.93	0.55%	0.110	0.707	319	315	1.36	0.106	1.04	0.0067	1.11	0.27	0.91	0.05	1.51	0.37	286.6	15.7	V
A60-A73	PVC	32.66	901.03	900.57	899.33	899.12	0.63%	0.120	0.772	321	315	1.46	0.114	1.05	0.0068	1.11	0.27	0.91	0.05	1.62	0.39	286.6	15.7	V

**Tableau 2: Suite dimensionnement du collecteur secondaire A**

Tronçon	Ma	Dis	Cote terrain		Cote radié		pente	Qtot (m3/s)	Q us l/s	Dcal (mm)	Dnor (mm)	Vps m/s	Qps m/s	Rq	Rq min	Rv	Rv min	Rh	Rh min	V m/s	Vm m/s	H	H min	AC
			Amot	Aval	Amot	Aval																		
A50-A51	PVC	44.00	909.58	908.47	908.78	907.47	2.98%	0.014	0.087	107	315	3.17	0.247	0.06	0.0003	0.54	0.23	0.17	0.04	1.71	0.73	53.5	12.6	V
A51-A52	PVC	30.50	908.47	906.90	907.47	905.90	5.14%	0.023	0.147	117	315	4.17	0.323	0.07	0.0004	0.58	0.23	0.18	0.04	2.42	0.96	56.7	12.6	V
A52-A53	PVC	30.53	906.90	905.67	905.90	904.67	4.02%	0.032	0.207	138	315	3.68	0.287	0.11	0.0007	0.68	0.23	0.23	0.04	2.50	0.85	72.4	12.6	V
A58-A59	PVC	40.00	902.30	901.01	901.30	900.01	3.25%	0.012	0.079	100	315	3.31	0.258	0.05	0.0003	0.50	0.23	0.15	0.04	1.66	0.76	47.2	12.6	V
A56-A57	PVC	20.00	905.50	904.49	904.70	903.49	6.05%	0.006	0.040	68	315	4.52	0.352	0.02	0.0001	0.35	0.23	0.09	0.04	1.58	1.04	28.3	12.6	V
A57-A59	PVC	32.32	904.49	901.01	902.24	900.01	6.90%	0.016	0.104	96	315	4.83	0.376	0.04	0.0003	0.46	0.23	0.13	0.04	2.22	1.11	40.9	12.6	V
A61-A62	PVC	42.38	913.16	912.70	912.16	911.90	0.61%	0.013	0.084	140	315	1.43	0.111	0.12	0.0007	0.70	0.23	0.24	0.04	1.00	0.33	75.6	12.6	V
A62-A63	PVC	40.00	912.70	913.61	911.90	911.66	0.62%	0.025	0.163	179	315	1.45	0.113	0.22	0.0014	0.82	0.24	0.32	0.04	1.19	0.35	100.8	12.6	V
A63-A64	PVC	35.00	913.61	909.06	910.51	908.06	6.99%	0.036	0.232	130	315	4.86	0.379	0.09	0.0006	0.64	0.23	0.21	0.04	3.11	1.12	66.1	12.6	V
A64-A67	PVC	31.51	909.06	906.22	907.41	905.22	6.94%	0.046	0.292	143	315	4.84	0.377	0.12	0.0008	0.70	0.23	0.24	0.04	3.39	1.11	75.6	12.6	V
A67-A72	PVC	27.54	906.22	904.10	903.22	903.05	0.62%	0.071	0.454	265	315	1.45	0.113	0.63	0.0040	1.07	0.26	0.58	0.05	1.55	0.38	182.7	15.7	V
A65-A66	PVC	14.96	906.02	904.45	904.47	903.45	6.78%	0.005	0.029	62	315	4.23	0.330	0.02	0.0001	0.35	0.23	0.09	0.04	1.48	0.97	28.3	12.6	V
A66-A67	PVC	39.88	904.45	906.22	903.45	903.33	0.58%	0.017	0.105	157	315	1.40	0.109	0.16	0.0009	0.76	0.23	0.28	0.04	1.06	0.32	88.2	12.6	V
A68-A69	PVC	35.00	909.25	905.53	906.90	904.53	6.79%	0.011	0.069	84	315	4.79	0.373	0.03	0.0002	0.41	0.23	0.11	0.04	1.96	1.10	34.6	12.6	V
A70-A71	PVC	35.00	908.40	905.07	906.50	904.07	6.94%	0.011	0.069	84	315	4.84	0.377	0.03	0.0002	0.41	0.23	0.11	0.04	1.98	1.11	34.6	12.6	V
A69-A71	PVC	35.00	905.53	905.07	904.53	904.07	1.31%	0.022	0.136	148	315	2.10	0.164	0.13	0.0008	0.72	0.23	0.25	0.04	1.51	0.48	78.7	12.6	V
A71-A72	PVC	33.44	905.07	904.10	904.07	903.10	2.89%	0.045	0.268	167	315	3.12	0.243	0.19	0.0010	0.80	0.23	0.30	0.04	2.50	0.72	94.5	12.6	V
A72-A73	PVC	40.00	904.10	900.57	902.35	899.57	6.95%	0.130	0.797	211	315	1.79	0.139	0.94	0.0057	1.12	0.26	0.79	0.05	2.00	0.47	2.48.8	15.7	V
A73-A75	PVC	40.00	900.57	896.82	898.57	895.82	6.88%	0.264	1.644	276	315	4.82	0.376	0.70	0.0044	1.09	0.26	0.61	0.05	5.25	1.25	192.1	15.7	V
A75-A76	PVC	22.44	896.82	894.29	894.72	893.19	6.81%	0.284	1.752	284	315	4.79	0.373	0.76	0.0047	1.10	0.26	0.65	0.05	5.27	1.25	204.7	15.7	V
A76-A77	PVC	35.00	894.29	895.02	893.19	892.97	0.64%	0.296	1.818	449	500	2.00	0.393	0.75	0.0046	1.10	0.26	0.64	0.05	2.2	0.52	320.0	25.0	V
A77-A82	PVC	35.00	895.02	895.01	892.97	892.76	0.61%	0.308	1.884	460	500	1.95	0.383	0.80	0.0049	1.10	0.26	0.67	0.05	2.15	0.51	335.0	25.0	V
A74-A75	PVC	35.00	897.56	896.82	896.76	895.82	2.68%	0.012	0.066	103	315	3.01	0.235	0.05	0.0003	0.50	0.23	0.15	0.04	1.51	0.69	47.2	12.6	V
A78-A79	PVC	39.00	902.65	902.72	901.85	901.62	0.60%	0.014	0.073	145	315	1.42	0.111	0.13	0.0006	0.27	0.23	0.25	0.04	0.38	0.33	78.7	12.6	V
A79-A80	PVC	33.35	902.72	899.21	900.52	898.21	6.95%	0.026	0.136	115	315	4.84	0.377	0.07	0.0004	0.58	0.23	0.18	0.04	2.81	1.11	56.7	12.6	V
A80-A81	PVC	24.00	899.21	896.96	897.61	895.96	6.86%	0.034	0.181	128	315	4.81	0.375	0.09	0.0005	0.64	0.23	0.21	0.04	3.08	1.11	66.1	12.6	V
A81-A82	PVC	19.54	896.96	895.01	895.34	894.01	6.91%	0.041	0.218	137	315	4.83	0.376	0.11	0.0006	0.68	0.23	0.23	0.04	3.28	1.11	72.4	12.6	V
A82-A83	PVC	19.00	895.01	893.03	892.76	891.83	4.90%	0.356	2.138	329	400	4.77	0.599	0.33	0.0036	0.89	0.25	0.39	0.05	4.25	1.19	156.0	20.0	V
A83-A84	PVC	32.00	893.03	894.04	891.83	891.64	0.58%	0.367	2.198	496	500	1.90	0.373	0.98	0.0059	1.12	0.27	0.83	0.05	2.13	0.51	415.0	25.0	V
A84-A85	PVC	35.00	894.04	889.66	890.99	888.56	6.94%	0.379	2.264	316	400	5.68	0.714	0.53	0.0032	1.02	0.25	0.52	0.05	5.79	1.42	208.0	20.0	V
A85-A86	PVC	39.66	889.66	888.27	888.56	887.17	3.56%	0.393	2.338	362	400	4.06	0.510	0.77	0.0046	1.10	0.26	0.65	0.05	4.47	1.06	260.0	20.0	V
A88-A89	PVC	35.00	894.13	893.44	893.33	892.44	2.54%	0.012	0.066	104	315	2.93	0.228	0.05	0.0003	0.50	0.23	0.15	0.04	1.46	0.67	47.3	12.6	V
A89-A90	PVC	35.00	893.44	889.17	890.59	888.17	6.90%	0.024	0.132	112	315	4.82	0.376	0.06	0.0003	0.54	0.23	0.17	0.04	2.60	1.11	53.6	12.6	V
A90-A91	PVC	35.00	889.17	886.50	887.92	885.50	6.92%	0.036	0.198	131	315	4.83	0.376	0.10	0.0005	0.66	0.23	0.22	0.04	3.19	1.11	69.3	12.6	V
A91-A92	PVC	35.00	886.50	885.17	885.50	884.17	3.81%	0.048	0.264	163	315	3.59	0.280	0.17	0.0009	0.78	0.23	0.28	0.04	2.80	0.83	88.2	12.6	V

**Tableau 3: Suite dimensionnement du collecteur secondaire A**

Tronçon	Ma	Dis	Cote terrain		Cote radié		pente	Qtot (m3/s)	Q us l/s	Dcal mm	Dnor (mm)	Vps m/s	Qps m/s	Rq	Rq min	Rv	Rv min	Rh	Rh min	V m/s	Vm m/s	H	H min	AC
			Amot	Aval	Amot	Aval																		
A92-A93	PVC	35.00	885.17	884.47	884.17	883.47	1.98%	0.060	0.330	200	315	2.59	0.202	0.30	0.0016	0.87	0.24	0.37	0.04	2.25	0.62	116.5	12.6	V
A93-A94	PVC	35.00	884.47	883.88	883.47	882.88	1.70%	0.072	0.396	220	315	2.40	0.187	0.39	0.0021	0.92	0.24	0.43	0.04	2.21	0.58	135.5	12.6	V
A94-A95	PVC	35.00	883.88	883.91	882.88	882.71	0.50%	0.084	0.462	294	315	1.30	0.101	0.83	0.0052	1.11	0.26	0.69	0.05	1.44	0.34	217.3	12.6	V
A95-A96	PVC	35.00	883.91	883.66	882.71	882.51	0.57%	0.096	0.528	301	315	1.39	0.108	0.89	0.0055	1.11	0.26	0.74	0.05	1.54	0.36	233.1	12.6	V
A96-A97	PVC	23.92	883.51	882.87	882.51	881.67	3.52%	0.104	0.594	221	315	3.45	0.269	0.39	0.0025	0.92	0.24	0.43	0.04	3.17	0.83	135.4	12.6	V

**Tableau 4: Dimensionnement du collecteur secondaire B**

Tronçon	Ma	Dis	Cote terrain		Cote radier		pente	Qtot (m3/s)	Q us l/s	Dcal mm	Dnor (mm)	Vps m/s	Qps m/s	Rq	Rq min	Rv	Rv min	Rh	Rh min	V m/s	Vm m/s	H	H min	AC
			Am	Av	Am	Av																		
B4-B5	PVC	35.00	940.54	941.98	939.54	939.33	0.60%	0.023	0.161	174	315	1.42	0.110	0.21	0.0015	0.81	0.24	0.32	0.04	1.15	0.34	100.8	12.6	V
B5-B6	PVC	35.00	941.98	941.07	939.33	938.57	2.17%	0.046	0.322	178	315	2.71	0.211	0.22	0.0015	0.82	0.24	0.32	0.04	2.22	0.65	100.8	12.6	V
B11-B12	PVC	35.00	930.58	931.59	928.58	928.39	0.52%	0.019	0.130	167	315	1.32	0.103	0.18	0.0013	0.79	0.24	0.30	0.04	1.04	0.32	94.5	12.6	V
B12-B13	PVC	35.00	931.59	928.27	928.39	927.27	3.21%	0.038	0.260	154	315	3.29	0.256	0.15	0.0010	0.75	0.23	0.27	0.04	2.47	0.76	85.0	12.6	V
B13-B14	PVC	30.00	928.27	925.09	926.17	924.09	6.92%	0.054	0.372	152	315	4.83	0.376	0.14	0.0010	0.74	0.23	0.26	0.04	3.57	1.11	81.9	12.6	V
B14-B15	PVC	35.00	925.09	924.77	924.09	923.77	0.94%	0.073	0.502	247	315	1.78	0.139	0.53	0.0036	1.02	0.25	0.52	0.05	1.82	0.45	163.8	15.7	V
B15-B10	PVC	35.82	924.77	924.78	923.77	923.58	0.52%	0.092	0.635	301	315	1.32	0.103	0.89	0.0062	1.11	0.27	0.74	0.05	1.47	0.36	233.1	15.7	V
B17-B18	PVC	35.00	920.10	919.72	919.10	918.72	1.09%	0.017	0.155	139	315	1.92	0.150	0.11	0.0010	0.68	0.23	0.23	0.04	1.31	0.44	72.4	12.6	V
B18-B19	PVC	35.00	919.72	917.94	918.72	916.94	5.07%	0.034	0.310	135	315	4.14	0.323	0.11	0.0009	0.68	0.23	0.23	0.04	2.82	0.95	72.4	12.6	V
B41-B42	PVC	34.96	913.30	912.23	912.30	911.23	3.08%	0.017	0.155	115	315	3.22	0.251	0.07	0.0006	0.58	0.23	0.18	0.04	1.87	0.74	56.7	12.6	V
B42-B44	PVC	18.00	912.23	909.80	910.03	908.80	6.81%	0.130	1.00	212	315	4.79	0.373	0.35	0.0032	0.90	0.25	0.40	0.05	4.31	1.20	126.0	15.7	V
B44-B47	PVC	18.54	909.80	907.58	907.85	906.58	6.87%	0.159	1.460	228	315	4.81	0.375	0.42	0.0039	0.94	0.25	0.50	0.05	4.52	1.20	157.5	15.7	V
B21-B22	PVC	35.00	919.41	919.63	918.21	918.03	0.52%	0.023	0.161	179	315	1.32	0.103	0.22	0.0016	0.82	0.24	0.32	0.04	1.08	0.32	100.8	12.6	V
B22-B23	PVC	35.00	919.63	919.26	918.03	917.86	0.51%	0.046	0.322	233	315	1.31	0.102	0.45	0.0031	0.96	0.25	0.47	0.05	1.26	0.33	148.0	15.7	V
B23-B24	PVC	34.66	919.26	913.41	914.81	912.41	6.92%	0.069	0.481	167	315	4.83	0.376	0.18	0.0013	0.79	0.24	0.30	0.04	3.82	1.16	94.5	12.6	V
B33-B34	PVC	35.00	919.02	918.85	918.02	917.80	0.64%	0.017	0.155	154	315	1.47	0.115	0.15	0.0013	0.75	0.24	0.27	0.04	1.10	0.35	85.0	12.6	V
B34-B35	PVC	35.00	918.85	918.55	917.80	917.55	0.70%	0.034	0.310	196	315	1.54	0.120	0.28	0.0026	0.86	0.24	0.36	0.04	1.32	0.37	113.4	12.6	V
B35-B36	PVC	35.00	918.55	916.98	917.55	915.98	4.49%	0.051	0.465	161	315	3.89	0.303	0.17	0.0015	0.78	0.24	0.28	0.04	3.03	0.93	88.2	12.6	V
B36-B37	PVC	30.70	916.98	912.58	913.68	911.58	6.83%	0.066	0.601	164	315	4.80	0.374	0.18	0.0016	0.79	0.24	0.30	0.04	3.79	1.15	94.5	12.6	V
B37-B38	PVC	27.00	912.58	912.80	911.58	911.40	0.67%	0.079	0.721	271	315	1.50	0.117	0.68	0.0062	1.08	0.27	0.60	0.05	1.62	0.41	189.0	15.7	V
B38-B39	PVC	29.00	912.58	913.90	911.40	911.25	0.51%	0.093	0.849	303	315	1.31	0.102	0.91	0.0083	1.12	0.28	0.78	0.06	1.47	0.37	245.7	18.9	V
B39-B40	PVC	15.07	913.90	911.79	911.25	910.79	3.07%	0.100	0.916	222	315	3.22	0.251	0.40	0.0036	0.93	0.25	0.44	0.05	2.99	0.81	138.6	15.7	V
B40-B42	PVC	8.62	911.79	912.23	910.79	910.73	0.74%	0.104	0.954	295	315	1.58	0.123	0.85	0.0077	1.11	0.28	0.71	0.06	1.12	0.44	144.9	18.9	V
B25-B26	PVC	35.00	925.80	920.03	921.45	919.03	6.93%	0.023	0.161	110	315	4.84	0.377	0.06	0.0004	0.54	0.23	0.17	0.04	2.61	1.11	53.5	12.6	V

B26-B27	PVC	35.00	920.03	914.75	916.18	913.75	6.93%	0.046	0.322	143	315	4.84	0.377	0.12	0.0008	0.70	0.23	0.24	0.04	3.39	1.11	75.6	12.6	V
B27-B28	PVC	30.00	914.75	912.40	912.75	911.40	4.50%	0.066	0.460	178	315	3.90	0.304	0.22	0.0015	0.82	0.24	0.32	0.04	3.20	0.94	100.8	12.6	V
B43-B44	PVC	42.19	911.13	909.80	910.13	908.80	3.16%	0.020	0.187	121	315	3.27	0.255	0.08	0.0007	0.61	0.23	0.18	0.04	1.99	0.75	56.7	12.6	V
B45-B46	PVC	27.74	909.05	908.47	908.05	907.47	2.09%	0.013	0.123	112	315	2.66	0.207	0.06	0.0006	0.54	0.23	0.17	0.04	1.44	0.61	53.5	12.6	V
B46-B47	PVC	26.37	908.47	907.58	907.47	906.58	3.38%	0.026	0.235	132	315	3.38	0.263	0.10	0.0009	0.66	0.23	0.22	0.04	2.23	0.78	69.3	12.6	V
B47-B48	PVC	38.53	907.58	907.14	906.58	906.14	1.13%	0.204	1.897	351	400	2.29	0.288	0.71	0.0066	1.09	0.27	0.62	0.05	2.50	0.62	248.0	20.0	V
B48-B49	PVC	40.00	907.14	906.29	906.14	905.29	2.14%	0.223	2.074	322	400	3.15	0.396	0.56	0.0052	1.03	0.26	0.54	0.05	3.24	0.82	216.0	20.0	V
B49-B50	PVC	32.00	906.29	902.57	903.79	901.57	6.93%	0.238	2.216	265	315	4.84	0.377	0.63	0.0059	1.07	0.27	0.58	0.05	5.18	1.31	182.7	15.7	V
B50-B51	PVC	32.00	902.57	898.45	899.67	897.45	6.92%	0.253	2.358	271	315	4.83	0.376	0.67	0.0063	1.08	0.27	0.60	0.05	5.22	1.30	189.0	15.7	V
B51-B54	PVC	22.19	898.45	895.66	896.20	894.66	6.95%	0.264	2.456	275	315	4.85	0.778	0.34	0.0031	0.89	0.25	0.40	0.05	4.32	1.21	126.0	15.7	V
B52-B53	PVC	45.00	901.07	896.62	898.07	895.62	5.46%	0.015	0.104	98	315	4.29	0.334	0.04	0.0003	0.46	0.23	0.13	0.04	1.97	0.99	40.9	12.6	V
B53-B54	PVC	31.19	896.62	895.66	895.62	894.66	3.06%	0.025	0.176	133	315	3.21	0.250	0.10	0.0007	0.66	0.23	0.22	0.04	2.12	0.74	69.3	12.6	V

**Tableau 5 : Dimensionnement du collecteur secondaire C**

Tronçon	Ma	Dis	Cote terrain		Cote radier		pente	Qtot (m3/s)	Q us l/s	Dcal mm	Dnor (mm)	Vps m/s	Qps m/s	Rq	Rq min	Rv	Rv min	Rh	Rh min	V m/s	Vm m/s	H	H min	AC
			Amot	Aval	Amot	Aval																		
C4-C5	PVC	35.56	951.48	952.56	950.48	950.56	0.64%	0.013	0.093	139	315	1.47	0.115	0.11	0.0008	0.68	0.23	0.23	0.04	1.00	0.34	72.4	12.6	V
C9-C10	BA	23.00	944.20	944.48	943.20	943.08	0.51%	0.009	0.060	141	300	0.95	0.067	0.13	0.0008	0.72	0.23	0.25	0.04	0.99	0.30	75.0	12.0	V
C10-C11	BA	37.50	944.48	942.96	943.08	941.96	2.96%	0.023	0.157	144	300	2.29	0.162	0.14	0.0010	0.74	0.23	0.26	0.04	1.69	0.53	78.0	12.0	V
C11-C12	BA	23.50	942.96	942.05	941.96	941.05	3.91%	0.032	0.218	155	300	2.64	0.187	0.17	0.0012	0.78	0.23	0.29	0.04	2.06	0.61	87.0	12.0	V
C15-C20	PVC	27.00	928.77	927.31	927.77	926.31	5.40%	0.011	0.082	88	315	4.27	0.333	0.03	0.0002	0.41	0.23	0.11	0.04	1.75	0.98	34.6	12.6	V
C16-C17	BA	21.00	928.97	927.36	927.77	926.36	6.62%	0.008	0.055	83	300	3.43	0.242	0.03	0.0002	0.41	0.23	0.11	0.04	1.41	0.79	34.6	12.6	V
C17-C19	BA	25.00	927.36	927.46	926.36	926.21	0.61%	0.017	0.120	174	300	1.04	0.074	0.23	0.0016	0.82	0.24	0.32	0.04	0.95	0.30	96.0	87/0	V
C19-C20	BA	25.50	927.46	927.31	926.21	926.06	0.58%	0.041	0.289	244	300	1.02	0.072	0.57	0.0040	1.04	0.26	0.54	0.05	1.06	0.31	162.0	15.0	V
C18-C19	PVC	35.00	932.03	927.46	928.88	926.46	6.91%	0.013	0.091	100	315	4.83	0.376	0.03	0.0002	0.41	0.23	0.11	0.04	1.98	1.11	34.6	12.6	V
C21-C23	PVC	26.00	923.65	920.89	921.70	919.89	6.97%	0.011	0.079	84	315	4.85	0.378	0.03	0.0002	0.41	0.23	0.11	0.04	1.99	1.12	34.6	12.6	V
C22-C23	BA	28.50	919.56	920.89	918.56	918.39	0.62%	0.012	0.087	151	315	1.45	0.113	0.11	0.0008	0.68	0.23	0.23	0.04	0.99	0.33	72.4	12.6	V
C27-C28	PVC	17.50	912.75	911.66	911.75	910.66	6.23%	0.006	0.040	68	315	4.59	0.358	0.02	0.0001	0.35	0.23	0.13	0.04	1.61	1.06	40.9	12.6	V
C28-C29	PVC	29.00	911.66	909.14	910.66	908.14	6.78%	0.016	0.107	96	315	4.78	0.373	0.04	0.0003	0.46	0.23	0.13	0.04	2.20	1.10	40.9	12.6	V
C29-C30	PVC	29.55	909.14	909.19	908.14	907.89	0.84%	0.026	0.175	172	315	1.68	0.131	0.20	0.0013	0.80	0.24	0.31	0.04	1.34	0.40	97.7	12.6	V

**Tableau 6 : Dimensionnement du collecteur secondaire E**

Tronçon	Ma	Dis	Cote terrain		Cote radié		pente	Qtot (m3/s)	Q us l/s	Dcal mm	Dnor mm	Vps m/s	Qps m/s	Rq	Rq min	Rv	Rv min	Rh	Rh min	V m/s	V min m/s	H	H min	AC
			Amot	Aval	Amot	Aval																		
E5-E6	BA	24.50	892.62	893.95	891.82	891.65	0.67%	0.010	0.074	139	300	1.09	0.077	0.13	0.0009	0.72	0.23	0.25	0.04	0.78	0.35	75.0	12.0	V
E6-E7	BA	28.50	893.95	892.37	891.65	891.37	0.99%	0.039	0.159	216	300	1.32	0.093	1.00	0.0016	1.12	0.24	0.85	0.05	1.48	0.32	255.0	15.0	V
E12-E13	BA	24.95	891.35	886.69	887.40	885.69	6.85%	0.008	0.058	83	300	3.49	0.247	0.03	0.0002	0.41	0.23	0.11	0.04	1.43	0.80	33.0	12.0	V
E13-E14	BA	26.61	886.69	883.71	884.49	882.71	6.67%	0.013	0.106	100	300	3.44	0.243	0.05	0.0004	0.54	0.23	0.17	0.04	1.86	0.79	51.0	12.0	V
E16-E17	PVC	34.73	901.51	897.53	898.91	896.53	6.86%	0.011	0.080	93	315	4.81	0.375	0.03	0.0002	0.41	0.23	0.11	0.04	1.97	1.11	34.6	12.6	V
E17-E18	PVC	19.19	897.53	897.10	896.53	896.10	2.24%	0.017	0.124	122	315	2.75	0.214	0.08	0.0005	0.61	0.23	0.18	0.04	1.68	0.63	56.7	12.6	V
E18-E19	PVC	35.00	897.10	894.61	896.00	893.61	6.83%	0.029	0.205	121	315	4.80	0.374	0.08	0.0005	0.61	0.23	0.18	0.04	2.93	1.10	56.7	12.6	V
E19-E21	PVC	35.00	894.61	891.70	893.11	890.70	6.90%	0.041	0.286	137	315	4.83	0.376	0.11	0.0007	0.68	0.23	0.23	0.04	3.28	1.11	72.4	12.6	V
E20-E21	PVC	26.09	890.64	891.70	890.64	890.50	0.51%	0.009	0.060	127	315	1.31	0.102	0.09	0.0005	0.64	0.23	0.21	0.04	0.84	0.30	66.15	12.6	V
E21-E22	PVC	19.00	891.70	890.38	890.50	889.38	5.89%	0.050	0.390	152	315	4.46	0.348	0.14	0.0010	0.74	0.23	0.26	0.04	3.30	1.03	81.9	12.6	V
E22-E23	PVC	20.00	890.38	889.47	889.38	888.47	4.55%	0.063	0.436	174	315	3.92	0.305	0.21	0.0013	0.81	0.24	0.32	0.04	3.18	0.94	100.8	12.6	V
E23-E24	PVC	40.00	889.47	885.00	886.77	884.00	6.92%	0.076	0.529	177	315	4.83	0.376	0.20	0.0013	0.80	0.24	0.31	0.04	3.86	1.15	97.6	12.6	V
E24-E25	PVC	41.56	885.00	882.08	883.90	881.08	6.79%	0.090	0.632	185	315	4.79	0.373	0.24	0.0015	0.83	0.24	0.34	0.04	3.98	1.15	107.1	12.6	V

**Tableau 7 : Dimensionnement du collecteur secondaire D**

Tronçon	Ma	Dis	Cote terrain		Cote radié		Pente	Qtot (m3/s)	Q us l/s	Dcal mm	Dnom m	Vps m/s	Qps m/s	Rq	Rq min	Rv	Rv min	Rh	Rh min	V m/s	Vm m/s	H	H min	AC
			Amot	Aval	Amot	Aval																		
D1-D2	BA	25.50	910.25	907.00	907.75	906.00	6.89%	0.008	0.059	83	300	3.50	0.247	0.03	0.0002	0.41	0.23	0.11	0.04	1.44	0.81	33.0	12.0	V
D2-D3	BA	33.50	907.00	907.13	906.00	905.83	0.53%	0.018	0.132	182	300	0.97	0.069	0.26	0.0019	0.84	0.24	0.35	0.04	0.90	0.32	105.0	12.0	V
D3-D5	BA	35.00	907.13	907.54	905.83	905.64	0.53%	0.030	0.213	219	300	0.97	0.069	0.43	0.0030	0.95	0.25	0.46	0.05	0.92	0.31	138.0	15.0	V
D5-D7	BA	26.66	907.54	907.60	905.64	905.50	0.53%	0.047	0.053	261	300	0.97	0.069	0.68	0.0047	1.08	0.26	0.60	0.05	1.05	0.33	180.0	15.0	V
D4-D5	PVC	22.81	909.73	907.54	908.13	906.54	6.97%	0.008	0.328	74	315	4.85	0.378	0.02	0.0001	0.35	0.23	0.09	0.04	1.70	1.12	28.4	12.6	V
D6-D7	BA	33.00	909.40	907.60	908.40	906.60	5.47%	0.011	0.076	97	300	3.13	0.221	0.05	0.0003	0.50	0.23	0.15	0.04	1.57	0.72	45.0	12.0	V
D7-D8	BA	45.50	907.60	903.02	905.20	902.02	6.98%	0.073	0.509	189	300	3.52	0.249	0.29	0.0020	0.86	0.24	0.37	0.04	3.03	0.84	111.0	12.0	V
D8-D9	BA	16.50	903.02	902.16	902.02	901.16	5.27%	0.078	0.577	204	300	3.07	0.217	0.36	0.0025	0.90	0.24	0.41	0.04	2.76	0.74	123.0	12.0	V

## Annexe 2

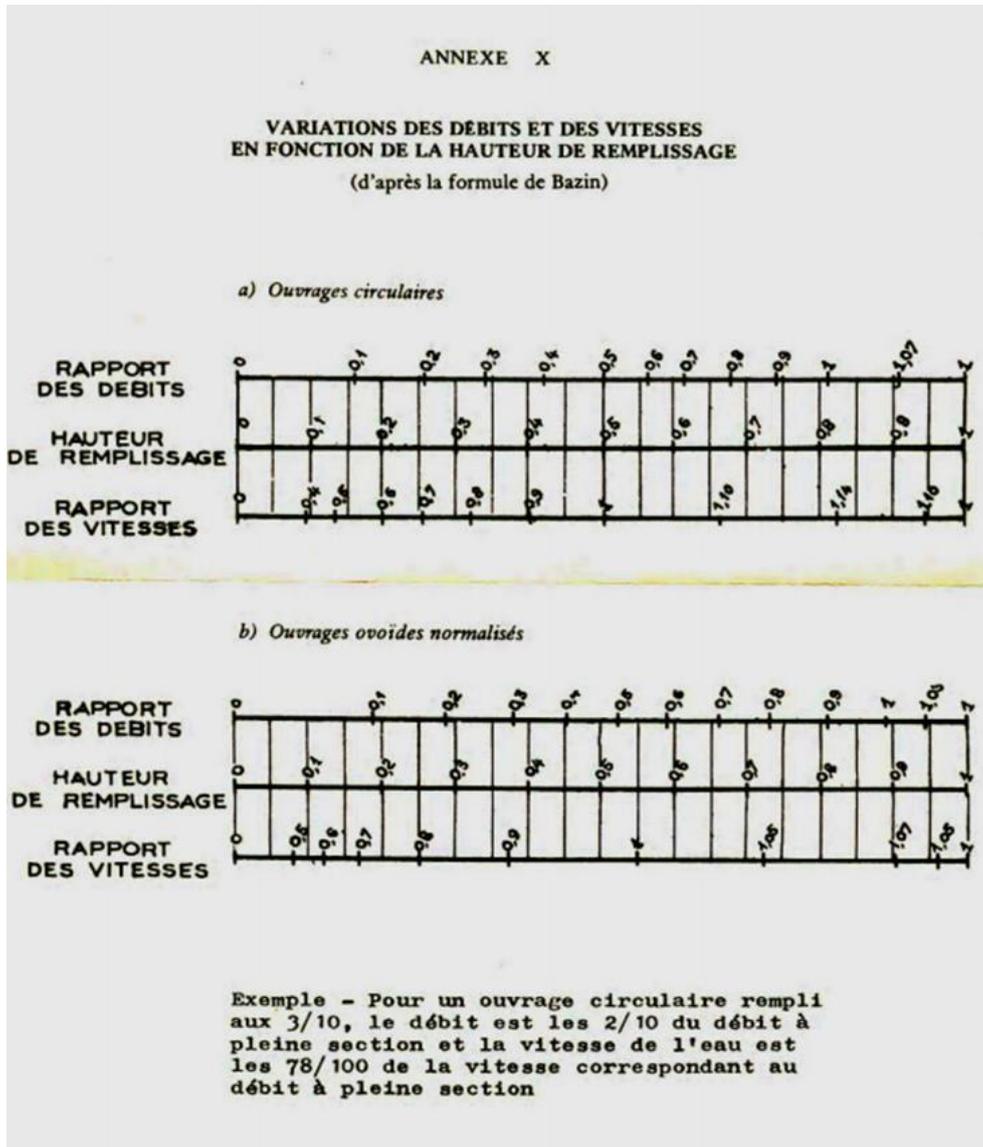
### Dimensions des regards de chute.

N°	regard de chute	h1 (m)	h2 (m)	Y (m)	V (m/s)	L (m)
1	A8	1.25	2.6	1.35	1.28	0.67
2	A4	1.10	1.65	0.55	1.53	0.51
3	A13	1.00	1.85	0.85	2.59	1.08
4	A18	1.00	1.45	0.45	5.17	1.57
5	A21	1.00	1.70	0.7	4.55	1.72
6	A26	1.00	1.55	0.55	5.43	1.82
7	A28	1.00	1.95	0.95	5.53	2.43
8	A35	1.00	2.15	1.15	6.10	2.95
9	A39	1.2	3.35	2.15	5.85	3.87
10	A42	1.1	2.58	1.48	5.94	3.26
11	A43	1.1	3.1	2.00	5.89	3.76
12	A44	1.1	3.1	2.00	5.95	3.80
13	A45	1.1	1.8	0.8	5.89	2.38
14	A48	1.1	3.35	2.25	6.10	4.00
15	A86	1.2	2.95	1.75	6.60	3.94
16	A87	1.2	1.8	0.6	6.13	2.14
17	A98	1.4	2.6	1.2	6.26	3.00
18	A99	1.23	3.5	2.27	7.79	5.00
19	B2	1.0	3.2	2.2	2.62	1.75
20	B3	1.0	4.1	3.05	3.39	2.67
21	B6	1.55	2.55	1.55	3.53	1.98
22	B7	1.0	2.85	1.85	4.4	2.70
23	B8	1.0	3.1	2.1	4.58	2.99
24	B9	1.0	2.15	1.15	4.78	2.31
25	B10	1	3.25	2.25	5.08	3.44

<b>26</b>	B16	1.0	1.75	0.75	5.38	2.1
<b>27</b>	B19	1.0	1.9	0.9	5.42	2.32
<b>28</b>	B24	1.0	1.5	0.5	5.76	1.83
<b>29</b>	B28	1.0	1.6	0.6	4.53	1.58
<b>30</b>	B29	1.2	1.7	0.5	6.08	2.1
<b>31</b>	B30	1.2	4.5	3.3	6.12	5.0
<b>32</b>	B32	1.19	3.19	2.0	5.62	3.5
<b>33</b>	B54	1.1	2.1	1.0	5.89	2.65
<b>34</b>	R1	2.00	4.00	2.00	4.22	2.7
<b>35</b>	D9	1.50	3.1	1.6	5.96	3.4
<b>36</b>	R2	1.90	3.5	1.6	5.88	3.3
<b>37</b>	R3	1.2	4.4	3.2	5.07	4.0
<b>38</b>	R6	1.16	3.2	2.04	7.07	4.5
<b>39</b>	R10	2.00	3.8	1.8	7.61	4.0

### Annexe 3

Les variations des débits et des vitesses en fonction de la hauteur de remplissage.



## Annexe 4

### Le volume du terrassement.

TR	D (mm)	L (m)	H (m)	B (m)	V déc m3	V d m3	V con m3	V ls m3	Ve m3	Vr m3	Vf m3	Vexc m3
B16-B19	300	37,5	1,3	0,9	3,37	43,87	2,65	3,37	14,17	22,96	52,64	15,51
C6-C7	300	34,73	1	0,9	3,12	31,26	2,45	3,12	13,13	11,89	37,51	12,49
C7-C8	300	28,3	1	0,9	2,54	25,47	2,00	2,54	10,70	9,69	30,56	10,17
C12-C13	300	37,16	1	0,9	3,34	33,44	2,63	3,34	14,05	12,71	40,12	13,36
C13-C14	300	23,25	1,4	0,9	2,09	29,29	1,64	2,09	8,79	16,32	35,14	10,03
E2-E3	300	44,82	1	0,9	4,03	40,35	3,17	4,03	16,94	15,35	48,42	16,13
E3-E4	300	47,59	1,2	0,9	4,28	51,40	3,36	4,28	17,99	24,85	61,68	18,84
E7-E8	300	27,91	1	0,9	2,52	25,12	1,97	2,52	10,55	9,53	30,14	10,06
E8-E9	300	27,3	1	0,9	2,46	24,57	1,93	2,46	10,32	9,33	29,48	9,83
E9-E10	300	37,65	1	0,9	3,39	33,89	2,66	3,39	14,23	12,88	40,67	13,56
E10-E11	300	30	1	0,9	2,70	27,00	2,12	2,70	11,34	10,26	32,40	10,8
E11-E14	300	31,15	1	0,9	2,80	28,04	2,20	2,80	11,77	10,67	33,65	11,21
E12-E13	300	24,95	1	0,9	2,25	22,46	1,76	2,25	9,43	8,53	26,95	8,99
E13-E14	300	26,61	1	0,9	2,39	23,95	1,88	2,39	10,06	9,11	28,74	9,57
D3-D5	300	34,99	1,9	0,9	3,15	59,83	2,47	3,15	13,23	40,3	71,80	18,27
D5-D7	300	26,66	2,1	0,9	2,40	50,09	1,88	2,40	10,08	35,21	60,11	14,82
DO1-G1	300	44,96	2,8	0,9	4,05	113,30	3,18	4,05	16,99	88,21	135,96	30,76
G1-G2	300	40,05	1,77	0,9	3,60	63,80	2,83	3,60	15,14	41,46	76,56	19,96
G2-G3	300	39,95	1,5	0,9	3,59	53,93	2,82	3,59	15,10	31,65	64,72	17,97
G3-G4	300	40	1,5	0,9	3,60	54,00	2,83	3,60	15,12	31,68	64,80	18
G4-G5	300	39,98	1,5	0,9	3,60	53,97	2,82	3,60	15,11	31,66	64,76	17,99
G5-G6	300	39,87	1,5	0,9	3,59	53,82	2,82	3,59	15,07	31,57	64,58	17,94
G6-G7	300	44,06	1,5	0,9	3,96	59,48	3,11	3,96	16,65	34,91	71,38	19,82
G7-G9	300	62,21	1,5	0,9	5,60	83,98	4,40	5,60	23,51	49,27	100,78	28
A6-A7	300	40	1	0,9	3,60	36,00	3,11	3,60	15,12	13,68	430,2	401,4
A7-A8	315	34,94	2,6	0,9	3,14	81,76	2,72	3,14	13,21	62,27	98,11	22,63

A11-A12	315	35	1	0,9	3,15	31,5	2,73	3,15	13,23	11,97	37,80	12,6
A12-A13	315	37,65	1	0,9	3,39	33,89	2,93	3,39	14,23	12,88	40,67	13,56
A14-A15	315	30	1	0,9	2,70	27,00	2,34	2,70	11,34	10,26	32,4	10,8
A15-A18	315	32,23	1	0,9	2,90	29,01	2,51	2,90	12,18	11,03	34,81	11,6
A16-A17	315	35	1	0,9	3,15	31,50	2,73	3,15	13,23	11,97	37,80	12,6
A17-A18	315	33,18	1,45	0,9	2,99	43,30	2,58	2,99	12,54	24,78	51,96	14,64
A22-A23	315	35	1	0,9	3,15	31,50	2,73	3,15	13,23	11,97	37,80	12,6
A23-A26	315	35	1	0,9	3,15	31,50	2,73	3,15	13,23	11,97	37,80	12,6
A24-A25	315	28	1	0,9	2,52	25,20	2,18	2,52	10,58	9,58	30,24	10,08
A25-A26	315	28	1,55	0,9	2,52	39,06	2,18	2,52	10,58	23,44	46,87	12,85
A29-A30	315	44,7	1	0,9	4,02	40,23	3,48	4,02	16,90	15,29	48,28	16,09
A30-A31	315	35	1	0,9	3,15	31,50	2,73	3,15	13,23	11,97	37,80	12,6
A31-A32	315	38	1	0,9	3,42	34,20	2,96	3,42	14,36	13	41,04	13,68
A32-A33	315	40	1,65	0,9	3,60	59,40	3,12	3,60	15,12	37,08	71,28	19,08
A33-A34	315	40	2,25	0,9	3,60	81,00	3,12	3,60	15,12	58,68	97,20	23,4
A34-A35	315	43	2,15	0,9	3,87	83,20	3,35	3,87	16,25	59,21	99,84	24,38
A37-A38	315	35	2,15	0,9	3,15	67,72	2,74	3,15	13,23	48,19	81,26	19,84
A38-A39	315	35	3,35	0,9	3,15	105,52	2,73	3,15	13,23	85,99	126,62	27,4
A40-A41	315	20	1	0,9	1,80	18,00	1,56	1,80	7,56	6,84	21,60	7,2
A41-A42	315	36	2,85	0,9	3,24	92,34	2,80	3,24	13,61	72,25	110,81	24,95
A46-A47	315	30	1	0,9	2,70	27,00	2,34	2,70	11,34	10,26	32,40	10,8
A49-A53	315	35	1	0,9	3,15	31,50	2,73	3,15	13,23	11,97	37,80	12,6
A53-A54	315	23,49	1	0,9	2,11	21,14	1,83	2,11	8,88	8,04	25,37	8,45
A54-A55	315	35	1	0,9	3,15	31,50	2,73	3,15	13,23	11,97	37,80	12,6
A55-A59	315	35,41	1,4	0,9	3,19	44,62	2,76	3,19	13,38	24,86	53,54	15,3
A59-A60	315	32	1,1	0,9	2,88	31,68	2,49	2,88	12,096	13,824	38,02	12,1
A60-A73	315	32,66	1,45	0,9	2,94	42,62	2,54	2,94	12,34	24,4	51,14	14,4
A50-A51	315	44	1	0,9	3,96	39,60	3,43	3,96	16,632	15,048	47,52	15,84
A51-A52	315	30,5	1	0,9	2,74	27,45	2,37	2,74	11,529	10,441	32,94	10,97
A52-A53	315	30,53	1	0,9	2,75	27,48	2,38	2,75	11,54	10,44	32,98	11
A58-A59	315	40	1	0,9	3,60	36,00	3,11	3,60	15,12	13,68	43,20	14,4

A56-A57	315	20	1	0,9	1,80	18,00	1,56	1,80	7,56	6,84	21,60	7,2
A57-A59	315	32,32	1	0,9	2,91	29,09	2,52	2,91	12,22	11,05	34,91	11,64
A61-A62	315	42,38	0,8	0,9	3,81	30,51	3,30	3,81	16,02	6,87	36,61	13,72
A62-A63	315	40	1,95	0,9	3,60	70,20	3,11	3,60	15,12	47,88	84,24	21,24
A63-A64	315	35	1	0,9	3,15	31,50	2,73	3,15	13,23	11,97	37,80	12,6
A64-A67	315	31,51	1	0,9	2,83	28,36	2,45	2,83	11,91	10,79	34,03	11,33
A67-A72	315	27,54	1	0,9	2,48	24,79	2,14	2,48	10,41	9,42	29,75	9,92
A65-A66	315	14,96	1	0,9	1,35	13,46	1,16	1,35	5,65	5,11	16,15	5,39
A66-A67	315	39,88	2,89	0,9	3,59	103,73	3,10	3,59	15,07	81,48	124,48	27,93
A68-A69	315	35	1	0,9	3,15	31,50	2,72	3,15	13,23	11,97	37,80	12,6
A70-A71	315	35	1	0,9	3,15	31,50	2,72	3,15	13,23	11,97	37,80	12,6
A69-A71	315	35	1	0,9	3,15	31,50	2,72	3,15	13,23	11,97	37,80	12,6
A71-A72	315	33,44	1	0,9	3,01	30,10	2,60	3,01	12,64	11,44	36,12	12,04
A72-A73	315	40	1	0,9	3,60	36,00	3,11	3,60	15,12	13,68	43,2	14,4
A73-A75	315	40	1	0,9	3,60	36,00	3,11	3,60	15,12	13,68	43,2	14,4
A75-A76	315	22,44	1,1	0,9	2,02	22,21	1,75	2,02	8,48	9,69	26,65	8,48
A74-A75	315	35	1	0,9	3,15	31,50	2,72	3,15	13,23	11,97	37,80	12,6
A78-A79	315	39	1,1	0,9	3,51	38,61	3,04	3,51	14,74	16,85	46,33	14,74
A79-A80	315	33,35	1	0,9	3,00	30,01	2,59	3,00	12,61	11,4	36,01	12
A80-A81	315	24	1	0,9	2,16	21,60	1,87	2,16	9,07	8,21	25,92	8,64
A81-A82	315	19,54	1	0,9	1,76	17,59	1,52	1,76	7,39	6,68	21,11	7,04
A88-A89	315	35	1	0,9	3,15	31,50	2,73	3,15	13,23	11,97	37,80	12,6
A89-A90	315	35	1	0,9	3,15	31,50	2,73	3,15	13,23	11,97	37,80	12,6
A90-A91	315	35	1	0,9	3,15	31,50	2,73	3,15	13,23	11,97	37,80	12,6
A91-A92	315	35	1	0,9	3,15	31,50	2,73	3,15	13,23	11,97	37,80	12,6
A92-A93	315	35	1	0,9	3,15	31,50	2,73	3,15	13,23	11,97	37,80	12,6
A93-A94	315	35	1	0,9	3,15	31,50	2,72	3,15	13,23	11,97	37,80	12,6
A94-A95	315	35	1,2	0,9	3,15	37,80	2,72	3,15	13,23	18,27	45,36	13,86
A95-A96	315	35	1,15	0,9	3,15	36,22	2,72	3,15	13,23	16,69	43,46	13,54
A96-A97	315	23,92	0,95	0,9	2,15	20,45	1,86	2,15	9,04	7,11	24,54	8,39
A1-A2	315	35	1	0,9	3,15	31,50	2,72	3,15	13,23	11,97	37,80	12,6

A2-A3	315	35	1,1	0,9	3,15	34,65	2,72	3,15	13,23	15,12	41,58	13,23
A3-A4	315	35	1,1	0,9	3,15	34,65	2,73	3,15	13,23	15,12	41,58	13,23
A4-A5	315	10,65	1	0,9	0,96	9,58	0,83	0,96	4,02	3,64	11,50	3,84
A5-A8	315	33,29	1,3	0,9	3,00	38,95	2,59	3,00	12,58	20,37	46,74	13,79
A8-A9	315	40	1,15	0,9	3,60	41,40	3,11	3,60	15,12	19,08	49,68	15,48
A13-A18	315	35,8	1	0,9	3,22	32,22	2,79	3,22	13,53	12,25	38,66	12,88
A18-A21	315	17	1	0,9	1,53	15,30	1,32	1,53	6,43	5,81	18,36	6,12
A21-A26	315	17,38	1	0,9	1,56	15,64	1,35	1,56	6,57	5,95	18,77	6,25
B4-B5	315	35	2,65	0,9	3,15	83,47	2,72	3,15	13,23	63,94	100,16	22,99
B5-B6	315	35	2,5	0,9	3,15	78,75	2,72	3,15	13,23	59,22	94,50	22,05
B11-B12	315	35	3	0,9	3,15	94,5	2,72	3,15	13,23	74,97	113,40	25,2
B12-B13	315	35	1	0,9	3,15	31,50	2,72	3,15	13,23	11,97	37,80	12,6
B13-B14	315	30	1	0,9	2,70	27,00	2,33	2,70	11,34	10,26	32,40	10,8
B14-B15	315	35	1	0,9	3,15	31,50	2,72	3,15	13,23	11,97	37,80	12,6
B15-B10	315	35,82	1,2	0,9	3,22	38,68	2,79	3,22	13,54	18,7	46,42	14,18
B17-B18	315	35	1	0,9	3,15	31,50	2,72	3,15	13,23	11,97	37,80	12,6
B18-B19	315	35	1	0,9	3,15	31,50	2,72	3,15	13,23	11,97	37,80	12,6
B41-B42	315	34,96	1	0,9	3,15	31,46	2,72	3,15	13,21	11,95	37,75	12,59
B42-B44	315	18	1	0,9	1,62	16,20	1,40	1,62	6,80	6,16	19,44	6,48
B44-B47	315	18,54	1	0,9	1,67	16,69	1,44	1,67	7,01	6,34	20,03	6,68
B21-B22	315	35	1,6	0,9	3,15	50,40	2,72	3,15	13,23	30,87	60,48	16,38
B22-B23	315	35	1,4	0,9	3,15	44,10	2,72	3,15	13,23	24,57	52,92	15,12
B23-B24	315	34,66	1	0,9	3,12	31,19	2,70	3,12	13,10	11,85	37,43	12,48
B33-B34	315	35	1,05	0,9	3,15	33,07	2,72	3,15	13,23	13,54	39,68	12,91
B34-B35	315	35	1	0,9	3,15	31,50	2,72	3,15	13,23	11,97	37,80	12,6
B35-B36	315	35	1	0,9	3,15	31,50	2,72	3,15	13,23	11,97	37,80	12,6
B36-B37	315	30,7	1	0,9	2,76	27,63	2,39	2,76	11,60	10,51	33,16	11,05
B37-B38	315	27	1,4	0,9	2,43	34,02	2,10	2,43	10,21	18,95	40,82	11,66
B38-B39	315	29	2,65	0,9	2,61	69,16	2,25	2,61	10,96	52,98	82,99	19,05
B39-B40	315	15,07	1	0,9	1,36	13,56	1,17	1,36	5,70	5,14	16,27	5,43
B40-B42	315	8,62	1,5	0,9	0,78	11,64	0,67	0,78	3,26	6,82	13,97	3,89

B25-B26	315	35	1	0,9	3,15	31,50	2,72	3,15	13,23	11,97	37,80	12,6
B26-B27	315	35	1	0,9	3,15	31,50	2,72	3,15	13,23	11,97	37,80	12,6
B27-B28	315	30	1	0,9	2,70	27,00	2,33	2,70	11,34	10,26	32,40	10,8
B43-B44	315	42,19	1	0,9	3,79	37,97	3,28	3,79	15,95	14,44	45,56	15,17
B45-B46	315	27,74	1	0,9	2,50	24,97	2,16	2,50	10,48	9,49	29,96	9,99
B46-B47	315	26,37	1	0,9	2,37	23,73	2,05	2,37	9,97	9,02	28,48	9,49
B49-B50	315	32	1	0,9	2,88	28,80	2,49	2,88	12,10	10,94	34,56	11,52
B50-B51	315	32	1	0,9	2,88	28,80	2,49	2,88	12,10	10,94	34,56	11,52
B51-B54	315	22,19	1	0,9	2,00	19,97	1,73	2,00	8,39	7,58	23,96	7,99
B52-B53	315	45	3	0,9	4,05	121,5	3,50	4,05	17,01	96,39	145,80	32,4
B53-B54	315	31,19	1	0,9	2,81	28,07	2,43	2,81	11,79	10,66	33,68	11,23
B1-B2	315	35	1	0,9	3,15	31,50	2,72	3,15	13,23	11,97	37,80	12,6
B2-B3	315	35	1	0,9	3,15	31,50	2,72	3,15	13,23	11,97	37,80	12,6
B3-B6	315	29	1	0,9	2,61	26,10	2,27	2,61	10,96	9,92	31,32	10,44
B6-B7	315	35	1	0,9	3,15	31,50	2,72	3,15	13,23	11,97	37,80	12,6
B7-B8	315	35	1	0,9	3,15	31,50	2,72	3,15	13,23	11,97	37,80	12,6
B8-B9	315	35	1	0,9	3,15	31,50	2,72	3,15	13,23	11,97	37,80	12,6
B9-B10	315	32	1	0,9	2,88	28,80	2,49	2,88	12,10	10,94	34,56	11,52
B10-B16	315	29,81	1	0,9	2,68	26,83	2,32	2,68	11,27	10,2	32,20	10,73
B16-B19	315	35	1	0,9	3,15	31,50	2,72	3,15	13,23	11,97	37,80	12,6
C1-C2	315	34,97	1	0,9	3,15	31,47	2,72	3,15	13,22	11,95	37,76	12,59
C2-C3	315	35,56	1	0,9	3,20	32,00	2,77	3,20	13,44	12,16	38,40	12,8
C4-C5	315	26,97	1	0,9	2,43	24,27	2,10	2,43	10,19	9,22	29,12	9,71
C18-C19	315	26	1	0,9	2,34	23,40	2,02	2,34	9,83	8,89	28,08	9,36
C28-C29	315	29,55	1,3	0,9	2,66	34,57	2,30	2,66	11,17	18,08	41,48	12,23
C29-C30	315	38,36	0,8	0,9	3,45	27,62	2,99	3,45	14,50	6,22	33,144	12,424
E1-E2	315	45	1	0,9	4,05	40,50	3,50	4,05	17,01	15,39	48,60	16,2
E26-E27	315	34,73	1	0,9	3,12	31,26	2,70	3,12	13,13	11,89	37,51	12,49
E16-E17	315	19,19	1	0,9	1,73	17,27	1,49	1,73	7,25	6,56	20,72	6,91
E17-E18	315	35	1	0,9	3,15	31,50	2,72	3,15	13,23	11,97	37,80	12,6
E18-E19	315	35	1	0,9	3,15	31,50	2,72	3,15	13,23	11,97	37,80	12,6

E19-E21	315	26	1,2	0,9	2,34	28,08	2,02	2,34	9,83	13,57	33,70	10,3
E20-E21	315	19	1	0,9	2,09	20,90	1,48	2,09	7,18	9,54	25,08	8,36
E21-E22	315	20	1	0,9	2,20	22,00	1,56	2,20	7,56	10,04	26,40	8,8
E22-E23	315	40	1	1,1	4,40	44,00	3,12	4,40	15,12	20,08	52,80	17,6
E23-E24	315	41,56	1	0,9	3,74	37,40	3,24	3,74	15,71	14,21	44,88	14,96
E24-E25	315	39,97	1	0,9	3,60	35,97	3,11	3,60	15,11	13,66	43,16	14,39
F1-F2	315	44,97	1,2	0,9	4,05	48,57	3,50	4,05	17,00	23,47	58,28	17,81
F2-F3	315	30,05	1	0,9	2,70	27,04	2,33	2,70	11,36	10,28	32,45	10,81
F3-F4	315	39,9	1	0,9	3,59	35,91	3,11	3,59	15,08	13,65	43,09	14,36
F4-F5	315	44,74	1,3	0,9	4,03	52,34	3,48	4,03	16,91	27,37	62,81	18,53
F5-F6	315	45,24	1,3	0,9	4,07	52,93	3,52	4,07	17,10	27,69	63,52	18,73
F6-F7	315	45,04	1,3	0,9	4,05	52,70	3,51	4,05	17,02	27,58	63,24	18,64
F7-F8	315	44,91	1,5	0,9	4,04	60,63	3,50	4,04	16,97	35,58	72,76	20,21
F8-F9	315	57,48	1	0,9	5,17	51,73	4,48	5,17	21,73	19,66	62,08	20,69
F9-F10	315	65,44	1,5	0,9	5,89	88,34	5,10	5,89	24,74	51,82	106,01	29,45
F10-R10	315	22,81	1	0,9	2,05	20,53	1,78	2,05	8,62	7,81	24,64	8,21
A82-A83	400	19	1,2	1	1,90	22,80	2,39	1,90	8,93	10,07	27,36	8,36
A84-A85	400	35	1,1	1	3,50	38,50	4,40	3,50	16,45	15,05	46,2	14,7
A85-A86	400	39,66	1,1	1	3,97	43,63	4,98	3,97	18,64	17,05	52,36	16,67
A9-A10	400	35	1,15	1	3,50	40,25	4,40	3,50	16,45	16,8	48,30	15,05
A10-A13	400	27,2	1	1	2,72	27,20	3,42	2,72	12,78	8,98	32,64	10,88
A26-A28	400	16,58	1	1	1,67	16,58	2,08	1,67	7,79	5,45	19,90	6,66
A28-A35	400	25,5	1	1	2,55	25,50	3,20	2,55	11,98	8,42	30,60	10,2
A36-A36'	400	7	2,85	1	0,70	19,95	0,88	0,70	3,29	15,26	23,94	5,39
A36'-A39	400	40,22	1,2	1	4,02	48,26	5,05	4,02	18,90	21,32	57,91	17,69
A39-A42	400	36,5	1,1	1	3,65	40,15	4,58	3,65	17,15	15,7	48,18	15,33
A42-A43	400	40	1,1	1	4	44	5,02	4	18,80	17,2	52,80	16,8
A43-A44	400	40,23	1,1	1	4,02	44,25	5,05	4,02	18,91	17,3	53,10	16,89
A44-A45	400	40	1,1	1	4	44	5,02	4	18,80	17,2	52,80	16,8
B47-B48	400	38,53	1	1	3,85	38,53	4,84	3,85	18,11	12,72	46,24	15,41
B48-B49	400	40	1	1	4	40	5,02	4	18,80	13,2	48,00	16

B19-B20	400	35	1	1	3,5	35	4,40	3,5	16,45	11,55	42,00	14
B20-B24	400	33,5	1	1	3,35	33,5	4,21	3,35	15,74	11,06	40,20	13,4
B24-B28	400	9,5	1	1	0,95	9,5	1,19	0,95	4,46	3,14	11,40	3,8
B28-B29	400	36	1,2	1	3,6	43,2	4,52	3,6	16,92	19,08	51,84	15,84
B29-B30	400	34	1,2	1	3,4	40,8	4,27	3,4	15,98	18,02	48,96	14,96
B30-B31	400	35	1,2	1	3,5	42	4,40	3,5	16,45	18,55	50,40	15,4
B32-B54	400	35	1,2	1	3,5	42	4,40	3,5	16,45	18,55	50,40	15,4
E15-E25	400	34,5	2,65	1	3,45	91,43	4,33	3,45	16,22	68,31	109,72	25,19
E25-E26	400	43	1,9	1	4,30	81,70	5,40	4,30	20,21	52,89	98,04	24,94
A76-A77	500	35	2,05	1,1	3,85	78,93	6,87	3,85	20,02	51,21	94,72	23,49
A77-A82	500	35	2,25	1,1	3,85	86,63	6,87	3,85	20,02	58,91	103,96	25,03
A83-A84	500	32	2,4	1,1	3,52	84,48	6,28	3,52	18,30	59,14	101,38	23,94
A45-A47	500	40,42	1,1	1,1	4,45	48,91	7,93	4,45	23,12	16,89	58,69	18,68
A47-A48	500	34,83	1,2	1,1	3,83	45,97	6,83	3,83	19,92	18,39	55,16	16,85
A48-A86	500	35	1,2	1,1	3,85	46,20	6,87	3,85	20,02	18,48	55,44	16,94
B31-B32	500	35	1,2	1,1	3,85	46,20	6,87	3,85	20,02	18,48	55,44	16,94
B54-B55	500	28	1,2	1,1	3,08	36,96	5,49	3,08	16,02	14,78	44,35	13,55
C30- C31	500	8,82	2,35	1,1	0,97	22,80	1,73	0,97	5,04	15,82	27,36	6,5
R1 – D9	600	50.19	1.5	1.2	6.84	90.34	14.18	6.84	33.73	42.93	108.41	43,49
D9 – R2	600	64.71	1.9	1.2	7.76	147.54	18.28	7.76	43.48	88.54	177.05	45,03
R2 –R3	600	50.22	1.2	1.2	6.03	72.32	14.19	6.03	33.75	26.51	86.78	26,52
A35-A36	630	12,5	2,53	1,2	1,50	37,95	3,89	1,50	8,40	26,55	45,54	10,59
A86-A87	630	35,87	1,2	1,2	4,30	51,65	11,17	4,30	24,10	18,95	61,98	18,93
A87-97	630	39,27	1,2	1,2	4,71	56,55	12,23	4,71	26,39	20,74	67,86	20,73
A97-A98	630	35	1,4	1,2	4,20	58,80	10,90	4,20	23,52	26,88	70,56	20,16
A98-A99	630	39,7	1,23	1,2	4,76	58,60	12,37	4,76	26,68	22,4	70,32	21,24
A99-A228	630	38,14	1,2	1,2	4,58	54,92	11,88	4,58	25,63	20,13	65,90	20,14
B55-R3	630	41,26	1,2	1,2	4,95	59,41	12,85	4,95	27,73	21,78	71,29	21,78
R1 – D9	800	50.19	1.5	1.4	7.03	105.40	25.22	7.03	44.97	46.37	126.48	35,14
R4-R5	800	50,12	1,7	1,4	7,01	99,64	25,18	7,01	44,90	40,72	119,57	33,95
R3- R4	800	57.04	1,45	1.4	7.98	119.78	28.65	7.98	51.11	52.71	143.74	39,92

R5- E27	800	65.03	1,7	1.4	9.10	134.74	32,31	9.10	58.27	58.27	161.69	45,15
E27-R6	800	57.72	1,7	1.4	8.08	226.26	28.99	8.08	51.72	158.38	271.51	61,41
DO- oued	800	26.50	1.0	1.4	3.71	48.23	13.31	3.71	23.74	17.07	57.88	17,07
C31- R1	800	61.00	2 .0	1,4	8.54	170.8	30.46	8.54	54.66	99.06	204.96	51,24
R6-R7	1000	49,73	2.8	1,6	9.96	146.41	87.83	9.96	53,31	73,18	175.69	49,2
R7- R8	1000	50.00	2.8	1.6	8.00	158.40	88.31	8.00	53,6	88.8	190.08	47,68
R8-R9	1000	50,00	3,0	1.6	8.00	168.80	88.31	8.00	53,6	99.2	202.56	49,76
R9-R10	1000	50.00	3	1.6	8.00	179.2	88.31	8.00	53,6	109.6	215.04	51,84
R10-DO1	1000	45,32	2,8	1.6	7.25	145.02	80.05	7.25	48,58	81,94	174.01	43,49