



MEMOIRE DE FIN D'ETUDES

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

Option : CONCEPTION DES SYSTEMES D'ASSAINISSEMENT

THEME :

**ETUDE DE DIAGNOSTIC ET REHABILITATION DU
RESEAU D'ASSAINISSEMENT DE LA VILLE
D'EL YOUSOUFIA (W. TISSEMSSILT)**

Présenté par :

AIT HAMADOUCHE Rania

Devant les membres du jury

Nom et Prénoms	Grade	Qualité
MEDDI Hind	Professeur	Présidente
SALHI Chahrezed	M.A.A	Examineur
BOUNNAH Younes	M.A.A	Examineur
SALAH Boualem	professeur	Promoteur

Session : Novembre 2021

Remerciements

Tout d'abord, je remercie le GRAND DIEU de m'avoir accordé la santé, force, volonté et courage pour réaliser ce travail.

Mes vifs remerciements s'adressent à mon promoteur Pr.B. SALAH, qui s'est toujours montrée disponible et à l'écoute tout au long de l'élaboration de ce mémoire, et pour l'aide qu'il m'a offert durant la période de la réalisation de ce travail.

Je remercie également les membres du jury qui me feront l'honneur d'évaluer et d'apprécier 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.

J'exprime mes profonds remerciements à Monsieur HAMDANI.BEN AMAR le topographe de CTH TISSEMSILT et Monsieur NAKKI.M l'ingénieur de DRE pour leurs aide et conseils tout le long de la réalisation de ce mémoire.

Sans oublier mes amis pour leurs encouragements et leurs soutient morale.

Je remercie les membres de la bibliothèque de l'E.N.S.H, pour leurs aides précieuses.

Un grand merci pour toutes les personnes qui m'ont soutenue au cours de la réalisation de ce mémoire.

AIT HAMADOUICHE Rania

Dédicace

Je dédie ce mémoire qui est l'accomplissement de longues années d'études :

À mes chers parents ma mère et mon père pour leurs patiences, leurs soutiens et leurs encouragements.

À mes sœurs *Nour el Houda, Melissa, Didichi et Aya.*

À mes Tantes, mes Oncles, mes Cousins et Cousines.

À ma grand-mère (*Yaya*), que je la souhaite une longue vie pleine de santé

À la lumière de mes jours, la source de mes efforts, la femme de mon cœur *Maya*

À la mémoire de mes grands-pères que DIEU leurs accueille dans son vaste paradis.

À *Yema*, j'aurais aimé que tu sois présente en ce jour pour partager ma joie ; tu es toujours présente dans mon esprit et dans mon cœur, tu me manques tellement... ; Que ton âme repose en paix.

À toute ma famille : MESBAH et AIT HAMADOUICHE.

À tous les enseignants de l'ENSH qui m'ont accompagné durant mes études.

À mes chers amis *Rahil, Sofia, Aicha, Zahra, Afaf, Moh, Mourad* et particulièrement

À ma meilleure amie *Mina.*

À tous mes camarades de classe, promotion 2020/2021 ;

À tous ceux que je n'ai pas cités mais que je n'ai pas oubliés.

ملخص

تعرف بلدية اليوسفية المتواجدة بولاية تيسمسيلت عدة مشاكل منها الشبكة الحالية للصرف الصحي لا تغطي جميع السكان وأيضاً وجود عدة نقاط لرمي المياه المستعملة مباشرة الى الوديان، يسبب هذا الوضع العديد من الأضرار والمخاطر على الصحة لعامة وعلى النظام البيئي.

الهدف من هذه الدراسة هو تشخيص شبكة الصرف الصحي للبلدية وهذا حتى تتمكن من اجراء عملية إعادة التهيئة وتوسيع شبكة مياه الصرف الصحي ومياه الأمطار وتجنب رمي المياه المستعملة في الوسط الطبيعي. بغرض تحقيق الأهداف المسطرة يقوم عملنا على التشخيص الفيزيائي والهيدروليكي المتعلق بنظام الصرف من أجل معرفة سلوك الشبكة، في نهاية هذه الدراسة قمنا باقتراح مخطط مناسب لشبكة الصرف الصحي مع الأخذ بعين الاعتبار جمع وتوحيد نقاط التصريف وتحويلها إلى محطة معالجة مياه الصرف الصحي.

Résumé

La commune d'El YOUSOUFIA située dans la wilaya de TISSEMSILT connaît plusieurs problèmes d'assainissement dont le réseau actuel qui ne couvre pas la totalité de l'agglomération et aussi la présence de plusieurs points de jeter des eaux usées directement dans les oueds, cette situation présente plusieurs inconvénients et risques sur la santé publique et l'écosystème.

Le but de cette étude est de diagnostiquer le réseau d'assainissement de la commune, afin d'effectuer le processus de réhabilitation, d'extension du réseau existant et d'éliminée les rejets sauvages, pour atteindre les objectifs de cette étude un diagnostic physique et hydraulique a été fait afin de connaitre le comportement du réseau d'assainissement de ce fait nous avons proposé un schéma directeur en prenant en considération l'élimination des rejets dans le milieu naturel et l'acheminement des eaux usées vers la station d'épuration.

Abstract

The commune of EL YOUSOUFIA located in the city of TISSEMSILT knows several sanitation problems including the current network which does not cover the totality of the agglomeration and also the presence of several points of throw of wastewater directly in the wadis, this situation presents several disadvantages and risks on the public health and the ecosystem

This study aims to make a diagnosis of the sanitation network of the commune. To carry out the process of rehabilitation, the extension of the existing network, and to eliminate the discharges. To achieve the objectives of this study a physical and hydraulic diagnosis was made to know the behavior of the drainage network. finally, we proposed an adequate scheme for the sanitation network, taking into consideration the elimination of the discharges in the natural environment and transport of all wastewater to the treatment plant.

Sommaire

Liste des tableaux

Liste des figures

Liste des planches

Introduction générale

Chapitre I : PRESENTATION DE L'AGGLOMERATION

Introduction	1
I.1 Situation de la zone d'étude	1
I.1.1 Situation géographique	1
I.2 Situation topographique	2
I.2.1 Relief.....	2
I.2.2 Les pentes.....	2
I.3 Aspect Géologique	2
I.3.1 Géotechnique du site.....	3
I.3.2 Contraintes et recommandations.....	3
I.4 Situation Climatique.....	3
I.4.1 Les Températures.....	4
I.4.2 Précipitations.....	4
I.4.3 Les vents	6
I.4.4 L'évaporation.....	6
I.4.5 L'ensoleillement	6
I.5 Sismicité.....	7
I.6 Hydrographie du territoire.....	8
I.7 Situation démographique.....	8
I.8 Les équipements.....	8
I.9 Encombrement du sous-sol	8
Conclusion.....	9

Chapitre II : ETUDE HYDROLOGIQUE

Introduction	10
II.1 Choix de la station pluviométrique	11
II.2 Analyse des données pluviométriques et choix de la loi d'ajustement	11
II.2.1 Analyse des données statistiques	11
II.2.2 Détermination de l'intensité moyenne de précipitation	13
II.2.3 Caractéristiques empiriques de la série:.....	13
II.2.4 Teste d'homogénéité	14
II.3 Ajustement de la série pluviométrique.....	16
II.3.1 Les différentes étapes de l'étude	16
II.3.2 Ajustement de la série pluviométrique à la loi de Gumbel	16
II.3.2.1 Choix de la période de retour	18
II.3.2.2 Calcul des quantiles	18
II.3.2.3 Coefficient de corrélation	20
II.3.3 Ajustement de la série pluviométrique à la loi de Galton (log normal).....	21
II.3.3.1 Procédé d'ajustement	21
II.3.3.2 Coefficient de corrélation	24
II.3.3.3 Choix de la loi d'ajustement	25
II.3.3.4 Comparaison entre les deux lois d'ajustement	25
II.3.3.5 Sélection de la loi.....	28
II.4 Calcul des pluies et des intensités de courte durée	28
Conclusion	31

Chapitre III : DIAGNOSTIC DU RESEAU D'ASSAINISSEMENT EXISTANT

Introduction	32
III.1 Généralités :.....	32
III.2 Phases principales d'une étude de diagnostic	33
III.2.1 Recueil et exploitation de données :	33
III.2.2 Données nécessaires d'une étude de diagnostic.....	33
III.2.3 Le pré-diagnostic	34
III.2.4 Reconnaissance approfondie	35
III.2.5 Etude fonctionnelle des bassins versants élémentaires	35
III.2.6 Conception de la nouvelle structure d'assainissement	36

III.3	L'objectif de l'étude diagnostic.....	36
III.4	Aperçu général du réseau d'assainissement existant de la ville de El Youssoufia ..	36
III.4.1	Diagnostic du réseau d'assainissement de la commune de El Youssoufia.....	37
III.5	Constatations et solutions.....	45
	Conclusion.....	46

Chapitre IV : CALCUL DE BASE POUR LE DIMENSIONNEMENT

	Introduction	47
IV.1	Situation démographique	47
IV.2	Système d'évacuation des eaux usées et des eaux pluviales	48
IV.2.1	IV.3.1. Système unitaire	48
IV.3.2	Système séparatif	49
IV.2.2	Système pseudo séparatif	49
IV.3	Choix du système d'évacuation	51
IV.4	Schémas d'évacuation	51
IV.4.1	Schéma perpendiculaire	51
IV.4.2	Schéma par déplacement latéral.....	52
IV.4.3	Schéma par zones étagées	52
IV.4.4	Schéma transversal ou oblique	52
IV.4.5	Schéma radial	53
IV.5	Choix du schéma d'évacuation	53
IV.6	Découpage de l'aire d'étude en sous bassin élémentaires	54
IV.7	Choix du coefficient de ruissellement	55
IV.7.1	Paramètres influençant sur le coefficient de ruissellement	55
IV.7.2	Contraintes rencontrées lors de l'évaluation du coefficient de ruissellement ..	55
IV.7.3	Coefficient de ruissellement relatif à la catégorie d'urbanisation	56
IV.7.4	Coefficients de ruissellement en fonction de la densité de population	56
IV.7.5	Coefficients de ruissellement en fonction de la zone d'influence	56
IV.7.6	Coefficient de ruissellement relatif à diverses surfaces	57
IV.7.7	Coefficient de ruissellement pondéré	57
IV.8	Calcul de la population de chaque sous bassin	58
	Conclusion.....	59

Chapitre V : EVALUATION DES DEBITS A EVACUER

Introduction :	60
V.1 Évaluation des débits d'eaux usées :	60
V.1.1 Nature des eaux usées à évacuer	60
V.1.2 Les eaux usées domestiques :	60
V.1.3 Les eaux usées des services publics	60
V.1.4 Les eaux usées industrielles	61
V.1.5 Les eaux parasites :	61
V.1.6 Les eaux pluviales :	61
V.1.7 Consommation en eau potable :	62
V.1.8 Evaluation de la quantité d'eaux usées à évacue	62
V.1.9 Evaluation du débit moyen journalier	62
V.1.10 Estimation des débits d'eaux usées des établissements publics	64
V.1.11 Débits totaux des eaux usées à évacuer	66
V.2 Evaluation des débits des eaux pluviales :	67
V.2.1 La méthode rationnelle	68
V.2.2 Hypothèses de la méthode rationnelle	68
V.2.3 Validité de la méthode rationnelle	68
V.2.4 Coefficient réducteur de l'intensité	68
V.2.5 Temps de concentration	69
V.2.6 Critique de la méthode rationnelle	70
V.2.7 La méthode superficielle	70
V.2.8 Evaluation des paramètres de Caquot	71
V.2.9 Validité et les limites d'application de la méthode superficielle	72
V.2.10 Définition des variables de la formule de Caquot	72
V.2.11 Critique de la méthode superficielle	73
V.2.12 Choix de la méthode	74
V.2.13 Calcul des débits pluviaux	74
V.3 Calcule des débits totaux pour chaque sous bassin	75
Conclusion	75

Chapitre VI : CALCUL HYDRAULIQUE DU RESEAU D'ASSAINISSEMENT

Introduction	76
VI.1 Conception du réseau	76
VI.2 Conditions du dimensionnement.....	76
VI.3 Mode de calcul.....	77
VI.3.1 Formule de MANNING-STRICKLER.....	78
VI.3.2 Procédé de calcul	79
Conclusion :.....	92

Chapitre VII : LES ELEMENTS CONSTITUTIFS ET LES OUVRAGE ANNEXES

Introduction	93
VII.1 Les ouvrages principaux	93
VII.1.1 Canalisations	93
VII.1.1.1 Formes et sections des conduites	93
VII.1.1.2 Type de canalisations	94
VII.1.1.3 Choix du type de canalisations	100
VII.1.1.4 Différentes actions supportées par la conduite :	100
VII.1.1.5 Protection des conduites :	101
VII.1.1.6 Contrôles et essais des tuyaux préfabriqués :	101
VII.2 Les ouvrages annexes	102
VII.2.1 Les ouvrages normaux	102
VII.2.1.1 Les branchements.....	102
VII.2.1.2 Ouvrages des surfaces.....	103
VII.2.1.3 Ouvrages d'accès au réseau (les regards)	104
VII.2.2 Les ouvrages spéciaux	106
VII.2.2.1 Les déversoirs d'orage	106
Conclusion.....	111

Chapitre VIII : ORGANISATION DE CHANTIER

Introduction	112
VIII.1 Les étapes de réalisation du projet (Organisation du chantier).....	112
VIII.1.1 Exécution des travaux	112
VIII.1.1.1 Manutention et stockage des conduites.....	112
VIII.1.1.2 Décapage de la couche de terre végétale	113
VIII.1.1.3 Exécution des tranchées et des fouilles pour les regards	114
VIII.1.1.4 Aménagement du lit de pose.....	115
VIII.1.1.5 Emplacement des jalons des piquets.....	115
VIII.1.1.6 Pose canalisations dans la tranchée.....	115
VIII.1.1.7 Assemblage des conduites	116
VIII.1.1.8 Essais d'étanchéité	117
VIII.1.1.9 Réalisation des regards	117
VIII.1.1.10 Remblaiement et compactage des tranchées	118
VIII.1.2 Choix des engins	118
VIII.2 Détermination des différents volumes	121
VIII.2.1 Volume du décapage de la couche végétale.....	121
VIII.2.2 Volume des déblais des tranchées.....	121
VIII.2.3 Volume du lit du sable	122
VIII.2.4 Volume occupé par les conduites	122
VIII.2.5 Volume de l'enrobage.....	122
VIII.2.6 Volume du remblai	122
VIII.2.7 Volume excédentaire.....	122
VIII.3 Devis quantitatif et estimatif	124
VIII.4 Planification du projet.....	125
Conclusion.....	126

Chapitre IX : ENTRETIEN ET GESTION DU RESEAU D'ASSAINISSEMENT

Introduction	127
IX.1 Connaissance du réseau :	127
IX.2 Surveillance du réseau d'assainissement :	127
IX.3 Travaux spécifiques :	127

IX.4	Les tâches de l'exploitant :	128
IX.4.1	Connaissance physique et hydraulique des réseaux :.....	128
IX.4.1.1	Connaissance physique du réseau	128
IX.4.1.2	Connaissance hydraulique du réseau	128
IX.4.2	Critères de déclenchement des opérations de curage :.....	128
IX.4.3	Entretien des réseaux :	129
IX.5	Réhabilitation des réseaux d'assainissement :	129
IX.6	Gestion informatique du réseau :	131
IX.7	Recommandations pour la gestion et l'exploitation de notre réseau :	131
	Conclusion.....	132

Conclusion générale

Références bibliographiques

Annexe

Liste des tableaux

Chapitre I : PRESENTATION DE L'AGGLOMERATION

Tableau I-1 : classification des pentes de la commune d'el Youssefia (W.Tissemsilt).....	2
Tableau I-2: Caractéristiques de la station de Tiaret.....	4
Tableau I-3: Températures moyennes mensuelles	4
Tableau I-4: Températures moyennes mensuelles	4
Tableau I-5 : moyenne mensuelle des températures et précipitations.....	5
Tableau I-6: Les vents moyens mensuels et annuels période.....	6
Tableau I-7: Evaporation mensuelle et annuelle moyenne	6
Tableau I-8: Ensoleillement mensuel et annuel moyen	6

Chapitre II : ETUDE HYDROLOGIQUE

Tableau II-1 :Caractéristiques géographiques des stations pluviométriques.	11
Tableau II-2 :Station de référence	11
Tableau II-3: précipitations mensuelles et maximales journalières à la station.....	12
Tableau II-4 :Résumé des caractéristiques empiriques de la série.....	13
Tableau II-5 :Calcul des paramètres du test de la médiane.....	14
Tableau II-6: Résultat du test de la médiane	15
Tableau II-7: Ajustement des précipitations maximales 1journalières à la loi de Gumbel.....	17
Tableau II-8 :Ajustement de la série pluviométrique à la loi de GUMBEL	18
Tableau II-9 : Ajustement des précipitations maximales journalières à la loi de Galton.....	22
Tableau II-10: Les résultats trouvés pour l'ajustement par la loi de Galton	23
Tableau II-11 :Ajustement de la série pluviométrique à la loi de Galton	24
Tableau II-12 :Les paramètres de test Khi2	26
Tableau II-13: Pluies de courte durée de différentes périodes de retour et leurs intensités.	29

Chapitre III : DIAGNOSTIC DU RESEAU D'ASSAINISSEMENT EXISTANT

Tableau III-1: Etat des regards.....	39
Tableau III-2 :Etat des rejets	40
Tableau III-3 :les résultats du diagnostic hydraulique et l'état physique des collecteurs	41

Chapitre IV : CALCUL DE BASE POUR LE DIMENSIONNEMENT

Tableau IV-1: l'évolution taux d'accroissement.....	47
Tableau IV-2 : Estimation de la population à l'horizon de la commune d'el Youssoufia	47
Tableau IV-3 :La comparaison entre les différents systèmes	40
Tableau IV-4: Surface des sous bassins de la zone d'étude.....	54
Tableau IV-5: Coefficient de ruissellement en fonction de la catégorie D'urbanisation.....	56
Tableau IV-6: Coefficients de ruissellement en fonction de la densité de Population.	56
Tableau IV-7 :Coefficients de ruissellement en fonction de la zone D'influence	56
Tableau IV-8: Coefficient de ruissellement en fonction de surface drainée	57
Tableau IV-9: Coefficient de ruissèlement pour chaque sous bassin	58
Tableau IV-10: Répartition de population dans chaque sous bassin :	59

Chapitre V : EVALUATION DES DEBITS A EVACUER

Tableau V-1 :Débits des eaux usées domestiques pour chaque sous bassin.....	64
Tableau V-2:Débits des eaux usées des équipements publics pour chaque sous bassin.....	65
Tableau V-3 :Evaluation des débits d'infiltration de chaque sous bassin.....	66
Tableau V-4 :Débits totaux des eaux usées pour chaque sous bassin.....	66
Tableau V-5 : Détermination des paramètres équivalents dans le cas de l'assemblage des bassins versants en série ou en parallèle.	73
Tableau V-6:évaluation des débits pluvieux pour chaque sous bassin.	74
Tableau V-7: Calcule des débits totaux pour chaque sous bassin.....	75

Chapitre VI : CALCUL HYDRAULIQUE DU RESEAU D'ASSAINISSEMENT

Tableau VI-1: Le Coefficient de Manning-Strickler en fonction de la nature des parois :.....	78
Tableau VI- 2: Dimensionnement du Collecteur de sous bassin 1	81
Tableau VI- 3: Dimensionnement du Collecteur de sous bassin 2.....	83
Tableau VI- 4: Dimensionnement du Collecteur de sous bassin 3	85
Tableau VI- 5: Dimensionnement du Collecteur de sous bassin 4.....	86
Tableau VI- 6: Dimensionnement du Collecteur de sous bassin 5	89
Tableau VI- 7: Dimensionnement du Collecteur principal.....	91
Tableau VI- 8 Tableau récapitulatif des longueurs du réseau	92

Chapitre VIII : ORGANISATION DE CHANTIER

Tableau VIII-1: Coefficient de foisonnement	123
Tableau VIII-2: Volumes des travaux.	124
Tableau VIII-3: Détermination du devis quantitatif et estimatif du projet.	124
Tableau VIII-4: Détermination des délais.	125

Liste des figures

Chapitre I : PRESENTATION DE L'AGGLOMERATION

Figure I-1: Situation géographique de la ville de el youssoufia	1
Figure I-3:Le diagramme ombrothermique.....	5
Figure I-4:Carte de zonage sismique du territoire nation	7

Chapitre II : ETUDE HYDROLOGIQUE

Figure II-1: Ajustement selon la loi de Gumbel.....	20
Figure II-2: présentation graphique de Galton	23
Figure II-3: Ajustement selon la loi de Galton.....	25
Figure II-4: les résultats du test du khi carre donnée par le logiciel HYFRAN.....	27
Figure II-5: Comparaison entre les deux lois d'ajustement	27
Figure II-6: Courbe intensité-durée-fréquence	30

Chapitre IV : CALCUL DE BASE POUR LE DIMENSIONNEMENT

Figure IV-1: Schéma représentatif des branchements dans le système unitaire.....	48
Figure IV-2 :Schéma représentatif des branchements dans le système séparatif.....	49
Figure IV-3: Schéma représentatif des branchements dans le système pseudo séparatif....	49
Figure IV-4: Schéma perpendiculaire	51
Figure IV-5: Schéma par déplacement latéral.....	52
Figure IV-6: Schéma à collecteur étagé	52
Figure IV-7: Schéma à collecteur transversale ou oblique.....	52
Figure IV-8: Schéma radial	53

Chapitre VII : LES ELEMENTS CONSTITUTIFS ET LES OUVRAGE ANNEXES

Figure VII 1: Les conduites circulaires et ovoïdes.....	94
Figure VII 2: conduites en béton armé.....	95
Figure VII 3: Joint type Rocla.....	95
Figure VII 4: Joint torique.....	96
Figure VII 5: Joint à demi-emboitement.	96
Figure VII 6: Joint à collet.	96
Figure VII 7: Joint plastique.....	97
Figure VII 8: Joints sur tuyaux en amiante ciment.	98
Figure VII 9: conduites en PVC.....	98

Figure VII 10: conduites en fonte.	99
Figure VII 11: Joints sur tuyau en grès.	100
Figure VII 12: Exemple d'un branchement simple.....	103
Figure VII-13: Absorption par le haut.....	105
Figure VII-14 :Absorption par le coté latéral.....	105
Figure VII-15: Exemple d'un regard de visite.	106
Figure VII-16: Exemple d'un regard de chute.....	107
Figure VII-17: Déversoir à seuil latéral	109
Figure VII-18: Déversoir à seuil frontal.....	110
Figure VII-19: Déversoir by-pass	110

Chapitre VIII : ORGANISATION DE CHANTIER

Figure VIII-1: Stockage déchargement des canalisations.....	113
Figure VIII-2 Réalisation d'un regard.....	114
Figure VIII-3: lit de pose.....	115
Figure VIII-4: Pose de la canalisation sur terrain.	116
Figure VIII-5: Assemblage des conduites.....	116
Figure VIII-6: Regard au cours de réalisation.....	117
Figure VIII-7: Niveleuse.....	118
Figure VIII-8: Bulldozer	119
Figure VIII-9: Pelle rétro hydraulique pour tracteur.....	119
Figure VIII-10: Pelle à chenille.....	120
Figure VIII-11: Chargeuse.	120
Figure VIII-12: Compacteur à rouleaux lisses.	121
Figure VIII-13: Vue général sur la tranchée	123

Liste des annexes

- Annexe I : table de χ^2
- Annexe II : Abaque de variation des débits et des vitesses en fonction de la hauteur de remplissage.
- Annexe III : Abaque de Dimensionnement des canalisations circulaires d'après la formule de Bazin.
- Annexe IV : le volume du terrassement.
- Annexe V : Réseau a nœud

Liste des planches

- Planche N°01 : Plan de masse
- Planche N°02 : Plan de réseau d'assainissement existant.
- Planche N°03 : : Plan de réseau d'assainissement projeté.
- Planche N°04 : Profil en long du collecteur principal.
- Planche N°05 : Les ouvrages annexes.

Introduction générale :

Le réseau d'assainissement constitue un élément important dans la vie des sociétés. La fonction de base d'un réseau d'assainissement est d'assurer la collecte et le transit de l'ensemble des eaux polluées, pluviales ou usées hors l'agglomération. L'eau usée est transportée dans des canalisations généralement enterrées.

Des techniques ont été développées pour exploiter, utiliser et évacuer les eaux usées, Ils doivent être compatibles avec les exigences qu'impose le respect de la santé publique et de l'environnement. Ces techniques dépendent du type d'habitat (assainissement collectif ou autonome), de la topographie du site (système gravitaire ou non gravitaire), de la nature des effluents concernés (système séparatif, unitaire ou mixte), de la nature du sous-sol...etc.

Le rôle d'un réseau d'assainissement est triple, assurer la protection contre les inondations et permettre la protection de la santé publique et la préserver l'environnement contre les rejets des eaux usées.

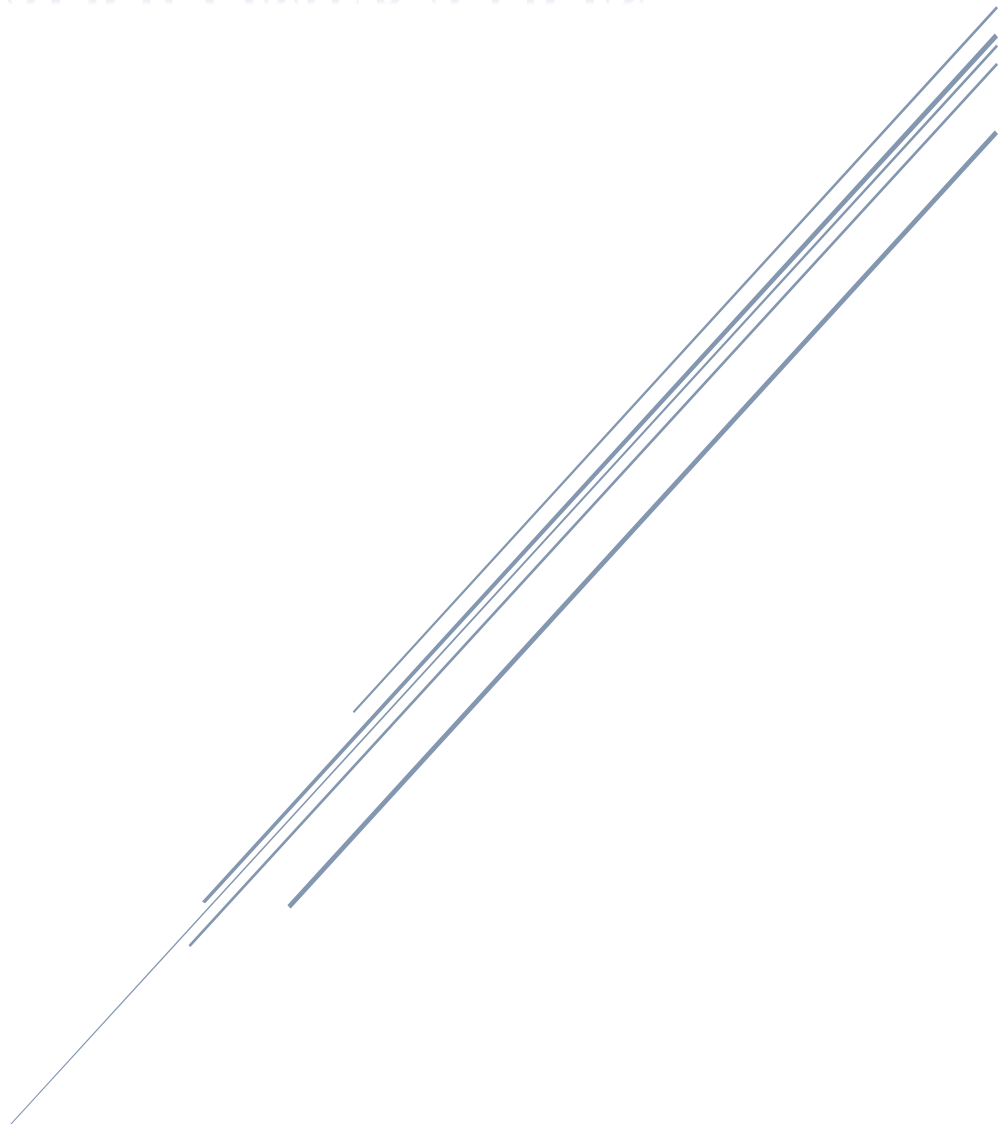
Depuis la mise en place de son réseau d'assainissement, Le chef-lieu de la commune d'el Youssoufia a rencontré des problèmes majeurs liés à la fiabilité de l'évacuation des eaux usées et pluviales vu que sa localisation et sa topographie, En effet le terrain d'el Youssoufia est caractérisé par un relief très accidenté, d'autre part la géographie de cette ville est caractérisée par des limites naturelles telle qu'oued EL GHARGA et oued DJAHMOUNE, induisant des impacts environnementaux et sanitaires désastreux.

Face à cette situation alarmante les services de l'hydraulique ont lancé des études de réhabilitation du réseau d'assainissement pour ce faire, notre étude comprendra essentiellement deux parties principales :

- La première, consistera à relever l'état actuel du système d'assainissement existant en effectuant plusieurs visites du terrain avec les gestionnaires du réseau d'assainissement.
- Dans la seconde, nous entamerons l'expertise du réseau existant en incluant les zones d'extension afin de vérifier s'il est apte ou non à véhiculer les nouveaux débits. Ce qui nécessite préalablement un calcul du débit des eaux usées et une étude hydrologique pour évaluer l'intensité moyenne des précipitations, qui se traduisent en débit pluvial. Le calcul hydraulique nous permettra de dimensionner le nouveau réseau d'assainissement ; ce nouveau réseau est intégré à l'ancien et qui permettra d'assainir les quartiers dépourvus du réseau et aussi unifier le point de rejet.

chapitre I

PRESENTATION DE L'AGGLOMERATION



Introduction

Dans ce chapitre on va faire une présentation des éléments qui touche ou qui peuvent être utile dans n'importe quel projet d'assainissement urbain, il est nécessaire d'étudiée le site pour connaitre les caractéristiques physiques du lieu aussi que les facteurs qui influent sur la conception du projet ; et pour cela la collecte des données doit être menée avec exactitude et prudence pour une bonne exécution des travaux.

Donc la présentation de l'agglomération est une phase importante pour procéder à l'élaboration de l'étude de diagnostic du système d'assainissement de la ville d'el Youssoufia (w.TISSEMSILT)

I.1 Situation de la zone d'étude

I.1.1 Situation géographique

La ville d'el Youssoufia est située à 60 km au centre ville de la wilaya de TISSEMSILT au nord-est de cette dernière.

Elle est limitée ;

Au nord : par la commune de TARIK IBN ZYAD (wilaya d'Ain Defla).

Au sud : par la commune de THENIET EL HAD et BORDJ EMIR ABDELKADER.

A l'ouest : par la commune de THENIET EL HAD (chef –lieu daïra)

A l'est : par la commune de BORDJ EMIR ABDELKADER (chef-lieu daïra).

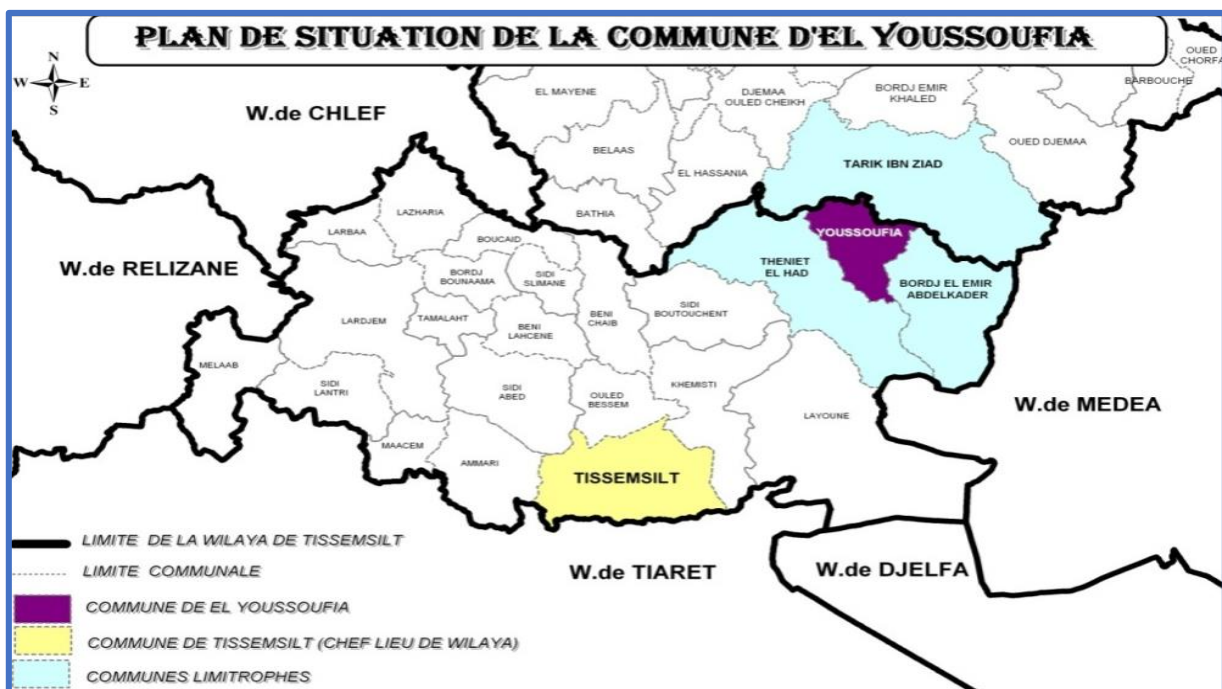


Figure I-1: Situation géographique de la ville d'el Youssoufia ; Source (DRE Tissemsilt :Direction des ressources en eaux de la wilaya de Tissemsilt .)

I.2 Situation topographique

L'ensemble de la région est occupé par des forêts 1416,87ha localisé sur tout dans la partie Nord et la partie Sud.

Le site est entouré par un massif montagneux surélevé à une altitude 800 m.

Les coordonnées de Youssoufia sont :

$$X = 447,20$$

$$Y = 294,30$$

$$Z = 792 \text{ m}$$

I.2.1 Relief

Le territoire communal s'étend sur une superficie de 98.70 Km². Dans une zone monoclinale par la présence des différents djebels qui couvrent l'ensemble de son territoire.

➤ Les pentes

Vue l'importance déterminante, à priori, de toute orientation d'un développement urbain, nous avons procédé au calcul des pentes et leurs classifications à base de la carte d'état-major établie à l'échelle 1/25 0000.

Tableau I-1 : classification des pentes de la commune d'ELYOUSSOUFIA (W.Tissemsilt)

Pente	superficie (H a)	pourcentage	Observation
0-8 %	764	07,74%	Favorable à l'urbanisation
8-15 %	797	08,07%	Moyennement Favorable à l'urbanisation
15-25 %	1492	15,12%	Peu Favorable à l'urbanisation
+25 %	6817	69,07%	Très défavorable à l'urbanisation
Total	9870	100%	/

(Source : APC el Youssoufia)

N'oubliant pas que le relief est un facteur primordial et déterminant dans l'aménagement du territoire ; D'après le **Tableau I-1** , les pentes dépassant les 25% occupent plus de la moitié de la superficie territoriale de la commune. Ce qui confirme bien le caractère accidenté de la région.

I.3 Aspect Géologique

La géologie étudie la nature du sol, elle nous permet de prendre les dispositions nécessaires pour la réalisation des tranchées et aussi pour le choix des engins de terrassement.

Dans la géologie de la région, le gros massif dissymétrique de l'Ouarsenis qui domine les sillons du Chélif et les hautes plaines, présents une unité plus physique qu'humaine épais de 60 km et allongé sur plus de 150 km de la mina à l'Oued deur-deur, il se poursuit à l'Est par les monts de Natmar.

Les formations Crétacées sont répandues dans la région, elles constituent 9,94% de la surface ayant une importance principale pour le relief. Elles sont représentées par l'alternance de différents types de calcaires, marnes et flysch argileux en alternance de grès quartzeux, des couches calcaires épaisses.

Nous voyons au travers de cette coupe plusieurs ensembles géologiques, dont certains constituent des réservoirs d'eau (cas des grès ou des formations sédimentaires).

I.3.1 Géotechnique du site

Au niveau du territoire de la commune d'el Youssoufia on peut distinguer deux catégories de terrains :

a) TERRAINS MOYENNEMENT FAVORABLE :

Ce sont généralement des terrains situés en forte pente qui provoquent un ruissellement assez fort d'un part, et d'autres part la nature souvent argileuse ce qui pose des difficultés dans l'implantation des ouvrages.

b) TERRAINS DEFAVORABLE ;

Ce sont des terrains inondables situés à la rencontre de plusieurs affluents tel que les terrains proches des rives des oueds et ceux ayant une pente - importante dont le ruissellement des eaux présente une certaine intensité. Ce sont des terrains ayant une infiltration créant des risques de glissement.

I.3.2 Contraintes et recommandations

La ville d'el Youssoufia est greffée par des contraintes qui rendent difficile son extension à long terme, parmi ces contraintes :

- La présence de nombreux lits d'Oueds et Chaabats.
- Les terres agricoles.
- Les pentes et la zone forestière

I.4 Situation Climatique

D'après les données qui sont en notre possession, nous constatons que le climat qui prédomine dans la région est de type subcontinental avec des hivers pluvieux, froids et des étés secondaires tempérés.

Du point de vue climatique, la zone appartient à la frange tellienne bénéficiant ainsi de l'influence adoucissante de la mer. Par ailleurs, du fait de sa position par rapport au littoral.

Et à la disposition générale du relief. Elle se situe dans le cadre des minimas de Janvier (-4°C et +2 °C) et des températures minima moyenne comparables à celle des zones montagneuses moyennement accidentées le maximum moyen de juillet est de 34 C°.

Comme la région de Tissemsilt est dépourvue de station météorologique, l'analyse des facteurs climatiques de la zone d'étude est basée sur les données de la station de Tiaret présentant les mêmes caractéristiques de la région de Tissemsilt.

Tableau I-2: Caractéristiques de la station de Tiaret

STATION	Longitude	Latitude	Altitude
Tiaret	01° 28 E	35° 21 N	977m

(Source : ONM)

I.4.1 Les Températures

La température est un élément très important dans le bon fonctionnement d'un système d'épuration biologique. Le tableau ci-dessous illustre les différentes températures moyennes mensuelles et annuelles en (°C) pour la période (1994-2010).

Tableau I-3: Températures moyennes mensuelles en (°C) période 1994-2010

Mois	Jan	Fév	Mar	Avr	Mai	Jui	Juill	Août	Sep	Oct	Nov	Dec	M.A
Tmoy	5,80	6,9	9,9	11,8	17	22,9	27	26,5	20,7	16	9,9	6,8	15,1

(Source : ONM)

I.4.2 Précipitations

L'étude des précipitations est indispensable. Elle détermine les écoulements des oueds et la capacité d'acceptation du milieu récepteur des volumes d'eau usée.

Le tableau ci-dessous présente les données des précipitations mensuelles en millimètres.

Tableau I-4: Températures moyennes mensuelles en (°C) période 1994-2010

Mois	Jan	Fev	Mar	Avr	Mai	Juin	Juill	Août	Sep	Oct	Nov	Dec	M.A
Précipitations (mm)	42,3	40,9	31,9	40,3	26,9	12,6	5,3	12,9	36,8	42,2	41,6	44,6	31,5

(Source ONM)

L'analyse des données pluviométriques montre que la hauteur maximale des précipitations est enregistrée au mois de Décembre (44,6mm), tandis que le minimum est atteint au mois de Juillet (5,3mm).

La pluviométrie moyenne annuelle pour cette station est de (31, 5mm).

❖ Le diagramme ombrothermique :

Mois	Sep	Oct	Nov	Dec	Jan	Fév	Mar	Avr	Mai	Jui	Juill	Août
2Tmoy	41,4	32	19,8	13,6	11,6	13,8	19,8	23,6	34	45,8	54	53
Précipitations (mm)	36,8	42,2	41,6	44,6	42,3	40,9	31,9	40,3	26,9	12,6	5,3	12,9

Le diagramme ombrothermique est une représentation graphique incluant les températures et les précipitations pour matérialiser les périodes sèches et humides.

L'analyse des données pluviométriques pour les différentes stations ; permet de distinguer deux périodes dans l'année (figure I-4)

- ❖ Une période pluvieuse longue de neuf mois, du mois de septembre jusqu'au mois de mai.
- ❖ Une période sèche plus courte, qui s'étale sur trois mois consécutifs juin, juillet et août.

Tableau I-5 : moyenne mensuelle des températures et précipitations période 1994-2010

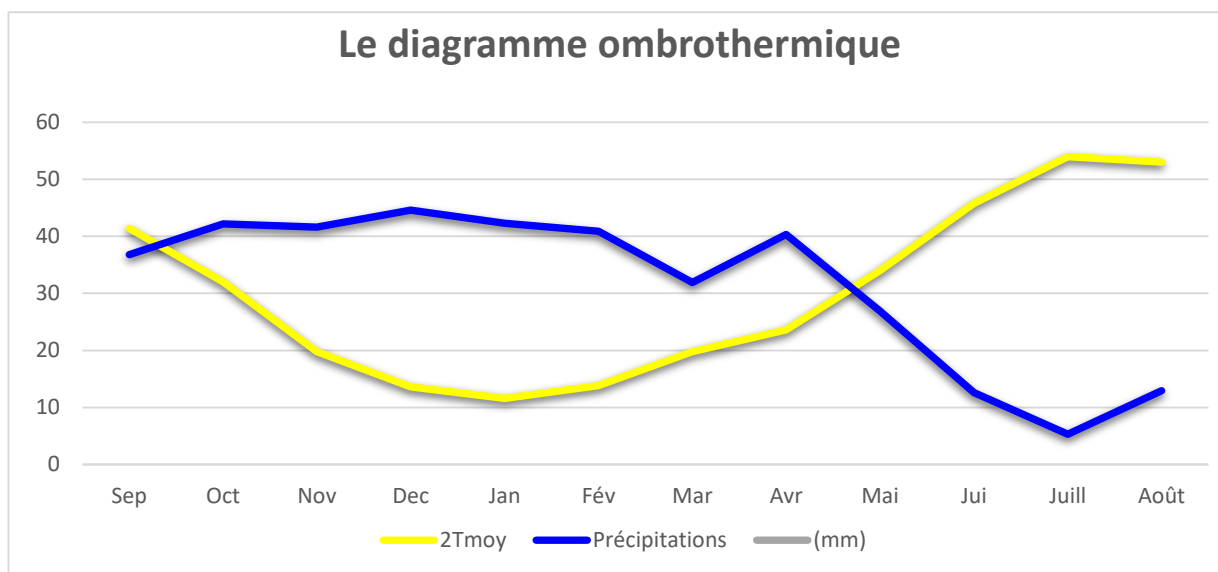


Figure I-2:Le diagramme ombrothermique

I.4.3 Les vents

La région d'el Youssoufia présente les caractéristiques de massif de l'Atlas telliennes avec une direction dominante (N.W), elles sont de nature et d'ordre Nord-ouest.

Le Tableau I-6 illustre les vitesses moyennes mensuelles des vents en m/s pour la période (1994-2010).

Tableau I-6: Les vents moyens mensuels et annuels période (1994-2010)

Mois	Jan	Fév	Mar	Avr	Mai	Juin	Juill	Août	Sep	Oct	Nov	Déc	M.A
V (m/s)	4,8	4,4	4,2	4,5	4,1	3,7	3,6	3,7	3,6	3,7	6,3	4,5	4,2

(Source : ONM)

Les vitesses moyennes mensuelles du vent sont généralement modérées. Elles varient entre 3,6 à 6,3 m/s avec une moyenne de 4,2 m/s.

I.4.4 L'évaporation

Dans notre aire d'étude elle est très importante, elle augmente la charge polluante par diminution du débit à traiter, donc elle peut être néfaste.

Tableau I-7: Evaporation mensuelle et annuelle moyenne (1994 –2010)

Mois	Jan	Fev	Mar	Avr	Mai	Juin	Juill	Août	Sep	Oct	Nov	Dec	M.A
Evap (mm)	72,6	82,2	123,3	145,1	182,7	143	186,9	163,7	103,9	73,9	43,6	30,5	112,6

(Source : ONM)

Le tableau ci-dessus fait ressortir que l'évaporation la plus importante est en été. Elle atteint son maximum au mois de juillet avec une valeur de 186.9 mm et un minimum au mois de decembre avec une valeur de

30.5 mm. La moyenne annuelle de l'évaporation est de 112.6 mm

I.4.5 L'ensoleillement

Ce facteur est primordial pour le bon fonctionnement d'un système d'épuration et ce vu l'apport que peut faire subir le rayonnement solaire sur les différents types de traitement d'éléments fondamentaux.

Tableau I-8: Ensoleillement mensuel et annuel moyen (1994 – 2010)

Mois	Jan	Fev	Mar	Avr	Mai	Juin	Juill	Août	Sep	Oct	Nov	Dec	M.A
Ensol(h)	183,2	197,3	224,1	243,9	294,2	331,9	338,8	310,9	258,4	236,8	190,5	168,2	248,2

Source : ONM

La valeur moyenne mensuelle maximale de l'ensoleillement a été enregistrée au mois de juillet, elle est de l'ordre de 338,8 Heures ; tandis que La valeur moyenne mensuelle minimale de l'ensoleillement a été enregistrée au mois de decembre, sa valeur est de 168,2 Heures.

I.5 Sismicité

Un zoning sismique actualisé a été établi par le Règlement Parasismique Algérien (R.P.A 2003)

Le territoire national a été subdivisé en cinq zones de sismicité croissante (Voir carte de zoning sismique ci-après), soit :

- Zone 0 : Sismicité négligeable
- Zone I : Sismicité faible
- Zone IIa et IIb : Sismicité moyenne
- Zone III : Sismicité élevée

Dans cette nouvelle classification, notre zone d'étude est située dans la zone sismique IIa , c'est cas l'atlas tellien et ses environs cette partie est caractérisée par des terrains à sismicité moyenne

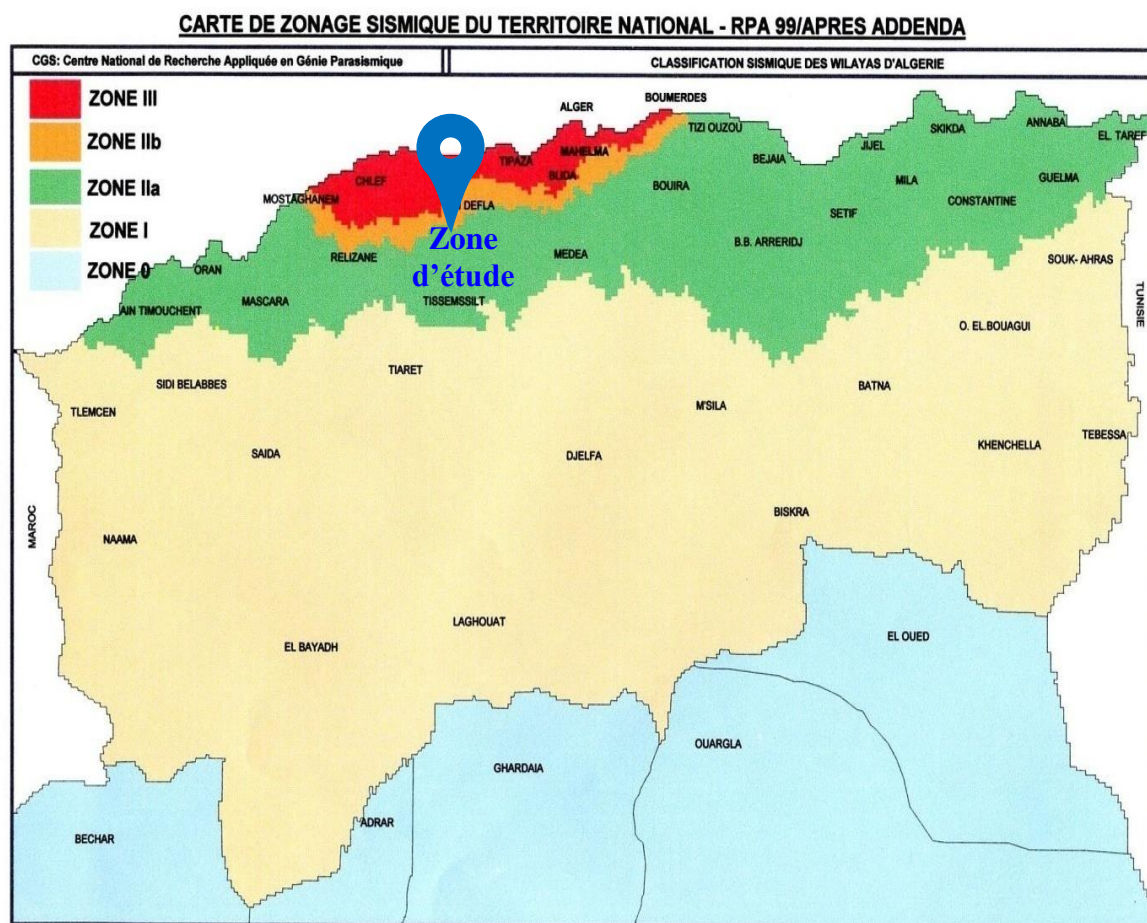


Figure I-3: Carte de zonage sismique du territoire nation

I.6 Hydrographie du territoire

Le territoire de la commune d'el Youssoufia est caractérisé essentiellement par le passage de plusieurs oueds à travers tout le territoire dans le plus important est celui de l'oued GHARGA qui divise l'agglomération chef-lieu en deux parties et son affluent oued Bourafed

Ces deux oueds composent un véritable danger pour la ville.

I.7 Situation démographique

L'analyse de la population et des logements a été obtenue à partir des données de l'enquête bâtie exhaustive effectuée sur terrain concernant

La commune de YOUSOUFIA a enregistré 2279 habitants (statistiques 2012) avec un taux de croissance démographique $X = 1,96\%$

I.8 Les équipements

La ville d'el Youssoufia est urbanisée comprenant les équipements existants suivants

01 école primaire avec 11 classes, (20 élèves/classes)

01 CEM avec 10 classes, 02 groupes pédagogiques et 177 élèves/Groupe.

APC

ADE

Parc communal

Antenne PTT

Garde communale

Gendarmerie nationale

Salle de soins

Maison de jeunes

Centre culturel

Bibliothèque

Stade

Maison cantonnière

01 mosquée

Cimetière musulman

Abattoir

02 matico.

CFPA

I.9 Encombrement du sous-sol

Le sous-sol de la ville de Sour dispose de plusieurs réseaux divers (gaz, électricité, alimentation en eau potable, assainissement).

a) Le réseau d'alimentation en eau potable :

La ville de YOUSOUFIA est alimentée à partir du barrage de DEURDEUR avec un débit exploité de 5,78 l/s.

C'est presque toute la commune qui est reliée au réseau de distribution d'eau potable qui a atteint en 2012 une longueur de 8663 ML, et le mètre linéaire de l'adduction est de 2000 ML. Avec un taux de raccordement de 100%.

Les réservoirs de stockage sont 1000 m³, 500 m³ et 120 m³

(Source : SERVICE AEP DRE TISSEMSILT)

b) Le réseau d'assainissement :

L'agglomération chef -lieu de YOUSOUFIA possède un réseau d'assainissement de type unitaire où 92 % de la population est raccordée au réseau d'évacuation.

Le réseau aura un rejet qui diverse dans l'Oued EL GHARGA et oued DJAHMOUN

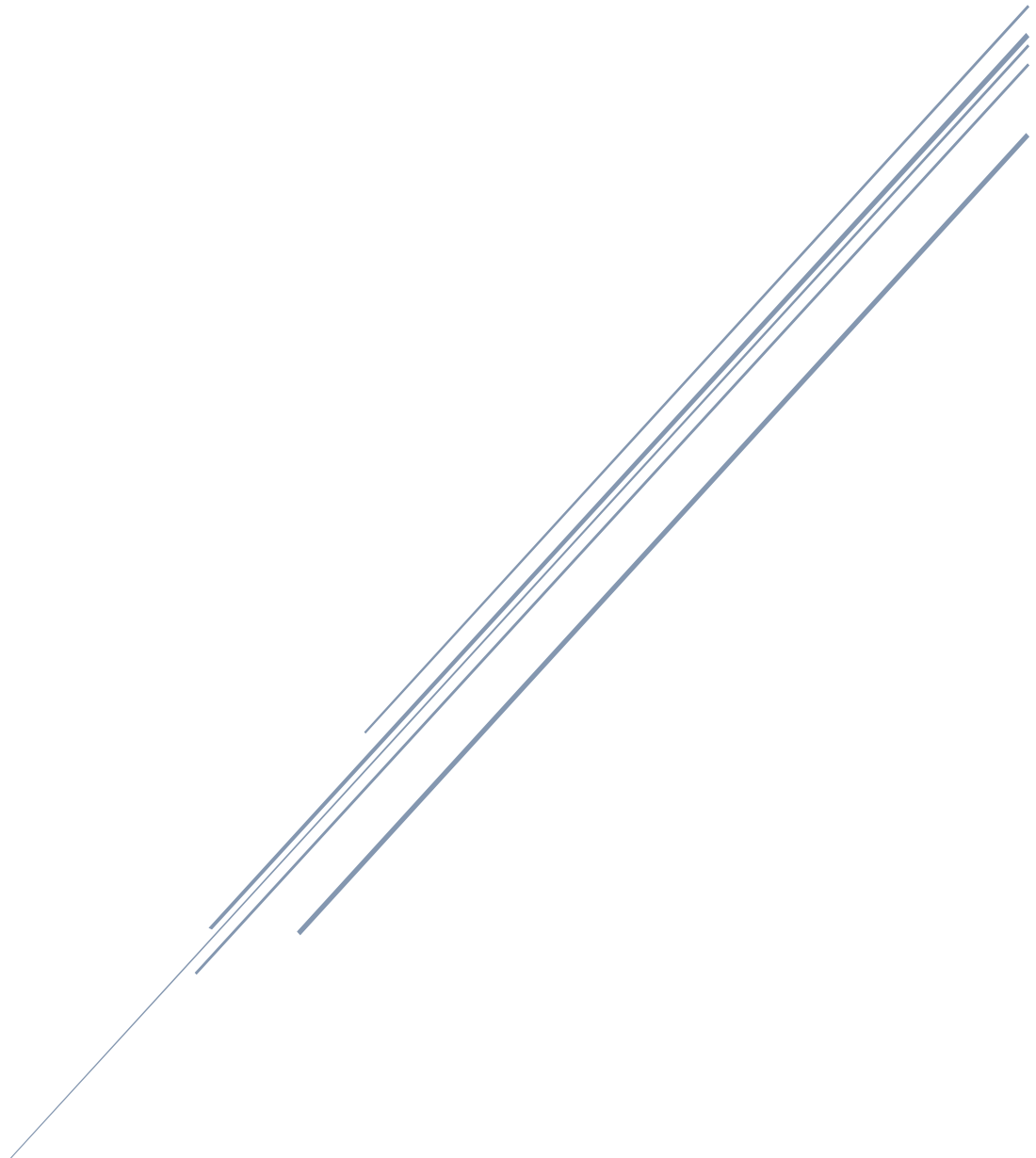
Les différents diamètres posés sont : Ø 300 ; Ø 400 ; Ø 500.

(Source : SERVICE ASSAINISSEMENT DRE TISSEMSILT)

Conclusion

Dans cette partie nous avons défini les données nécessaires concernant notre région d'étude du point de vue topographie, géologie, climatologie, démographie pour notre projet, nous a permis d'avoir une situation plus claire pour proposer un système d'assainissement afin d'évacuer les rejets de notre agglomération.

chapitre II
ETUDE
HYDROLOGIQUE



Introduction :

L'hydrologie est l'étude du comportement des eaux : origine, répartition et circulation ; propriétés physiques et chimiques ; interaction avec l'environnement physique et vivant. L'hydrologie appliquée s'intéresse principalement aux précipitations, à la présence et au mouvement des eaux gelées, stagnantes ou courantes (à la surface ou en sous-sol) ainsi qu'à l'évaporation. Plus précisément, l'hydrologie concerne l'étude des eaux intérieures ou de l'eau contenue dans l'atmosphère, plutôt que l'étude des eaux marines. Elle vise à recueillir des données pour déterminer les quantités d'eau et leur mouvement.

Les mesures donnent des renseignements essentiels sur le volume des chutes de pluie et de neige, le taux d'infiltration et de ruissellement, le débit des cours d'eau, les variations de niveau des lacs et des nappes d'eau souterraines et l'évapotranspiration. L'hydrologie englobe également l'étude des lois physiques régissant le mouvement de l'eau pendant le cycle hydrologique et l'interaction de l'eau avec l'environnement. Cette science se fonde sur diverses techniques mathématiques pour définir et décrire les relations empiriques qui existent entre le mouvement des eaux et les conditions et forces l'influençant. Hydrologie joue un rôle capital dans le domaine de l'ingénierie et des sciences environnementales. Elle concerne aussi bien les mécanismes d'écoulement des eaux dans les systèmes naturels (bassin versant) (zones industrielles ou urbanisées) que le dimensionnement des ouvrages hydrauliques utiles à l'exploitation et à la gestion des eaux. Elle permet également de mieux comprendre et simuler le comportement dynamique des eaux dans les zones où elles se répandent et de mieux saisir les impacts des aménagements hydrauliques sur l'environnement.

Les données hydrologiques relatives aux études des drainages urbains sont principalement :

1 Les petites pluies :

On désigne par les petites pluies les précipitations comprises entre les bruines dont la hauteur d'eau tombée est très faible ne provoquant pas de ruissellement.

➤ Les averses :

Ce sont les pluies subites et abondantes leur durée varie de quelques minutes à plusieurs heures.

Les éléments averses considérés dans les études de réseaux se caractérisent par :

- Un volume important ;
- Une forte intensité par unité de temps ;
- Une érosion liée au ruissellement

II.1 Choix de la station pluviométrique :

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.

Le choix de la station est important, la sélection des stations s'est faite sur la base de :

- Critères topographiques
- Critères climatiques
- La taille de l'échantillon
- Position géographique par rapport à la zone d'étude
- La qualité des données (fiable sans lacunes dans la série observée)

Suivant les critères de choix de la série pluviométrique, THENEIT EL HAD et TARIK IBN ZIAD sont les plus proches mais les données ne sont pas fiables par rapport à celles de la station de SIDI MOKREFI (Code station : 011606). Donc notre choix s'est porté sur cette dernière station.

Tableau II-1 :Caractéristiques géographiques des stations pluviométriques.

Stations	Code	Coordonnée			Période d'observation (ans)
		X(°)	Y(°)	Z(m)	
THENEIT EL HAD	011605	439.8	285.65	1150	1964-2010
SIDI MOKREFI	011606	463.2	304.25	425	1969-2017
TARIK IBN ZIAD	011607	450.15	299.5	660	1967-2011

(Source ANRH Blida).

II.2 Analyse des données pluviométriques et choix de la loi d'ajustement :

II.2.1 Analyse des données statistiques :

Nous prenons comme base de calcul la série pluviométrique de la station pluviométrique de SIDI MOKREFI dont le code : 011606, sur une période de fonctionnement de 1969 au 2017 qui a été fournie par l'A.N.R.H de BLIDA.

❖ Caractéristiques de la station pluviométrique :

La station choisie est la station 011606 de SIDI MOKREFI

Tableau II-2 :Station de référence

Code	011606
X (Lambert) (km)	463.2
Y (Lambert) (km)	304.25
Altitude (m)	425

On est disposé d'une série de données comportant les totaux des précipitations mensuelle et les maximaux journaliers pour 45 années d'observation .les valeurs de cette série sont reportés dans le Tableau II-3

Tableau II-4: précipitations mensuelles et maximales journalières à la station de SIDI MOKREFI

Année	sept	oct	nov	dec	janv	fev	mars	avril	mai	juin	juil	aout	P j max
1969	6,7	35,5	10,5	61,7	17	6,4	14,9	16,6	11,6	4,2	0	0	61,7
1970	3,2	5,6	0,3	12,9	18	8	13,4	19,4	27,6	1,9	7,7	0	27,6
1971	15,9	11,9	33,6	12,8	49,8	28,9	18,3	8,5	15,4	5,1	0	2,3	49,8
1972	23	28,3	7,6	80,4	11,2	34,5	16,7	29,5	0,2	25,7	0	0	80,4
1973	15,5	2	4,1	23,8	3,1	17,6	29,5	20,5	6,3	6,9	1,1	0	29,5
1974	12,7	18,9	10	0,2	7	33,4	16,5	46,7	16	22,5	0	0	46,7
1975	1,8	0,4	24,2	12,5	29,3	32,2	32,9	12,4	28,5	8,6	16,9	0	32,9
1976	7,9	25,7	31,5	9,1	10,3	9,1	11,3	49,7	18,3	22,2	0	5,6	49,7
1977	16,5	15,8	31,8	13,5	22,4	3,7	22,8	21,4	22,3	0	0	0	31,8
1979	21,6	17,8	4,6	8,4	28,8	9,2	40,1	14,3	11,7	0	0	12,6	40,1
1980	7,1	3,5	4,8	53,8	4,7	31,8	12,7	20,9	20,2	0	0	4,1	53,8
1981	4	7,9	0	32,9	16,6	21,7	5,4	22	20,3	5,1	0	3,1	32,9
1982	5,3	34,4	21,8	12,5	0	5,9	9,9	5,9	0,2	6,8	4,4	0,1	34,4
1983	0	2,3	33,7	8,6	34,6	15,8	17,7	18,5	17,6	22,7	0	0	34,6
1984	11,7	46,9	12,3	24,7	17,8	14,5	17,8	14,2	12,6	0,5	0	0	46,9
1985	13,3	1,9	21,5	8,6	37,7	31,2	63,3	3,6	4,7	4,9	0,7	1,9	63,3
1986	7,9	23,8	22,7	10,5	19,6	21,1	8,4	1,6	12,2	8,5	7,3	0	23,8
1989	4,3	5,2	10,5	7,7	16,2	0	21,6	23,9	9,9	3,9	26,8	0,6	26,8
1990	9,2	8,2	8,7	20,4	19	15,4	29,5	1,9	7,9	2,9	0	8,5	29,5
1991	3,8	23,7	4,5	5,6	55,4	4	14,6	27,8	30,1	5,6	14,6	1,7	55,4
1992	5,1	22,1	15,6	22,3	3	20,9	5,8	17,7	23,9	0	0,7	3,7	23,9
1993	17,7	12,1	8,4	7,5	37,8	11,8	0,5	7,7	4,8	0	0	1,6	37,8
1994	66,1	15,7	7,5	36	65,7	18,5	13,7	6	8,8	8,9	0	1,1	66,1
1995	28,2	26,8	11,3	5,1	7,6	11,3	20,7	27,2	7,5	10,7	10,3	5,9	28,2
1996	17,9	11,5	3,4	8,3	14,3	13,7	3,2	14,6	12,7	0	3,1	11,5	17,9
1997	35,4	20,4	19,4	13	1,9	6,9	4,4	15,7	50,3	2,7	0	0,7	50,3
1998	4,6	20,6	12,2	6,2	22,5	27,1	35,2	1,4	1,6	0	0	1,8	35,2
1999	5,4	5,2	11,6	14,2	3,8	0	3,4	7,4	2,6	0	0	0	14,2
2000	8,6	14,9	33,7	7,3	26,5	10	1,5	20	4,1	0	0	1,8	33,7
2001	11,3	9	10,7	7,8	8,1	4,3	12	8,9	13,1	0	0	5,4	13,1
2002	4,2	9,8	15,2	8,2	16,7	33,6	3,9	13,1	5,3	4,3	2,5	1,2	33,6
2003	3,8	11,9	14,9	23,2	15,3	9	18,2	14,3	8,7	10,5	0	14,3	23,2
2004	12,1	15	26,7	22,4	15,6	15,5	3,8	10,7	5,7	0	0	0	26,7
2005	7,9	28	15,4	24,3	12,7	15,5	8,7	4,4	22,9	2,1	4,3	0	28
2006	16,8	4,3	3,3	17,3	1,8	10,7	32,8	13,8	8,1	0	3,2	9,2	32,8
2007	28,7	71,3	44,8	9,5	7,7	6,2	28,4	7,1	17,2	3,3	6,7	0	71,3
2008	13,9	15,8	14,2	39	13,3	5,3	18,6	21,9	9,9	0	0,6	6,8	39
2009	14,3	5,7	7,3	17,2	11,8	24,9	19,2	8,2	5,1	4,2	0	25	25
2010	0	15,3	11,3	10,6	20,6	18,9	7,7	22,1	23,2	9,4	3,8	0	23,2
2011	0	19,9	13,2	11,4	12	21,3	30,7	27,9	6,1	0	0	0	30,7
2012	2,2	8,3	29,8	1,6	9,9	31,4	3,1	55,7	17,6	0	1,5	13,8	55,7
2013	6,3	0	15,4	12,3	10,5	9,8	18,7	1,1	5,3	1,6	0	0	18,7
2014	15,6	7,7	7,2	24,2	24	12,7	10,7	0	4,1	3,2	0	5,3	24,2
2015	8,2	6,1	6,9	0	19,9	10,8	79,7	24	37,7	0	0	0	79,7
2016	3,8	2,6	11,5	22,4	34,2	1,4	6,9	0,9	2,7	14,6	0	7,2	34,2
2017	7	26,3	25,7	14,5	13,2	10,3	15,8	25,8	21,9	26,2	0	3,1	26,3

(Source ANRH BLIDA)

II.2.2 Détermination de l'intensité moyenne de précipitation :

Dans le domaine d'assainissement ; le but principal de cette étude est de déterminer l'intensité moyenne maximale d'après l'étude des averses qui revêt une importance capitale en hydrologie dont l'intérêt est d'évaluer la quantité des eaux pluviales pour un bassin versant donné. L'intensité moyenne maximale est exprimée en (mm/h), elle est donnée par la formule (II -1), c'est la lame d'eau précipitée (mm) rapportée à un intervalle de référence Δt (h) ;

$$i_m = \frac{\Delta h}{\Delta t} \dots\dots\dots(II- 1)$$

Avec : i_m : intensité moyenne en mm/h.
 Δh : hauteur de pluie tombée pendant la durée Δt.

Pour le calcul de l'intensité, on doit :

- Analyser les données pluviométriques 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.

II.2.3 Caractéristiques empiriques de la série :

La moyenne interannuelle des précipitations maximales journalières « $\overline{P_{max, j}}$ »

$$\overline{P_{max, j}} = \frac{\sum_{i=1}^n P_{max, j}}{N} \dots\dots\dots(II- 2)$$

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

Pour N Supérieur à 30 ans, on a :

$$\sigma_{P_{max, j}} = \left[\sqrt{\frac{\sum_{i=1}^n (P_{max, j} - \overline{P_{max, j}})^2}{N}} \right] \dots\dots\dots(II- 3)$$

Le coefficient de variation « C_v » :

$$C_v = \frac{\sigma_{P_{max, j}}}{\overline{P_{max, j}}} \dots\dots\dots(II- 4)$$

Exposant climatique

Il est donné par l'A.N.R.H de Blida tel que : $b=0.29$

Tableau II-5 :Résumé des caractéristiques empiriques de la série

Nombre d'année d'observation	46
Minimum (mm)	13.1
Maximum (mm)	80.4
Moyenne (mm)	37,919
Écart type (mm)	13,182
Coefficient de variation	0,348

Tableau II-6 : Calcul des paramètres du test de la médiane

Après avoir calculé les caractéristiques empiriques les plus importants (moyenne arithmétique, écart type et coefficient de variation) il faut choisir une loi de probabilité

Susceptible de s’ajuster d’une manière adéquate à la série hydrologique.

II.2.4 Teste d’homogénéité

Avant de passer à l’ajustement de notre série il faut d’abord commencer par la vérification de l’homogénéité de cette dernière. Pour vérifier l’homogénéité de notre série pluviométrique on va passer par le Test de la Médiane (Test de Mood).

-Principe du Test de la Médiane :

- On classe l’échantillon par ordre croissant.
- On détermine la Médiane Me.
- On remplace les valeurs de la série non classée par :
 - Un signe (-) si : $X_i < Me$.
 - Un signe (+) si : $X_i > Me$.

➤ On calcule les valeurs de Ts et Ns tel que :

Ns : Nombre total de séries de + ou de - ;

Ts : Taille de la plus grande série de + ou de - ;

$$Ns > \frac{1}{2}(n + 1 - u_{\alpha/2}\sqrt{n + 1}) \dots\dots\dots(II- 5)$$

$$Ts < 3.3 (\log n + 1) \dots\dots\dots(II- 6)$$

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 $(N+1/ 2)^{i\grave{e}me}$ valeur
- ✓ Si N est pair, on prend la moyenne entre la $(N/2)^{i\grave{e}me}$ valeur et la $(N+1/2)^{i\grave{e}me}$ valeur

Puisque notre série est impaire (N= 46), la médiane est observée à la valeur centrale,

Donc la médiane (X50%)=23 est égale à **32.9 mm**

Pour la série non triée, on attribue à chaque valeur

- Un signe positive (+) si $X_i > X_{50\%}$
- Un signe négatif (-) dans le cas contraire.

Rang	P j max classée par ordre croissant	P j max
1	13,1	61,7+
2	14,2	27,6-
3	17,9	49,8+
4	18,7	80,4+
5	23,2	29,5-
6	23,2	46,7+
7	23,8	32,9+
8	23,9	49,7+
9	24,2	31,8-
10	25	40,1+
11	26,3	53,8+
12	26,7	32,9+
13	26,8	34,4+
14	27,6	34,6+
15	28	46,9+
16	28,2	63,3+
17	29,5	23,8-
18	29,5	26,8-
19	30,7	29,5-
20	31,8	55,4+
21	32,8	23,9-
22	32,9	37,8+
23	32,9	66,1+
24	33,6	28,2-
25	33,7	17,9-
26	34,2	50,3+
27	34,4	35,2+
28	34,6	14,2-
29	35,2	33,7+
30	37,8	13,1-
31	39	33,6+
32	40,1	23,2-
33	46,7	26,7-
34	46,9	28-
35	49,7	32,8-
36	49,8	71,3+
37	50,3	39+
38	53,8	25-
39	55,4	23,2-
40	55,7	30,7-
41	61,7	55,7+
42	63,3	18,7-
43	66,1	24,2-
44	71,3	79,7+
45	79,7	34,2+
46	80,4	26,3-

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.

On trouve que :

$$Ts = 7$$

$$Ns = 25$$

On vérifie les conditions suivantes :

$$Ns > \frac{1}{2}(n + 1 - u_{\alpha/2}\sqrt{n + 1}) \dots\dots\dots (II- 7)$$

$$Ts < 3.3 (\log (n) + 1) \dots\dots\dots (II- 8)$$

Avec : $\alpha = 5\%$ $u_{\alpha/2} = 1,96$

Tableau II-7: Résultat du test de la médiane

Paramètre	Valeur	Comparaison
Ns	25	25 > 16.78 → condition n°1 vérifiée
$\frac{1}{2}(n + 1 - u_{\alpha/2}\sqrt{n + 1})$	16.78	
Ts	7	7 < 8.78 → condition n°2 vérifiée
3.3 (log (n) + 1)	8.78	

➤ Les conditions du test de la médiane sont vérifiées, donc l'homogénéité est vérifiée.

II.3 Ajustement de la série pluviométrique

Le but de cette étude est de faire un ajustement de la série des précipitations maximales journalières par la loi choisie et de déterminer une intensité de pluie de durée et de période de retour donnée.

II.3.1 Les différentes étapes de l'étude :

- Classer la série des précipitations par ordre croissant.
- Affecter un numéro d'ordre aux valeurs classé
- Déterminer la fréquence expérimentale.
- Calculer les caractéristiques empiriques de la série de données (déjà déterminer).
- Procède à l'ajustement graphique avec la loi choisie.
- Calcule le quantile et son intervalle de confiance.
- Ce travail va être effectué avec le logiciel « Hyfran ».

Nous avant choisi Les 2 lois les plus utilisées sont :

- ♣ Loi de GUMBEL
- ♣ Loi de GALTON ou loi log normale

II.3.2 Ajustement de la série pluviométrique à la loi de Gumbel :

- La fonction de répartition de la loi de Gumbel est :

$$F(x) = e^{-e^U} \dots\dots\dots(II- 9)$$

- $F(x)$: Fréquence au dépassement de la valeur de x
- $U = \frac{x-a}{b}$ est la variable réduite de Gumbel
- α, b : Paramètres de Gumbel

- Classer les valeurs par ordre croissant en leur affectant un numéro d'ordre ;
- Calculer la fréquence expérimentale en utilisant la formule de Hazen :

$$F(x) = \frac{m-0,5}{n} \dots\dots\dots(II- 10)$$

- m : Numéro d'ordre ;
- n : Taille de la série ;

- Calculer la variable de Gumbel pour chaque valeur observée

$$y = -\text{Ln}[-\text{Ln}(F(x))] \dots\dots\dots(II- 11)$$

- Tracer la courbe passant par le nuage de point $P_{classé} = f(U)$ (sur excel);
- Tirer les paramètres a et b graphiquement ;
- On obtient $P = b.U + a$

Tableau II-8: Ajustement des précipitations maximales 1journalières à la loi de Gumbel

Rang	P j max classée	Fréquence de Hazen F(x)	Variable réduite « y »
1	13,1	0,01086957	-1,50890762
2	14,2	0,0326087	-1,23056886
3	17,9	0,05434783	-1,06896054
4	18,7	0,07608696	-0,94619061
5	23,2	0,09782609	-0,84353249
6	23,2	0,11956522	-0,75325087
7	23,8	0,14130435	-0,67133053
8	23,9	0,16304348	-0,59539012
9	24,2	0,18478261	-0,52388512
10	25	0,20652174	-0,45574597
11	26,3	0,22826087	-0,39019318
12	26,7	0,25	-0,32663426
13	26,8	0,27173913	-0,26460234
14	27,6	0,29347826	-0,20371745
15	28	0,31521739	-0,14366107
16	28,2	0,33695652	-0,08415857
17	29,5	0,35869565	-0,02496674
18	29,5	0,38043478	0,03413553
19	30,7	0,40217391	0,09335436
20	31,8	0,42391304	0,15288673
21	32,8	0,44565217	0,2129253
22	32,9	0,4673913	0,27366285
23	32,9	0,48913043	0,33529641
24	33,6	0,51086957	0,39803134
25	33,7	0,5326087	0,46208581
26	34,2	0,55434783	0,52769555
27	34,4	0,57608696	0,59511949
28	34,6	0,59782609	0,66464643
29	35,2	0,61956522	0,73660325
30	37,8	0,64130435	0,81136526
31	39	0,66304348	0,8893696
32	40,1	0,68478261	0,97113281
33	46,7	0,70652174	1,05727466
34	46,9	0,72826087	1,14855085
35	49,7	0,75	1,24589932
36	49,8	0,77173913	1,35050761
37	50,3	0,79347826	1,46391375
38	53,8	0,81521739	1,58816351
39	55,4	0,83695652	1,72606637
40	55,7	0,85869565	1,88163566
41	61,7	0,88043478	2,06089914
42	63,3	0,90217391	2,27353157
43	66,1	0,92391304	2,5365707
44	71,3	0,94565217	2,88454054
45	79,7	0,9673913	3,40664598
46	80,4	0,98913043	4,51632902

II.3.2.1 Choix de la période de retour :

La période de retour est le temps que met une averse d’une intensité donnée pour se manifester, est néanmoins trompeuse car elle pourrait laisser croire que les crues se produisent régulièrement toutes T années. Le choix de la période de retour est le résultat d’un compromis entre le cout 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.

Pour les projets d’assainissement, nous optons généralement pour une pluie décennale, une pluie de période de retour de 10 ans est une pluie qui peut se manifester une fois tous les 10 ans.

II.3.2.2 Calcul des quantiles :

Après avoir calculé les paramètres de la loi de GUMBEL, on fixe les périodes de retour pour lesquelles on veut déterminer les quantiles à savoir [100, 50, 20, 10, 5,2 ans]. La probabilité au non dépassement est calculée par la formule suivante :

$$q = 1 - \frac{1}{T} \dots\dots\dots(II- 12)$$

✓ Pour les différentes périodes de retour.

Les résultats de l’ajustement à la loi de GUMBEL issus de logiciel (Hyfran), avec l’utilisation de la méthode des moments sont représenté dans le tableau :

Tableau II-9 :Ajustement de la série pluviométrique à la loi de GUMBEL

Période de retour (ans) «T»	Probabilité «Q»	«Xt»	Ecart-Type	Intervalle de confiance 95%
100.0	0.9900	86.943	7.4738	72.292 - 101.59
50.0	0.9800	78.295	6.4973	65.558 - 91.032
20.0	0.9500	66.754	5.2153	56.530 - 76.978
10.0	0.9000	57.838	4.2539	49.499 - 66.177
5.0	0.8000	48.543	3.3048	42.064 - 55.022
3.0	0.6667	41.146	2.6274	35.995 - 46.297
2.0	0.5000	34.504	2.1381	30.313 - 38.696

(Source : logiciel Hyfran)

Avec :

T : période de retour (T=10ans).

Q : probabilité au non dépassement.

Xt : précipitation maximale journalière

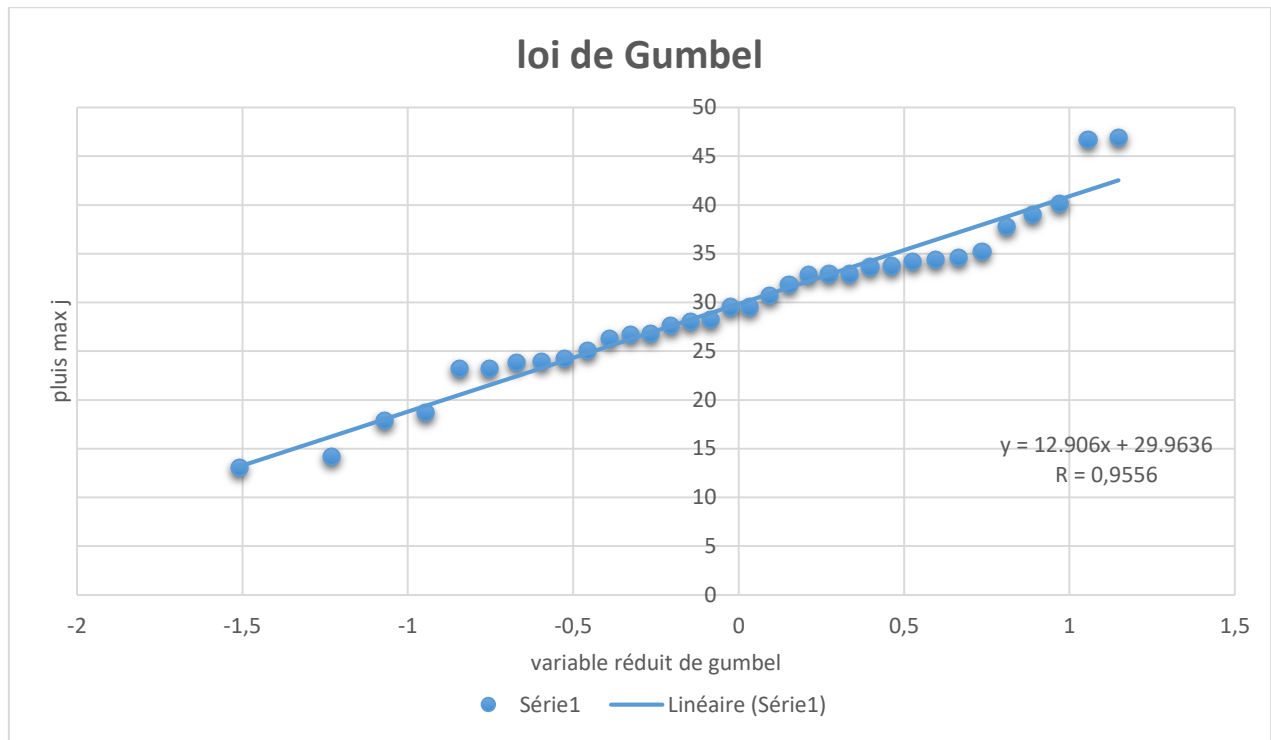


Figure II: présentation graphique de Gumbel

D'où les paramètres a et b sont :

$$a = 29.964\text{mm}$$

$$b = 12.9058$$

$$\text{Donc : } P = 12.3862 \cdot y + 29.964$$

Pour T = 10 ans

$$\text{On a : } F = 0.1$$

$$\text{Puis : } (1 - F) = 0.9 \text{ (non dépassement)}$$

$$\text{Donc : } y = -\ln[-\ln(0.9)] = 2.25$$

Calculer la variable réduite de GUMBEL donnée par la formule suivante :

$$Y = -\ln(-\ln(F(x_i)))$$

Finalement :

$$P_{\text{Max},10\text{ans}} = 11,053(2,25) + 29.839 = \mathbf{57.833m}$$

II.3.2.3 Coefficient de corrélation :

Le coefficient de corrélation entre les valeurs expérimentales et théoriques est donné par la relation suivante :

Avec :

$$r = \frac{\sum_{i=1}^n (x_i - \bar{x})(y_i - \bar{y})}{\sqrt{\sum_{i=1}^n (x_i - \bar{x})^2 \sum_{i=1}^n (y_i - \bar{y})^2}} \dots\dots\dots(\text{II- 13})$$

\bar{x} et \bar{y} Sont respectivement les moyennes arithmétiques des variables x et y

P : valeurs expérimentales des précipitations maximales journalières

Y : valeurs théoriques des précipitations maximales journalières

Avec un coefficient de corrélation égal à $r = 0,956 > 0,8$; montre que la corrélation est acceptable

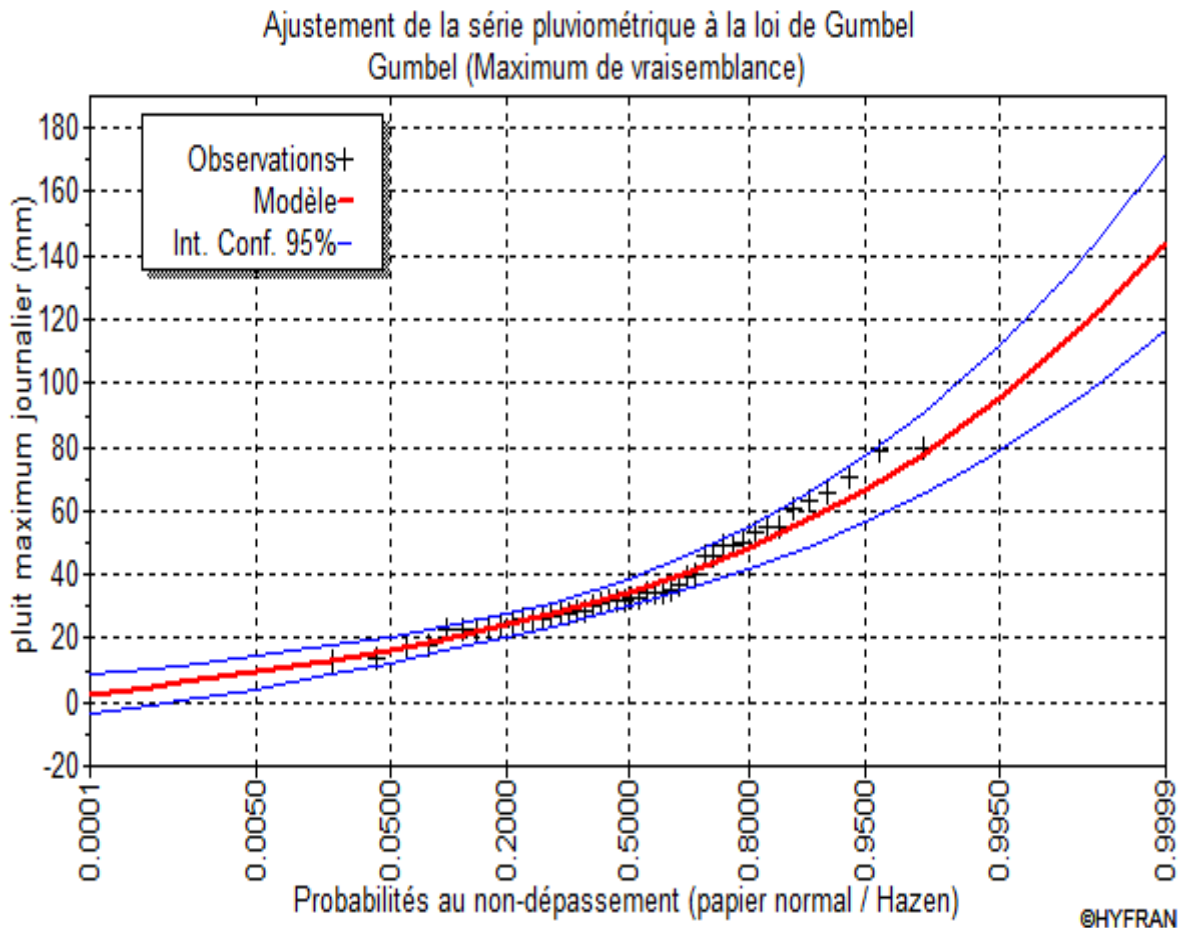


Figure II-1: Ajustement selon la loi de Gumbel (Source : logiciel Hyfran)

REMARQUE :

Les données des pluies maximales s’ajustent à la loi de Gumbel.

II.3.3 Ajustement de la série pluviométrique à la loi de Galton (log normal) :

La fonction de répartition de la loi de Galton est :

$$F(x) = e^{-e^{-\alpha(x-x_0)}} \dots\dots\dots(II- 14)$$

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

α, x_0 : Coefficients d'ajustement ;

- x_0 est le paramètre de position (mode) ;

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

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

$$F(x) = e^{-e^{-y}} \dots\dots\dots(II- 15)$$

$Y = \alpha (x-x_0)$ est la variable réduite de Galton.

Et l'équation de la droite de Galton est :

$$x = (1/\alpha) y + x_0.$$

II.3.3.1 Procédé d'ajustement :

Classement des valeurs par ordre décroissant (fréquence au non dépassement).

Calcul de la fréquence expérimentale.

Calcul des caractéristiques empiriques de la série initiale \bar{x} et σ

Calcul des caractéristiques de la série transformée en logarithme $\overline{\ln x}$ et $\sigma_{\ln x}$.

Report des valeurs sur papier GAUSSO-LOGARITHMIQUE.

Détermination de la droite de Galton $\ln x = \overline{\ln x} + y \cdot \sigma_{\ln x}$

Détermination de la valeur extrême soit graphiquement sur la droite, soit analytiquement par :

$$y = \frac{\ln(x) - \overline{\ln(x)}}{\sigma_{\ln(x)}} \dots\dots\dots(II- 16)$$

Tableau II-10 : Ajustement des précipitations maximales journalières à la loi de Galton

P j max	classée	rang	f(x)	ln(pmax)	y
61,7	80,4	1	0,01086957	4,12228393	1,73278292
27,6	79,7	2	0,0326087	3,31781577	-0,69031394
49,8	71,3	3	0,05434783	3,90801498	1,08739453
80,4	66,1	4	0,07608696	4,38701418	2,53016318
29,5	63,3	5	0,09782609	3,38439026	-0,48978836
46,7	61,7	6	0,11956522	3,84374416	0,89380772
32,9	55,7	7	0,14130435	3,49347266	-0,16122693
49,7	55,4	8	0,16304348	3,90600493	1,08134016
31,8	53,8	9	0,18478261	3,45946629	-0,26365575
40,1	50,3	10	0,20652174	3,69137633	0,43486848
53,8	49,8	11	0,22826087	3,98527347	1,3201008
32,9	49,7	12	0,25	3,49347266	-0,16122693
34,4	46,9	13	0,27173913	3,53805656	-0,02693806
34,6	46,7	14	0,29347826	3,54385368	-0,00947686
46,9	40,1	15	0,31521739	3,84801768	0,90667975
63,3	39	16	0,33695652	4,14788533	1,80989557
23,8	37,8	17	0,35869565	3,16968558	-1,13648921
26,8	35,2	18	0,38043478	3,28840189	-0,77890998
29,5	34,6	19	0,40217391	3,38439026	-0,48978836
55,4	34,4	20	0,42391304	4,01457959	1,40837227
23,9	34,2	21	0,44565217	3,17387846	-1,12386006
37,8	33,7	22	0,4673913	3,6323091	0,25695513
66,1	33,6	23	0,48913043	4,19116875	1,94026731
28,2	32,9	24	0,51086957	3,33932198	-0,62553621
17,9	32,9	25	0,5326087	2,88480071	-1,99457617
50,3	32,8	26	0,55434783	3,91800508	1,11748517
35,2	31,8	27	0,57608696	3,56104608	0,04230748
14,2	30,7	28	0,59782609	2,65324196	-2,69204228
33,7	29,5	29	0,61956522	3,51749784	-0,08886194
13,1	29,5	30	0,64130435	2,57261223	-2,93490292
33,6	28,2	31	0,66304348	3,51452607	-0,09781305
23,2	28	32	0,68478261	3,14415228	-1,21339675
26,7	27,6	33	0,70652174	3,28466357	-0,79016998
28	26,8	34	0,72826087	3,33220451	-0,64697437
32,8	26,7	35	0,75	3,49042852	-0,17039604
71,3	26,3	36	0,77173913	4,26689633	2,16836243
39	25	37	0,79347826	3,66356165	0,3510893
25	24,2	38	0,81521739	3,21887582	-0,98832583
23,2	23,9	39	0,83695652	3,14415228	-1,21339675
30,7	23,8	40	0,85869565	3,42426265	-0,3696908
55,7	23,2	41	0,88043478	4,01998015	1,424639
18,7	23,2	42	0,90217391	2,92852352	-1,86288095
24,2	18,7	43	0,92391304	3,18635263	-1,08628725
79,7	17,9	44	0,94565217	4,37826959	2,50382405
34,2	14,2	45	0,9673913	3,53222564	-0,04450107
26,3	13,1	46	0,98913043	3,26956894	-0,83563573

- L'équation de la droite de Galton qui ajuste les valeurs expérimentales est :

$$\ln(x_{p\%}) = \overline{\ln(x)} + y_{p\%} \cdot \sigma_{\ln(x)}$$

- Détermination de la valeur extrême soit graphiquement sur la droite, soit analytiquement par :

$$x_{p\%} = e^{\ln p\%} = e^{\overline{\ln x} + y_{p\%} \cdot \sigma_{\ln x}} \dots\dots\dots(\text{II- 17})$$

$y_{p\%} = 1.28$: Variable réduite de GAUSS pour une fréquence donnée 10ans

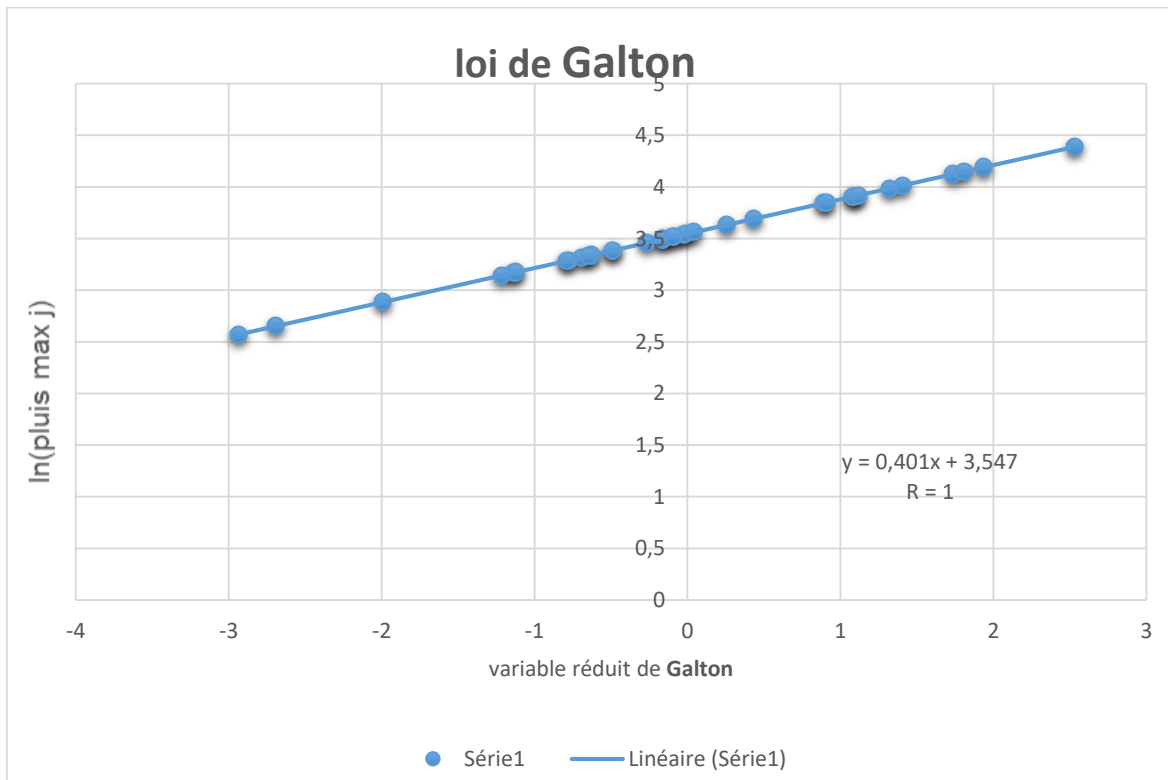


Figure II-2: présentation graphique de Galton

Les résultats trouvés pour l’ajustement par la loi de Galton sont représentés dans le tableau :

Tableau II-11: Les résultats trouvés pour l’ajustement par la loi de Galton

La moyenne de la série	$\overline{\text{Log}P_{\text{max},j}} = 3.547$
Ecart-type	$\text{log}P_{\text{max},j} = 0.401$
La précipitation maximale journalière	$P_{\text{max},j} (10\%) = 58.016$

II.3.3.2 Coefficient de corrélation :

Le coefficient de corrélation entre les valeurs expérimentales et théoriques est donné par la relation suivante :

Avec :

$$r = \frac{\sum_{i=1}^n (x_i - \bar{x})(y_i - \bar{y})}{\sqrt{\sum_{i=1}^n (x_i - \bar{x})^2 \sum_{i=1}^n (y_i - \bar{y})^2}} \dots\dots\dots(\text{II- 18})$$

\bar{x} et \bar{y} Sont respectivement les moyennes arithmétiques des variables x et y

P : valeurs expérimentales des précipitations maximales journalières

Y : valeurs théoriques des précipitations maximales journalières

Avec un coefficient de corrélation égal à $r = 1 > 0,8$; montre que la corrélation est acceptable.

Les résultats de l’ajustement à la loi de GALTON issus de logiciel (Hyfran), avec l’utilisation de la méthode des maximums de vraisemblance sont représenté dans le tableau :

Tableau II-12 :Ajustement de la série pluviométrique à la loi de Galton

Période de retour (ans)«T»	Probabilité «Q»	«Xt»	Ecart-Type	Intervalle de confiance 95%
100.0	0.9900	92.915	11.428	70.511 - 115.32
50.0	0.9800	82.643	9.3050	64.401 - 100.88
20.0	0.9500	69.321	6.7820	56.025 - 82.616
10.0	0.9000	59.294	5.0966	49.303 - 69.286
5.0	0.8000	49.072	3.6291	41.957 - 56.186
3.0	0.6667	41.123	2.7265	35.778 - 46.468
2.0	0.5000	34.179	2.1660	29.933 - 38.426

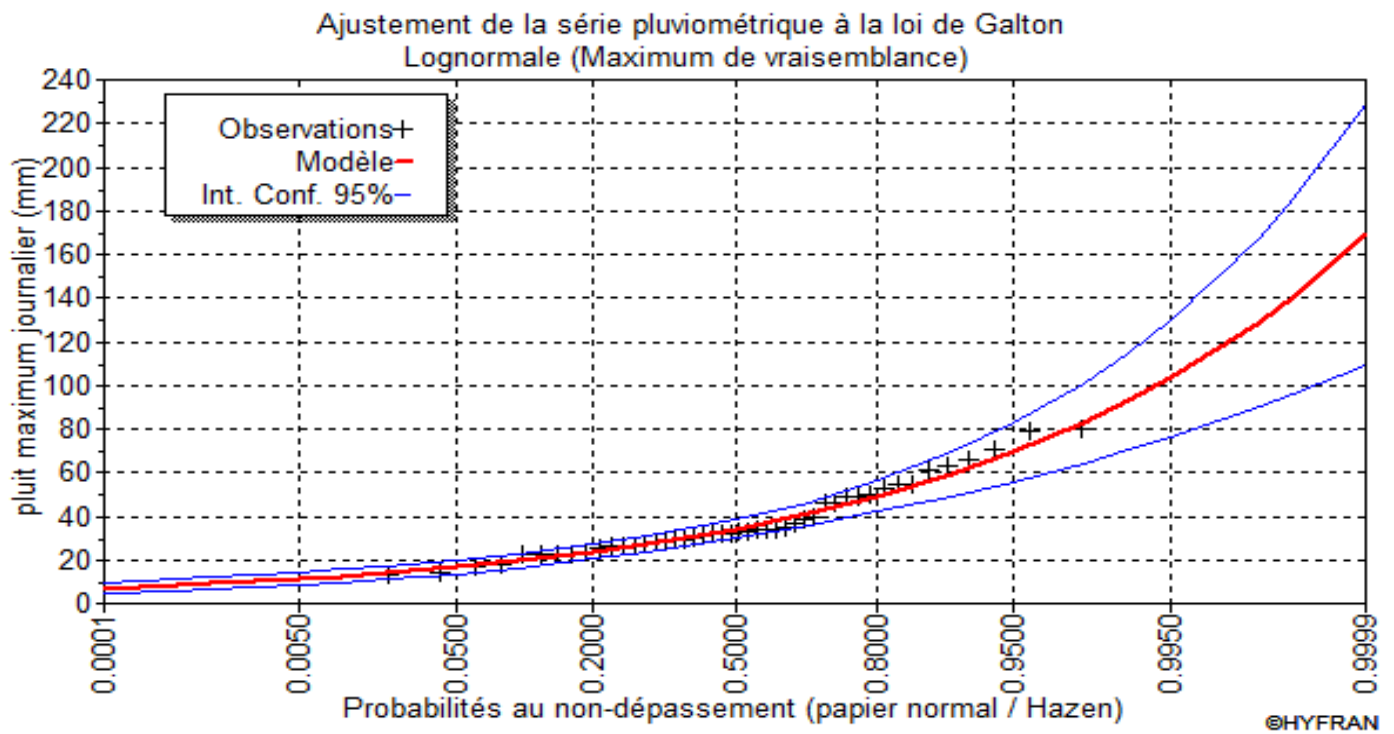


Figure II-3: Ajustement selon la loi de Galton

REMARQUE :

Les données des pluies maximales s’ajustent à la loi de GALTON.

II.3.3.3 Choix de la loi d’ajustement :

Nous avons fait un ajustement selon deux lois de probabilités théoriques différentes : L’une de Gumbel et l’autre de Galton. A ce stade, le problème qui se pose est de savoir si cette loi s’adapte ou non. Chaque loi a ses avantages et ses inconvénients, mais on doit faire un choix entre ces deux lois en se basant sur :

- Les valeurs des paramètres hydrologiques estimés (coefficient de corrélation, pluies décennales).
- L’observation visuelle des graphes et sur le test Khi2.

II.3.3.4 Comparaison entre les deux lois d’ajustement :

🌀 -coefficient de corrélation :

$$R_{GALTON} = 1$$

$$R_{GUMBEL} = 0,956$$

🔍 **Interprétation**

Les deux corrélations sont acceptables.

☉ -pluies décennales :

$$P_{max, j(GALTON)} = 59.294mm$$

$$P_{max, j(GUMBEL)} = 57.833mm$$

🔍 Interprétation

La précipitation maximale journalière pour une fréquence au non-dépassement de 10% calculée par la loi log normale est supérieure à celle calculée par la loi de Gumbel ce qui procure une meilleure marge de sécurité correspondante à l'ajustement par la loi log normal

☉ Test d'adéquation de Khi-deux

Appelé aussi test de Khi-carré ou de 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 donné de taille N, en comparant entre les valeurs calculées et théoriques de χ^2 .

- On détermine le χ^2 calculé et le nombre de degré de liberté γ (à l'aide du logiciel HYFRAN).
- On détermine le χ^2 théorique sur la table de Khi2 (voir l'annexe I)

$$\gamma = k - 1 - m$$

Avec :

k : Nombre de class

m : Nombre de paramètre de la loi de GAUSS

$$m=2$$

Donc :

$$\gamma = 9-1-2=6$$

CONDITIONS :

- La loi est adéquate pour une erreur $\alpha = 0.05$
- On pose l'hypothèse nulle H_0 : Est que la loi de distribution de fréquence théorique P ajuste la courbe ou droite expérimentale F.

Pour que $P = F$ soit vérifier il faut que :

$$\ll \chi^2 \text{ calculé} < \chi^2 \text{ théorique} \gg$$

Tableau II-13 : Les paramètres de test Khi2 .

Distribution statistique	statistique Nombre de classe	p	χ^2 calculé	χ^2 théorique	H0
Gumbel	9	0.5606	4.87	5.531	Vérifier
Galton	9	0.5606	4.87	5.531	Vérifier

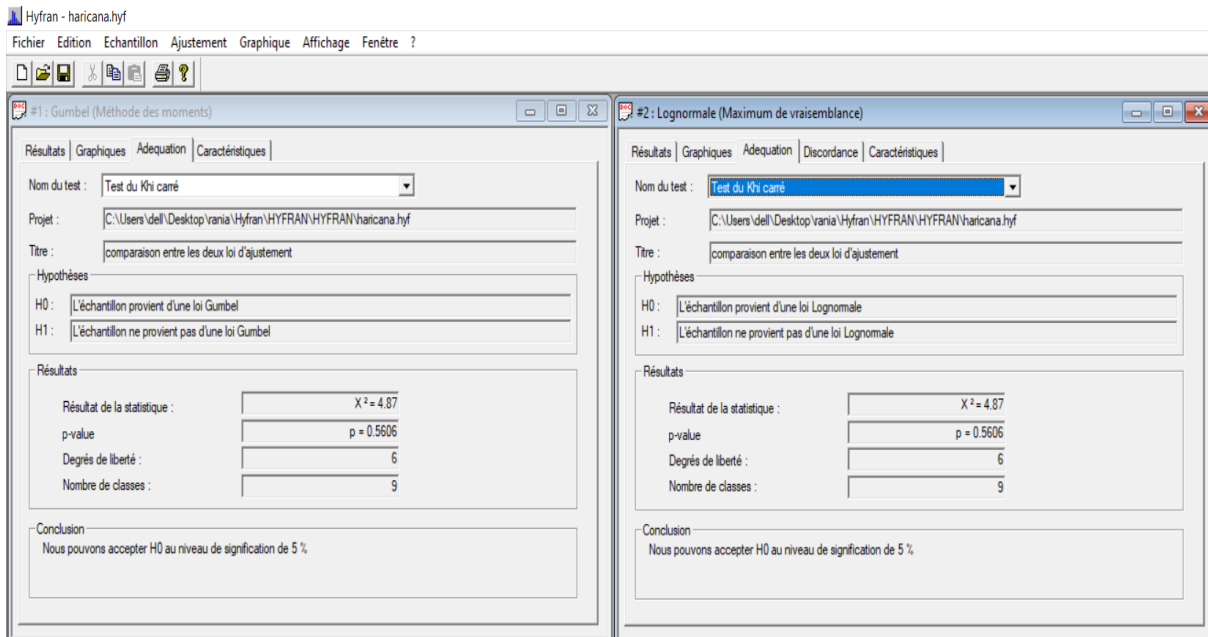


Figure II-4: les résultats du test du khi carre donnée par le logiciel HYFRAN

Interprétation

D’après le test khi-carré, on voit que dans notre travail les résultats des deux lois GUMBEL et GALTON sont identique, et que les deux lois s’ajustent.

Test graphique

Ce test est basé sur une observation visuelle des graphes d’ajustement, il consiste à examiner l’allure des points sur le papier de probabilité, et vérifier s’il s’agit d’un bon alignement sans existence de mauvaises courbures.

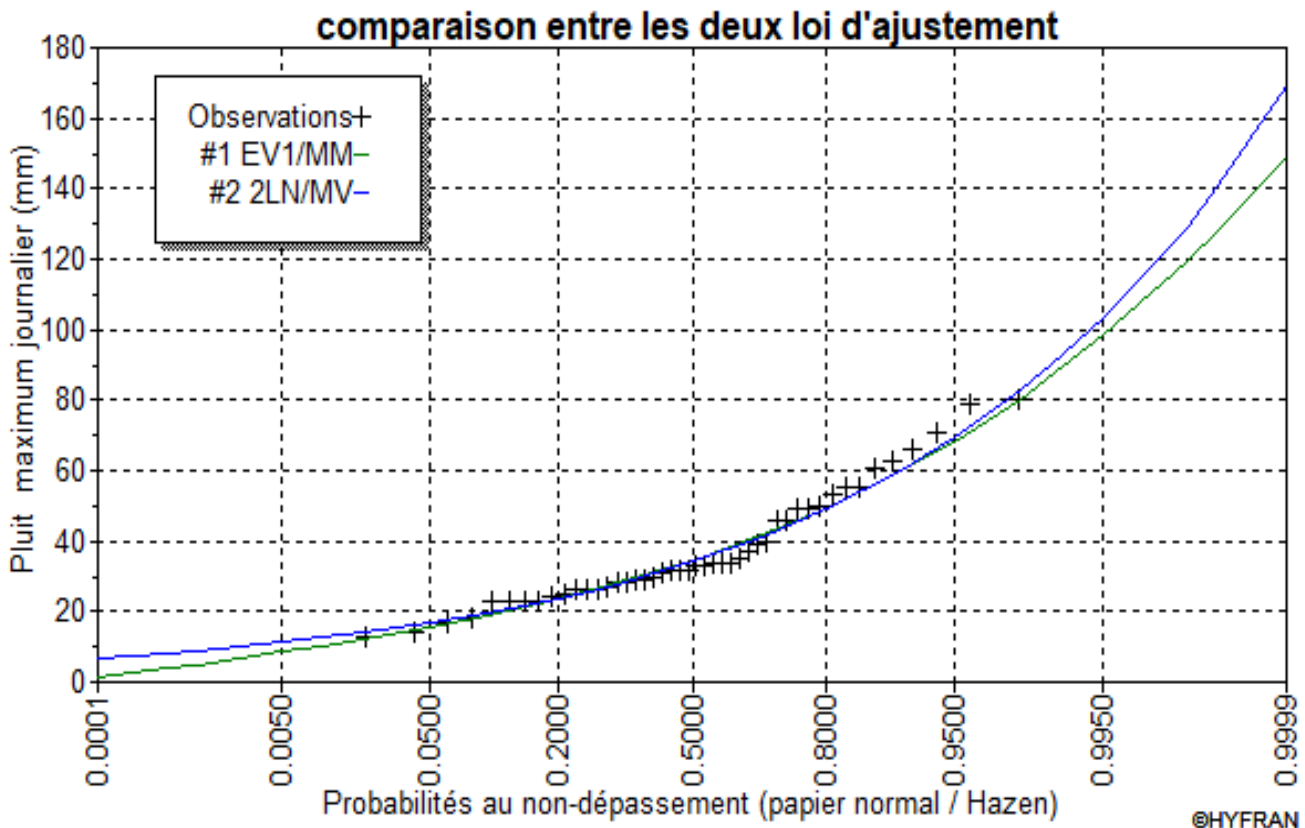


Figure II-5: Comparaison entre les deux lois d’ajustement

🔍 Interprétation

Dans les deux cas les points sont très proches de la droite théorique avec une bonne convergence. Mais on voit bien que la série s’ajuste mieux à la loi de GALTON

II.3.3.5 Sélection de la loi

D’après les différents tests qu’on a faits ; on voit nettement que la loi de Galton s’ajuste mieux donc c’est la plus appropriée

Alors on retient cette loi pour l’extrapolation des pluies à différentes périodes de retour.

II.4 Calcul des pluies et des intensités de courte durée :

On va déterminer les valeurs des pluies de courte durée et leurs intensités en se basant sur les résultats de l’ajustement à la loi log-normale. La détermination des pluies de courte durée (les averses) se fait à la base des pluies maximales journalières, par la relation suivante :

$$P_{\max,t,\%} = P_{\max,j,\%} \left(\frac{t}{24} \right)^b \dots\dots\dots(II- 19)$$

Avec :

$P_{\max,j,1\%}$ est donnée par la droite de Galton

b : exposant climatique de la région ($b=0.29$), il est donné par l’A.N.R.H de BLIDA ;

Tableau II-14: Pluies de courte durée de différentes périodes de retour et leurs intensités.

T	5 ans		10 ans		20 ans		50 ans		100 ans	
XT	49.072 mm		59.294 mm		69.321mm		82.643 mm		92.915 mm	
t (h)	Pt (mm)	It (mm/h)	Pt (mm)	It (mm/h)	Pt (mm)	It (mm/h)	Pt (mm)	It (mm/h)	Pt (mm)	It (mm/h)
0,10	10,01	100,13	12,10	120,99	14,14	141,40	16,86	168,63	18,96	189,59
0,20	12,24	61,21	14,79	73,96	17,29	86,44	20,62	103,09	23,18	115,90
0,25	13,06	52,24	15,78	63,13	18,44	73,77	22,00	87,98	24,73	98,92
0,50	15,97	31,94	19,30	38,59	22,55	45,10	26,89	53,79	30,24	60,47
0,75	17,96	23,95	21,70	28,94	25,36	33,82	30,25	40,33	34,01	45,35
1,00	19,52	19,52	23,59	23,59	27,57	27,57	32,88	32,88	36,97	36,97
2,00	23,87	11,94	28,84	14,42	33,71	16,85	40,20	20,10	45,20	22,60
3,00	26,85	8,95	32,44	10,81	37,91	12,64	45,22	15,07	50,84	16,95
4,00	29,19	7,30	35,27	8,82	41,21	10,30	49,15	12,29	55,26	13,82
5,00	31,14	6,23	37,62	7,52	43,97	8,79	52,44	10,49	58,96	11,79
6,00	32,83	5,47	39,67	6,61	46,36	7,73	55,29	9,21	62,16	10,36
7,00	34,33	4,90	41,48	5,93	48,47	6,92	57,81	8,26	65,00	9,29
8,00	35,68	4,46	43,12	5,39	50,39	6,30	60,10	7,51	67,56	8,45
9,00	36,92	4,10	44,61	4,96	52,14	5,79	62,18	6,91	69,91	7,77
10,00	38,07	3,81	46,00	4,60	53,76	5,38	64,11	6,41	72,08	7,21
11,00	39,14	3,56	47,29	4,30	55,26	5,02	65,91	5,99	74,10	6,74
12,00	40,14	3,34	48,50	4,04	56,68	4,72	67,59	5,63	76,00	6,33
13,00	41,08	3,16	49,64	3,82	58,01	4,46	69,18	5,32	77,78	5,98
14,00	41,97	3,00	50,71	3,62	59,27	4,23	70,68	5,05	79,47	5,68
15,00	42,82	2,85	51,74	3,45	60,46	4,03	72,11	4,81	81,08	5,41
16,00	43,63	2,73	52,72	3,29	61,61	3,85	73,48	4,59	82,61	5,16
17,00	44,40	2,61	53,65	3,16	62,70	3,69	74,78	4,40	84,07	4,95
18,00	45,14	2,51	54,55	3,03	63,75	3,54	76,03	4,22	85,48	4,75
19,00	45,86	2,41	55,41	2,92	64,75	3,41	77,23	4,06	86,83	4,57
20,00	46,54	2,33	56,24	2,81	65,73	3,29	78,39	3,92	88,13	4,41
21,00	47,21	2,25	57,04	2,72	66,66	3,17	79,50	3,79	89,39	4,26
22,00	47,85	2,17	57,82	2,63	67,57	3,07	80,58	3,66	90,60	4,12
23,00	48,47	2,11	58,57	2,55	68,44	2,98	81,63	3,55	91,78	3,99
24,00	49,07	2,04	59,29	2,47	69,29	2,89	82,64	3,44	92,92	3,87

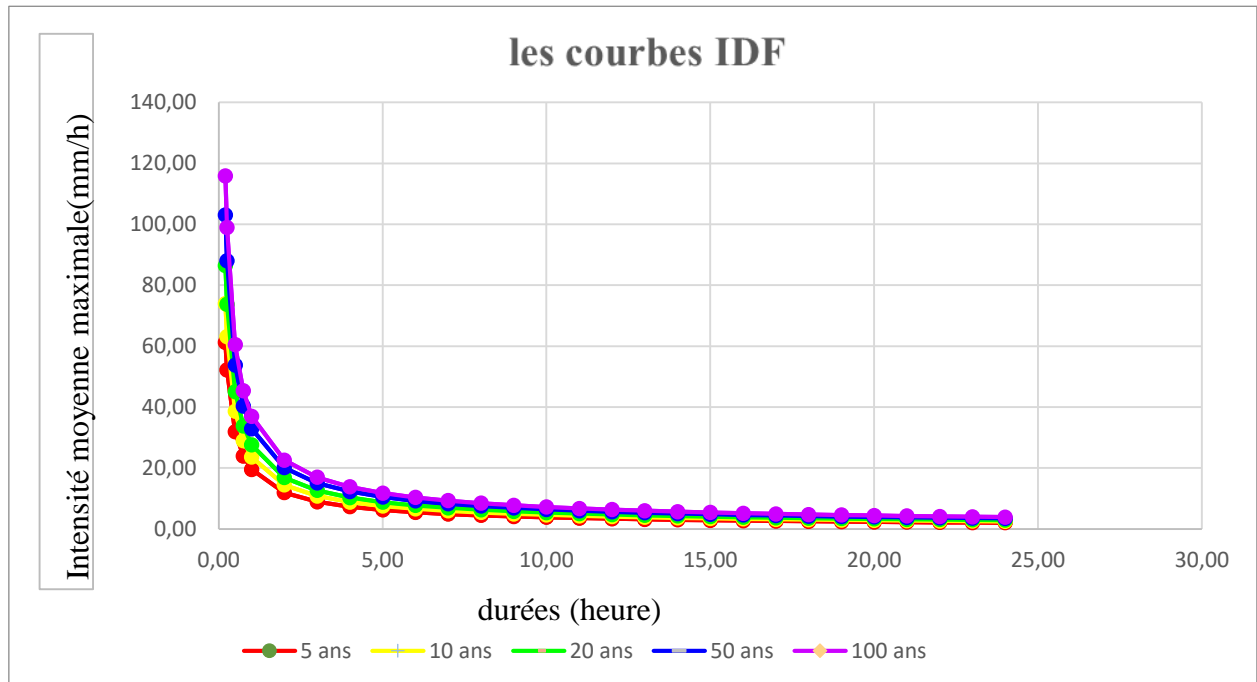


Figure II-6: Courbe intensité-durée-fréquence

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

$$I_{\Delta t,p\%} = I_{24,p\%} \left(\frac{t}{24}\right)^{b-1} \dots\dots\dots(II-20)$$

Avec :

$I_{\Delta t (15min), p\%}$: intensité moyenne de précipitation pour une averse de fréquence (p%) ;

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

Δt : durée de l'averse en heure, $t=0.25h=15min$ pour une période de retour de $T=10$ ans ;

Afin d'estimer la valeur de l'intensité, nous admettons une période de retour de 10 ans pour l'averse et une durée de 15 minutes.

On obtient donc :

$$P_{\max 15min, 10\%} = P_{\max j, 10\%} \left(\frac{t}{24}\right)^b$$

$$P_{\max j, 10\%} = 15.781mm$$

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

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

D'après la loi de GALTON :

$$P_{24, 10\%} = X_t = 59.294mm$$

Application numérique :

$$I_{(15\text{min}),p\%} = \frac{59.294}{24} \left(\frac{0.25}{24}\right)^{0.48-1}$$

$$I_{(15\text{min}),p\%} = \mathbf{63.127\text{mm/h}}$$

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

$$q_s = \frac{63.127 * 10000}{3600}$$

$$q_s = \mathbf{175.35 \text{ l/s/ha}}$$

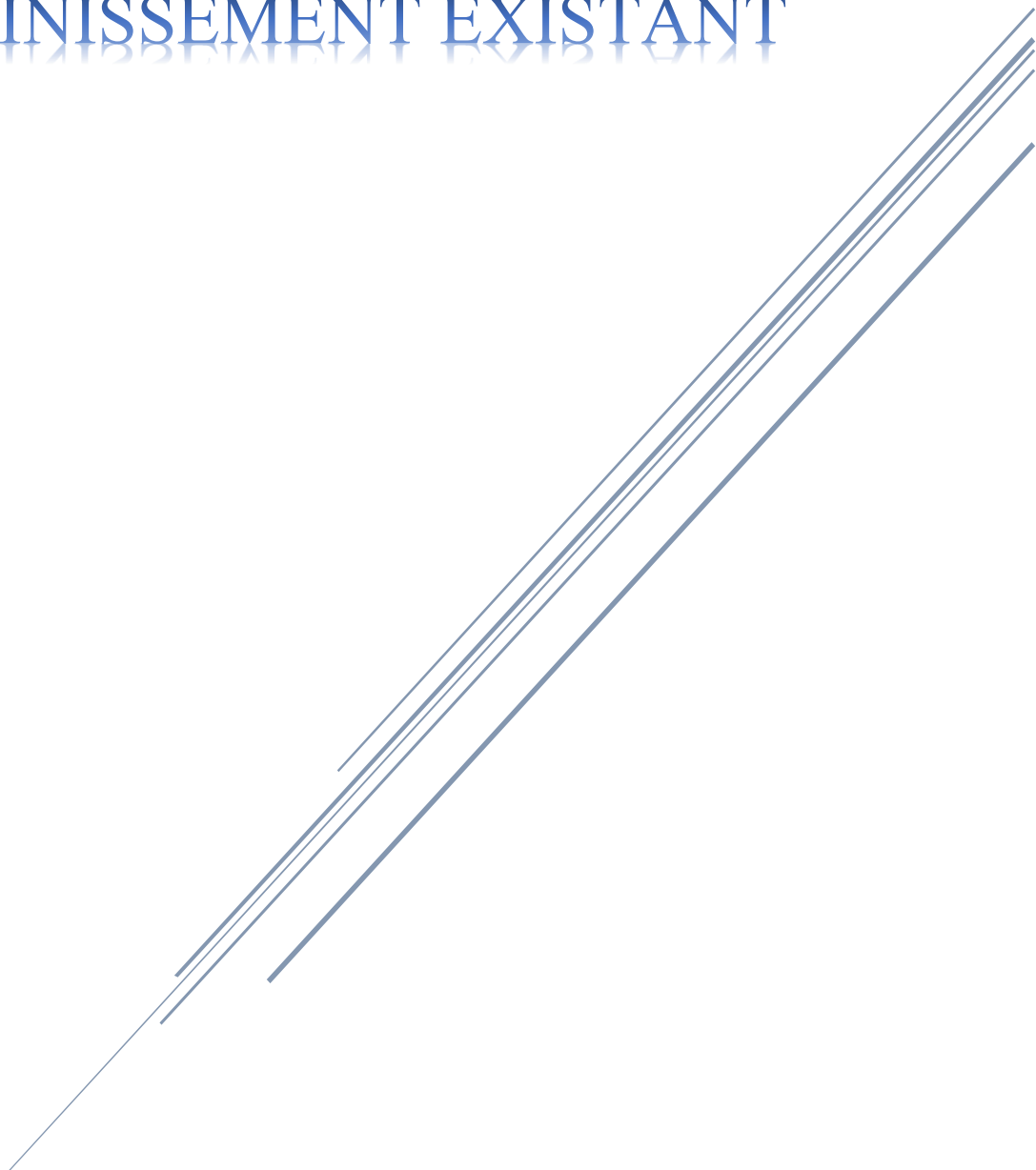
Avec $\frac{10000}{3600}$: terme de conversion du mm /h en l/s/ha

Conclusion :

En conclusion ; ce chapitre nous 'a permis de donner une étude détaillée qui nous a permet déterminer la valeur de l'intensité pluviale qui est le débit spécifique pour une durée et une période de retour de 10 ans, dont on aura besoin pour l'estimation des débits.

chapitre III

DIAGNOSTIC DU RESEAU D'ASSAINISSEMENT EXISTANT



Introduction :

Les éléments qui constituent un réseau d'assainissement, sont soumis à des sollicitations en continu qui les détériorent peu à peu, et conduisent au dysfonctionnement du système d'évacuation.

Le rejet de la ville d'el Youssoufia se fait actuellement dans oued EL GHAARGA et oued DJAHMOUN, une étude de diagnostic s'impose afin d'acquérir une bonne connaissance de l'état et du fonctionnement du réseau, pour permettre de concevoir les solutions à la situation présente du système et d'améliorer l'efficacité du système d'évacuation et la durabilité de ce dernier.

III.1 Généralités :

Les systèmes d'évacuation des eaux désignent l'ensemble des conduites et des appareillages permettant l'évacuation des eaux pluviales, des eaux usées et des eaux vannes des bâtiments individuels ou collectifs. Il existe deux systèmes d'évacuation des eaux usées : le système d'assainissement non collectif, qui peut concerner une habitation ou un petit groupe d'habitations, et le système d'assainissement collectif, souvent réservé aux zones urbaines.

Un système d'évacuation doit répondre aux exigences suivantes :

- Préserver la commodité et la qualité de vie des citoyens ainsi que leur santé ;
- Ne pas porter à la qualité de la ressource en eau ni à celle des milieux aquatiques ;
- Limiter les risques liés aux inondations.

Les dysfonctionnements d'un réseau d'assainissement sont à l'origine des dégradations structurelles ou fonctionnelles, d'un ou de plusieurs ouvrages constituant le système, et plus particulièrement les collecteurs :

- La fréquence des dépôts entraîne des mises en charge des conduites, donc des risques d'inondation ou tout simplement de débordement.
- Les trous, les fissures, la corrosion interne ou externe des ouvrages entraînent des déformations de sa géométrie ou même son effondrement.
- Ces mêmes dégradations structurelles, peuvent d'une part entraîner l'infiltration d'eaux claires (eau parasite), et d'autre part, l'exfiltration des effluents.

III.2 Phases principales 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 :

III.2.1 Recueil et exploitation de 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.

En effet, tous les documents graphiques et les informations techniques s'y rapportant doivent être coordonnés et complétés par des contrôles in situ.

On distingue trois sortes de données :

III.2.2 Données nécessaires d'une étude de diagnostic

III.2.2.1 Données de Base

Elles constituent l'ensemble des données nécessaires à un bon diagnostic, ce dernier étant l'acte qui vise à déterminer, dans un premier temps, la nature et les causes d'un dysfonctionnement, et dans un deuxième temps les conséquences qui en découlent.

Les données de base sont définies comme :

1. 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 la pente).
2. Données relatives au réseau et ses ouvrages annexes relevage, déversoir d'orage, déssableur, déshuileur, bassin de retenue, bassin d'orage...).
3. Données relatives au traitement :
 - Bilan de traitement
 - Etat de fonctionnement des ouvrages de traitement.
4. Données relatives au milieu récepteur :
 - Qualité actuelle.

Ainsi, les données de base sont définies comme étant celles relatives aux facteurs de dégradation, ainsi que celles traduisant un dysfonctionnement.

Les facteurs de dégradations sont de deux types : externes à l'ouvrage, ou internes à celui-ci.

- Les facteurs externes comprennent tous les facteurs qui jouent un rôle dans l'apparition de perturbations géotechniques, les contraintes de surface, ainsi que celles qui interviennent dans la transmission de ces dernières à l'ouvrage : type de sol, qualité et fluctuation du niveau de la nappe, qualité de l'interface sol-ouvrage, et de circulation en surface, profondeur de l'ouvrage.
- Les facteurs internes de dégradation sont l'ensemble des données relatives à l'ouvrage pris hors de son contexte environnemental : géométrie, matériau et type de construction, période de construction, type d'effluent, fonctionnement (mise en charge ou non),

III.2.2.2 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.

On distingue comme données d'orientation, les symptômes et les signes.

Dans notre étude, pour rester en cohérence avec le langage habituellement utilisé en génie urbain, nous adopterons les définitions suivantes :

- **Signe** : toute manifestation extérieure au réseau physique (structurel) ; comme par exemple, les plaintes des riverains et des usagers, les effondrements de chaussées, ... ;
- **Symptôme** : toute marque intérieure au réseau physique, comme par exemple les fissures, les déboîtements, les effritements de l'enduit, ...etc.

Les symptômes et les signes sont ceux qu'interprète un diagnostic, par les auscultations, pour trouver les causes d'un dysfonctionnement, ou d'une panne.

III.2.3 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.

III.2.4 Reconnaissance approfondie :

Cette phase consiste à faire une reconnaissance approfondie et détaillée des réseaux et des ouvrages élémentaires ce qui permet de :

- 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 ;
- Vérification de la présence de l' H_2S aux débouchées des conduites de refoulement, car la libération de ce gaz provoque une oxydation et une fermentation de l' H_2SO_4 qui provoque à son tour une attaque des matériaux constituant les ouvrages d'assainissement.

Cette phase d'étude représente un pas très important, car elle nous apporte les renseignements nécessaires de tout ce qui concerne le fonctionnement des réseaux et des ouvrages annexes.

III.2.5 Etude fonctionnelle des bassins versants élémentaires :

Elle consiste à délimiter les bassins élémentaires, sous bassins hydrologiques, et à déterminer les zones d'occupation des sols homogènes pour permettre :

- L'étude démographique, nombre d'habitants, d'emploi sur une zone ayant des caractéristiques physiques et socio-économiques homogènes ;
- Les consommations d'eau domestiques, des activités industrielles et commerciales ;
- La définition des coefficients de ruissellement ;
- La localisation des tronçons suspects, des « ponts noirs », débordements ;
- La répartition des indications de la pollution.

III.2.5.1 Choix du découpage des sous bassins

Le découpage des sous bassins se fait en tenant compte les paramètres suivants :

- Les routes et voiries existantes ;
- Nature d'occupation du sol, pour avoir des coefficients de ruissellement aussi proches que possible ;
- Limites naturelles : oueds, talweg, collines, ...etc.
- La densité des habitations.

III.2.6 Conception de la nouvelle structure d'assainissement :

Cette phase comprend les dispositions de réhabilitation, de restrictions et d'extension. D'autres dispositions particulières sont à étudier, tel que les rétentions de pollution, les traitements spécifiques aux eaux pluviales déversées par le réseau unitaire.

III.3 L'objectif de l'étude diagnostic

- D'établir un état des lieux précis et complet de l'état de fonctionnement du réseau d'assainissement.
- D'inventorier les pollutions domestiques et artisanales à traiter,
- De préciser l'impact sur les milieux récepteurs des dysfonctionnements des ouvrages par temps sec et par temps de pluie, d'évaluer les flux de rejet acceptables par rapport aux objectifs de qualité et aux usages de l'eau, en aval des points de rejet.
- De prévoir l'évolution des structures d'assainissement pour répondre aux besoins actuels et futurs de la commune.
- D'établir des règles de gestion technique des réseaux dans le souci de l'optimisation de leur fonctionnement.
- D'identifier les zones à enjeux sanitaire et/ou environnemental.
- D'établir la carte du zonage d'assainissement collectif et non collectif.
- La mise à enquête publique des zonages d'assainissement

III.4 Aperçu général du réseau d'assainissement existant de la ville d'el Youssoufia

Le réseau d'assainissement existant ne répond plus aux extensions de la commune « d'après les services d'hydraulique de la commune », ainsi que l'absence de l'entretien des bouches d'égout et des regards. Ce réseau est de type unitaire et constitué d'un ensemble de collecteurs qui draine le centre-ville.

III.4.1 Diagnostic du réseau d'assainissement de la commune d'el Youssoufia

Le diagnostic du réseau existant est une étape nécessaire à la compréhension de son fonctionnement. Il permet également de mettre en avant les anomalies à l'origine de dysfonctionnement du système d'assainissement des eaux pluviales.

Il est réalisé en 05 étapes :

1. Une étape de synthèse des données disponibles.
2. Une étape de visite du réseau sur le terrain pour une connaissance approfondie du réseau.
3. Une étape de synthèse des données collectées par l'opération de visite du réseau sur terrain.
4. Une étape de recensement des points noirs d'assainissement.
5. Une étape de proposition des solutions aux problèmes trouvés.

III.4.1.1 Synthèse des données disponibles

Pour la commune d'el Youssoufia (Chef-lieu), nombreuses études sont effectuées pour assurer l'évacuation de toutes les eaux usées et pluviales. L'analyse de ces études (Plan des réseaux d'assainissement existants) permet de tirer les informations suivantes :

1. La commune est équipée d'un réseau de type unitaire pour l'évacuation de toutes les eaux pluviales et usées.
2. Il existe six (6) décharge sauvage ;4 rejet dans oued EL GHARGA et (2) rejet dans oued DJAHMOUN.
3. Les diamètres des conduites variante du Ø315 mm à Ø500 mm
4. Aucune ouvrage annexe n'est raccordé avec le réseau (déversoir d'orage, bassin de décantation).

III.4.1.2 Visite du réseau sue le terrain pour une connaissance approfondie du réseau

Le sondage est une étape très importante pour toute opération de diagnostic d'un réseau d'assainissement. Il permet de connaître l'état actuel des réseaux existants en commençant par :

- 1/ le choix des points de sondage : le choix est réalisé de manière d'analyse tout le réseau.
- 2/ Réalisation du sondage par l'ouverture des regards de visites.
- 3/ La détermination d'état de dégradation des conduites.
- 4/ La détermination du taux de colmatage.
- 5/ la détermination des profondeurs.

III.4.1.2.1 Etat des bouches d'égout

D'après constat on a remarqué que les bouches d'égout existent sur quelques rues seulement, ils sont tous fermés par les boues et le goudron des routes, cela est dû à l'absence d'entretien et l'absence aussi presque totale des travaux de nettoyage.

III.4.1.2.2 Etat des regards

Les regards ont pour rôle de permettre le nettoyage et débouchage éventuel du réseau, on doit les placer :

- A chaque changement de pente ou direction.
- A chaque intersection de canalisation.
- Au maximum, chaque 80m de canalisation en relief plat ou à pente faible.

Le réseau d'assainissement de la commune d'el Youssoufia renferme dans sa totalité 167 regards (tous les regards sont en béton) de type circulaire et carrés. la profondeur varie de 1,5 et 3m.





L'espacement entre les regards est de 9 à 80m selon l'emplacement.

Après notre visite sur le terrain et après suivi du tracé des collecteurs et le périphérique, plusieurs constatations ont été faites à savoir :

- Des regards qui ont disparus avec le temps, à cause des constructions qui ont été réalisées sur ces derniers ou des décharges illicites.
- Des regards sont sous plusieurs couches de goudron ce qui rend l'intervention impossible.
- Plusieurs regards à travers la commune présentent des couronnes « tampons » non scellées ou absence totale de ces tampons, L'absence de ces tampons crée alors une entrée potentielle d'eaux parasites en temps de pluie, ainsi que des déchets solides. Il convient donc de remplacer rapidement ces tampons couronnes.

Lors de l'enquête effectuée sur le terrain et l'opération de sondage, nous avons visité quelque regard.





Tableau III-1: Etat des regards.

Description	Illustration
<p>Observation :</p> <ul style="list-style-type: none"> ➤ Béton Armée. ➤ Mauvais état. ➤ Présence énorme de dépôt. ➤ Ecoulement nul, 	 <p style="text-align: right;">1/09/2017</p>
<p>Observation :</p> <ul style="list-style-type: none"> ➤ En Béton Armée. ➤ Enterré (Sous une construction) 	 <p style="text-align: right;">1/09/2017</p>
<p>Observation :</p> <ul style="list-style-type: none"> ➤ En Béton Armée. ➤ Absence de tampon du regard. ➤ Risque de MTH 	 <p style="text-align: right;">1/09/2017</p>
<p>Observation :</p> <ul style="list-style-type: none"> ➤ Mauvais état, ➤ En Béton Armée. ➤ Odeur insupportable. ➤ Débordement des eaux usées a l'air libre. ➤ Ecoulement nul. 	 <p style="text-align: right;">16/09/2017</p>

III.4.1.2.3 État des rejets

Les eaux usées et pluviales sont rejetées directement dans Oued EL GHARGA et oued DJAHMOUN à partir de 6 points de rejet que comprend le réseau d'assainissement. Cette situation pose beaucoup de problème et il y a même des risque d'apparition des maladies a transmission hydrique.

Tableau III-2 :Etat des rejets

Description	Illustration
<p>Rejet n° 01</p> <ul style="list-style-type: none"> ➤ Écoulement faible ➤ Odeur insupportable ➤ Risque de MTH 	 <p style="text-align: right;">04/09/2017</p>
<p>Rejet n° 02</p> <ul style="list-style-type: none"> ➤ Écoulement faible ➤ Odeur insupportable ➤ Risque de MTH 	 <p style="text-align: right;">04/09/2017</p>
<p>Rejet n° 03</p> <ul style="list-style-type: none"> ➤ Écoulement nul ➤ Colmatage de la totalité de la conduite de décharge. ➤ Odeur insupportable ➤ Risque de MTH 	 <p style="text-align: right;">04/09/2017</p>
<p>Rejet n° 04</p> <ul style="list-style-type: none"> ➤ Écoulement très faible ➤ Odeur insupportable ➤ Risque de MTH 	 <p style="text-align: right;">04/09/2017</p>

MTH¹ : Maladies à Transmission Hydriques

III.4.1.3 Synthèse des données collectées par l'opération de sondage et recensement des points noir

Après le diagnostic physique de notre réseau d'assainissement de la commune d'el Youssoufia on arrive par la suite de faire le diagnostic hydraulique du même réseau.

Tableau III-3 :les résultats du diagnostic hydraulique et l'état physique des collecteurs

Tronçon	Forme	Matériau	Diamètre existant(mm)	Longueur (m)	Diamètre Normaliser	Etat physique	Observations
R247-R248	circulaire	PVC	315	23	315	Bonne état	A maintenir
R248-R82	circulaire	PVC	315	23	315	Bonne état	A maintenir
R221-R222	circulaire	PVC	315	14	315	Bonne état	A maintenir
R222-R83	circulaire	PVC	315	25	315	Bonne état	A maintenir
R241-R242	circulaire	PVC	315	15	315	Bonne état	A maintenir
R242-R243	circulaire	PVC	315	14	315	Bonne état	A maintenir
R243-R244	circulaire	PVC	315	25	315	Bonne état	A maintenir
R244-R83	circulaire	PVC	315	17	315	Bonne état	A maintenir
R249-R84	circulaire	PVC	315	20	315	Bonne état	A maintenir
R228-R229	circulaire	PVC	315	22	315	Bonne état	A maintenir
R229-R85	circulaire	PVC	315	18	315	Bonne état	A maintenir
R69-R70	circulaire	PVC	315	27	315	Bonne état	A maintenir
R70-R71	circulaire	PVC	315	16	315	Bonne état	A maintenir
R71-R72	circulaire	PVC	315	22	315	Bonne état	A maintenir
R72-R73	circulaire	PVC	315	17	315	Bonne état	A maintenir
R73-R74	circulaire	PVC	315	20	315	Bonne état	A maintenir
R74-R75	circulaire	PVC	315	29	315	Bonne état	A maintenir
R75-R76	circulaire	PVC	315	24	315	Bonne état	A maintenir
R76-R77	circulaire	PVC	315	24	315	Bonne état	A maintenir
R77-R78	circulaire	PVC	315	27	315	Bonne état	A maintenir
R78-R79	circulaire	PVC	315	22	315	Bonne état	A maintenir
R80-R81	circulaire	PVC	315	21	315	Bonne état	A maintenir
R81-R82	circulaire	PVC	315	24	315	Bonne état	A maintenir
R82-R83	circulaire	PVC	315	30	315	Bonne état	A maintenir
R83-R84	circulaire	PVC	315	34	315	Bonne état	A maintenir
R84-R85	circulaire	PVC	315	23	315	Bonne état	A maintenir
R85-R86	circulaire	PVC	315	17	315	Bonne état	A maintenir
R86-R79	circulaire	PVC	315	18	315	Bonne état	A maintenir
R79-R32	circulaire	PVC	315	11	315	Bonne état	A maintenir
R230-R231	circulaire	PVC	315	18	315	Bonne état	A maintenir
R231-R232	circulaire	PVC	315	17	315	Bonne état	A maintenir
R223-R224	circulaire	PVC	315	35	315	Bonne état	A maintenir
R238-R236	circulaire	PVC	315	24	315	Bonne état	A maintenir
R233-R234	circulaire	PVC	315	19	315	Bonne état	A maintenir

R234-R235	circulaire	PVC	315	22	315	Bonne état	A maintenir
R235-R236	circulaire	PVC	315	17	315	Bonne état	A maintenir
R236-R237	circulaire	PVC	315	29	315	Bonne état	A maintenir
R225-R226	circulaire	PVC	315	22	315	Bonne état	A maintenir
R226-R227	circulaire	PVC	315	19	315	Bonne état	A maintenir
R259-R260	circulaire	PVC	315	40	315	Bonne état	A maintenir
R260-R232	circulaire	PVC	315	40	315	Bonne état	A maintenir
R232-R224	circulaire	PVC	315	40	315	Bonne état	A maintenir
R224-R237	circulaire	PVC	315	24	315	Bonne état	A maintenir
R237-R261	circulaire	PVC	315	23	315	Bonne état	A maintenir
R261-rejet	circulaire	PVC	315	20	/	présence de dépôts important	Éliminé
R227-R262	circulaire	PVC	315	26	315	bonne état	A maintenir
R262-R32	circulaire	PVC	315	36	315	bonne état	A maintenir
R32- rejet	circulaire	PVC	400	12	/	présence de dépôts important	Éliminé
R211-R51	circulaire	PVC	315	18	315	bonne état	A maintenir
R212-R213	circulaire	PVC	315	19	315	bonne état	A maintenir
R213-R52	circulaire	PVC	315	17	315	bonne état	A maintenir
R280-R281	circulaire	PVC	315	28	315	-contre pente et retour des eaux même en temps sec -le regard est enterré	Redimensionner avec changement de tracé
R281-R282	circulaire	PVC	315	46	315	contre pente et retour des eaux même en temps sec	Redimensionner avec changement de tracé
R282-R283	circulaire	PVC	315	33	315	contre pente et retour des eaux même en temps sec	Redimensionner avec changement de tracé
R214-R58	circulaire	PVC	315	10	315	bonne état	A maintenir
R215-R216	circulaire	PVC	315	29	315	bonne état	A maintenir
R216-R217	circulaire	PVC	315	25	315	bonne état	A maintenir
R217-R218	circulaire	PVC	315	46	315	bonne état	A maintenir
R218-R219	circulaire	PVC	315	42	315	bonne état	A maintenir
R219-R220	circulaire	PVC	315	14	315	bonne état	A maintenir
R220-R61	circulaire	PVC	315	32	315	bonne état	A maintenir
R46-R47	circulaire	PVC	315	12	315	bonne état	A maintenir
R47-R48	circulaire	PVC	315	30	315	bonne état	A maintenir
R48-R49	circulaire	PVC	315	11	315	bonne état	A maintenir
R49-R50	circulaire	PVC	315	9	315	bonne état	A maintenir
R50-R51	circulaire	PVC	315	13	315	bonne état	A maintenir
R51-R52	circulaire	PVC	315	21	315	bonne état	A maintenir
R52-R53	circulaire	PVC	315	24	315	bonne état	A maintenir
R53-R54	circulaire	PVC	315	40	315	bonne état	A maintenir
R54-R55	circulaire	PVC	315	18	315	bonne état	A maintenir
R55-R56	circulaire	PVC	315	16	315	bonne état	A maintenir
R56-R57	circulaire	PVC	315	16	315	bonne état	A maintenir
R57-R58	circulaire	PVC	315	24	315	bonne état	A maintenir

R58-R59	circulaire	PVC	315	19	315	bonne état	A maintenir
R59-R60	circulaire	PVC	315	18	400	bonne état	A maintenir
R60-R61	circulaire	PVC	315	25	315	bonne état	A maintenir
R61-R62	circulaire	PVC	315	40	315	bonne état	A maintenir
R249-R250	circulaire	PVC	315	40	315	bonne état	A maintenir
R250-R251	circulaire	PVC	315	40	315	bonne état	A maintenir
R251-R252	circulaire	PVC	315	40	315	bonne état	A maintenir
R252-R253	circulaire	PVC	315	30	315	bonne état	A maintenir
R253-R254	circulaire	PVC	315	12	315	bonne état	A maintenir
R254-R255	circulaire	PVC	315	28	315	bonne état	A maintenir
R255-R62	circulaire	PVC	315	35	315	bonne état	A maintenir
R62-R256	circulaire	PVC	315	22	400	Etat moyen et présence de dépôts important	Changement de diamètre
R207-R205	circulaire	PVC	315	14	315	bonne état	A maintenir
R204-R205	circulaire	PVC	315	20	315	bonne état	A maintenir
R205-R206	circulaire	PVC	315	27	315	bonne état	A maintenir
R208-R209	circulaire	PVC	315	18	315	bonne état	A maintenir
R209-R210	circulaire	PVC	315	22	315	bonne état	A maintenir
R210-R25	circulaire	PVC	315	21	315	bonne état	A maintenir
R256-R206	circulaire	PVC	315	16	400	Etat moyen et présence de dépôts important	Changement de diamètre
R206-R257	circulaire	PVC	315	10	400	Etat moyen et présence de dépôts important	Changement de diamètre
R257-R258	circulaire	PVC	315	33	400	Etat moyen et présence de dépôts important	Changement de diamètre
R258-R25	circulaire	PVC	315	21	400	Etat moyen et présence de dépôts important	Changement de diamètre
R25- rejet	circulaire	PVC	400	19	/	présence de dépôts important	Éliminé
R247-R248	circulaire	PVC	315	14	315	bonne état	A maintenir
R248-R158	circulaire	PVC	315	50	315	bonne état	A maintenir
R156-R157	circulaire	PVC	315	40	315	bonne état	A maintenir
R157-R158	circulaire	PVC	315	49	315	bonne état	A maintenir
R158-R159	circulaire	PVC	315	17	315	bonne état	A maintenir
R152-R153	circulaire	PVC	315	22	315	bonne état	A maintenir
R153-R154	circulaire	PVC	315	35	315	bonne état	A maintenir
R154-R155	circulaire	PVC	315	39	315	bonne état	A maintenir
R165-R159	circulaire	PVC	315	40	315	bonne état	A maintenir
R159-R166	circulaire	PVC	315	44	315	bonne état	A maintenir
R166-R155	circulaire	PVC	315	44	315	bonne état	A maintenir
R155-R163	circulaire	PVC	315	31	315	bonne état	A maintenir
R160-R161	circulaire	PVC	315	40	315	bonne état	A maintenir
R161-R162	circulaire	PVC	315	35	315	bonne état	A maintenir
R162-R163	circulaire	PVC	315	21	315	bonne état	A maintenir
R163-R164	circulaire	PVC	315	40	400	Etat moyen et présence de dépôts important	Changement de diamètre
R164-R16	circulaire	PVC	315	20	400	Etat moyen et présence de dépôts important	Changement de diamètre

R246-R41	circulaire	PVC	315	19	315	bonne état	A maintenir
R37-R38	circulaire	PVC	315	35	315	bonne état	A maintenir
R38-R39	circulaire	PVC	315	40	315	bonne état	A maintenir
R39-R40	circulaire	PVC	315	40	315	bonne état	A maintenir
R40-R41	circulaire	PVC	315	40	315	bonne état	A maintenir
R41-R42	circulaire	PVC	315	24	315	bonne état	A maintenir
R42-R43	circulaire	PVC	315	23	315	bonne état	A maintenir
R43-R15	circulaire	PVC	315	33	400	Etat moyen et présence de dépôts important	Changement de diamètre
R15-R44	circulaire	PVC	400	26	500	Envasement total important inondé en période de crue	Changement de diamètre
R44-R45	circulaire	PVC	400	36	500	Envasement total important inondé en période de crue	Changement de diamètre
R45-R16	circulaire	PVC	400	35	500	Envasement total important inondé en période de crue	Changement de diamètre
R16- rejet	circulaire	PVC	500	57	/	Envasement total important inondé en période de crue	Éliminé
R197-R198	circulaire	PVC	315	17	315	bonne état	A maintenir
R198-R199	circulaire	PVC	315	23	315	bonne état	A maintenir
R199-R200	circulaire	PVC	315	27	315	bonne état	A maintenir
R200-R201	circulaire	PVC	315	9	315	bonne état	A maintenir
R201-R196	circulaire	PVC	315	43	315	bonne état	A maintenir
R196-R173	circulaire	PVC	315	24	315	bonne état	A maintenir
R182-R179	circulaire	PVC	315	36	315	bonne état	A maintenir
R167-R168	circulaire	PVC	315	13	315	bonne état	A maintenir
R168-R169	circulaire	PVC	315	18	315	bonne état	A maintenir
R169-R170	circulaire	PVC	315	12	315	bonne état	A maintenir
R202-R170	circulaire	PVC	315	26	315	bonne état	A maintenir
R170-R203	circulaire	PVC	315	22	315	bonne état	A maintenir
R203-R132	circulaire	PVC	315	33	315	bonne état	A maintenir
R171-R172	circulaire	PVC	315	12	315	bonne état	A maintenir
R172-R173	circulaire	PVC	315	24	315	bonne état	A maintenir
R173-R174	circulaire	PVC	315	33	315	bonne état	A maintenir
R174-R175	circulaire	PVC	315	7	315	bonne état	A maintenir
R175-R176	circulaire	PVC	315	22	315	bonne état	A maintenir
R176-R177	circulaire	PVC	315	20	315	bonne état	A maintenir
R177-R178	circulaire	PVC	315	20	315	bonne état	A maintenir
R178-R179	circulaire	PVC	315	19	315	bonne état	A maintenir
R179-R180	circulaire	PVC	315	28	400	Etat dégradé	Changement de diamètre
R180-R181	circulaire	PVC	315	11	400	Etat dégradé	Changement de diamètre
R181-R132	circulaire	PVC	315	34	400	Etat dégradé	Changement de diamètre
R132- rejet	circulaire	PVC	400	71	/	présence de dépôts important	Éliminé
R63-R64	circulaire	PVC	315	8	315	bonne état	A maintenir
R64-R65	circulaire	PVC	315	11	315	bonne état	A maintenir

R65-R66	circulaire	PVC	315	21	315	bonne état	A maintenir
R66-R67	circulaire	PVC	315	15	315	bonne état	A maintenir
R67-R68	circulaire	PVC	315	17	315	bonne état	A maintenir
R194-R195	circulaire	PVC	315	32	315	bonne état	A maintenir
R195-R193	circulaire	PVC	315	19	315	bonne état	A maintenir
R191-R192	circulaire	PVC	315	13	315	bonne état	A maintenir
R192-R193	circulaire	PVC	315	9	315	bonne état	A maintenir
R193-R190	circulaire	PVC	315	10	315	bonne état	A maintenir
R183-R184	circulaire	PVC	315	21	315	bonne état	A maintenir
R184-R68	circulaire	PVC	315	19	315	bonne état	A maintenir
R68-R185	circulaire	PVC	315	13	315	bonne état	A maintenir
R185-R186	circulaire	PVC	315	27	315	bonne état	A maintenir
R186-R187	circulaire	PVC	315	17	315	bonne état	A maintenir
R187-R188	circulaire	PVC	315	17	315	bonne état	A maintenir
R188-R189	circulaire	PVC	315	21	315	bonne état	A maintenir
R189-R190	circulaire	PVC	315	18	315	bonne état	A maintenir
R190-R134	circulaire	PVC	315	11	315	bonne état	A maintenir
R134- rejet	circulaire	PVC	400	28	/	présence de dépôts important	Éliminé

III.5 Constatations et solutions

Après avoir terminé l'analyse des données disponibles sur le réseau de la ville, les conclusions suivantes peuvent être tirées :

- Le problème majeur de la ville est les rejets des eaux usées directement vers le milieu naturel.
- Le passage des collecteurs sous des constructions.
- Le problème des regards non identifiés et sans tampon
- Aucun traitement préalable des eaux rejetées n'est installé,
- Des débordements occasionnels des regards ont lieu.
- Absence d'un schéma directeur des extensions futur.
- Absence totale d'un réseau d'assainissement dans toute une région et quelque construction.

Sur la base de notre diagnostic, nous proposons les solutions suivantes :

- ✓ Il faut unifier le point de rejet pour diminuer les problèmes de pollution.
- ✓ La collecte des eaux pluviales est assurée par un réseau unitaire dont le rejet finale est situé dans Oued EL GHARGA.
- ✓ Un déversoir d'orage est implanté dans Oued EL GHARGA pour évacuer et pour diminuer la charge au suite de réseau.

- ✓ Abandonner les collecteurs qui passent sous les constructions et les remplacer par d'autres tracés.
- ✓ Proposer un schéma directeur qui répond à l'horizon le plus long. il consiste à supprimer l'ensemble des rejets existants.

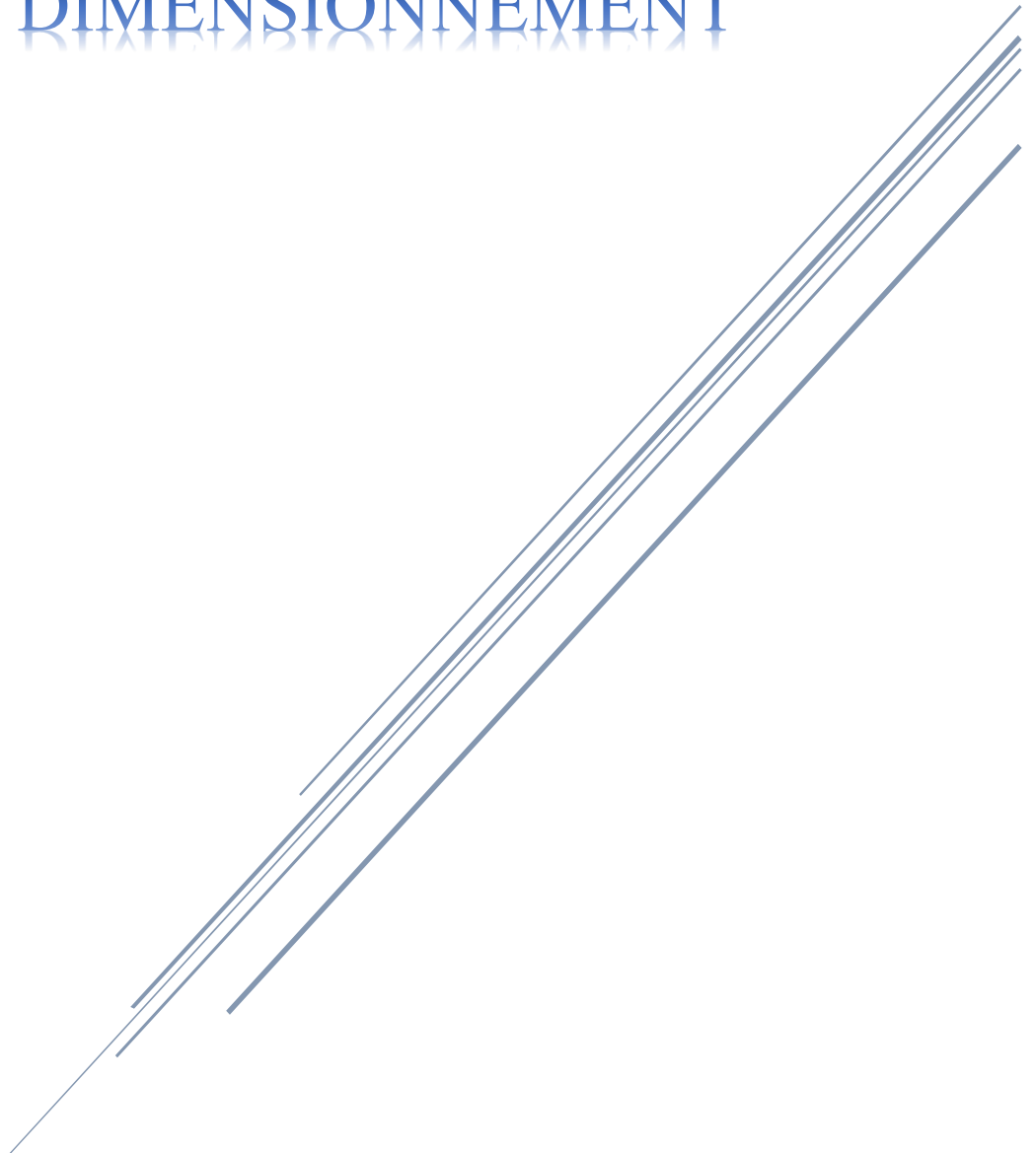
Conclusion

Le schéma directeur de l'assainissement de la ville el Youssoufia a permis de dégager deux programmes d'actions :

- Entretien et réhabilitation des ouvrages existants et d'assurer l'assainissement aux nouvelles habitations.
- Projeter un système d'épuration.

chapitre IV

CALCUL DE BASE POUR LE DIMENSIONNEMENT



Introduction :

L'assainissement d'une agglomération est une technique qui consiste à évacuer par voie hydraulique le plus rapidement possible et sans stagnation des déchets provenant d'une agglomération urbaine ; dans des conditions satisfaisantes.

Pour cela dans ce chapitre, nous aborderons :

- Le choix du schéma et du système du réseau d'évacuation des eaux ;
- Le découpage du site d'étude en sous bassins ;
- L'estimation du nombre d'habitants pour chaque sous bassins.

IV.1 Situation démographique :

La commune de EL YOUSOUFIA est peuplée par 22 528 habitants (statistique 2012), avec un taux de croissance démographique de 1,96 %.

Chaque étude se fait à long terme de 20 à 30 ans pour prévoir toute extension imprévisible de la région et pour satisfaire les besoins.

Dans notre cas ; nous allons étudier l'évolution de la population à l'horizon 2052 qui est donnée par la relation suivante :

$$P_n = P_0(1 + T)^n \dots\dots\dots(IV- 1)$$

Avec :

- P_n : Population à l'horizon de calcul.
- P_0 : Population de référence (2279 habitants en 2012)
- T : Taux de croissance de la population considéré
- : Ecart d'années entre les deux horizons

Tableau IV-1: l'évolution taux d'accroissement

Taux d'accroissement		
1998/2008	2008/2012	2012/2052
1,00	1,96	1.96%

Source : APC de EL Yousoufia.

Tableau IV-2 : Estimation de la population à l'horizon de la commune de EL YOUSOUFIA

Horizon	2012	2020	2025	2030	2035	2040	2042	2052
Estimation	2279	2662	2934	3233	3562	3925	4080	4954

IV.2 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 éviter toute stagnation après les averses.
- Assurer l'évacuation des eaux usées ménagères, les eaux vannes. Il est permis d'imaginer un ou plusieurs réseaux de canalisations où l'effluent s'écoule généralement gravitairement.

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

- Système unitaire
- Système séparatif
- Système pseudo séparatif

IV.2.1 IV.3.1. Système unitaire :

Ce système prévoit l'évacuation en commun dans une même conduite des eaux d'égout ménagères et industrielles et les eaux de pluies.

Ce système nécessite des ouvrages et des stations d'épuration relativement importantes afin de pouvoir absorber les pointes de ruissellements.

Par temps de pluie ; le débit supplémentaire qui ne peut pas être traité dans la station d'épuration est rejeté directement dans le milieu naturel par l'intermédiaire d'ouvrages spéciaux : les déversoirs d'orage ; le coût de ce système est faible. Les problèmes de branchement sont simplifiés ; l'inconvénient majeur réside dans le partage des eaux qui vont soit à la station d'épuration, soit au milieu naturel.

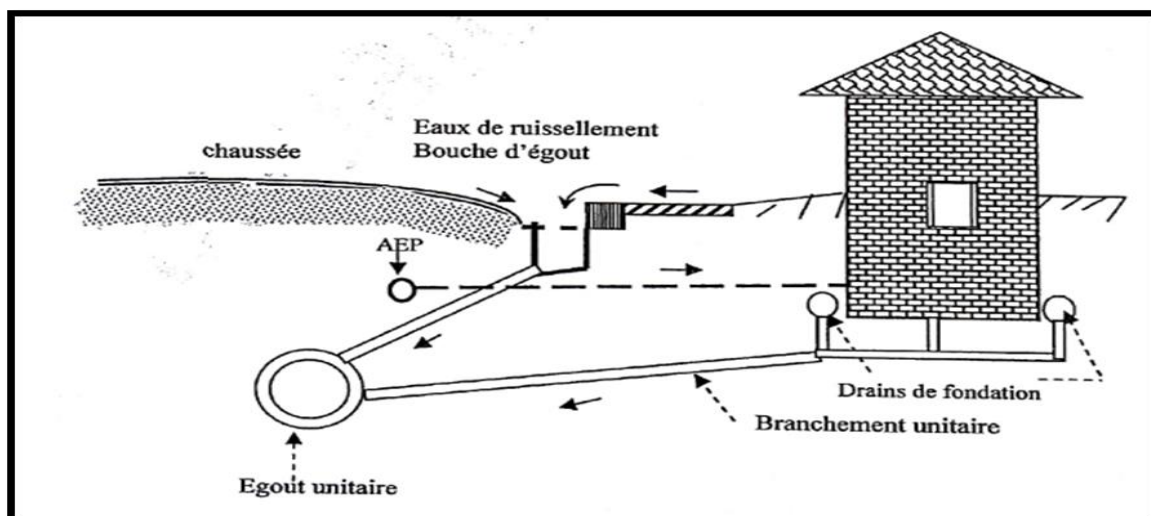


Figure IV-1: Schéma représentatif des branchements dans le système unitaire

Source : (SALAH, 2014)

IV.1.2 Système séparatif :

Ce système prévoit l'évacuation des eaux d'égouts ménagères et industrielles dans une seule conduite, et les eaux pluviales dans une autre.

Ces deux canalisations ont fréquemment des tracés différents à l'exception de certains tronçons. Le système séparatif est celui adopté par un grand nombre de petites et moyennes agglomérations, mais c'est surtout celui choisi par les extensions, qui constituent de véritables quartiers nouveaux d'habitations.

On l'adopte également lorsque le réseau d'égouts existant dans la ville centre est proche des zones résidentielles ou industrielles en voie de création.

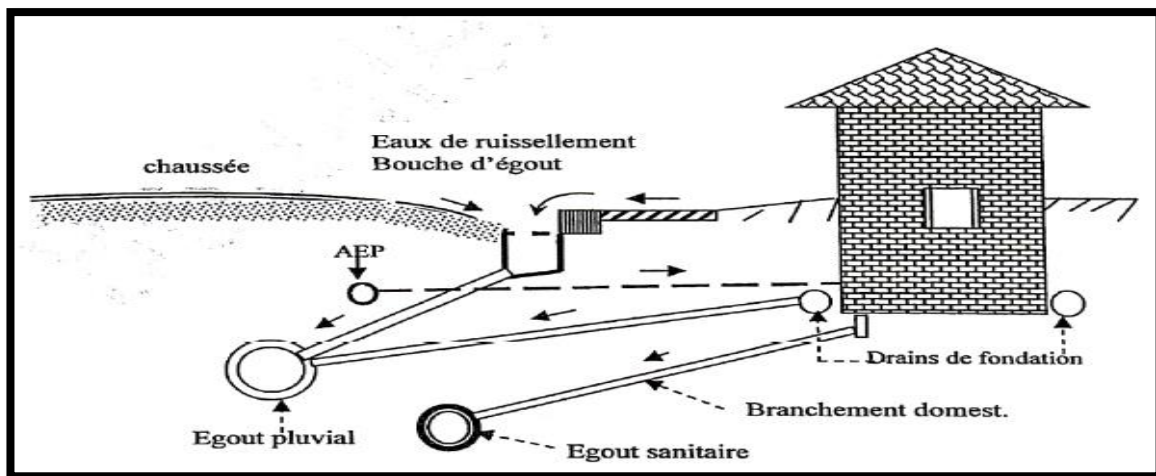


Figure IV-2 :Schéma représentatif des branchements dans le système séparatif Source : (SALAH, 2014)

IV.2.2 Système pseudo séparatif :

Ce système est conçu de telle manière à recevoir les eaux usées et une fraction des eaux de ruissellement. L'autre fraction des eaux de ruissellement sera transitée par les caniveaux et quelques tronçons d'ouvrages pluviaux. Il repose sur une collecte en commun des eaux de toiture et d'espaces privés, avec celle des eaux usées.

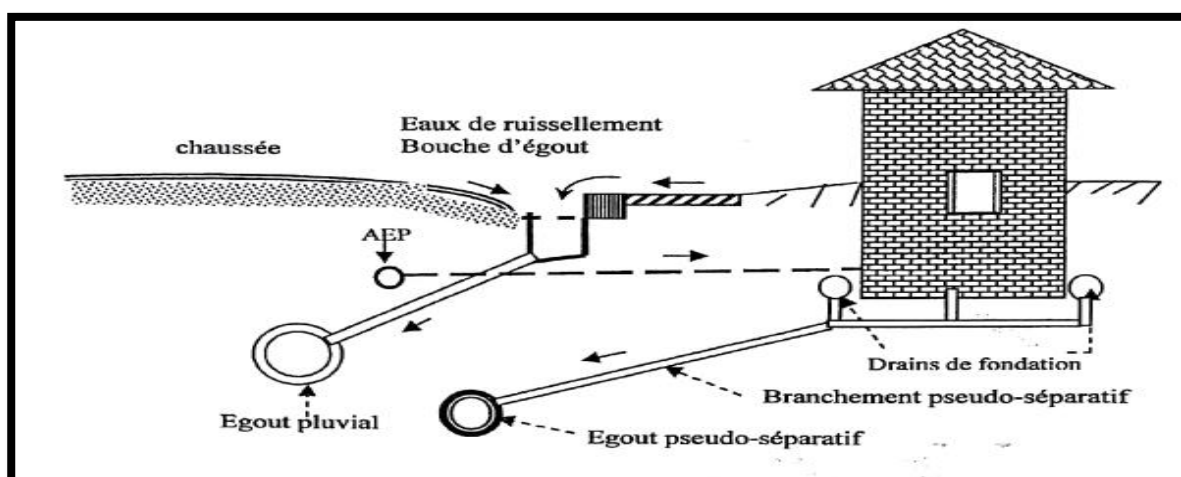


Figure IV-3: Schéma représentatif des branchements dans le système pseudo séparatif

Tableau IV-3 :La comparaison entre les différents systèmes

Système	Domaine d'utilisation	Avantages	Inconvénients	Contraintes d'exploitation
Unitaire	<ul style="list-style-type: none"> - milieu récepteur éloigné des points de collecte - topographie à faible relief - débit d'étiage du cours d'eau récepteur important. 	<ul style="list-style-type: none"> - conception simple - encombrement réduit du sous-sol - à priori économique - pas de risque d'inversion de branchement. 	<ul style="list-style-type: none"> - débit à la STEP très variable - la dilution des eaux usées est variable - apport de sable important à la station d'épuration 	<ul style="list-style-type: none"> -entretien régulier des déversoirs d'orage et des bassins de stockage -difficulté d'évaluation des rejets directs vers le milieu récepteur.
Séparatif	<ul style="list-style-type: none"> -petites et moyennes agglomérations ; - extension des villes; -faible débit d'étiage du cours d'eau récepteur. 	<ul style="list-style-type: none"> -diminution des sections des collecteurs - exploitation plus facile de la STEP - meilleure nature préservé 	<ul style="list-style-type: none"> - encombrement important du sous-sol - coût d'investissement élevé - risque important d'erreur de branchement. 	<ul style="list-style-type: none"> -Surveillance accrue des branchements - entretien d'un linéaire important de collecteurs (eaux usées et pluviales)
Pseudo séparatif	<ul style="list-style-type: none"> -petits et moyennes agglomération. - présence d'un milieu récepteur proche. 	<ul style="list-style-type: none"> - Le problème des faux branchements est éliminé. - Le plus gros des eaux pluviales étant acheminé en d'heure de la ville, donc diminué les diamètres des collecteurs 	<ul style="list-style-type: none"> - le fonctionnement de la station d'épuration est perturbé, la charge polluante est variable en qualité et en quantité 	<ul style="list-style-type: none"> -Entretien régulier des déversoirs d'orage et des bassins de stockage ; -Surveillance accrue des branchements.

Source : Office International de l'eau (2000)

IV.3 Choix du système d'évacuation :

Pour le choix du système d'assainissement, il faut prendre en considération les paramètres prépondérants suivants :

- L'aspect technique (topographie du terrain, régime des précipitations, point de rejet, ...) Et économique (une étude comparative de plusieurs variantes est nécessaire pour comparer les dépenses d'investissement et les frais d'entretien) ;
- Les conditions de rejet : La station d'épuration ou le milieu naturel influence beaucoup le choix ;
- Encombrement de sous-sol ;
- S'il s'agit d'une extension du réseau, il faut tenir compte du système existant ;
- Les considérations urbanistiques d'avenir.

Pour notre projet on va adopter le système unitaire pour des raisons économiques, la simplicité et des conditions locales.

IV.4 Schémas d'évacuation :

Un schéma d'évacuation est la configuration, la disposition ou le dessin du système d'évacuation, il est en fonction de la topographie, du relief et de la structure de l'agglomération. En outre il est primordial de prendre en considération la pente, la disposition des quartiers et des routes, le cheminement vers la station d'épuration ou le milieu naturel.

On distingue plusieurs schémas d'évacuation :

IV.4.1 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. Il est utilisé aussi lorsque la pollution est minimale et pour économiser des tronçons.

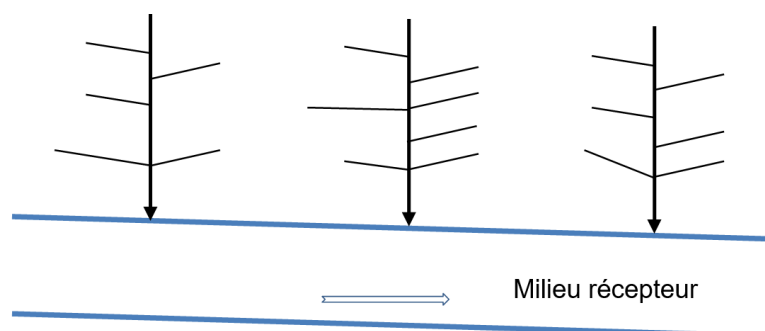


Figure IV-4: Schéma perpendiculaire

IV.4.2 Schéma par 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 y sont recueillies dans un collecteur parallèle au cours d'eau.

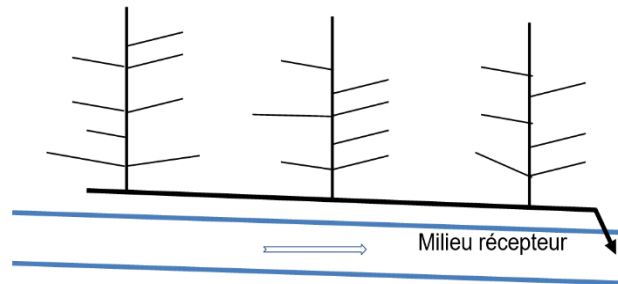


Figure IV-5: Schéma par déplacement latéral

IV.4.3 Schéma par zones étagées :

Le schéma par zone étagée est une transposition du schéma par déplacement latéral, mais avec multiplication des collecteurs longitudinaux. Il permet d'échanger le collecteur bas des apports en provenance du haut de l'agglomération

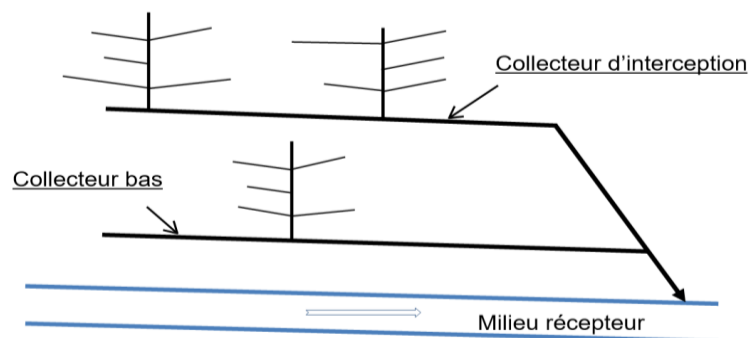


Figure IV-6: Schéma à collecteur étagé

IV.4.4 Schéma transversal ou oblique :

Ce schéma comporte des ramifications de collecteurs qui permettent de rapporter l'effluent à l'aval de l'agglomération. Ce type de schéma est adopté lorsque la pente du terrain est faible.

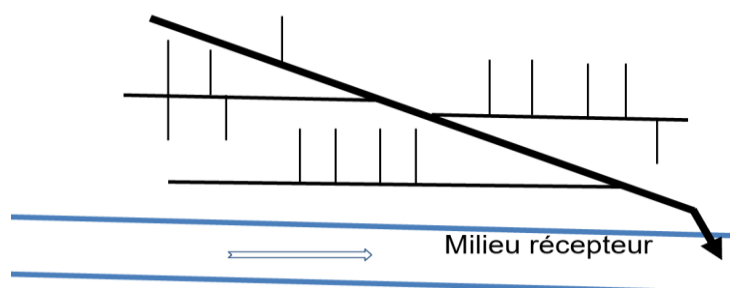


Figure IV-7: Schéma à collecteur transversale ou oblique

IV.4.5 Schéma radial :

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

Les inconvénients du schéma sont :

- Les odeurs désagréables dans toute la ville
- Le coût important parce qu'il y a des stations de relevage dans chaque lieu de l'agglomération (des équipements hydrauliques, des ouvrages en génie civil ...).
- Le problème de retour d'eau chez l'habitant n'est pas inévitable en cas de problème dans le réseau de collecte ou de relevage.
- Le problème de dépôts est courant dans les conduites de refoulement surtout dans les régions à faibles pluviométrie et à vent de sable fréquent et aussi lorsque la longueur de refoulement est grande.
- Ce schéma est rarement utilisé à cause de ces divers problèmes.

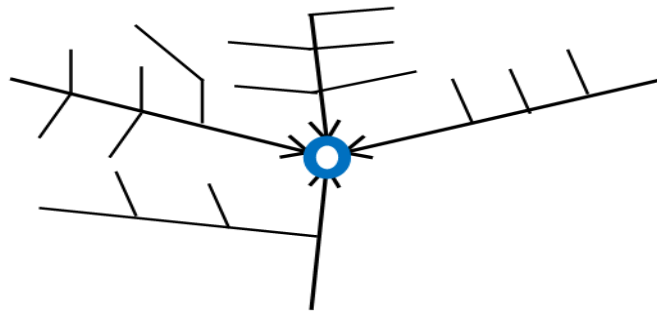


Figure IV-8: Schéma radial

IV.5 Choix du schéma d'évacuation :

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

- Les conditions techniques et locales du site, du système existant, de la topographie du terrain et de 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.

Pour notre cas et vu les conditions géographiques de l'agglomération et le plan d'urbanisation ainsi que les avantages que présentent le schéma latéral, on le choisit pour l'évacuation des eaux pluviales de la commune el Youssoufia.

IV.6 Découpage de l'aire d'étude en sous bassin élémentaires :

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...)

Après examen du plan d'urbanisme, nous avons opté pour un découpage de la zone à étudier suivant la nature du sol et la densité des habitants Nous avons conclu cinq (05) surfaces à drainer.

Tableau IV-4: Surface des sous bassins de la zone d'étude.

Numéro du sous bassin	Surface Ai (ha)
1	2.53
2	2.61
3	0.85
4	8.25
5	3.51

IV.7 Choix du coefficient de ruissellement :

Le coefficient de ruissellement d'une surface donnée est défini comme étant le rapport entre le volume d'eau pluviale ruisselé sur le volume total tombé sur le bassin considéré. Il a un rôle prépondérant dans l'évaluation des débits de pointes pluviaux qui servent au dimensionnement du réseau.

Ce coefficient a la possibilité de faire varier le débit d'eau pluviale, ce qui nous contraint d'élaborer le découpage des sous-bassins de telle façon qu'il soit aussi homogène que possible afin de minimiser les erreurs de son évaluation.

IV.7.1 Paramètres influençant sur le coefficient de ruissellement :

La valeur du coefficient de ruissellement varie de 0,05 à 1, elle dépend de plusieurs facteurs :

- La perméabilité du sol influe beaucoup sur la valeur du coefficient de ruissellement en outre elle est influencée.
- La pente du terrain : dans le cas où on a un terrain à forte pente, dans les premières chutes de pluies le sol est gorgé d'eau en outre l'indice des vides est très élevé c'est pour cela que l'eau tombée sur cette surface n'ayant pas le temps de s'infiltrer, va ruisseler.
- La durée de la pluie : Aux premières chutes de pluie, il y a des surfaces qui vont retenir de l'eau mais après une certaine durée qui est égale au temps de réponse du bassin, toutes les surfaces participent au ruissellement. (Le stockage dépressionnaire est saturé).
- La densité de la population : le coefficient de ruissellement augmente avec la densité d'habitation (augmentation de la surface couverte).
- La succession des bassins en série.

IV.7.2 Les contraintes rencontrées lors de l'évaluation du coefficient de ruissellement

La valeur du coefficient de ruissellement n'est jamais obtenue théoriquement avec exactitude pour les raisons suivantes :

- La mauvaise estimation du pourcentage des zones imperméables.
- Mauvaise estimation de la nature de la surface ruisselée (toit, goudron, pavé, ...)
- Difficulté d'évaluer avec précision la densité d'habitation.
- Attribution à la zone ou à l'extension si c'est une zone suburbaine ou pas.
- Attribution au coefficient de ruissellement une valeur exacte avec augmentation de la pente.
- La pluie n'est pas uniforme et constante ceci influe sur sa valeur.
- La durée de l'averse influe sur sa valeur car si elle augmente il augmente.

IV.7.3 Coefficient de ruissellement relatif à la catégorie d’urbanisation :

Tableau IV-5: Coefficient de ruissellement en fonction de la catégorie D’urbanisation

Catégorie d’urbanisation	Coefficient de ruissellement (Cr)
Habitations très denses	0.90
Habitations denses	0.60 – 0.70
Habitations moyennement denses	0.40 – 0.50
Quartiers résidentiels	0.20 – 0.30
Square – jardin – prairie	0.05 – 0.20

Source : Guerre et Gomella 1986

IV.7.4 Coefficients de ruissellement en fonction de la densité de population :

Tableau IV-6: Coefficients de ruissellement en fonction de la densité de Population.

Densité de la population (hab / ha)	Coefficient de ruissellement (Cr)
20	0.20
30 – 80	0.20 – 0.25
60 – 150	0.25 – 0.30
150 – 200	0.30 – 0.45
200 – 300	0.45 – 0.60
300 – 400	0.60 – 0.80
400 et plus	0.80 – 0.90

Source : Guerre et Gomella 1986

IV.7.5 Coefficients de ruissellement en fonction de la zone d’influence :

Tableau IV-7 : Coefficients de ruissellement en fonction de la zone D’influence

Zones d’influence	Coefficient de ruissellement (Cr)
Surface imperméable	0.90
Pavage à larges joints	0.60
Voirie non goudronnées	0.35
Allées en gravier	0.20
Surfaces boisées	0.05

Source : Guerre et Gomella 1986

IV.7.6 Coefficient de ruissellement relatif à diverses surfaces :**Tableau IV-8:** Coefficient de ruissellement en fonction de surface drainée

Surface	Coefficient de ruissellement (C _r)
Chaussée en béton asphaltée	0.70 – 0.95
Chaussée en brique	0.70 – 0.85
Toiture	0.75 – 0.95
Terrain gazonné, sol sablonneux	
- Plat (pente < à 2 %).	0.05 – 0.10
- Pente moyenne de 2 à 7 %.	0.10 – 0.15
- Pente abrupte	0.15 – 0.20
Terrain gazonné, sol sablonneux	
- Plat (pente < à 2 %).	0.13 – 0.17
- Pente moyenne de 2 à 7 %.	0.18 – 0.22
- Pente abrupte	0.25 – 0.35
Entrée de garage en gravier	0.15 – 0.30

Source : Guerre et Gomella 1986

IV.7.7 Coefficient de ruissellement pondéré :

Dans le cas où la surface du bassin est de plusieurs aires élémentaires « A_i », aux quelles, on affecte le coefficient de ruissellement « C_{ri} », on calcule le coefficient de ruissellement pondéré par la formule suivante :

$$C_{rp} = \frac{\sum A_i C_{ri}}{A} \dots\dots\dots(IV-2)$$

Avec :

A : Surface totale en ha.

C_{ri} : Coefficient de ruissellement partiel.C_{rp} : Coefficient de ruissellement total pondéré.A_i : Surface du sous bassin en (ha).

Tableau IV-9: Coefficient de ruissèlement pour chaque sous bassin

N° de sous bassin	Surface Ai (ha)	Cr
1	2.53	0.57
2	2.61	0.73
3	0.85	0.52
4	8.25	0.9
5	3.51	0.53

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

$$\text{On a } C_{rp} = \frac{\sum A_i \cdot C_{ri}}{\sum A_i} \Rightarrow C_{rp} = 0.736 = \mathbf{0.74}$$

IV.8 Calcul de la population de chaque sous bassin :

Après avoir estimé les coefficients de ruissèlement de chaque sous bassin et le coefficient de ruissèlement pondéré totale, nous déterminons le nombre d'habitants y correspondant. Pour cela il faut calculer la densité partielle et par la suite le nombre d'habitants.

La densité partielle est estimée par la formule suivante :

$$D_i = \frac{C_{ri} \times P}{C_{rp} \times A} \dots \dots \dots (IV-3)$$

Avec :

- **D_i** : Densité partielle du sous bassin considéré en (hab/ha).
- **C_{ri}** : Coefficient de ruissèlement de chaque sous bassin.
- **C_{rp}** : Coefficient de ruissèlement pondéré total.
- **P** : Population globale à l'horizon 2052 = **4954 hab.**
- **A** : Surface totale de la zone urbanisée en (ha), **A=17.75ha.**

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

$$P_i = D_i \times A_i \dots\dots\dots(IV-4)$$

Avec :

- P_i : Population partielle du sous bassin considéré.
- A_i : Surface partielle du sous bassin considéré (ha).

Tableau IV-10: Répartition de population dans chaque sous bassin :

Sous bassin	Surface du sous bassin (ha)	Cr	Di (hab/ha)	Nombre habitant P_i
1	2.53	0.57	214.98	544
2	2.61	0.73	275.32	719
3	0.85	0.52	196.12	167
4	8.25	0.9	339.44	2800
5	3.51	0.53	199.89	702
Total	17.75			4932

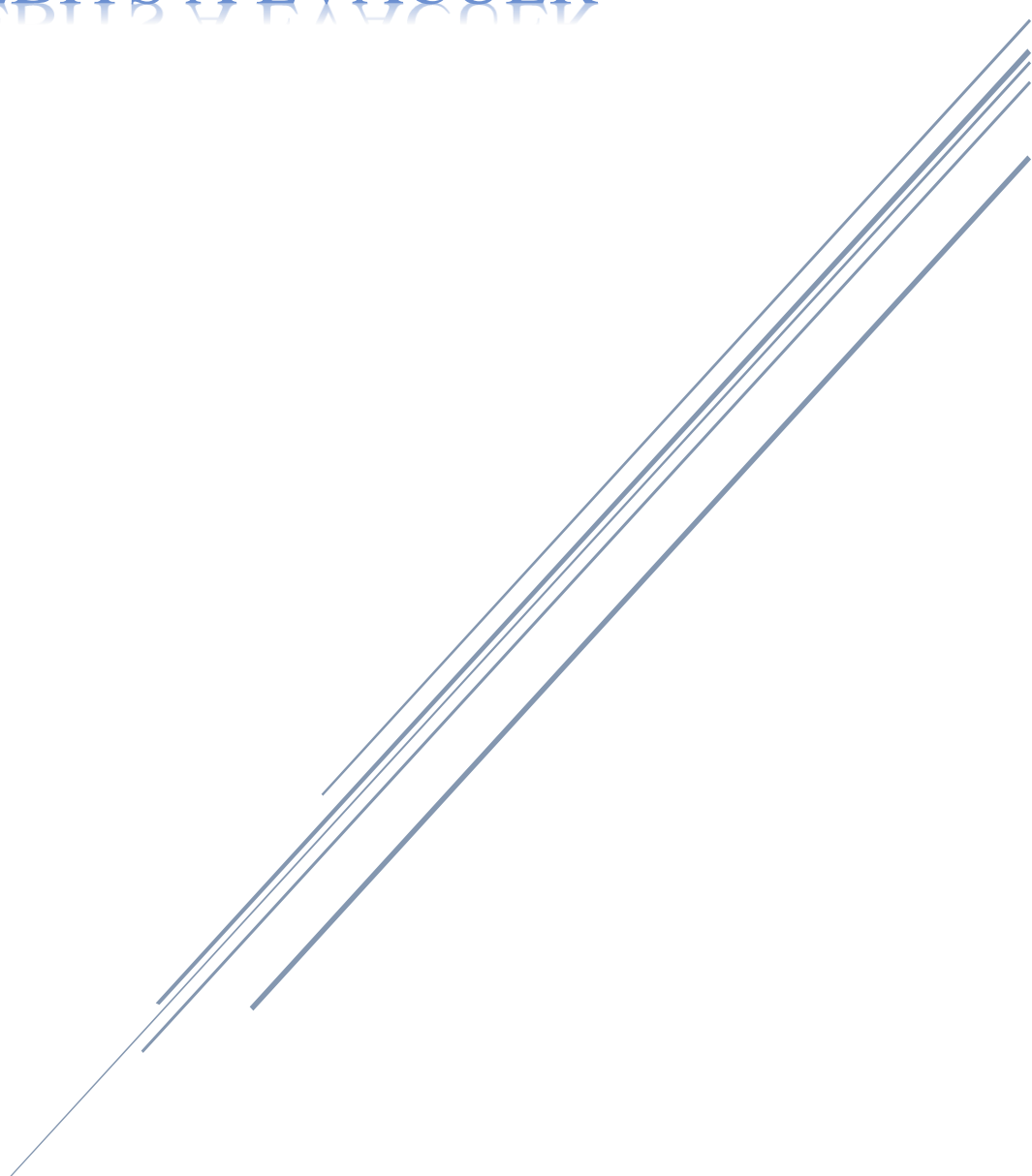
Conclusion

Pour notre agglomération on a fixé les choix suivants :

- L'horizon de calcul sera 2052, soit une population future de 4954 habitants.
- Le système d'assainissement adopté étant du type unitaire.
- Il a été déduit 44 bassins élémentaires à la suite du découpage de la zone urbaine.
- Nous avons opté pour Schéma par déplacement latéral.

chapitre V

EVALUATION DES
DEBITS A EVACUER

A decorative graphic consisting of several parallel diagonal lines in a light blue color, extending from the bottom right corner towards the top right of the page.

Introduction :

L'assainissement des agglomérations est une technique qui consiste à évacuer par voie hydraulique au plus bas prix, le plus rapidement possible et sans stagnation des eaux usées de différentes origines, provenant d'une agglomération ou d'un centre d'activité, de telle façon que les produits évacués ne puissent polluer l'environnement.

Dans ce chapitre ; on va s'intéresser au calcul de base du réseau d'évacuation d'eaux usées et pluviales ; le nombre de sous bassins adoptés et le coefficient de ruissellement correspondant.

V.1 Évaluation des débits d'eaux usées :

L'évaluation des débits des eaux usées nous permet de connaître les quantités de ces derniers aux heures de pointe ce qui conditionne la détermination des sections des canalisations, ainsi que les flots minimaux qui permettent d'apprécier les capacités d'auto-curage des canalisations.

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, on distingue :

V.1.2 Les eaux usées domestiques :

Ces eaux proviennent des habitations de l'agglomération, elles sont constituées essentiellement des eaux ménagères (les eaux des vaisselles, de lavage, de bain et de douche) et des eaux de vannes (les eaux provenant des sanitaires)

La quantité des eaux à évacuer dépend de la consommation en eau potable qui elle-même dépend essentiellement des facteurs suivants :

- Type d'habitats et leur degré de confort.
- Dotation en eaux potable.
- Conditions climatiques.
- Prise en compte forfaitaire des eaux publiques et industrielles

V.1.3 Les eaux usées des services publics

Les eaux usées du service public proviennent essentiellement du lavage des espaces publics aussi des différents services publics : sanitaires, éducatifs, touristiques, administratifs et différents autres services d'utilité publique, Ces eaux sont généralement chargées de matières grasses.

L'estimation se fait à base du nombre de personnes qui fréquentent le lieu et sur la dotation requise pour chaque activité.

V.1.4 Les eaux usées industrielles

Ce sont les eaux provenant des usines, leurs caractéristiques varient d'une unité industrielle à l'autre. En plus de matières organiques azotées ou phosphorées, ces eaux peuvent contenir des produits toxiques, des solvants, des métaux lourds, des hydrocarbures...etc.

Elles peuvent être mélangées aux eaux domestiques lorsqu'elles ne présentent pas de dangers pour les réseaux de collecte et ne perturbent pas le fonctionnement des usines de dépollution.

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

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

Mis à part la quantité à évacuer, il y a toujours certains paramètres à prendre en considération à savoir :

- Les eaux chaudes doivent avoir une température inférieure à 35°C
- Elles ne doivent pas contenir de matières corrosives, solides ou toxiques. Si non elles doivent subir un prétraitement à l'intérieur de l'unité industrielle.

V.1.5 Les eaux parasites :

Ce sont des eaux d'infiltration inévitables dans le collecteur qui changent parfois les propriétés hydrauliques de l'écoulement. Elles peuvent constituer un pourcentage non négligeable par rapport aux eaux usées. Néanmoins leur évaluation est assez difficile et ne peut être faite que sur terrain. En absence de moyens et de données, on estime que le débit d'intrusion représente 0,05 à 0,15 l/s/ha.

Toutes ces eaux sont collectées et acheminées par un réseau d'égout aussi appelé réseau d'assainissement, soit dans une station d'épuration soit sur un site autonome de traitement.

V.1.6 Les eaux pluviales :

Elles peuvent être contaminées par les polluants atmosphériques (dioxyde de soufre, oxyde d'azote... etc.) dû aux activités anthropogéniques. Par ailleurs, en ruisselant, ces eaux se chargent de résidus des toits et chaussées (huile de vidange, carburants, etc.).

V.1.7 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.

En se basant sur les tendances et recommandations internationales, la dotation moyenne par habitant et par jour excluant l'industrie, se situe comme suit :

- Communes rurales : 150 l/j/hab.
- Communes moyennes : 200 à 250 l/j/hab.
- Villes : 300 à 450 l/j/hab.

Au regard du développement de la commune d'el Youssoufia du point de vue de l'urbanisation et la disponibilité des ressources en eaux, on a adopté une dotation en eau potable de 150 l/j/hab.

V.1.8 Evaluation de la quantité d'eaux usées à évacuer

L'évaluation de la quantité d'eaux usées journalière à évacuer s'effectuera à partir de la consommation d'eau par habitant, l'évacuation quantitative des rejets est fonction du type d'agglomération ainsi que le mode d'occupation du sol. Plus l'agglomération est urbanisée, plus la proportion d'eau rejetée est élevée.

Toute l'eau utilisée par le consommateur n'est pas rejetée dans le réseau en totalité, il est admis que l'eau évacuée n'est que les 70% à 80% de l'eau consommée, c'est ce qu'on appelle le coefficient de rejet.

V.1.9 Evaluation du débit moyen journalier

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

$$Q_{moy,j}^{dom} = \frac{N_{hab} \times K_r \times D}{86400} \dots\dots\dots (V- 1)$$

Avec :

- $Q_{moy,j}^{dom}$: Débit moyen journalier des eaux usées domestiques en (L/s).
- N_{hab} : Nombre d'habitants à l'horizon d'étude (habitant).
- K_r : Coefficient de rejet pris égal à 80% de la quantité d'eau potable consommée.
- D : Dotation journalière estimée à 150 L/hab./j.

• Débit de pointe :

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

$$Q_{pt}^{dom} = K_p \times Q_{moy,j}^{dom} \dots\dots\dots(V- 2)$$

Avec :

- Q_{pt}^{dom} : Débit de pointe des eaux usées domestiques (L/s).
- $Q_{moy,j}^{dom}$: Débit moyen journalier des eaux usées domestiques en (L/s).
- K_p : Le coefficient de pointe est estimé à partir de débit moyen.

Où le coefficient de pointe peut être estimé par rapport au débit moyen de rejet par les deux relations suivant :

Où le coefficient de pointe peut être estimé par rapport au débit moyen de rejet par les deux relations suivant :

$$K_p = 1,5 + \frac{2,5}{\sqrt{Q_{moy,j}^{dom}}} \text{ Si } Q_{moy,j}^{dom} > 2,8 \text{ l/s}$$

$$K_p = 3 \text{ Si } Q_{moy,j}^{dom} \leq 2,8 \text{ l/s}$$

Tableau V-1 :Débits des eaux usées domestiques pour chaque sous bassin.

N° SB	N_{hab}	K_r	D (L/j/hab.)	$Q_{moy,j}^{dom}$ (L/s)	K_p	Q_{pt}^{dom} (L/s)	Q_{pt}^{dom} (m3 /s)
1	544	0,8	150	0.76	3	2.28	0.00228
2	718	0.8	150	0.997	3	2.991	0.00299
3	167	0.8	150	0.232	3	0.696	0.0007
4	2799	0.8	150	3.888	2.85	11.08	0.011
5	701	0.8	150	0.974	3	2.922	0.0029

V.1.10 Estimation des débits d’eaux usées des établissements publics

Les besoins publics sont évalués sur la base d’une dotation, soit par unité de surface occupée ou par capacité de production, soit par nombre d’usages selon le cas et l’importance de l’établissement.

L’évaluation de ces débits se fait de la même manière que les eaux domestiques, en se basant sur la consommation d’eau potable pour chaque type d’usager.

V.1.10.1 Débit moyen journalier :

Le débit moyen journalier des eaux usées des services publics est donné par la relation suivante

$$Q_{moy,j}^{éq} = \frac{N_u \times K_r \times D_{éq}}{86400} \dots\dots\dots(V- 3)$$

Avec :

- $Q_{moy,j}^{éq}$: Débit moyen journalier des eaux usées publiques en (L/s)
- N_u : Nombre des usagers (des unités) concernés par chaque service.
- K_r : Coefficient de rejet pris égal à 80% de la quantité d’eau potable consommée.
- $D_{éq}$: Dotation de la consommation journalière d’eau potable (L/j/unité) ; une donnée qui diffère d’un type d’usager à un autre.

V.1.10.2 Débit de pointe

On est appelé à déterminer le débit de pointe des eaux usées des équipements publics. Il est donné par la formule suivante :

$$Q_{pt}^{éq} = K_p \times Q_{moy,j}^{éq} \dots\dots\dots(V- 4)$$

Avec :

- $Q_{pt}^{éq}$: Débit de pointe des eaux usées publiques (L/s).
- $Q_{moy,j}^{éq}$: Débit moyen journalier rejeté (L/s).
- K_p : Coefficient de pointe.

Tableau V-2:Débits des eaux usées des équipements publics pour chaque sous bassin

N° SB	Equipement	Unité de mesure	N_u	$D_{éq}$ (L/j/unité)	K_r	$Q_{moy,j}^{éq}$ (L/s)	K_p	$Q_{pt}^{éq}$ (L/s)	$Q_{pt}^{éq}$ Total e(L/s)
1	douche	Client	150	90	0,8	0,125	3	0,375	0,375
2	Polyclinique	malade	40	50	0,8	0,019	3	0,055	0,204
	Siege PTT	Employé	30	15	0,8	0,004	3	0,013	
3	Matico	m ²	600	5	0,8	0,008	3	0,025	0,303
	Maison de jeune	Lit	100	100	0,8	0,093	3	0,278	
4	APC	fonctionnaire	35	15	0,8	0,0049	2.85	0,014	1.07
	CEM	Élève	350	15	0,8	0,049	2.85	0,139	
	Ecole primaire	Élève	220	15	0,8	0,031	2.85	0,087	
	Douche	Client	100	90	0,8	0.083	2.85	0.238	
	ADE	fonctionnaire	30	15	0,8	0.004	2.85	0.012	
	Matico	m ²	600	5	0,8	0.027	2.85	0.079	
	Mosquée	Fidèle	300	15	0,8	0.042	2.85	0.119	
	Police communale	Agent	134	20	0,8	0.025	2.85	0.071	
	Abattoir	animal	50	200	0,8	0.093	2.85	0.264	
	Centre de culture	fonctionnaire	20	10	0,8	0.0019	2.85	0.005	
5	bibliothèque	Employé/ Élève	160	10	0,8	0.015	2.85	0.042	0,438
	CFPA	Stagier	250	15	0,8	0.035	3	0,105	
	Gendarmerie	Agent	120	100	0,8	0,111	3	0,333	

Tableau V-3 : Evaluation des débits d'infiltration de chaque sous bassin

N° SB	Surface A_i (ha)	K(l/s/ha)	$Q_{parasite}$ (L/s)
1	2.53	0,15	0.38
2	2.61	0,15	0.39
3	0.85	0,15	0.13
4	8.25	0,15	1.24
5	3.51	0,15	0.53

$$Q_{inf} = K \times A_i$$

Avec :

- A_i : surface des sous bassin
- $Q_{parasite}$: débits parasite.
- K : débit d'eau parasite par unité de surface compris entre (0.05et 0.15) l/s/ha.

Dans notre cas en prend $k=0.15$ l/s/ha.

V.1.11 Débits totaux des eaux usées à évacuer

Tableau V-4 : Débits totaux des eaux usées pour chaque sous bassin.

N° SB	A (ha)	Q_{pt}^{dom} (L/s)	Q_{pt}^{eq} (L/s)	$Q_{parasite}$ (L/s)	Q_t^{eu} (L/s)	Q_t^{eu} (m^3/s)
1	2.53	2.28	0,375	0.38	3.035	0.00304
2	2.61	2.991	0,204	0.39	3.585	0,00359
3	0.85	0.696	0,303	0.13	1.129	0,0011
4	8.25	11.08	1.07	1.24	13.39	0.0134
5	3.51	2.922	0,438	0.53	3.89	0.0039

V.2 Evaluation des débits des eaux pluviales :

Les eaux pluviales sont en général les eaux de ruissellement qui doivent être collectées et conduites vers la canalisation d'évacuation afin d'éviter les risques d'inondations et leurs conséquences sur le réseau et la population.

Toute étude d'un réseau d'assainissement nécessite une détermination des débits pluviaux. Les débits d'eaux pluviales seront calculés pour une précipitation de fréquence décennale et d'une durée de 15 mn. Car ces eaux doivent être collectées dans les canalisations d'évacuation pour éviter les débordements (inondation).

Plusieurs méthodes se présentent pour l'estimation des débits pluviaux, mais les deux méthodes les plus utilisées du fait de leur simplicité sont :

- La méthode superficielle.
- La méthode rationnelle.

V.2.1 La méthode rationnelle

C'est une méthode qui consiste à estimer le débit à partir d'un découpage du bassin versant en secteurs limités par les lignes isochrones, cette méthode fut découverte en 1889, Mais ce n'est qu'en 1906 qu'elle a été généralisée, elle est connue aussi par la méthode de LLOYD DAVIS, elle consiste à évaluer, à mesure de l'avancement du calcul, les temps de concentration aux divers points caractéristiques du parcours d'un réseau.

Elle est utilisée pour des surfaces limitées (généralement inférieure à dix (10) hectares). Le résultat est meilleur pour des aires encore plus faibles, du fait de la bonne estimation du coefficient de ruissellement.

Aussi elle consiste à estimer les débits pluviaux suite à une averse d'intensité moyenne « i » supposée constante durant la chute de pluie sur des surfaces d'influence de superficie « A », caractérisée par un coefficient de ruissellement « Cr ». La méthode rationnelle s'exprime par la formule suivante :

$$Q = C_r \times i \times A \dots\dots\dots(V- 5)$$

Cependant, on tient compte que l'intensité n'est pas uniforme (ça veut dire que l'averse a un épïcentre et se diffuse dans l'espace). Pour cela, il convient d'appliquer un coefficient « α » de répartition de la pluie.

La méthode rationnelle s'exprime par la formule suivante :

$$Q = \alpha \times C_r \times i \times A \dots\dots\dots(V- 6)$$

Avec :

- **Q** : débit d'eau de ruissellement (*L/s*).
- **α** : Coefficient correcteur de l'intensité tenant compte de la distribution de la pluie dans l'espace, dont la détermination est en fonction de la forme du bassin.
- **C_r**: Coefficient de ruissellement.
- **i** : Intensité moyenne de précipitation (*L/s/ha*).
- **A** :Surface d'apport (ha).

V.2.2 Hypothèses de la méthode rationnelle

Les hypothèses de base de la méthode rationnelle sont par conséquent, les suivantes :

- L'intensité de l'averse en mm/h est uniforme, dans le temps et dans l'espace, sur l'ensemble du bassin drainé.
- Le débit de pointe Q_{sp} est observé à l'exutoire seulement si la durée de l'averse est Supérieure au temps de concentration du bassin versant.
- L'intervalle de récurrence du débit de pointe Qsp est le même que celui de l'averse d'intensité uniforme i.
- Enfin, le coefficient de ruissellement est invariable d'une averse à l'autre.

V.2.3 Validité de la méthode rationnelle

Cette méthode est utilisée pour des surfaces limitées (généralement inférieures à 10 ha)

Le résultat est encore plus fiable du fait de la bonne estimation du coefficient de ruissellement, Ainsi elle est applicable pour des zones ou le temps de concentration ne dépasse pas 30 minutes. Par contre, elle n'est pas susceptible d'être utilisée que pour les zones étendues, car les calculs deviendraient fastidieux.

V.2.4 Coefficient réducteur de l'intensité

C'est un coefficient déterminé expérimentalement qui tient compte de la répartition irrégulière des pluies courtes de forte intensité.

La répartition d'une pluie au niveau d'un bassin est irrégulière surtout pour les pluies de courte durée et de forte intensité. Pour en tenir compte, on doit ajouter un paramètre de correction pour chaque surface élémentaire ; c'est un coefficient réducteur de l'intensité :

$$A \leq 1$$

Ce coefficient peut être déterminé d'après une loi de répartition de pluie :

- Pour des bassins longs (rectangles étroits, ...) :

$$\alpha = 1 - 0,006 \times \sqrt{d/2} \dots \dots \dots (V- 7)$$

- Pour des bassins ramassés (carrés, cercles, ...) :

$$\alpha = 1 - 0,005 \times \sqrt{d/2} \dots \dots \dots (V- 8)$$

Avec :

d : longueur du milieu de l'aire élémentaire (m).

Vu le travail qui est très laborieux à déterminer le coefficient réducteur il est déterminé en fonction des surfaces à savoir si :

- A ≤ 10ha donc α=1.
- A > 10ha donc α < 1

V.2.5 Temps de concentration

C'est une caractéristique du 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" se compose de :

t₁ : Temps mis par l'eau pour s'écouler dans les canalisations.

$$t_1 = \frac{L_s}{60 \times V} \text{ (Min)} \dots \dots \dots (V- 9)$$

Avec :

- L : longueur de canalisation (m).
- V : vitesse d'écoulement (m/s).
- Le terme $\frac{1}{60}$ pour la conversion de secondes (s) en minutes (min).

t₂ : Temps mis par l'eau pour atteindre le premier ouvrage d'engouffrement, il est varié de 2 à 20 minutes.

t₃ : Temps de ruissellement dans un bassin de pente I, ne comportant pas une canalisation autrement dit le parcours superficiel du bassin de longueur L_s.

$$t_3 = \frac{L_s}{11 \times \sqrt{I}} \text{ (min)} \dots \dots \dots (V- 10)$$

Avec :

- L_s : parcours superficiel de l'eau dans le bassin (km).
- I : pente moyenne du parcours (%).

On a trois aspects à considérer :

- Le bassin ne comporte pas de canalisation : t_c = t₃.
- Le bassin comporte un parcours superficiel, puis une canalisation : t_c = t₁ + t₃.
- Le bassin est urbanisé et comporte une canalisation : t_c = t₁ + t₂.

Dans le cas général, pour les zones peu allongées caractérisées par un plus long parcours L de l'eau, le temps de concentration donné par la relation suivante :

$$t_c = 3,98 \times \left[\frac{L}{\sqrt{I}} \right]^{0,77} \dots\dots\dots(V- 11)$$

Avec :

- L : cheminement hydraulique le plus long (km).
- I : pente moyenne du chemin parcouru (%).

V.2.6 Critique de la méthode rationnelle

- La décomposition du bassin en aires élémentaires est approchée.
- Le coefficient de ruissellement est toujours constant sur tout le bassin et pendant toute la durée de l'averse.
- La méthode rationnelle ne tient pas compte l'effet de stockage d'eau de ruissellement sur les sous bassins.
- Elle ne tient pas compte de distribution spatiale de la pluie (variation de l'intensité)
- L'estimation du temps de concentration est souvent laborieuse

V.2.7 La méthode superficielle

La méthode de Caquot ou méthode superficielle est une forme globaliste de la méthode rationnelle.

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

Il est démontré, à propos de l'effet de capacité, que le débit, à l'instant où le réseau fonctionne Au maximum (réseau plein), correspondant exactement au volume tombé dans l'unité du temps, tandis que le volume tombé antérieurement a servi à la fois à l'écoulement, au remplissage des canalisations et à l'humidification de toutes les surfaces du bassin de réception, la capacité correspondante pouvant être grande s'il s'agit de terrains particulièrement perméables.

Cette méthode proposée par M. CAQUOT en 1949, 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'au Surface urbaines par les réseaux, elle s'écrit sous la forme :

$$Q_p = K^{\frac{1}{u}} \times C_r^{\frac{1}{u}} \times I^{\frac{v}{u}} \times A^{\frac{w}{u}} \dots\dots\dots(V- 12)$$

Avec :

- Q_p : le débit pluvial de pointe de fréquence de dépassement « F » ; en (m3 /s).
- C_r : est le coefficient de ruissellement du sous bassin considéré.
- I : la pente moyenne calculée selon le plus long cheminement hydraulique (m/m).
- A : la superficie drainée du sous bassin (ha).
- K, u, v, w : coefficients d’expression, donnés en fonction des paramètres de Caquot par les formules suivantes :

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

$$u = 1 - b \times f$$

$$v = c \times b$$

$$w = 1 - \varepsilon + d \times b$$

V.2.8 Evaluation des paramètres de Caquot

V.2.8.1.1 Paramètres liés à la pluviométrie

A et b : sont les coefficients de la formule de Montana (courbes IDF). Les valeurs qu’ils prennent sont issues d'un calcul purement hydrologique selon les régions, les périodes de retour et les fréquences, ils sont donnés par la relation suivante :

$$I(t) = a \times t^b \dots\dots\dots(V- 13)$$

Avec :

- I (t) : intensité de pluie de durée t et de période retour de 10 ans.
- ε: Abattement spatial en fonction du temps de concentration sur le bassin versant.
E = 0.5 pour A < 100ha.
E = 0.03 plus adopté.

V.2.8.1.2 Paramètres caractérisant la transformation de la pluie en débit

(B+δ) = 1.1 : représente l’effet de stockage et d’écêtement, cette valeur devrait augmenter avec la taille du bassin.

V.2.8.1.3 Paramètres concernant le bassin versant

C = -0.41 ; d = 0.51 ; f = -0.29

μ : Coefficient d'ajustement de la forme du bassin, donnée par :

$$\mu = 0,28 \times M^{0,84} \dots\dots\dots(V- 14)$$

Où :

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

Avec :

- M : coefficient d'allongement qui caractérise la forme du bassin-versant.
- L : le plus long chemin hydraulique (m).
- S_c : étant la surface du carré équivalent qui est égale à celle du bassin (m²).

Remarque

La valeur de " M " doit être supérieure à 0.8 (une valeur qui correspond à un bassinversant en forme de demi-cercle). La formule de Caquot est donnée pour M = 2.

Et pour des valeurs de "M" différentes de 2, le débit de pointe "Q_p" donnée par la formule doit être corrigé par le coefficient d'influence :

$$m = \left(\frac{M}{2}\right)^{0,7 \times b}$$

V.2.8.1.4 Temps de concentration

D'après DESBORDES, Le temps de concentration (valable pour les deux méthodes) est donné par l'expression suivante :

$$t_c = 0,28 \times M^{0,84} \times I^{-0,41} \times A^{0,51} \times Q_p^{-0,29} \dots\dots\dots(V- 15)$$

Avec:

t_c (min) ; I (m/m) ; A (ha) ; Q_p (m³ /s)

V.2.9 Validité et les limites d'application de la méthode superficielle

Cette méthode possède certaines limites d'utilisation ainsi :

- Une superficie totale < 200 ha.
- La pente doit être comprise entre (0,2 < I < 5) %.
- Le coefficient de ruissellement (0,2 < Cr < 1).
- Le coefficient d'allongement (0,8 < M).

V.2.10 Définition des variables de la formule de Caquot

V.2.10.1.1 Pente moyenne

Cette hypothèse étant passée, pour un bassin versant urbanisé dont le plus long cheminement hydraulique " L " constitué des tronçons successifs "L_j" et de pente sensiblement constante "I_j",

l'expression de la pente moyenne exprime le temps d'écoulement le long de ce cheminement le plus hydrauliquement explicite sous la forme :

$$I_{eq} = \left(\frac{\sum_{i=1}^n L_j}{\sum_{i=1}^n \frac{L_j}{\sqrt{I_j}}} \right)^2 \dots\dots\dots(V- 16)$$

V.2.10.1.2 Groupement des bassins versants en série ou en parallèle

Il est en effet nécessaire de rechercher les caractéristiques du bassin versant équivalent, le tableau suivant fourni les règles d'assemblage à utiliser, sachant que dans certains cas des anomalies peuvent apparaître

Tableau V-5 : Détermination des paramètres équivalents dans le cas de l'assemblage des bassins versants en série ou en parallèle.

Paramètres équivalents	S_{eq}	C_{eq}	I_{eq}	M_{eq}
Bassins en série	$\sum S_i$	$\frac{\sum C_i \times S_i}{\sum S_i}$	$\left[\frac{\sum L_i}{\sum \frac{L_i}{\sqrt{I_i}}} \right]^2$	$\frac{\sum L_i}{\sqrt{\sum S_i}}$
Bassins en parallèle	$\sum S_i$	$\frac{\sum C_i \times S_i}{\sum S_i}$	$\frac{\sum I_i \times Q_{pi}}{\sum Q_{pi}}$	$\frac{L (t_{c,max})}{\sqrt{\sum S_i}}$

Avec :

- $S_{eq}, C_{eq}, I_{eq}, M_{eq}$: sont les paramètres du bassin équivalent.
- $S_i, C_i, L_i, I_i, Q_{pi}$: sont les paramètres individuels du sous bassin (i) considéré seul.
- $L (t_{c,max})$: cheminement hydraulique le plus long du sous bassin ayant le temps de concentration le plus long.

V.2.11 Critique de la méthode superficielle

Les débits livrés par la méthode de Caquot sont sensiblement supérieurs (surestimation) en comparaison avec ceux de la méthode rationnelle. Ce surplus des débits donné par la méthode superficielle est dû essentiellement aux conditions de calcul, notamment les tronçons disposés en parallèle, ainsi que l'effet implicite du temps de concentration et qui ne relève pas le comportement plus au moins réel du réseau.

Le modèle de groupement des bassins, peut conduire à des anomalies :

- Pour les bassins en série, il peut arriver que le débit de pointe du bassin équivalent soit inférieur au maximum des débits de pointe des sous bassins. Donc on prend :
- $Q_p = \text{Max} (Q_i)$.
- Pour les bassins en parallèle, il peut arriver que le débit de pointe du bassin équivalent soit supérieur à la somme des débits de pointe des sous bassins, ce qui est impossible. Donc on prend : $Q_p = \sum Q_i$.

V.2.12 Choix de la méthode

Pour l'évaluation des débits des eaux pluviales et selon les limitations et les critiques de chacune de ces méthodes ; Pour notre agglomération on utilise la méthode rationnelle pour l'évaluation du débit pluvial en se basant sur le fait que les sous bassins ont des surfaces assez faibles et que le coefficient de ruissèlement est bien estimée.

V.2.13 Calcul des débits pluviaux

Vu que les surfaces des sous bassins sont petites, les valeurs du coefficient « α » s'approchent de l'unité, par conséquent il sera pris égal à 1.

Les résultats de calcul des débits pluviaux pour chaque surface élémentaire sont reportés respectivement dans le tableau suivant :

Tableau V-6:évaluation des débits pluvieux pour chaque sous bassin.

N° SB	A (ha)	Cr	α	i (L/s/ha)	Q (L/s)	Q (m ³ /s)
1	2.53	0.57	1	175.35	252,8722	0,2529
2	2.61	0.73	1	175.35	334,0944	0,3341
3	0.85	0.52	1	175.35	77,5047	0,0775
4	8.25	0.9	1	175.35	1301,9738	1,3020
5	3.51	0.53	1	175.35	326,2036	0,3262

V.3 Calcule des débits totaux pour chaque sous bassin

Tableau V-7: Calcule des débits totaux pour chaque sous bassin

N° SB	A (ha)	Q_i pluvial (L /s)	(L/s)	Q_i Total (L /s)	Q_i Total (m^3/s)
1	2.53	252,872 Q_i^{eu}	3.035	255,907	0,256
2	2.61	334,094	3.585	337,679	0,338
3	0.85	77,505	1.129	78,634	0,079
4	8.25	1301,974	13.39	1315.364	1,315
5	3.51	326,204	3.89	330.09	0,330
Totale	17.75	2292,649	25,029	2317,678	2,318

Conclusion

Ce chapitre a permis d'évaluer les surfaces et les débits d'eaux usés et pluviaux pour chaque sous bassin de La commune d'el Youssoufia

Ces valeurs nous permettront de mener un calcul hydraulique judicieux dont l'objectif serait de dimensionner correctement toutes les composantes du réseau choisi et ses ouvrages annexes.

chapitre VI

CALCUL HYDRAULIQUE

DU RESEAU

D'ASSAINISSEMENT



Introduction

Une fois que les débits des eaux à évacuer au niveau des sous bassins sont déterminés, on passe au calcul hydraulique du système d'assainissement qui consiste à dimensionner les collecteurs et les éléments qui seront appelés à acheminer ces eaux vers l'oued dans les meilleures conditions possibles, tout en satisfaisant les conditions d'auto curage.

Ce calcul hydraulique doit respecter certaines normes d'écoulement et conditions d'implantation des réseaux d'assainissement. L'implantation en profondeur se fait d'une manière à satisfaire les conditions de résistance mécanique aux charges extérieures, tout en définissant le meilleur tracé possible.

VI.1 Conception du réseau

La conception d'un réseau d'assainissement de type unitaire doit répondre à certaines normes d'écoulement :

L'évacuation rapide des matières fécales hors de l'habitation.

Le transport des eaux usées dans des conditions d'hygiène satisfaisantes.

Les ouvrages d'évacuation (collecteurs et regards), doivent respecter certaines normes d'écoulement. L'implantation en profondeur se fait d'une manière à satisfaire aux conditions de résistance mécanique due aux charges extérieures et avec un meilleur choix du tracé des collecteurs.

Lorsqu'il s'agit de réseau d'évacuation des eaux pluviales et des eaux usées dans une même conduite, les conditions d'auto curage doivent être satisfaites.

VI.2 Conditions du dimensionnement

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

Lorsqu'il s'agit de réseau d'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 le (1/10) du débit de pleine section.

Une vitesse de 0.3 m / s pour le (1/100) de ce même débit avec un diamètre minimal de 300mm.

En revanche, le souci de prévenir la dégradation des joints sur les canalisations et leur revêtement intérieur nous conduit à poser des limites supérieures qui correspond à une vitesse maximale de l'ordre de 5 m/s.

VI.3 Mode de calcul

Avant de procéder au calcul hydraulique du réseau d'assainissement en gravitaire, on considère l'hypothèse suivante :

- L'écoulement est uniforme à surface libre, 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'égouts dimensionnées pour un débit en pleine section Q_{sp} 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.

L'écoulement dans les collecteurs est un écoulement à surface libre ; dont le débit est donné par la formule de la continuité :

$$Q = v \times S_m \quad \dots\dots\dots(VI- 1)$$

Avec :

Q : le débit capable de l'ouvrage (m^3/s).

S_m : section mouillée (m^2).

v : vitesse d'écoulement (m/s).

Pour le dimensionnement de notre réseau, on utilise la formule qui nous donne la vitesse moyenne.

Les ouvrages sont calculés suivant une formule d'écoulement résultant de celle de CHEZY ; où la vitesse d'écoulement se calcule par l'expression suivante :

$$v = C \times \sqrt{R_h \times I} \quad \dots\dots\dots(VI- 2)$$

Avec :

v : vitesse d'écoulement (m/s).

C : coefficient de Chézy, qui dépend des paramètres hydrauliques et géométriques de l'écoulement.

I : pente motrice de l'écoulement (m/m).

R_h : rayon hydraulique (m), donné par :

$$R_h = \frac{S_m}{P_m} \quad \dots\dots\dots(VI- 3)$$

Où :

S_m : la surface de la section transversale mouillée de la conduite (m²).

P_m : le périmètre mouillé (m).

VI.3.1 Formule de MANNING-STRICKLER

Le coefficient de Chézy est exprimé comme suit :

$$C = K \times R_h^{1/6} \dots\dots\dots(VI- 4)$$

Avec :

K : coefficient de rugosité (de Manning-Strickler) ; sa valeur dépend du type de l'ouvrage utilisé, son matériau et son état.

Tableau VI-1: Le Coefficient de Manning-Strickler (ks) en fonction de la nature des parois :

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

« Source : les réseaux d'assainissement. De R. BOURRIER ».

Remarque :

Dans notre projet on va opter pour des conduites en PVC ainsi que des conduites en béton armé

Donc on prend Ks=100 pour les conduites en PVC et Ks=75 pour les conduites en PVC.

La vitesse d'écoulement se calcule par l'expression suivante :

$$V = k \times R_h^{2/3} \times I^{1/2} \dots\dots\dots(VI- 5)$$

Et le débit capable de l'ouvrage :

$$Q = K \times R_h^{2/3} \times I^{1/2} \dots\dots\dots(VI- 6)$$

VI.3.2 Procédé de calcul

1. Déterminer le débit et la pente pour chaque point.

2. Le diamètre calculé est exprimé par :

$$D_{cal} = \left[\frac{3,2 \times Q}{K \times \sqrt{I}} \right]^{3/8} \dots\dots\dots(VI- 7)$$

Avec :

D_{cal} : Diamètre calculé (m).

Q : Débit (m³/s).

I : La pente (m/m).

3. Fixer le diamètre normalisé de la conduite" D_n ".

4. La vitesse à pleine section est calculée à partir de la relation.

Pour un rayon hydraulique : $R_h = D_n/4$

On a :

$$V_{ps} = K \times \left(\frac{D_n}{4} \right)^{2/3} \times I^{1/2} \dots\dots\dots(VI- 8)$$

5. Le débit à pleine section :

$$Q_{ps} = V_{ps} \times \frac{\pi \times D_n^2}{4} \dots\dots\dots(VI- 9)$$

Avec :

Q_{ps} : Débit pleine section (m³ /s).

V_{ps} : Vitesse pleine section (m/s).

D_n : Diamètre nominale (m).

6. Le rapport des débits :

$$r_Q = \frac{q}{Q_{ps}} \dots\dots\dots(VI- 10)$$

7. Déterminer les vitesses réelles par :

$$V = r_v \times V_{ps} \dots\dots\dots(VI- 11)$$

Avec :

r_v : rapport des vitesses, données comme suit :

8. La hauteur de remplissage :

$$H = r_H \times D_n \dots\dots\dots(VI- 12)$$

Avec :

r_H : rapport des hauteurs, données comme suit :

D'après la méthode des régressions polynomiales et à partir des valeurs fournies par l'annexe[2] nous avons établi la relation entre r_Q et r_v , ainsi entre r_Q et r_H .

Les relations sont les suivantes :

$$r_v = -25.63 \times r_Q^6 + 93.647 \times r_Q^5 - 134.25 \times r_Q^4 + 95.24 \times r_Q^3 - 35.151 \times r_Q^2 + 7.0395 \times r_Q + 0.2263$$

$$r_H = -11.423 \times r_Q^6 + 40.641 \times r_Q^5 - 55.497 \times r_Q^4 + 37.115 \times r_Q^3 - 12.857 \times r_Q^2 + 2.8373 \times r_Q + 0.0359$$

Tableau VI-2 : Dimensionnement du Collecteur de sous bassin 1

Tronçon	Matériau	L (m)	P (%)	Q	D_{cal} (mm)	D_{nor} (mm)	Q_{ps} (m^3/s)	R_q	R_v	R_h	H (mm)	V_{ps} (m/s)	V (m/s)	V_{auto} (m/s)	Auto curage
R247-R248	PVC	23	4,0	0,005	68,210	315	0,215	0,023	0,368	0,094	29,529	2,756	1,015	0,665	vérifié
R248-R82	PVC	23	3,0	0,010	93,111	315	0,186	0,052	0,509	0,153	48,183	2,387	1,214	0,571	vérifié
R221-R222	PVC	14	4,0	0,003	51,763	315	0,263	0,011	0,298	0,065	20,505	3,375	1,007	0,665	vérifié
R222-R83	PVC	25	3,0	0,008	87,473	315	0,186	0,044	0,475	0,138	43,583	2,387	1,133	0,571	vérifié
R241-R242	PVC	15	4,0	0,003	55,128	315	0,240	0,013	0,311	0,070	22,091	3,081	0,957	0,665	vérifié
R242-R243	PVC	14	3,0	0,006	78,059	315	0,186	0,032	0,420	0,115	36,329	2,387	1,003	0,571	vérifié
R243-R244	PVC	25	3,0	0,011	99,076	315	0,186	0,061	0,545	0,169	53,182	2,387	1,300	0,571	vérifié
R244-R83	PVC	17	3,0	0,015	109,593	315	0,186	0,080	0,608	0,197	62,128	2,387	1,450	0,571	vérifié
R249-R84	PVC	20	4,0	0,004	65,246	315	0,215	0,020	0,354	0,088	27,673	2,756	0,975	0,665	vérifié
R228-R229	PVC	22	4,0	0,005	67,419	315	0,215	0,022	0,364	0,092	29,024	2,756	1,004	0,665	vérifié
R229-R85	PVC	18	4,0	0,009	84,427	315	0,215	0,040	0,457	0,131	41,169	2,756	1,258	0,665	vérifié
R69-R70	PVC	27	4,0	0,006	71,972	315	0,215	0,026	0,387	0,102	32,016	2,756	1,067	0,665	vérifié
R70-R71	PVC	16	3,0	0,009	90,256	315	0,186	0,048	0,491	0,146	45,835	2,387	1,172	0,571	vérifié
R71-R72	PVC	22	6,0	0,014	92,930	315	0,263	0,051	0,507	0,152	48,033	3,375	1,713	0,825	vérifié
R72-R73	PVC	17	3,0	0,017	115,431	315	0,186	0,092	0,641	0,213	67,064	2,387	1,529	0,571	vérifié
R73-R74	PVC	20	4,0	0,021	118,944	315	0,215	0,099	0,660	0,222	69,998	2,756	1,818	0,665	vérifié
R74-R75	PVC	29	4,0	0,027	130,683	315	0,215	0,128	0,718	0,252	79,499	2,756	1,978	0,665	vérifié
R75-R76	PVC	24	4,0	0,032	139,253	315	0,215	0,151	0,753	0,273	86,104	2,756	2,076	0,665	vérifié
R76-R77	PVC	24	1,0	0,037	190,467	315	0,107	0,349	0,897	0,404	127,263	1,378	1,236	0,322	vérifié
R77-R78	PVC	27	1,0	0,043	200,843	315	0,107	0,402	0,932	0,439	138,200	1,378	1,284	0,322	vérifié
R78-R79	PVC	22	1,0	0,048	208,643	315	0,107	0,444	0,961	0,467	147,107	1,378	1,324	0,322	vérifié
R80-R81	PVC	21	3,4	0,052	171,461	315	0,198	0,263	0,846	0,350	110,265	2,541	2,150	0,610	vérifié
R81-R82	PVC	24	2,7	0,057	185,414	315	0,176	0,324	0,882	0,388	122,373	2,264	1,997	0,540	vérifié
R82-R83	PVC	30	2,0	0,073	215,021	315	0,152	0,482	0,987	0,491	154,681	1,949	1,922	0,462	vérifié
R83-R84	PVC	34	3,5	0,103	220,275	315	0,201	0,514	1,007	0,511	161,016	2,578	2,597	0,619	vérifié

R84-R85	PVC	23	3,5	0,112	227,468	315	0,201	0,560	1,035	0,539	169,687	2,578	2,667	0,619	vérifié
R85-R86	PVC	17	3,5	0,125	236,427	315	0,201	0,620	1,064	0,573	180,348	2,578	2,742	0,619	vérifié
R86-R79	PVC	18	3,9	0,128	234,889	315	0,211	0,610	1,059	0,567	178,527	2,704	2,863	0,652	vérifié
R79-R32	PVC	11	4,0	0,178	263,828	315	0,215	0,831	1,106	0,692	218,099	2,756	3,049	0,665	vérifié
R230-R231	PVC	18	4,0	0,004	59,153	315	0,240	0,015	0,327	0,077	24,168	3,081	1,007	0,665	vérifié
R231-R232	PVC	17	4,0	0,007	79,682	315	0,215	0,034	0,429	0,119	37,533	2,756	1,183	0,665	vérifié
R223-R224	PVC	35	4,0	0,007	79,459	315	0,215	0,034	0,428	0,119	37,366	2,756	1,179	0,665	vérifié
R238-R236	PVC	24	4,0	0,012	96,825	315	0,215	0,057	0,531	0,163	51,283	2,756	1,464	0,665	vérifié
R233-R234	PVC	19	4,0	0,004	63,970	315	0,215	0,019	0,348	0,085	26,905	2,756	0,959	0,665	vérifié
R234-R235	PVC	22	4,0	0,009	85,076	315	0,215	0,041	0,460	0,132	41,679	2,756	1,269	0,665	vérifié
R235-R236	PVC	17	4,0	0,012	96,570	315	0,215	0,057	0,530	0,162	51,070	2,756	1,459	0,665	vérifié
R236-R237	PVC	29	4,2	0,031	135,178	315	0,220	0,140	0,737	0,263	82,997	2,824	2,081	0,682	vérifié
R225-R226	PVC	22	4,0	0,005	67,146	315	0,215	0,022	0,363	0,092	28,852	2,756	1,000	0,665	vérifié
R226-R227	PVC	19	3,6	0,009	86,546	315	0,204	0,043	0,469	0,136	42,842	2,614	1,226	0,629	vérifié
R259-R260	PVC	40	4,0	0,008	83,864	315	0,215	0,039	0,453	0,129	40,729	2,756	1,249	0,665	vérifié
R260-R232	PVC	40	3,3	0,017	112,822	315	0,195	0,086	0,626	0,206	64,866	2,499	1,565	0,600	vérifié
R232-R224	PVC	40	3,8	0,033	140,661	315	0,209	0,155	0,759	0,277	87,165	2,686	2,037	0,647	vérifié
R224-R237	PVC	24	3,2	0,045	163,981	315	0,192	0,234	0,828	0,332	104,428	2,465	2,041	0,591	vérifié
R237-R261	PVC	23	3,7	0,081	198,663	315	0,207	0,390	0,924	0,431	135,808	2,650	2,448	0,638	vérifié
R261-R227	PVC	33	3,9	0,088	202,937	315	0,212	0,413	0,939	0,446	140,541	2,721	2,556	0,656	vérifié
R227-R262	PVC	26	2,9	0,102	226,896	315	0,183	0,556	1,033	0,537	169,000	2,347	2,423	0,561	vérifié
R262-R32	PVC	36	4,0	0,109	219,415	315	0,215	0,508	1,004	0,508	159,977	2,756	2,767	0,665	vérifié
R32-R33	PVC	35	4,0	0,295	305,474	400	0,454	0,650	1,074	0,588	235,232	3,613	3,881	0,822	vérifié
R33-R34	PVC	31	2,0	0,301	365,675	400	0,287	1,050	1,108	0,910	363,821	2,285	2,531	0,563	vérifié
R34-R35	PVC	17	3,0	0,305	340,433	400	0,352	0,867	1,111	0,720	287,997	2,799	3,108	0,701	vérifié
R35-R36	PVC	22	3,0	0,310	342,368	400	0,352	0,881	1,112	0,731	292,381	2,799	3,113	0,701	vérifié
R36-R29	PVC	29	4,0	0,316	326,771	400	0,406	0,778	1,100	0,657	262,967	3,232	3,556	0,822	vérifié

Tableau VI-3 : Dimensionnement du Collecteur de sous bassin 2

Tronçon	Matériau	L (m)	P (%)	Q	D_{cat} (mm)	D_{nor} (mm)	Q_{ps} (m^3/s)	R_q	R_v	R_h	H (mm)	V_{ps} (m/s)	V (m/s)	V_{auto} (m/s)	Auto curage
R211-R51	PVC	18	4,0	0,007	76,348	315	0,215	0,030	0,411	0,111	35,083	2,756	1,132	0,665	vérifié
R212-R213	PVC	19	2,6	0,007	83,297	315	0,173	0,038	0,450	0,128	40,288	2,226	1,002	0,531	vérifié
R213-R52	PVC	17	4,0	0,013	98,219	315	0,215	0,060	0,540	0,167	52,458	2,756	1,487	0,665	vérifié
R136-R137	PVC	33	4,0	0,012	95,330	315	0,215	0,055	0,522	0,159	50,030	2,756	1,439	0,665	vérifié
R137-R129	PVC	16	4,1	0,017	109,818	315	0,218	0,072	0,583	0,186	58,576	3,114	1,815	0,757	vérifié
R129-R130	PVC	9	3,0	0,021	124,323	315	0,186	0,112	0,688	0,236	74,414	2,387	1,641	0,571	vérifié
R130-R131	PVC	10	2,0	0,024	142,076	315	0,152	0,160	0,764	0,280	88,225	1,949	1,488	0,462	vérifié
R131-R55	PVC	8	5,0	0,027	124,784	315	0,240	0,113	0,690	0,237	74,788	3,081	2,125	0,749	vérifié
R138-R139	PVC	20	3,8	0,007	79,533	315	0,210	0,034	0,428	0,119	37,422	2,690	1,152	0,648	vérifié
R139-R56	PVC	8	2,1	0,010	101,668	315	0,156	0,065	0,560	0,176	55,380	1,997	1,119	0,474	vérifié
R214-R58	PVC	10	4,0	0,003	60,061	315	0,215	0,016	0,331	0,078	24,664	2,756	0,911	0,665	vérifié
R215-R216	PVC	29	4,0	0,011	91,304	315	0,215	0,049	0,498	0,148	46,693	2,756	1,371	0,665	vérifié
R216-R217	PVC	25	4,0	0,020	115,330	315	0,215	0,091	0,640	0,213	66,979	2,756	1,764	0,665	vérifié
R217-R218	PVC	46	4,0	0,036	144,939	315	0,215	0,168	0,774	0,287	90,353	2,756	2,132	0,665	vérifié
R218-R219	PVC	42	2,0	0,051	188,055	315	0,152	0,337	0,890	0,396	124,892	1,949	1,733	0,462	vérifié
R219-R220	PVC	14	1,9	0,056	196,841	315	0,148	0,381	0,917	0,425	133,844	1,899	1,743	0,449	vérifié
R220-R61	PVC	32	1,9	0,068	211,142	315	0,148	0,459	0,971	0,476	150,052	1,899	1,844	0,449	vérifié
R46-R47	PVC	12	4,0	0,004	64,641	315	0,215	0,018	0,345	0,084	26,466	2,923	1,007	0,708	vérifié
R47-R48	PVC	30	4,0	0,015	103,863	315	0,215	0,069	0,574	0,182	57,248	2,756	1,581	0,665	vérifié
R48-R49	PVC	11	2,0	0,019	128,865	315	0,152	0,123	0,709	0,248	78,062	1,949	1,382	0,462	vérifié
R49-R50	PVC	9	1,9	0,022	138,341	315	0,148	0,149	0,750	0,271	85,413	1,899	1,424	0,449	vérifié
R50-R51	PVC	13	1,3	0,027	159,933	315	0,122	0,219	0,818	0,322	101,387	1,571	1,285	0,369	vérifié
R51-R52	PVC	21	1,6	0,041	180,221	315	0,136	0,301	0,868	0,373	117,642	1,743	1,513	0,411	vérifié
R52-R53	PVC	24	4,0	0,062	177,700	315	0,215	0,290	0,861	0,366	115,446	2,756	2,374	0,665	vérifié

R53-R54	PVC	40	4,0	0,077	192,094	315	0,215	0,357	0,902	0,409	128,900	2,756	2,485	0,665	vérifié
R54-R55	PVC	18	2,2	0,083	221,413	315	0,159	0,521	1,012	0,516	162,391	2,044	2,068	0,485	vérifié
R55-R56	PVC	16	3,0	0,116	236,708	315	0,186	0,622	1,064	0,574	180,680	2,387	2,540	0,571	vérifié
R56-R57	PVC	16	2,7	0,132	253,349	315	0,176	0,746	1,096	0,639	201,308	2,264	2,482	0,540	vérifié
R57-R58	PVC	24	2,7	0,140	259,389	315	0,176	0,794	1,102	0,668	210,328	2,264	2,496	0,540	vérifié
R58-R59	PVC	19	2,7	0,150	266,259	315	0,176	0,852	1,109	0,708	222,894	2,264	2,510	0,540	vérifié
R59-R60	PVC	18	3,0	0,157	265,308	315	0,186	0,844	1,108	0,701	220,967	2,387	2,644	0,571	vérifié
R60-R61	PVC	25	3,5	0,166	263,152	315	0,201	0,825	1,106	0,688	216,838	2,578	2,850	0,619	vérifié
R61-R62	PVC	40	5,0	0,248	286,328	400	0,454	0,547	1,027	0,531	212,446	3,613	3,712	0,931	vérifié
R249-R250	PVC	40	4,0	0,015	103,043	315	0,215	0,068	0,569	0,180	56,549	2,756	1,567	0,665	vérifié
R250-R251	PVC	40	4,0	0,029	133,400	315	0,215	0,135	0,730	0,259	81,623	2,756	2,011	0,665	vérifié
R251-R252	PVC	40	2,0	0,043	176,639	315	0,152	0,285	0,859	0,364	114,541	1,949	1,674	0,462	vérifié
R252-R253	PVC	30	1,9	0,054	193,685	315	0,148	0,365	0,907	0,414	130,529	1,899	1,723	0,449	vérifié
R253-R254	PVC	12	1,3	0,058	213,959	315	0,122	0,475	0,982	0,487	153,409	1,571	1,543	0,369	vérifié
R254-R255	PVC	28	1,6	0,068	218,381	315	0,136	0,502	1,000	0,504	158,728	1,743	1,743	0,411	vérifié
R255-R62	PVC	35	4,0	0,081	195,838	315	0,215	0,375	0,914	0,422	132,779	2,756	2,519	0,665	vérifié
R62-R256	PVC	22	4,0	0,337	334,732	400	0,406	0,829	1,106	0,691	276,410	3,232	3,575	0,822	vérifié

Tableau VI-4 : Dimensionnement du Collecteur de sous bassin 3

Tronçon	Matériau	L (m)	P (%)	Q	D_{cal} (mm)	D_{nor} (mm)	Q_{ps} (m^3/s)	R_q	R_v	R_h	H (mm)	V_{ps} (m/s)	V (m/s)	V_{auto} (m/s)	Auto curage
R207-R205	PVC	14	4,0	0,003	54,207	315	0,215	0,012	0,307	0,069	21,643	2,756	0,847	0,665	vérifié
R204-R205	PVC	20	4,0	0,004	60,621	315	0,215	0,016	0,333	0,079	24,974	2,756	0,918	0,665	vérifié
R205-R206	PVC	27	4,0	0,011	92,642	315	0,215	0,051	0,506	0,152	47,795	2,756	1,394	0,665	vérifié
R208-R209	PVC	18	5,0	0,003	56,208	315	0,240	0,013	0,315	0,072	22,629	3,081	0,970	0,749	vérifié
R209-R210	PVC	22	4,0	0,007	78,751	315	0,215	0,033	0,424	0,117	36,840	2,756	1,168	0,665	vérifié
R210-R25	PVC	21	4,0	0,011	92,232	315	0,215	0,050	0,503	0,151	47,457	2,756	1,387	0,665	vérifié
R256-R206	PVC	16	4,0	0,340	335,769	400	0,406	0,836	1,107	0,696	278,380	3,232	3,577	0,822	vérifié
R206-R257	PVC	10	4,0	0,341	336,466	400	0,406	0,841	1,107	0,699	279,736	3,232	3,579	0,822	vérifié
R257-R258	PVC	33	4,0	0,347	338,639	400	0,406	0,855	1,109	0,710	284,143	3,232	3,584	0,822	vérifié
R258-R25	PVC	21	4,0	0,351	340,043	400	0,406	0,865	1,110	0,718	287,141	3,232	3,588	0,822	vérifié
R25-R26	PVC	41	4,0	0,369	346,561	400	0,406	0,910	1,116	0,757	302,748	3,232	3,607	0,822	vérifié
R26-R27	PVC	32	4,0	0,375	348,566	400	0,406	0,924	1,118	0,770	308,141	3,232	3,613	0,822	vérifié
R27-R28	PVC	31	4,0	0,381	350,489	400	0,406	0,937	1,120	0,784	313,580	3,232	3,618	0,822	vérifié
R28-R29	PVC	43	4,0	0,388	353,171	400	0,406	0,957	1,121	0,804	321,598	3,232	3,624	0,822	vérifié
R29-R30	PVC	26	4,0	0,709	442,528	500	0,736	0,963	1,122	0,811	405,306	3,750	4,207	1,036	vérifié
R30-R31	PVC	33	4,0	0,715	443,919	500	0,736	0,971	1,122	0,819	409,713	3,750	4,209	1,036	vérifié
R31-R24	PVC	23	4,0	0,719	444,866	500	0,736	0,976	1,122	0,826	412,768	3,750	4,209	1,036	vérifié

Tableau VI- 5 : Dimensionnement du Collecteur de sous bassin 4

Tronçon	Matériau	L (m)	P (%)	Q	D_{cal} (mm)	D_{nor} (mm)	Q_{ps} (m^3/s)	R_q	R_v	R_h	H (mm)	V_{ps} (m/s)	V (m/s)	V_{auto} (m/s)	Auto curage
R247-R248	PVC	14	2,5	0,008	89,388	315	0,170	0,046	0,486	0,143	45,128	2,179	1,059	0,519	vérifié
R248-R158	PVC	50	2,5	0,036	157,630	315	0,170	0,210	0,812	0,316	99,681	2,179	1,769	0,519	vérifié
R156-R157	PVC	40	2,5	0,023	132,864	315	0,170	0,133	0,727	0,258	81,206	2,179	1,584	0,519	vérifié
R157-R158	PVC	49	2,5	0,050	179,099	315	0,170	0,296	0,865	0,370	116,657	2,179	1,885	0,519	vérifié
R158-R159	PVC	17	2,0	0,095	237,471	315	0,152	0,628	1,066	0,576	181,583	1,949	2,078	0,462	vérifié
R152-R153	PVC	22	2,4	0,013	107,301	315	0,166	0,075	0,594	0,191	60,177	2,130	1,266	0,507	vérifié
R153-R154	PVC	35	2,7	0,032	149,697	315	0,176	0,183	0,789	0,298	93,857	2,264	1,787	0,540	vérifié
R154-R155	PVC	39	1,4	0,054	205,827	315	0,127	0,429	0,950	0,457	143,836	1,630	1,549	0,383	vérifié
R165-R159	PVC	40	1,0	0,022	156,961	315	0,107	0,208	0,810	0,315	99,187	1,378	1,116	0,322	vérifié
R159-R166	PVC	44	2,5	0,142	264,476	315	0,170	0,837	1,107	0,696	219,337	2,179	2,412	0,519	vérifié
R166-R155	PVC	44	4,0	0,167	257,220	315	0,215	0,777	1,100	0,657	206,915	2,756	3,032	0,665	vérifié
R155-R163	PVC	31	6,0	0,238	272,561	315	0,263	0,906	1,116	0,754	237,487	3,375	3,766	0,825	vérifié
R160-R161	PVC	40	2,4	0,022	133,337	315	0,166	0,135	0,729	0,259	81,574	2,135	1,557	0,508	vérifié
R161-R162	PVC	35	2,9	0,042	163,423	315	0,181	0,232	0,827	0,330	104,005	2,326	1,923	0,556	vérifié
R162-R163	PVC	21	4,4	0,054	165,129	315	0,225	0,238	0,831	0,334	105,303	2,887	2,399	0,699	vérifié
R163-R164	PVC	40	4,0	0,315	326,332	400	0,406	0,775	1,100	0,656	262,298	3,232	3,554	0,822	vérifié
R164-R16	PVC	20	3,8	0,326	333,756	400	0,396	0,823	1,105	0,687	274,606	3,150	3,482	0,799	vérifié
R246-R41	PVC	19	4,0	0,010	91,001	315	0,215	0,049	0,496	0,147	46,444	2,756	1,366	0,665	vérifié
R37-R38	PVC	35	3,8	0,020	116,706	315	0,209	0,094	0,648	0,216	68,133	2,686	1,740	0,647	vérifié
R38-R39	PVC	40	3,1	0,042	161,093	315	0,189	0,223	0,821	0,325	102,252	2,426	1,991	0,581	vérifié
R39-R40	PVC	40	3,9	0,065	181,310	315	0,211	0,306	0,871	0,377	118,610	2,711	2,360	0,653	vérifié
R40-R41	PVC	40	4,0	0,087	201,444	315	0,215	0,405	0,934	0,441	138,868	2,756	2,573	0,665	vérifié
R41-R42	PVC	24	3,0	0,111	233,057	315	0,186	0,597	1,054	0,560	176,356	2,387	2,514	0,571	vérifié
R42-R43	PVC	23	3,0	0,124	242,990	315	0,186	0,667	1,080	0,597	188,146	2,387	2,577	0,571	vérifié
R43-R15	PVC	33	1,2	0,143	303,461	400	0,224	0,638	1,070	0,582	232,843	1,779	1,904	0,430	vérifié

R15-R44	PVC	26	2,0	0,442	422,019	500	0,521	0,848	1,108	0,705	352,541	2,652	2,939	0,695	vérifié
R44-R45	PVC	36	2,0	0,462	429,106	500	0,521	0,887	1,113	0,736	368,179	2,652	2,952	0,695	vérifié
R45-R16	PVC	35	3,0	0,481	404,238	500	0,636	0,756	1,097	0,645	322,477	3,241	3,557	0,874	vérifié
R197-R198	PVC	17	2,0	0,010	100,247	315	0,152	0,063	0,552	0,172	54,174	1,949	1,075	0,462	vérifié
R198-R199	PVC	23	2,0	0,023	138,490	315	0,152	0,149	0,750	0,272	85,526	1,949	1,462	0,462	vérifié
R199-R200	PVC	27	1,5	0,038	176,967	315	0,132	0,287	0,860	0,365	114,820	1,688	1,451	0,397	vérifié
R200-R201	PVC	9	1,5	0,043	185,460	315	0,132	0,325	0,882	0,389	122,416	1,688	1,489	0,397	vérifié
R201-R196	PVC	43	1,5	0,067	219,115	315	0,132	0,506	1,003	0,507	159,614	1,688	1,692	0,397	vérifié
R196-R173	PVC	24	4,1	0,080	194,478	315	0,217	0,369	0,910	0,417	131,352	2,783	2,531	0,672	vérifié
R182-R179	PVC	36	3,0	0,020	122,278	315	0,186	0,107	0,677	0,231	72,747	2,387	1,616	0,571	vérifié
R167-R168	PVC	13	2,5	0,007	86,954	315	0,170	0,043	0,471	0,137	43,168	2,179	1,027	0,519	vérifié
R168-R169	PVC	18	1,9	0,017	126,012	315	0,148	0,116	0,696	0,241	75,780	1,899	1,322	0,449	vérifié
R169-R170	PVC	12	2,3	0,024	137,374	315	0,163	0,146	0,746	0,269	84,678	2,090	1,559	0,497	vérifié
R202-R170	PVC	26	4,0	0,014	102,373	315	0,215	0,067	0,565	0,178	55,979	2,756	1,556	0,665	vérifié
R170-R203	PVC	22	1,8	0,051	190,954	315	0,144	0,351	0,898	0,406	127,750	1,849	1,661	0,437	vérifié
R203-R132	PVC	33	1,8	0,069	214,563	315	0,144	0,479	0,985	0,489	154,132	1,849	1,820	0,437	vérifié
R171-R172	PVC	12	2,9	0,007	81,725	315	0,182	0,037	0,441	0,124	39,079	2,334	1,029	0,558	vérifié
R172-R173	PVC	24	3,0	0,020	122,665	315	0,187	0,108	0,679	0,232	73,064	2,395	1,626	0,573	vérifié
R173-R174	PVC	33	3,0	0,119	238,855	315	0,186	0,637	1,070	0,582	183,221	2,387	2,554	0,571	vérifié
R174-R175	PVC	7	3,0	0,122	241,758	315	0,186	0,658	1,023	0,593	186,671	2,387	2,570	0,571	vérifié
R175-R176	PVC	22	4,0	0,135	237,318	315	0,215	0,627	1,066	0,576	181,401	2,756	2,938	0,665	vérifié
R176-R177	PVC	20	3,0	0,146	257,922	315	0,186	0,782	1,01	0,660	207,995	2,387	2,627	0,571	vérifié
R177-R178	PVC	20	3,0	0,156	265,016	315	0,186	0,841	1,107	0,700	220,390	2,387	2,643	0,571	vérifié
R178-R179	PVC	19	4,0	0,167	257,428	315	0,215	0,778	1,100	0,658	207,233	2,756	3,032	0,665	vérifié
R179-R180	PVC	28	2,0	0,203	315,189	400	0,287	0,706	1,089	0,618	247,050	2,285	2,489	0,563	vérifié
R180-R181	PVC	11	2,0	0,209	318,711	400	0,287	0,728	1,093	0,629	251,583	2,285	2,498	0,563	vérifié
R181-R132	PVC	34	2,0	0,228	329,432	400	0,287	0,795	1,102	0,668	267,162	2,285	2,519	0,563	vérifié
R132-R133	PVC	27	4,0	0,312	325,305	400	0,406	0,768	1,099	0,652	260,762	3,232	3,552	0,822	vérifié
R63-R64	PVC	8	4,5	0,004	64,617	315	0,228	0,020	0,351	0,087	27,292	2,923	1,026	0,708	vérifié
R64-R65	PVC	11	3,0	0,010	96,152	315	0,186	0,056	0,527	0,161	50,719	2,387	1,258	0,571	vérifié

R65-R66	PVC	21	2,8	0,022	129,075	315	0,180	0,124	0,710	0,248	78,228	2,306	1,638	0,551	vérifié
R66-R67	PVC	15	6,0	0,031	126,444	315	0,263	0,117	0,698	0,242	76,128	3,375	2,356	0,825	vérifié
R67-R68	PVC	17	4,0	0,041	151,300	315	0,215	0,189	0,794	0,302	95,032	2,756	2,188	0,665	vérifié
R194-R195	PVC	32	1,9	0,018	129,041	315	0,147	0,123	0,710	0,248	78,201	1,889	1,342	0,447	vérifié
R195-R193	PVC	19	1,3	0,029	164,625	315	0,122	0,236	0,830	0,333	104,918	1,571	1,303	0,369	vérifié
R191-R192	PVC	13	2,5	0,008	87,895	315	0,170	0,044	0,477	0,139	43,922	2,179	1,039	0,519	vérifié
R192-R193	PVC	9	4,0	0,013	98,138	315	0,215	0,059	0,539	0,166	52,390	2,756	1,486	0,665	vérifié
R193-R190	PVC	10	4,0	0,048	160,608	315	0,215	0,221	0,820	0,323	101,890	2,756	2,258	0,665	vérifié
R183-R184	PVC	21	2,3	0,012	106,433	315	0,161	0,074	0,589	0,189	59,438	2,067	1,217	0,491	vérifié
R184-R68	PVC	19	2,7	0,023	131,239	315	0,176	0,129	0,720	0,254	79,936	2,264	1,630	0,540	vérifié
R68-R185	PVC	13	3,7	0,071	188,930	315	0,207	0,341	0,892	0,399	125,745	2,658	2,371	0,640	vérifié
R185-R186	PVC	27	1,0	0,086	260,072	315	0,107	0,800	1,103	0,671	211,450	1,378	1,520	0,322	vérifié
R186-R187	PVC	17	1,1	0,095	265,461	315	0,113	0,845	1,108	0,702	221,274	1,445	1,601	0,338	vérifié
R187-R188	PVC	17	4,0	0,105	216,011	315	0,215	0,488	0,990	0,495	155,871	2,756	2,730	0,665	vérifié
R188-R189	PVC	21	2,0	0,116	255,873	315	0,152	0,766	1,099	0,650	204,901	1,949	2,141	0,462	vérifié
R189-R190	PVC	18	2,0	0,127	264,162	315	0,152	0,834	1,107	0,694	218,733	1,949	2,157	0,462	vérifié
R190-R134	PVC	11	4,0	0,180	264,871	315	0,215	0,840	1,107	0,699	220,104	2,756	3,052	0,665	vérifié
R134-R135	PVC	13	4,0	0,188	268,776	315	0,215	0,873	1,111	0,725	228,325	2,756	3,063	0,665	vérifié

Tableau VI- 6 : Dimensionnement du Collecteur de sous bassin 5

Tronçon	Matériau	L (m)	P (%)	Q	D_{cal} (mm)	D_{nor} (mm)	Q_{ps} (m^3/s)	R_q	R_v	R_h	H (mm)	V_{ps} (m/s)	V (m/s)	V_{auto} (m/s)	Auto curage
R87-R88	PVC	9	4	0,003	54,800	315	0,215	0,013	0,309	0,070	21,930	2,756	0,853	0,665	vérifié
R88-R89	PVC	9	4	0,006	71,626	315	0,215	0,026	0,385	0,101	31,781	2,756	1,062	0,665	vérifié
R89-R90	PVC	15	4	0,010	89,774	315	0,215	0,047	0,488	0,144	45,442	2,756	1,346	0,665	vérifié
R90-R1	PVC	14	5	0,014	98,205	315	0,240	0,060	0,539	0,166	52,446	3,081	1,662	0,749	vérifié
R91-R92	PVC	15	4	0,005	66,387	315	0,215	0,021	0,359	0,090	28,376	2,756	0,990	0,665	vérifié
R92-R93	PVC	19	4	0,010	90,808	315	0,215	0,048	0,495	0,147	46,286	2,756	1,363	0,665	vérifié
R93-R118	PVC	13	4	0,014	102,299	315	0,215	0,066	0,564	0,178	55,917	2,756	1,555	0,665	vérifié
R94-R95	PVC	14	4,6	0,004	64,402	315	0,230	0,019	0,350	0,086	27,163	2,955	1,034	0,716	vérifié
R95-R96	PVC	16	2	0,009	99,882	315	0,152	0,062	0,550	0,171	53,865	1,949	1,071	0,462	vérifié
R96-R97	PVC	11	2	0,013	111,670	315	0,152	0,084	0,620	0,203	63,891	1,949	1,207	0,462	vérifié
R97-R98	PVC	4	4	0,014	101,733	315	0,215	0,065	0,561	0,176	55,435	2,756	1,546	0,665	vérifié
R98-R99	PVC	8	4	0,016	108,009	315	0,215	0,077	0,598	0,193	60,780	2,756	1,649	0,665	vérifié
R99-R100	PVC	22	4	0,023	123,172	315	0,215	0,109	0,682	0,233	73,478	2,756	1,879	0,665	vérifié
R100-R101	PVC	14	4	0,028	131,057	315	0,215	0,129	0,719	0,253	79,793	2,756	1,982	0,665	vérifié
R101-R102	PVC	14	2,8	0,032	147,782	315	0,180	0,177	0,783	0,293	92,450	2,306	1,806	0,551	vérifié
R102-R118	PVC	14	4	0,036	144,782	315	0,215	0,168	0,773	0,286	90,237	2,756	2,131	0,665	vérifié
R111-R112	PVC	9	4	0,003	55,170	315	0,215	0,013	0,311	0,070	22,112	2,756	0,857	0,665	vérifié
R112-R113	PVC	15	4	0,008	80,532	315	0,215	0,035	0,434	0,121	38,172	2,756	1,196	0,665	vérifié
R113-R114	PVC	10	4	0,010	91,172	315	0,215	0,049	0,497	0,148	46,585	2,756	1,369	0,665	vérifié
R114-R115	PVC	18	1	0,016	138,451	315	0,107	0,149	0,750	0,271	85,497	1,378	1,034	0,322	vérifié
R115-R116	PVC	17	1	0,021	153,689	315	0,107	0,197	0,801	0,307	96,783	1,378	1,104	0,322	vérifié
R116-R117	PVC	20	2	0,027	148,740	315	0,152	0,180	0,786	0,296	93,154	1,949	1,532	0,462	vérifié
R117-R118	PVC	21	2	0,034	161,188	315	0,152	0,223	0,821	0,325	102,324	1,949	1,600	0,462	vérifié
R118-R2	PVC	15	4	0,089	203,063	315	0,215	0,413	0,940	0,447	140,683	2,756	2,590	0,665	vérifié
R126-R127	PVC	19	4	0,006	73,973	315	0,215	0,028	0,398	0,106	33,396	2,756	1,096	0,665	vérifié
R127-R128	PVC	18	4	0,012	94,579	315	0,215	0,054	0,517	0,157	49,403	2,756	1,426	0,665	vérifié

R128-R4	PVC	14	4	0,016	106,768	315	0,215	0,074	0,591	0,190	59,724	2,756	1,629	0,665	vérifié
R128-R4	PVC	14	4	0,005	70,335	315	0,215	0,024	0,379	0,098	30,916	2,756	1,044	0,665	vérifié
R119-R120	PVC	17	2	0,012	110,106	315	0,152	0,081	0,611	0,199	62,564	1,949	1,190	0,462	vérifié
R120-R121	PVC	23	2	0,015	119,661	315	0,152	0,101	0,664	0,224	70,592	1,949	1,293	0,462	vérifié
R121-R104	PVC	10	4	0,004	61,810	315	0,215	0,017	0,338	0,081	25,644	2,756	0,932	0,665	vérifié
R103-R104	PVC	12	1,6	0,024	146,901	315	0,136	0,174	0,780	0,291	91,802	1,743	1,360	0,411	vérifié
R104-R105	PVC	15	4	0,029	133,766	315	0,215	0,136	0,731	0,260	81,906	2,756	2,015	0,665	vérifié
R105-R106	PVC	18	4	0,034	142,336	315	0,215	0,160	0,765	0,281	88,419	2,756	2,107	0,665	vérifié
R106-R107	PVC	17	4	0,040	150,998	315	0,215	0,188	0,793	0,301	94,811	2,756	2,185	0,665	vérifié
R107-R108	PVC	19	4	0,005	69,231	315	0,215	0,023	0,373	0,096	30,190	2,756	1,029	0,665	vérifié
R123-R124	PVC	15	4	0,010	88,841	315	0,215	0,046	0,483	0,142	44,685	2,756	1,330	0,665	vérifié
R124-R125	PVC	16	4	0,015	103,716	315	0,215	0,069	0,573	0,181	57,123	2,756	1,579	0,665	vérifié
R125-R108	PVC	15	4	0,019	114,918	315	0,215	0,091	0,638	0,212	66,633	2,756	1,758	0,665	vérifié
R108-R109	PVC	24	4	0,067	182,793	315	0,215	0,312	0,875	0,381	119,949	2,756	2,411	0,665	vérifié
R109-R110	PVC	26	4	0,075	190,714	315	0,215	0,350	0,898	0,405	127,510	2,756	2,474	0,665	vérifié
R110-R8	PVC	33	4	0,085	200,192	315	0,215	0,398	0,929	0,436	137,481	2,756	2,561	0,665	vérifié
R1-R2	PVC	37	3	0,026	134,872	315	0,186	0,139	0,736	0,263	82,762	2,387	1,756	0,571	vérifié
R2-R3	PVC	46	4	0,129	233,500	315	0,215	0,600	1,055	0,562	176,881	2,756	2,907	0,665	vérifié
R3-R4	PVC	15	3,8	0,133	238,829	315	0,209	0,637	1,070	0,582	183,191	2,686	2,874	0,647	vérifié
R4-R5	PVC	20	3	0,156	264,576	315	0,186	0,837	1,107	0,697	219,530	2,387	2,642	0,571	vérifié
R5-R6	PVC	24	3,5	0,163	261,608	315	0,201	0,813	1,104	0,680	214,067	2,578	2,847	0,619	vérifié
R6-R7	PVC	35	3,5	0,174	267,960	315	0,201	0,866	1,111	0,719	226,510	2,578	2,863	0,619	vérifié
R7-R8	PVC	39	4	0,186	268,051	315	0,215	0,867	1,111	0,720	226,709	2,756	3,061	0,665	vérifié
R8-R9	PVC	28	6	0,280	289,648	315	0,263	1,066	1,097	0,928	292,310	3,375	3,703	0,825	vérifié
R9-R10	PVC	35	4	0,291	317,012	400	0,406	0,717	1,091	0,623	249,372	3,232	3,526	0,822	vérifié
R10-R11	PVC	24	4	0,299	319,991	400	0,406	0,735	1,094	0,633	253,286	3,232	3,537	0,822	vérifié
R11-R12	PVC	24	4	0,306	322,968	400	0,406	0,754	1,097	0,643	257,383	3,232	3,546	0,822	vérifié
R12-R13	PVC	25	4	0,314	326,021	400	0,406	0,773	1,100	0,655	261,830	3,232	3,554	0,822	vérifié
R13-R14	PVC	26	4	0,322	329,178	400	0,406	0,793	1,102	0,667	266,750	3,232	3,561	0,822	vérifié
R14-R15	PVC	24	4	0,329	331,998	400	0,406	0,811	1,104	0,679	271,477	3,232	3,568	0,822	vérifié

Tableau VI- 7 : Dimensionnement du Collecteur principal

Tronçon	Matériau	L (m)	P (%)	Q	D_{cal} (mm)	D_{nor} (mm)	Q_{ps} (m^3/s)	R_q	R_v	R_h	H (mm)	V_{ps} (m/s)	V (m/s)	V_{auto} (m/s)	Auto curage
R16-R17	B A	12	0,5	0,814	766,580	800	0,912	0,892	1,114	0,741	592,995	1,814	2,020	0,522	vérifié
R17-R18	B A	13	0,5	0,821	769,106	800	0,912	0,900	1,115	0,748	598,630	1,814	2,022	0,522	vérifié
R18-R19	B A	32	0,5	0,839	775,299	800	0,912	0,920	1,117	0,767	613,211	1,814	2,027	0,522	vérifié
R19-R20	B A	26	0,5	0,853	780,323	800	0,912	0,936	1,119	0,782	625,847	1,814	2,030	0,522	vérifié
R20-R21	B A	36	0,5	0,873	787,264	800	0,912	0,958	1,122	0,806	644,468	1,814	2,034	0,522	vérifié
R21-R22	B A	23	0,5	0,887	791,659	800	0,912	0,972	1,122	0,821	656,917	1,814	2,036	0,522	vérifié
R22-R23	B A	26	0,5	0,901	796,589	800	0,912	0,989	1,122	0,839	671,432	1,814	2,036	0,522	vérifié
R23-R24	B A	22	0,5	0,914	800,716	1000	1,653	0,553	1,031	0,535	534,737	2,105	2,170	0,702	vérifié
R24-R140	B A	34	0,5	1,633	893,609	1000	1,653	0,988	1,122	0,838	838,295	2,105	2,362	0,702	vérifié
R140-R141	B A	28	0,5	1,649	896,836	1000	1,653	0,997	1,122	0,849	849,150	2,105	2,361	0,702	vérifié
R141-R142	B A	32	0,5	1,667	900,526	1000	1,653	1,008	1,121	0,862	861,779	2,105	2,359	0,702	vérifié
R142-R143	B A	13	0,5	1,674	902,009	1000	1,653	1,013	1,120	0,867	866,907	2,105	2,358	0,702	vérifié
R143-R145	B A	36	2,3	1,694	755,903	800	1,971	0,860	1,110	0,714	571,081	3,920	4,351	1,380	vérifié
R145-R146	B A	34	2,6	1,713	746,762	800	2,059	0,832	1,106	0,693	554,571	4,096	4,532	1,463	vérifié
R146-R147	B A	25	1,0	1,727	892,766	1000	2,622	0,659	1,077	0,593	592,856	2,976	3,206	1,156	vérifié
R147-R133	B A	22	1,0	1,740	895,181	1000	2,622	0,664	1,079	0,595	595,340	2,976	3,210	1,156	vérifié
R133-R149	B A	32	1,0	2,070	955,377	1000	2,622	0,789	1,102	0,665	664,611	2,976	3,279	1,156	vérifié
R148-R149	B A	27	1,0	2,085	958,010	1000	2,622	0,795	1,102	0,668	668,262	2,976	3,281	1,156	vérifié
R149-R150	B A	28	1,0	2,100	960,680	1000	2,622	0,801	1,103	0,672	672,052	2,976	3,283	1,156	vérifié
R150-R135	B A	19	1,0	2,111	962,454	1000	2,622	0,805	1,103	0,675	674,618	2,976	3,284	1,156	vérifié
R135-DO	B A	21	1,0	2,310	995,535	1000	2,622	0,881	1,112	0,731	731,294	2,976	3,311	1,156	vérifié

Conclusion :

Au cours de ce chapitre, nous avons abordé le coté hydraulique à savoir le dimensionnement du réseau d'évacuation d'eaux usées et pluviales, nous avons suivi méthode rationnelle.

Après avoir établi le calcul hydraulique on remarque que :

- La vitesse d'auto curage est vérifiée sur tous les tronçons le long du périphérique.
- Diamètres des tronçons sont compris entre 300 et 1000 mm

Les résultats sont comme suite :

- Réseaux total =6036 m
- Conduites en PVC $\phi 315 - 500$; L totale= 5494 m
- Conduites en béton $\phi 800 - 1000$; L totale= 542 m

Après l'achèvement du dimensionnement de notre variante et après la comparaison des valeurs des diamètres obtenus avec celles des diamètres du réseau existant, on constate que la rénovation de certains tronçons et la projection d'un nouveau réseau sont imposées.

L'avantage que représente notre schéma est qu'il facilite le drainage de l'agglomération vers l'aval ou on installe un déversoir d'orage avant le rejet unique.

Pour calculer le pourcentage de rénovation du réseau on calcule les différentes longueurs résumées dans le tableau VI.8

Tableau VI-8 Tableau récapitulatif des longueurs du réseau

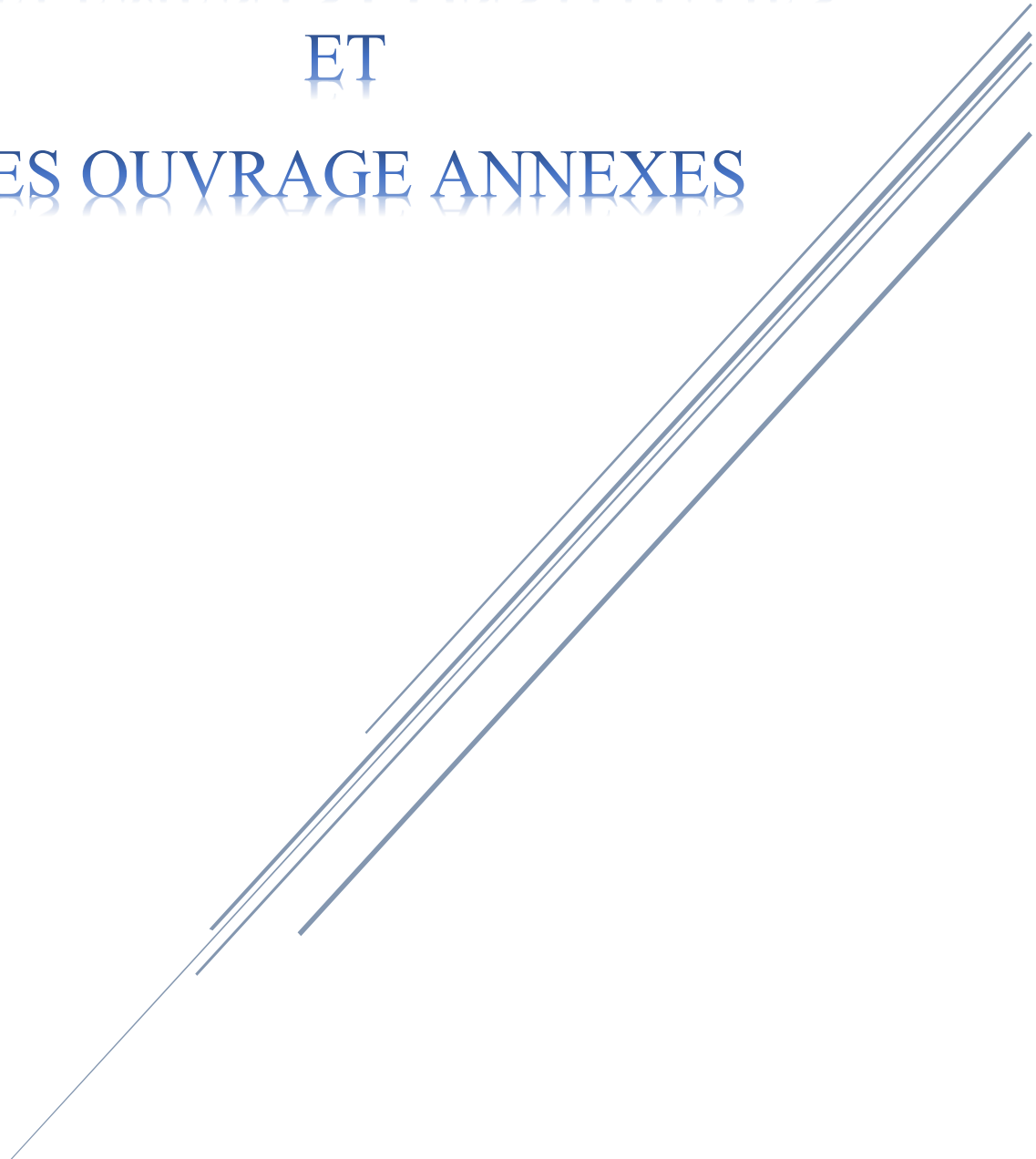
Réseau	Longueurs (m)
réseau existant	3893
réseau projeté	2143
éliminé	286

Le pourcentage de rénovation est le rapport entre les longueurs des tronçons ajoutés et les longueurs du réseau existant moins les tronçons éliminés.

$$\% \text{ de rénovation} = \frac{2143}{3893 - 286} \times 100 = 59.41\%$$

chapitre VII

LES ELEMENTS CONSTITUTIFS ET LES OUVRAGE ANNEXES



Introduction

Les ouvrages annexes ont une importance considérable dans l'exploitation rationnelle des réseaux d'égout. Ils sont nombreux et obéissent à une hiérarchie de fonction très diversifiée : Fonction de recette des effluents, de fenêtres ouvertes sur les réseaux pour en faciliter l'entretien, du système en raison de leur rôle économique en agissant sur les surdimensionnements et en permettant l'optimisation des coûts.

Pour notre réseau, il est nécessairement utile d'installer et de dimensionner certains ouvrages qui sont indispensables pour le bon fonctionnement du réseau notamment durant les fortes pluies : ces ouvrages se présentent sous deux groupes :

- Des ouvrages principaux : qui correspondent au développement de l'ensemble du réseau jusqu'à l'entrée des effluents dans la station d'épuration
- Des ouvrages annexes : qui constituent toutes les constructions et les installations ayant pour but de permettre l'exploitation rationnelle et correcte du réseau (bouche d'égout, regards, déversoirs d'orage... etc.).

VII.1 Les ouvrages principaux

Les ouvrages principaux sont les ouvrages d'évacuation des effluents vers le point de rejet ou la station d'épuration ; ils comprennent les conduites et les joints.

Ces ouvrages principaux correspondent au développement de l'ensemble du réseau jusqu'à l'évacuation à l'exutoire et l'entrée des effluents dans la station d'épuration ; pour les tuyaux se présentent par tronçons de diamètre croissant de l'amont vers l'aval ; suivant la grandeur de leur section.

VII.1.1 Canalisations

Elles se présentent sous plusieurs formes, cylindriques préfabriquées en usine, et sont désignées par leurs diamètres intérieurs, dit diamètres nominaux exprimés en millimètre ; ou ovoïdes préfabriquées désignées par leur hauteur exprimée en centimètre.

VII.1.1.1 Formes et sections des conduites

- **Conduites circulaires** : Les conduites circulaires sont utilisées pour les faibles sections par rapport aux autres formes.
- **Conduites ovoïdes** : Ces conduites sont utilisées pour remplacer les conduites circulaires de diamètre supérieur à 800 mm généralement, et cela afin d'éviter le problème d'auto curage.

Dans notre projet nous optons pour les canalisations de forme circulaire.



Figure VII-1: Les conduites circulaires et ovoïdes.

Source : Google

VII.1.1.2 Type de canalisations

Il existe plusieurs types de conduites qui sont différentes suivant leur matériau et leur destination.

a. Conduites en béton non armé

Les tuyaux en béton non armé sont fabriqués mécaniquement par un procédé assurant une compacité élevée du béton. La longueur utile ne doit pas dépasser 2,50m. Ces types de tuyaux ont une rupture brutale, à moins que la hauteur de recouvrement ne soit insuffisante. Elle survient aux premiers âges de la canalisation. Il est déconseillé d'utiliser les tuyaux non armés pour des canalisations visitables.

b. Conduites en béton armé

Les tuyaux en béton armé sont fabriqués mécaniquement par un procédé assurant une compacité élevée du béton (compression radiale, vibration, centrifugation). Les tuyaux comportent deux séries d'armatures, la première est formée des barres droites appelées génératrices, la deuxième est formée des spires en hélice continues d'un pas régulier maximal de 1,5 m. La longueur utile ne doit pas être supérieure à 2m.



Figure VII-2: conduites en béton armé.

Source : Google.

❖ **Les joints des conduites en béton armé :**

Le choix judicieux des assemblages est lié à la qualité du joint. Ce dernier est en fonction de la nature des eaux et leur adaptation vis à vis de la stabilité du sol et, en fonction de la nature des tuyaux et de leurs caractéristiques (diamètre, épaisseur).

Pour les tuyaux en béton armé on a différents types des joints à utiliser :

1. Joint type Rocla

Ce type de joint assure une très bonne étanchéité pour les eaux transitées et les eaux extérieures. Ce joint est valable pour tous les diamètres

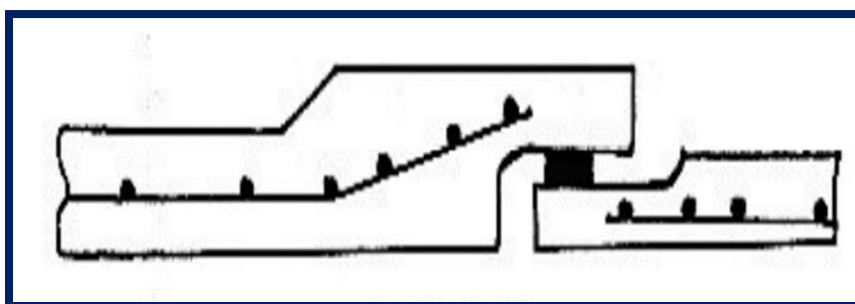


Figure VII-3: Joint type Rocla.

2. Joint torique

S'adapte bien pour les terrains à faible pente, bonne étanchéité si la pression n'est pas élevée. Il est utilisé pour les diamètres allant de 700 à 900mm.

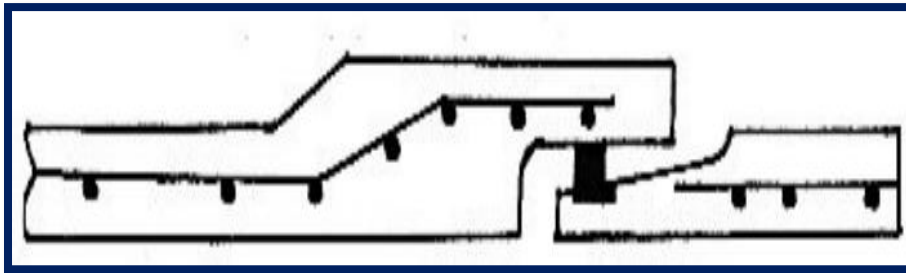


Figure VII-4: Joint torique.

3. Joint à demi-emboitement

Ne s'adapte pas pour les terrains à forte pente, il ne résiste pas aux pressions supérieures à 1bar. La longueur utile est 1m.



Figure VII-5: Joint à demi-emboitement.

4. Joint à collet

C'est un joint à emboîtement rigide avec collage en ciment, utilisé uniquement dans les bons sols et à éviter dans les terrains argileux.

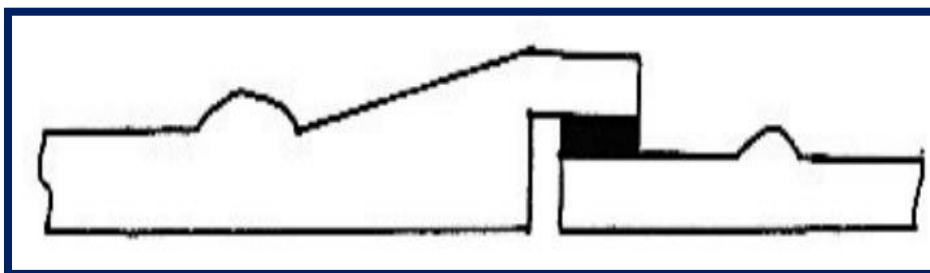


Figure VII-6: Joint à collet.

5. Joint plastique

Ce joint est étanche et résistant même si la conduite est en charge. La présence du cordon en bitume et la bague ou manchon en matière plastique contribue à la bonne étanchéité. Il s'adapte presque à tous les sols si la confection est bien faite.

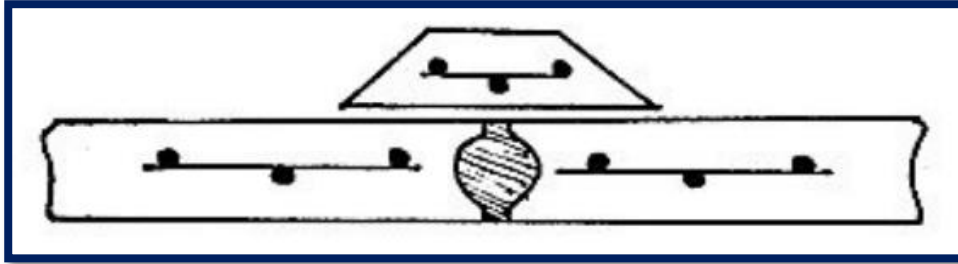


Figure VII-7: Joint plastique.

c. Tuyaux en fibre ciment

Le terme pluraliste de « fibre ciment » tend à remplacer l'ancien terme « amiante ciment ». L'amiante ciment est un minéral d'origine métamorphique, la plus utilisée est un silicate de magnésie hydraté ; le ciment utilisé est un ciment portland. La norme prescrit ; outre l'essai à l'écrasement et l'essai d'étanchéité ; l'essai par pression hydraulique interne de 1 bar durant 30 minutes.

La longueur utile des tuyaux varie, selon le diamètre de 2m à 5m ; les tolérances s'étendent de (+5) mm à (-20) mm.

Ce genre se fabrique en deux types selon le mode d'assemblage ; à emboîtement ou sans emboîtement avec deux bouts lisses.

Les diamètres varient de 60 à 500mm pour des longueurs variant de 4 à 5m ; les joints sont exclusivement du type préformé.

❖ Joints

Pour assembler ces types de conduites, on utilise les joints sans emboîtement. On distingue :

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

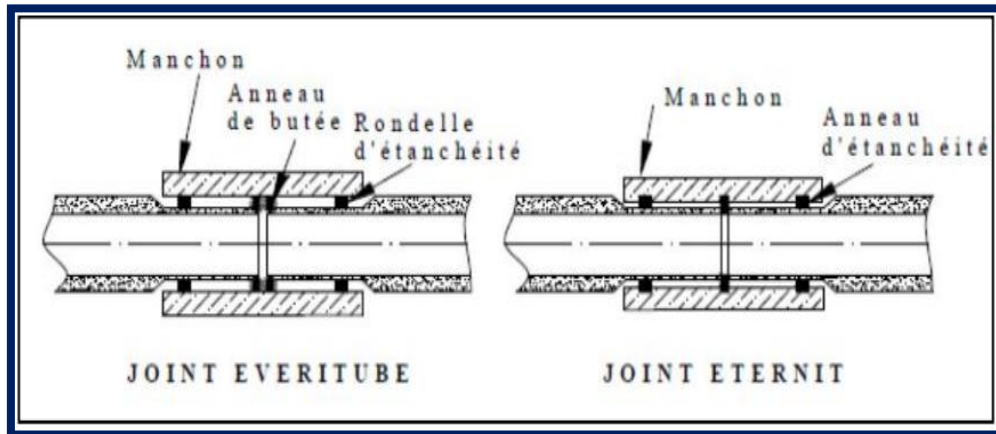


Figure VII-8: Joints sur tuyaux en amiante ciment.

d. Conduites en chlorure de polyvinyle (pvc) non plastifié

Les canalisations en PVC, utilisées depuis plus de 50 ans, occupent une place prépondérante dans le milieu du bâtiment et des travaux publics.

Découvert en 1835 par le physicien français Victor Regnault, le PVC est composé à 57% de chlore et à 43 % d'éthylène, hydrocarbure composé de carbone et d'hydrogène issu du pétrole.

Le chlore est obtenu par électrolyse du sel (chlorure de sodium : Na Cl). Par suite de Réactions entre le chlore et l'éthylène, on obtient le chlorure de vinyle monomère (CVM) qui, par polymérisation, donne le PVC. La polymérisation est la réaction chimique par laquelle les molécules s'additionnent les unes aux autres pour former une chaîne de grande longueur.



Figure VII-9: conduites en PVC.

Source : Google.

e. Conduite en fonte

Des conduites sont rarement utiliser en assainissement sauf pour des cas spéciaux tel que :

- Traversée d'un bassin hydro – minéral.
- Les cas de refoulement.
- Traversée des oueds par conduite siphon.

Pour évacuer les eaux usées industrielles, car elle est peu influencée par le sol environnant et elle résiste à la corrosion.



Figure VII-10: conduites en fonte.

Source : Google.

f. Conduite en grés

Le grès servant à la fabrication des tuyaux est obtenu à parties égales d'argile et de sable argileux cuits entre 1200°C à 1300°C. Le matériau obtenu est très imperméable. Il est inattaquable aux agents chimiques, sauf l'acide fluorhydrique. L'utilisation de ce genre est recommandée dans les zones industrielles. La longueur minimale est de 1 m, et les parois intérieures très lisses permettant une très faible perte de charge.

❖ Joints

L'assemblage de ces conduites s'effectue par trois sortes de joints :

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

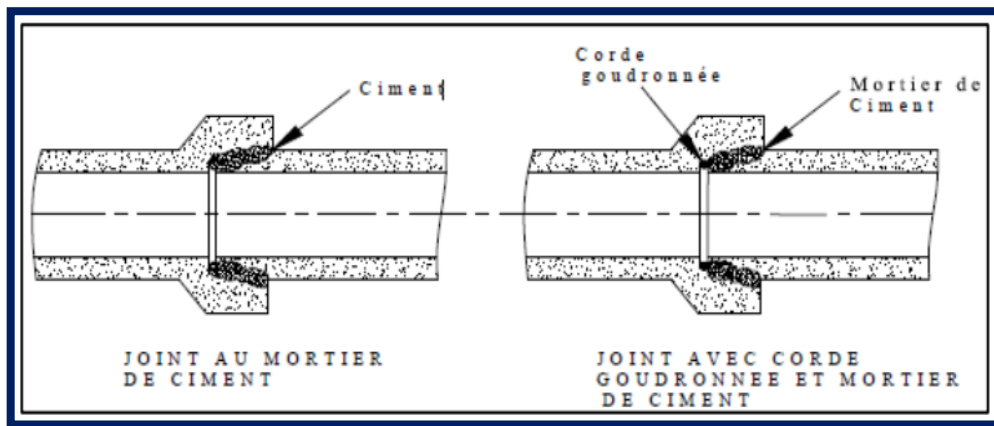


Figure VII-11: Joints sur tuyau en grès.

VII.1.1.3 Choix du type de canalisations

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 transportées par la conduite.
- Des efforts extérieurs auxquels les conduites sont soumises.
- Pose et assemblage facile.
- Leur bonne stabilité dans les tranchées.
- La disponibilité sur le marché national.

VII.1.1.4 Différentes actions supportées par la conduite :

Du fait que les canalisations sont exposées aux différentes actions (extérieures et intérieures), donc le choix du matériau de la conduite doit être approprié, ces actions sont :

A / Actions mécanique : elles s'expriment par les frottements des particules (graviers, sables) présentés dans l'eau évacuée, contre les parois intérieures de la canalisation, ces actions engendrent l'érosion de ces dernières.

B / Action statique Les actions statiques sont dues aux surcharges fixes ou mobiles comme le remblai, le mouvement de l'eau dans les canalisations et celles des charges dues au trafic routier.

C / Action chimique : elles se passent généralement à l'intérieur de la conduite, sont dues à des agents chimiques présents dans les eaux d'origine industrielle.

VII.1.1.5 Protection des conduites :

Les moyens de lutte contre ces actions peuvent être résumer comme suit :

- Les temps de rétention des eaux usées dans les canalisations doivent être réduits au maximum.
- L'élimination des dépôts doit s'opérer régulièrement, car ceux-ci favorisent le développement des fermentations anaérobies génératrices d'hydrogène sulfuré (H₂S).
- Une bonne aération permet d'éviter les condensations d'humidité sur les parois et de réduire ainsi la teneur en H₂S.
- Revêtement intérieur des conduites par le ciment limoneux ou du ciment sulfaté avec un dosage suffisant dans le béton (300 à 350 kg/m³ de béton).
- Empêchement l'entrée des sables par l'implantation des bouches d'égout.
- Le rinçage périodique des conduites.

VII.1.1.6 Contrôles et essais des tuyaux préfabriqués :

❖ Contrôle :

Les contrôles portent sur la vérification des côtes, diamètre nominal pour les tuyaux circulaires, hauteur nominale pour les tuyaux ovoïdes.

❖ Essais :

Avant d'entamer la pose des canalisations ; il est obligatoire de faire quelques essais notamment l'essai à l'écrasement, l'étanchéité et la corrosion.

Ces essais sont exécutés sur des tuyaux prélevés au hasard à raison de cinq éléments par lot de 1000 éléments pour l'essai à l'écrasement et de dix éléments par lot de 1000 éléments pour l'essai d'étanchéité.

a) -Essai à l'écrasement :

L'épreuve à l'écrasement se fait par presse automatique avec enregistrement des efforts. Ils doivent être répartis uniformément sur la génératrice supérieure de la conduite. La mise en marche est effectuée jusqu'à la rupture par écrasement à une vitesse de 1000 daN/m de longueur et par minute. Elle peut être directement comparée à la pression exercée par le remblai.

b) -Essai d'étanchéité :

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

- ❖ À 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.
- L'essai à l'eau est effectué pendant 30mn pour les faibles diamètres ; ainsi que pour les

joints, la pression est augmentée jusqu'à 3 bars.

- L'essai à la fumée : en cas d'absence de vent et de conduite non humide.
- L'essai à l'air sous pression : sous pression de 1 bar pendant 30 minutes pour les conduites circulaires et une sous pression de 0,5 bar durant 3 minutes.

L'essai à l'étanchéité est effectué sous pression d'eau sur deux tuyaux

c) - Essai de corrosion :

Les conduites en béton sont les plus utilisées et les plus gravement corrodées par l'hydrogène sulfure. 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 surface par le gaz carbonique.

L'épreuve de corrosion se fait par l'addition des produits chimiques (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

VII.2 Les ouvrages annexes

Les ouvrages annexes participent au réseau au même titre que les canalisations et notamment dans l'exploitation. Les ouvrages Annexes sont à considérés selon deux types distincts :

- Les ouvrages normaux.
- Les ouvrages spéciaux

VII.2.1 Les ouvrages normaux

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

VII.2.1.1 Les branchements

Ce sont des conduites de diamètres inférieurs aux diamètres de la canalisation publique (environ de 7/10) reliant le réseau verticale d'eaux usées et pluviale des immeubles à cette dernière.

Leur rôle est de collecter les eaux usées et les eaux pluviales d'immeubles. Un branchement comprend trois parties essentielles :

- ✓ Un regard de façade qui doit être disposé en bordure de la voie publique et au plus près de la façade de la propriété raccordée pour permettre un accès facile aux personnels chargés de l'exploitation et du contrôle du bon fonctionnement.
- ✓ Des canalisations de branchement qui sont de préférence raccordées suivant une oblique inclinée à 45° ou 60° par rapport à l'axe général du réseau public.
- ✓ Les dispositifs de raccordement de la canalisation de branchement sont liés à la nature et aux dimensions du réseau public.

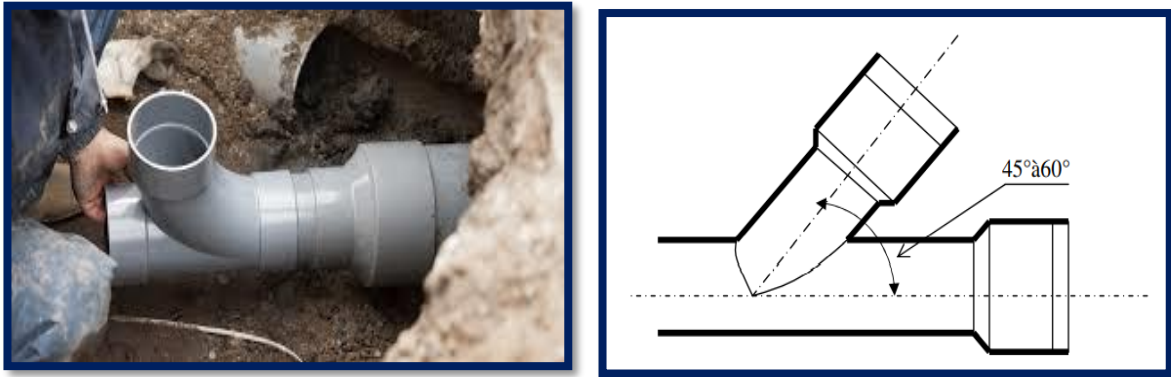


Figure VII-12: Exemple d'un branchement simple.

VII.2.1.2 Ouvrages des surfaces

Ce type d'ouvrages est destiné à la recueille des eaux pluviales. On distingue deux catégories :

1. Les ouvrages de recueille et de transport.
2. Les ouvrages de recueille proprement dite en tête et sur le cours du réseau principal.

1. Les ouvrages de recueil et de transport

1.1 Les fossés

Les fossés sont destinés à recueillir les eaux provenant des chaussées en milieu rural. Ils sont soumis à un entretien périodique.

1.2. Les caniveaux

Sont destinés au recueil des eaux pluviales ruisselant sur le profil transversal de la chaussée et trottoirs et au transport de ces eaux jusqu'aux bouches d'égout.

Les caniveaux, annexes de la voirie en bordure du trottoir, sont destinés à recevoir les eaux de ruissellement et de gouttières via des gargouilles, et assurent le transport en surface des eaux pluviales jusqu'aux bouches et avaloir. Leur utilisation est également nécessaire aux ruptures de pentes des espaces revêtus ; selon l'importance, ils peuvent être constitués d'ouvrages longitudinal équipé de grilles ou de fente type Saujon, plus économique et bien adaptée aux voies urbaines express, à la fragilité des grilles.

2. Les ouvrages de recueille proprement dite en tête et sur le cours du réseau principal (Les bouches d'égout)

Les bouches d'égouts sont destinées à collecter les eaux en surface (pluviale et de lavage des chaussées). Appelés aussi regard de chaussée, sont des ouvrages à vocation prioritairement utilitaire et sécuritaire ; il s'agit de limiter et d'absorber les eaux de surfaces (Les eaux pluviales et les eaux de lavages).

Elles sont utilisées aux points bas des caniveaux, soit dans le trottoir (Absorption par le côté latéral.), soit dans la chaussée (absorption par le haut).

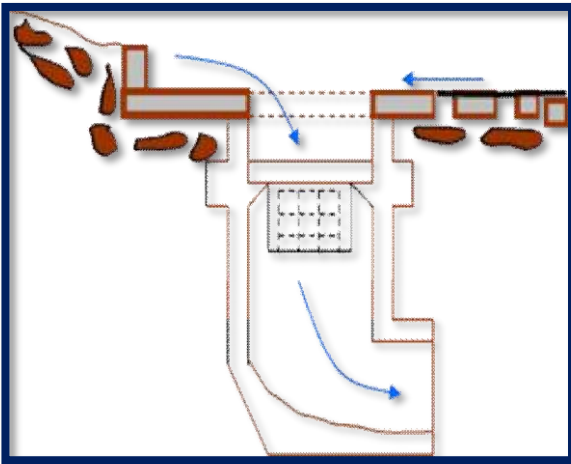


Figure VII-13: Absorption par le haut

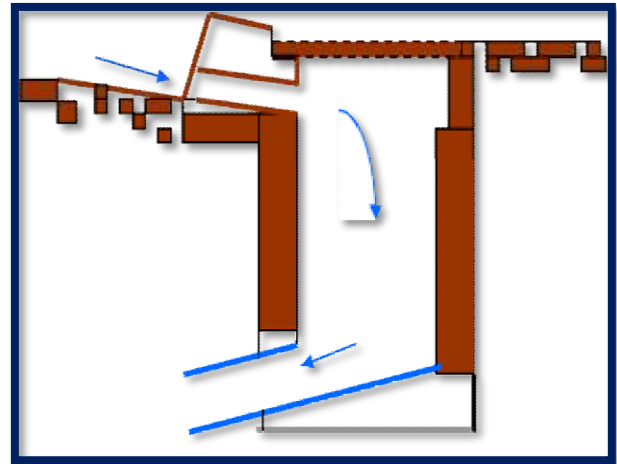


Figure VII-14 : Absorption par le côté latéral.

VII.2.1.3 Ouvrages d'accès au réseau (les regards)

Les regards sont en fait des fenêtres par lesquelles le personnel d'entretien pénètre pour assurer le service et la surveillance du réseau. Ce type de regard varie en fonction de l'encombrement et de la pente du terrain ainsi que du système d'évacuation.

Ils ont pour rôle d'assurer une aération, un débouage et nettoyage des ouvrages ainsi que la jonction des conduites de différents diamètres et l'accès au personnel pour les travaux d'entretien et de curage, dans le cas des ouvrages visitables.

- La distance entre deux regards est variable :
 - 1-35 à 50 m en terrain accidenté.
 - 2- 50 à 80 m en terrain plat.
- Sur les canalisations les regards doivent être installés :
 - A chaque changement direction.
 - A chaque jonction de canalisation.
 - Aux points de chute.
 - A chaque changement de diamètre.

Remarque

Pour notre agglomération on utilisera des regards de visite simples avec un espacement qui facilite l'entretien et les opérations de nettoyages comme nous montre la figure VII.16 et des regards de chute

❖ 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 :

- a) Regards de chasse
- b) Regard de ventilation
- c) Regard de jonction
- d) Regard de visite

Les regards de visite à construire sur canalisations pourront être, soit construits à partir d'éléments préfabriqués, soit coulés sur place.

Les éléments de regard préfabriqués ainsi que les regards de visite coulés en place. Ils seront en béton armé pour toutes les profondeurs ; la maçonnerie de blocs est interdite.

L'épaisseur minimale des parois est de 15 cm.

Ces regards sont destinés à l'entretien courant et le curage régulier des canalisations tout en assurant une bonne ventilation de ces dernières ; l'intervalle d'espacement est de 35ml à 80ml.

Les dimensions minimales de ces regards sont les suivantes :

- Profondeur inférieure à 1.5m ; diamètre 80cm.
- Profondeur supérieure à 1.5m ; diamètre 1.00m avec échelon d'accès.
- L'épaisseur des parois est de 8cm en béton préfabriqué en usine, 12cm en béton coulé sur place avec un enduit étanche de 2cm.

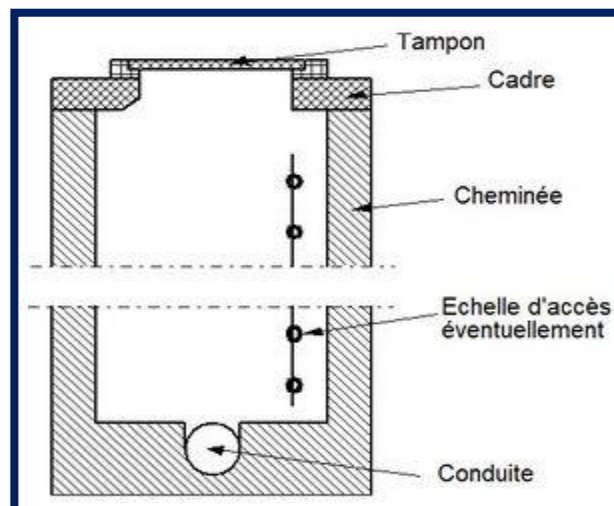


Figure VII-15: Exemple d'un regard de visite.

e) Regard de chute

C'est l'ouvrage le plus répandu en Assainissement, il permet d'obtenir une dissipation d'énergie en partie localisée, il est très utilisé dans le cas où le terrain d'une agglomération est trop accidenté. Ils sont généralement utilisés pour deux différents types de chutes :

- **La chute verticale profonde** : Utilisée pour un diamètre faible et un débit important ; leur but est de réduire la vitesse.
- **La chute toboggan** : Cette chute est utilisée pour des diamètres assez importants, elle assure la continuité d'écoulement et permet d'éviter le remous.

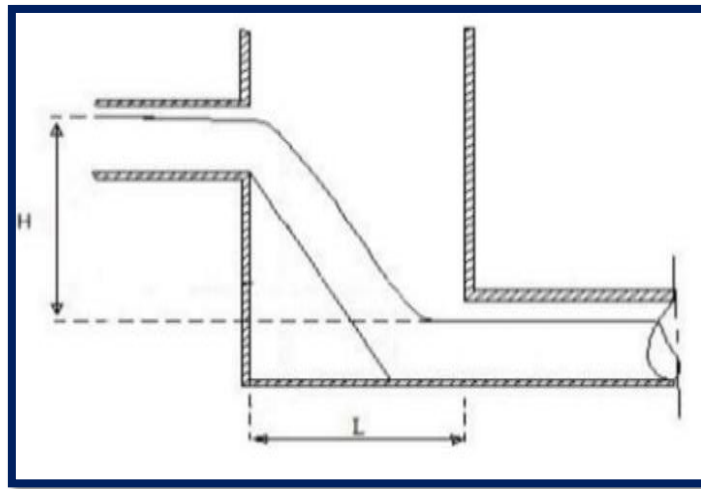


Figure VII-16: Exemple d'un regard de chute.

VII.2.2 Les ouvrages spéciaux

VII.2.2.1 Les déversoirs d'orage

Un déversoir d'orage est un ensemble de dispositif permettant d'évacuer vers le milieu naturel les pointes de ruissellement de manière à décharger le réseau aval.

Quelque soit le type d'ouvrage, un déversoir doit assurer les quatre fonctions essentielles :

- Evacuer sans surverse et sans remous le débit d'eaux usées de temps sec.
- Surverser le débit excédentaire de pluie et d'orage sans mise en remous nuisible du réseau amont et sans surcharge excessive en débit du réseau aval.
- Assurer le partage des flux polluant entre milieu naturel et collecteur aval. Ce partage est différent suivant le type du déversoir d'orage, sa position sur le réseau et les ouvrages annexes.
- Assurer la fonction de by-pass ou ouvrage d'échange : envoyer les eaux excédentaires lors de l'orage vers un autre collecteur et assurer un rôle de maillage du réseau pour avoir la capacité de transport.

VII.2.2.1.1 Emplacement des déversoirs d'orage

Avant l'emplacement des déversoirs d'orage 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 récepteur.
- Les valeurs du débit compatibles avec la valeur de dilution et avec l'économie générale du Projet, c'est à dire rechercher le facteur de probabilité de déversement de façon à limiter la fréquence des lâchers d'effluents dans le milieu récepteur.
- La capacité et les surfaces des ouvrages de la station d'épuration pour éviter les surcharges et le mauvais fonctionnement.
- Le régime d'écoulement de niveau d'eau dans la canalisation amont et aval
- Topographie du site et variations des pentes.

Les déversoirs d'orage pourront être 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.
- Sur des collecteurs secondaires afin de limiter les débits d'apport aux collecteurs principaux.
- À l'entrée d'ouvrages tels que les bassins d'orage.

VII.2.2.1.2 Les types des déversoirs :

On distingue différents types des déversoirs :

- Les déversoirs avec ouverture du radier.
- Les déversoirs siphoniques.
- Les déversoirs automatiques.
- Les déversoirs à barrage gonflable.
- **Les déversoirs à seuil latéral.**

Dans le cas du déversoir à seuil latéral, le seuil est rectiligne et strictement parallèle à l'écoulement.

Le seuil déversant latérale peut être placé sur un coté de l'ouvrage ou de chaque côté.

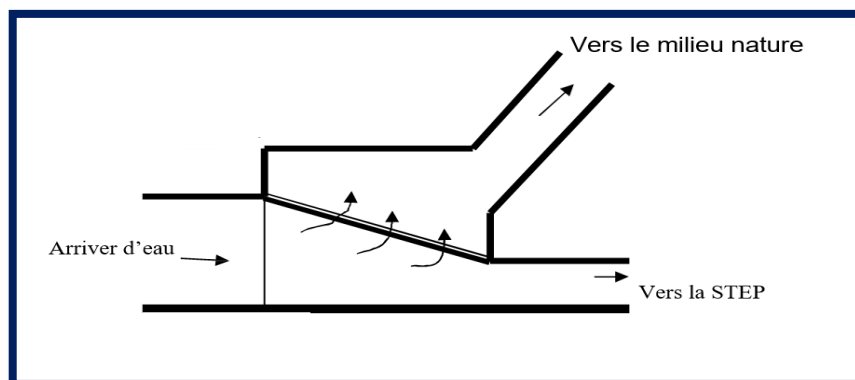


Figure VII-17: Déversoir à seuil latéral

VII.2.2.1.3 Les déversoirs à seuil 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.

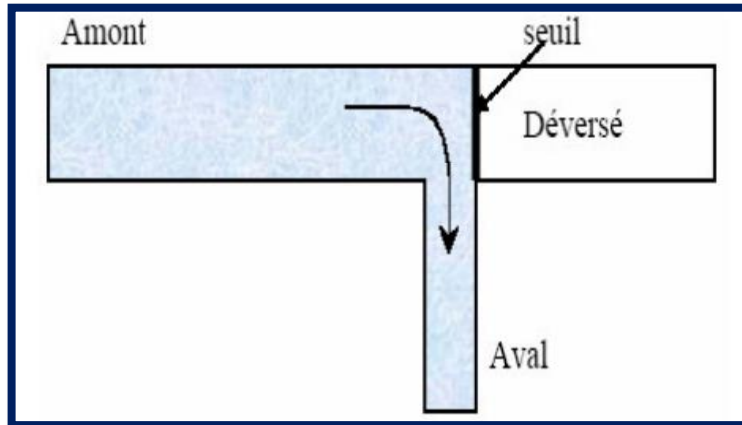


Figure VII-18: Déversoir à seuil frontal.

➤ Déversoir by-pass

Ce type de déversoir permettant d'évacuer vers le milieu naturel les pointes de ruissellement de manière à dégager le réseau aval ; assurer le partage du flux polluant entre le milieu naturel et le collecteur aval ; envoyer les eaux excédentaires lors des orages vers un autre collecteur en assurant un rôle de maillage du réseau. Ce type de déversoir est utilisé dans la gestion du réseau, on fait by-pass l'écoulement vers un autre collecteur pour exécuter les travaux de réhabilitation.



Figure VII-19: Déversoir by-pass

VII.2.2.1.4 Choix du déversoir d'orage

Dans notre cas ; l'utilisation d'un déversoir à seuil latéral est à préconiser, car il n'occupe pas beaucoup d'espaces, ainsi que le problème des dépôts qui ne se pose pas. Aussi, ajoutons que le collecteur se trouve à la proximité de l'oued et le débit déversé se dirige vers l'oued ; ce qui nous oblige à prendre en considération le seuil latéral.

VII.2.2.1.5 Dimensionnement du déversoir d'orage

Les données de base sont les suivantes :

- ✓ Diamètre d'entrée : $D = 1000 \text{ mm}$.
- ✓ Débit à pleine section : $Q_{ps} = 2,622 \text{ m}^3/\text{s}$.
- ✓ Débit total : $Q_t = 2,318 \text{ m}^3/\text{s}$.
- ✓ Débit de pointe d'eau usées : $Q_{eu} = 0.025 \text{ m}^3/\text{s}$.
- ✓ Débit de pointe allant vers la station d'épuration : on propose une dilution de 3 fois
- ✓ Hauteur d'eau à l'entrée : $H_e = 853.33 \text{ mm}$
- ✓ La pente = 1%

Alors:

$$Q_{step} = 3 \times 0,014 = 0,075 \text{ m}^3/\text{s}$$

➤ **Détermination du débit critique**

$$Q_{cr} = Z \times Q_t \dots\dots\dots(VI- 1)$$

Avec :

Z : coefficient de retardement

$$Z = 1 - \frac{T_c}{100} \dots\dots\dots(VI- 2)$$

T_c: C'est le temps de concentration en mn

Pour notre zone d'étude, il s'agit d'une agglomération urbanisée qui doit comporter des canalisations, Alors le temps de concentration sera donné comme suit :

$$T_c = t_1 + t_2 \dots\dots\dots(VI- 3)$$

Avec :

$$t_1 = \frac{L_s}{60 \times V} \dots\dots\dots(VI- 4)$$

t₂: Temps mis par l'eau pour atteindre le premier ouvrage d'engouffrement, il est varié de 2 à 20 minutes.

L_s: Longueur totale de collecteur le plus longs

V : vitesse moyen égale à la somme des vitesses de chaque tronçon sur le nombre des tronçons.

A.N:

$$\left\{ \begin{array}{l} t_1 = 13.43 \text{ min} \\ t_2 = 2 \text{ min.} \end{array} \right. \longrightarrow \left\{ \begin{array}{l} T_c = 15,43 + 2 = 15,43 \text{ min.} \\ Z = 1 - \frac{15.43}{100} = 0,846 . \end{array} \right.$$

Alors : $Q_{cr} = 0,826 \times 2,318 = 1,92 \text{ m}^3/\text{s}$.

➤ **Détermination du débit déversé**

$$Q_{dev} = Q_{cr} - Q_{step} \dots\dots\dots(\text{VI- 5})$$

$Q_{dev} = 1,96 - 0,075 = 1.886 \text{ m}^3/\text{s}$.

➤ **Détermination de la hauteur demandée par la station d'épuration h_{step}**

Nous avons :

$$R_{Qstep} = \frac{Q_{step}}{Q_{ps}} \longrightarrow R_{Qstep} = \frac{0,075}{2.318} = 0,032.$$

$$R_{hstep} = \frac{h_{step}}{D} \longrightarrow h_{step} = R_{hstep} \times D$$

De l'abaque d' Annexe I nous tirons R_h et R_v : $\left\{ \begin{array}{l} R_{hstep} = 0,052 \\ R_{vstep} = 0,21 \end{array} \right.$

$h_{step} = 0,052 \times 1000 = 52 \text{ mm}$

➤ **Détermination de la hauteur d'eau déversée h_{dev}**

Nous avons :

$$R_{Qcr} = \frac{Q_{cr}}{Q_{ps}} \longrightarrow R_{Qcr} = \frac{1,92}{2.318} = 0,82$$

$$R_{hcr} = \frac{h_{cr}}{D} \longrightarrow h_{cr} = R_{hcr} \times D$$

De l'abaque d'annexe [2] nous tirons R_h : $R_{hcr} = 0,689$

$h_{cr} = 0,689 \times 1000 = 689 \text{ mm}$.

$$h_{dev} = h_{cr} - h_{step} \dots\dots\dots(\text{VI- 6})$$

$h_{dev} = 689 - 52 = 637 \text{ mm}$.

➤ **Détermination de la longueur du déversoir**

Nous appliquons la formule de BAZIN :

$$Q_d = \frac{2}{3} \mu L \sqrt{2g} h_d^{\frac{3}{2}} \dots\dots\dots(\text{VI- 7})$$

Avec

μ : coefficient de débit de la lame déversante qui tient compte de l'écoulement ($\mu=0,52$)

L : La longueur du déversoir (longueur de la lame déversante) exprimée en mètres

g : La pesanteur : $g = 9,81 \text{ m/s}^2$

h_a : La hauteur de charge en m au-dessus du seuil du déversoir

$$L = \frac{Q_d}{\frac{2}{3} \mu \sqrt{2g} h_a^{\frac{3}{2}}} = \frac{1.886}{\frac{2}{3} \times 0.52 \times \sqrt{2 \times 9,81} \times (0,637)^{\frac{3}{2}}} = 2.42 \text{ m.}$$

L= 2.5 m

VII.2.2.1.6 Dimensionnement de la conduite de vidange pour le DO

Cette conduite transite le débit rejeté par le premier déversoir d'orage vers le milieu récepteur.

On a :

- ✓ Le débit déversé par le DO est : $Q_{\text{dev}} = 1.886 \text{ m}^3/\text{s}$
- ✓ La pente du collecteur de décharge est : $I = 1.5 \%$.

Donc d'après l'abaque de Manning-Strickler représenté dans l' **Annexe II**, on trouve que le diamètre de la conduite de décharge vers l'oued est égal à 1000mm

Dimensionnement de collecteur d'eaux usées vers la STEP :

- ✓ Le débit de STEP est : $Q_{\text{step}} = 0.075 \text{ m}^3/\text{s}$
- ✓ La pente du collecteur de décharge est : $I = 1 \%$.

D'après l'abaque représenté dans l' **Annexe III** $D=400 \text{ mm}$

Conclusion

Ce chapitre nous a indiqué les différents ouvrages spéciaux que demande notre réseau projeté. A travers leur emplacement indiqué sur le réseau et leur dimensionnement, ces ouvrages retenus pour notre projet contribuent non seulement au bon fonctionnement du système mais également à la réduction de certains diamètres pour quelques tronçons.

Dans notre cas et après avoir exposé les divers types de conduites, on a opté pour des conduites en béton armé si le diamètre dépasse 630 mm sinon des conduite PVC.

D'autre part pour faciliter les opérations de curage et assurer une meilleure sécurité à notre réseau. On a procédé à l'implantation et au dimensionnement des divers éléments constitutifs du réseau d'égouts à savoir :

- Un déversoir d'orage de type Latéral.
- Les regards (visite et de chute).

chapitre VIII

ORGANISATION DE
CHANTIER

A decorative graphic consisting of several parallel diagonal lines in a light blue color, extending from the bottom left towards the top right of the page.

Introduction

L'organisation de chantier a pour but d'apporter une contribution à l'organisation des travaux et de réaliser les projets dans des délais courts et à moindres coûts.

Le but de ce chapitre est de faire une organisation de chantier la plus simple et la moins coûteuse, dans des délais les plus courts que possible. Pour cela il faut toujours commencer par une étude théorique et ensuite la partie pratique. Dans la première on détermine le temps de réalisation avec précision, le matériel à utiliser, la main-d'œuvre nécessaire et les matériaux de construction nécessaires. Dans la deuxième partie, on passe à l'exécution des travaux sur terrain.

Pour une réalisation optimale il faut suivre les règles de l'organisation du chantier en général. 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. Elle se base sur l'établissement d'un réseau qui traduit la succession des opérations constituant le projet en question. A la fin on obtient ce qu'on appelle le chemin critique.

VIII.1 Les étapes de réalisation du projet (Organisation du chantier)

VIII.1.1 Exécution des travaux

Les principales opérations à exécuter pour la pose des canalisations sont :

- Manutention et stockage des conduites.
- Décapage de la couche de terre végétale.
- Exécution des tranchées et des fouilles pour les regards.
- Aménagement du lit de pose.
- Emplacement des jalons des piquets.
- La mise en place des canalisations en tranchée.
- Assemblage des tuyaux.
- Faire les essais d'étanchéité pour les conduites et les joints.
- Remblaiement des tranchées.
- Construction des regards en béton armé.

VIII.1.1.1 Manutention et stockage des conduites

1. Chargement et transport

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. Il faut éviter :

- Les manutentions brutales, les flèches importantes, les ballants.
- Tout contact des tubes et des raccords avec des pièces métalliques saillantes. Les tubes avec emboîture doivent être alternés. Les emboîtures doivent dépasser la pile

2. Déchargement

Le déchargement brutal des tubes et des raccords sur le sol est à proscrire.

3. Stockage

- L'aire destinée à recevoir les tubes et les raccords doit être nivelée et plane.
- L'empilement doit se faire en alternant les emboîtures et en laissant celles-ci dépasser la pile.
- La hauteur de gerbage doit être limitée à 1.50m.
- Les tubes et les accessoires doivent être stockés à l'abri du soleil. (La décoloration du tube n'affecte en rien ses caractéristiques mécaniques).
- Les accessoires ne doivent être déballés qu'au moment de leur utilisation.
- Eviter le contact avec l'huile les solvants et autres substances chimiques.
- Le stockage des tubes doit assurer leur protection mécanique et contre la chaleur.



Figure VIII-1: Stockage déchargement des canalisations. **Source :** Google.

VIII.1.1.2 Décapage de la couche de terre végétale

C'est une opération préliminaire qui consiste à éliminer la couche superficielle du sol (les dix (10) premiers centimètres de la surface) constituée principalement de matière végétale.

Le volume (V) de terre décapé est :

$$V = b.H.L \text{ m}^3 \dots\dots\dots(\text{VIII- 1})$$

Avec :

- **H** : Epaisseur de la couche végétale.
- **b** : Largeur de la couche végétale.
- **L** : Longueur totale de tranché.

VIII.1.1.3 Exécution des tranchées et des fouilles pour les regards

- **Largeur du tranché**

La largeur de la tranchée, doit être au moins égale au diamètre extérieur de la conduite avec des sur largeurs entre (0.3-0.5) m de part et d'autre.

La largeur de tranchée est donnée par la formule :

$$B = D + (2 \times c) \dots \dots \dots (VIII- 2)$$

Avec :

- **B** : largeur de la tranchée en (m).
- **D** : diamètre de la conduite en (m).
- **c** : largeur entre conduite et parois de tranché.

- **Profondeur du tranché**

La profondeur est donnée par la formule suivante :

$$H = e + D + h \dots \dots \dots (VIII- 3)$$

Avec :

- **H** : profondeur de la 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).



Figure VIII-2: Réalisation d'un regard.

Source : Google.

VIII.1.1.4 Aménagement du lit de pose

Les conduites seront posées sur un lit de pose de sable d'épaisseur égale au moins à 10 cm. Ce dernier sera bien nivelé suivant les côtes du profil en long.

Le lit de pose doit être constitué de sable contenant au moins 12% de particules inférieures 0,1mm. Le volume du sable est calculé par la formule suivante :

$$V_s = L.B.e \dots\dots\dots(VIII- 4)$$

Avec :

- V_s : volume du sable en (m³).
- L : Longueur de la tranchée en (m).
- B : Largeur de la tranchée en (m).
- e : épaisseur du sable, $e = 10$ cm.



Figure VIII-3: lit de pose. (Source : Google).

VIII.1.1.5 Emplacement des jalons des piquets

Suivant les tracés du plan de masse, les jalons des piquets doivent être placés dans chaque point d'emplacement d'un regard à chaque changement de direction ou de pente et à chaque branchement ou jonction de canalisation.

VIII.1.1.6 Pose canalisations dans la tranchée

De plus, des règles de bonne pratique sont à respecter ; ainsi, il est conseillé :

- D'éviter de poser les tuyaux sur des tasseaux qui concentrent les efforts d'écrasement et les font travailler en flexion longitudinale.
- De réaliser un fond de fouille bien rectiligne pour que les tuyaux y reposent sur toute leur longueur.

- De creuser le fond de fouille, lorsque les tuyaux sont à emboîtement par collet extérieur sur tout leur pourtour, de façon à éviter que les collets ne portent sur le sol.
- De placer toujours les tuyaux sur des fouilles sèches.
- D'éliminer du fond des fouilles tous les points durs (grosses pierres, crêtes rocheuses, vieilles maçonneries,) qui constituent des tasseaux naturels.
- En sol rocheux, d'approfondir la fouille de 15 à 20 cm et de confectionner un lit de pose bien damer avec des matériaux pulvérulents ou de procéder à une pose sur un bain fluant de mortier.



Figure VIII-4: Pose de la canalisation sur terrain. **Source :** Google.

VIII.1.1.7 Assemblage des conduites

Suivant la section, la forme et la nature du matériau de la conduite, on effectue la jointure de ces dernières.



Figure VIII-5: Assemblage des conduites. **Source :** Google.

VIII.1.1.8 Essais d'étanchéité

C'est une épreuve d'étanchéité au quelle sont soumises les conduites déjà placées au fond de la tranchée. L'essai est réalisé avec de l'eau, de l'air, de la fumée ou un mélange d'eau et d'air.

VIII.1.1.9 Réalisation des regards

Les regards sont généralement de forme cubique, 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 avoir des regards préfabriqués.

Les tampons doivent comporter un orifice, ayant pour but de faciliter leur levage ainsi que l'aération de l'égout.

Les différentes étapes d'exécution d'un regard sont les suivantes :

- Réglage du fond du regard.
- Exécution de la couche du béton de propreté.
- Ferrailage du radier de regard.
- Bétonnage du radier.
- Ferrailage des parois.
- Coffrage des parois.
- Bétonnage des parois.
- Décoffrage des parois.
- Ferrailage de la dalle.
- Coffrage de la dalle.
- Bétonnage de la dalle.
- Décoffrage de la dalle.



Figure VIII-6: Regard au cours de réalisation.

VIII.1.1.10 Remblaiement et compactage des tranchées

Après avoir effectué la pose des canalisations dans les tranchées, un remblayage de qualité est nécessaire sur une certaine hauteur au-dessus de la génératrice supérieure pour assurer, d'une part la transmission régulière des charges agissant sur la canalisation et, d'autre part, sa protection contre tout dégât lors de l'exécution du remblai supérieur.

Le matériau utilisé est similaire à celui mis en œuvre pour le remblayage latéral. L'exécution d'un remblayage de qualité doit être effectuée sur une hauteur minimale de 10 cm au-dessus de la génératrice supérieure.

VIII.1.2 Choix des engins

Le choix des engins est très important dans la réalisation des travaux, chaque opération à un engin qui lui convient :

➤ Pour le décapage de la couche de la terre végétale

Pour le décapage de la terre végétale on utilise la "niveleuse" sur les terrains faciles à décapé, elle est constituée d'un tracteur à quatre roues dans deux prolongé vers l'avant, une lame montée sur une couronne et par rapport à laquelle elle peut tourner ou se déplacer dans son prolongement dans toutes directions.



Figure VIII-7: Niveleuse.

Dans les terrains difficiles on utilise le "Bulldozer" :



Figure VIII-8: Bulldozer.

➤ **Pour l'excavation des tranchées**

On utilise une pelle équipée en rétro, les pelles sont des engins de terrassement qui conviennent à tous les types de terrains. Ce sont des engins dont le rôle est l'exécution des déblais et leur chargement. Ils sont de type à fonctionnement discontinu, c'est à dire que le cycle de travail comprend les temps suivants :

- Temps de fouille.
- Temps de transport.
- Temps de déchargement.
- Temps de remise en position de déblais.

Ces engins sont très répandus et utilisés à grande échelle grâce à leur bon rendement et à la qualité du travail qu'ils peuvent fournir.



Figure VIII-9: Pelle rétro hydraulique pour tracteur

Dans les terrains difficiles on doit utiliser une pelle à chenille.



Figure VIII-10: Pelle à chenille.

➤ **Pour le remblaiement des tranchées**

Le remblayage a été fait en utilisant une chargeuse, qui comporte un corps automoteur articulé, et une benne de grande taille à l'avant.



Figure VIII-11: Chargeuse.

➤ **Pour le compactage**

Le compactage de la terre après remblayage a été fait avec un compacteur à rouleaux lisses, qui est un engin lourd, qui tasse la terre sous lui grâce à un ou plusieurs rouleaux en fonte.



Figure VIII-12: Compacteur à rouleaux lisses.

VIII.2 Détermination des différents volumes

VIII.2.1 Volume du décapage de la couche végétale

$$V_{cv} = H_v \times L \times B \dots\dots\dots(VIII- 5)$$

Avec :

- **V_{cv}**: Volume de la couche de terre végétale décapée en (m³).
- **H_v**: Profondeur la couche de terre végétale.(**H_v = 0.1m**)
- **L** : Longueur totale de la tranchée en (m).
- **B** : Largeur de la couche de terre végétale en (m).

VIII.2.2 Volume des déblais des tranchées

$$V_d = B \times L \times H \dots\dots\dots(VIII- 6)$$

Avec :

- **V_d**: volume du déblai des tranchées (m³).
- **B** : largeur de la tranchée (m).
- **H** : profondeur de la tranchée (m).
- **L** : longueur totale de la tranchée (m).

VIII.2.3 Volume du lit du sable

$$V_{ls} = e \times L \times B \dots\dots\dots(VIII- 7)$$

Avec :

- V_{ls} : Volume du lit du sable en (m³).
- e : Epaisseur de la couche de sable en (m). ($e=0.1m$)
- B : Largeur de la couche du tronçon en (m).
- L : Longueur totale de la tranchée en (m).

VIII.2.4 Volume occupé par les conduites

$$V_{cond} = L \times \pi \times D^2/4 \dots\dots\dots(VIII- 8)$$

Avec :

- V_{cond} : Volume occupé par les conduites en (m³).
- L : Longueur totale de la tranchée en (m).
- D : Diamètre de la conduite en (m).

VIII.2.5 Volume de l'enrobage

$$V_e = H_e \times L \times B \dots\dots\dots(VIII- 9)$$

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).

VIII.2.6 Volume du remblai

$$V_r = V_d - [V_e + V_{cv} + V_{ls} - V_c] \dots\dots\dots(VIII- 10)$$

Avec :

- V_r : Volume du remblai en (m³).

VIII.2.7 Volume excédentaire

$$V_{exc} = V_f - V_r - V_e \dots\dots\dots(VIII- 11)$$

Avec :

- V_{exc} : Volume du sol excédentaire (m³).
- V_f : Volume du sol foisonné (m³).
- V_{rem} : Volume du remblai (m³).

Sachant que :

$$V_f = V_d \times K_f \dots\dots\dots(VIII- 12)$$

Tel que :

- K_f : Coefficient de foisonnement dépend de la nature de sol.

Tableau VIII-1:Coefficient de foisonnement

Terrain	Foisonnement
Argile, Limon, sable argileux	1,25
Grave et sable graveleux	1,10
Sols rocheux altérés	1,30
Sol meuble	1,35

Notre coefficient de foisonnement est de: 1,2.

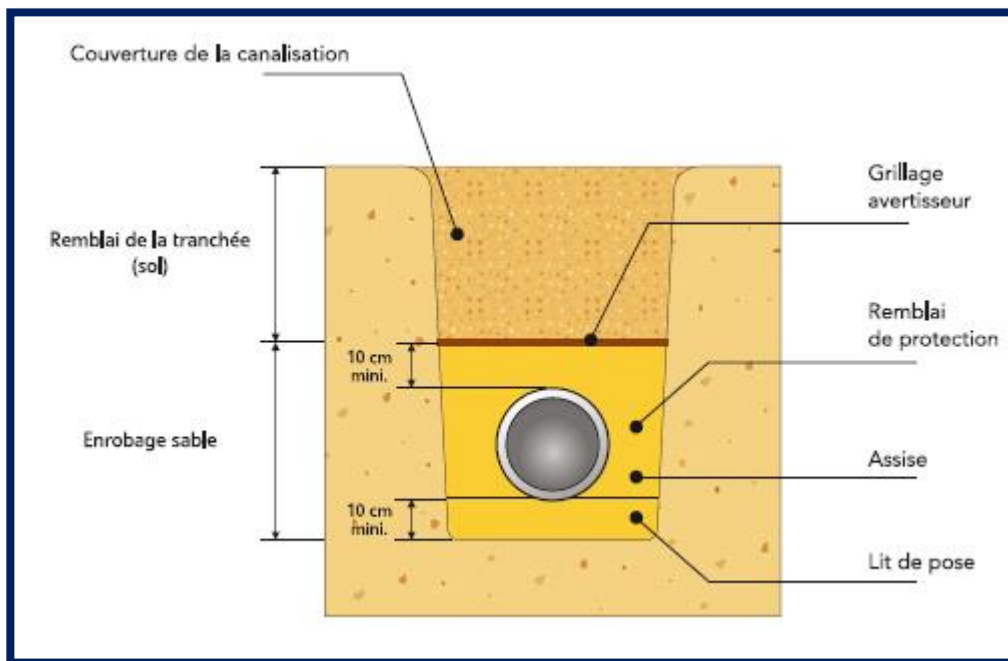


Figure VIII-13 :Vue général sur la tranchée (B E H A U ;2018)

Remarque

Les calculs des terrassements de la canalisation de notre zone en **Annexe I**

Tableau VIII-2: Volumes des travaux.

$V_{cv} (m^3)$	$V_d(m^3)$	$V_{ls}(m^3)$	$V_c(m^3)$	$V_e(m^3)$	$V_r(m^3)$	$V_{exc}(m^3)$
273,17	7339,97	273,17	568,94	1376,46	4848,22	2583,28

VIII.3 Devis quantitatif et estimatif

Afin d’avoir une idée sur le coût de réalisation de notre projet, il faut passer par le calcul du devis quantitatif et estimatif.

Ce calcul consiste à déterminer les quantités de toutes les opérations effectuées sur le terrain pour la réalisation du projet, ensuite les multiplier par le prix unitaire correspondant.

Tableau VIII-3: Détermination du devis quantitatif et estimatif du projet.

N°	Désignation des travaux	Unité	Quantité	Prix unitaire (DA)	Montant (DA)
A	Travaux de terrassement				
1	Décapage	m^3	273,17	200	54634
2	Déblai	m^3	7339,97	350	2568989.5
3	Lit de pose	m^3	273,17	1 200	327804
4	Enrobage	m^3	1376,46	1 200	1651752
5	Remblai de la tranchée	m^3	4848,22	250	1651752
6	Evacuation des déblaies excédentaire	m^3	2583,28	300	774984
B	Canalisation				
1	PVC-Φ 300	ml	1002,57	3 000	3007710
2	PVC-Φ 400	ml	752,65	4 000	3010600
3	PVC-Φ 500	ml	178,09	5 000	890450
5	135A-Φ 800	ml	238,94	8 000	1911520
6	135A-Φ 1000	ml	302,91	10 000	3029100
C	Construction				
1	Regards (REG-315)	U	60	30 000	1800000
2	Regards (REG-400)	U	27	40 000	1080000
3	Regards (REG-500)	U	6	60 000	360000
4	Regards (REG-800)	U	8	80 000	640000
5	Regards (REG-1000)	U	12	100 000	1200000
6	Exécution des déversoirs d'orage	U	1	300 000	300000
THT					24259296
TVA 19%					4609266,1
TTC					28868562

Le coût total du projet: Vingt-huit millions huit cent soixante-huit mille cinq cent soixante-deux

VIII.4 Planification du projet

La planification de projet correspond à l'organisation des tâches à réaliser sur une période donnée. L'objectif de la planification est de déterminer le coût, les ressources mobilisées et la meilleure manière d'ordonnancer toutes les tâches à effectuer.

Pour planifier un projet adéquatement, la première chose à faire est de définir clairement l'objectif principal de notre projet. Ensuite, faites la liste de tout ce qui doit être accompli pour réaliser cet objectif.

Le chef de projet peut utiliser au quotidien un tableau de bord projet pour suivre l'avancement des tâches classées

❖ Pour notre projet la planification se fait suivant les taches suivantes :

- 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 dépose.
- 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-4: Détermination des délais..

Opérations	TR	DP		DPP		MT
		DCP	DFP	DCPP	DFPP	
A	15	0	15	0	15	0
B	6	15	21	15	21	0
C	50	21	71	21	71	0
D	20	71	91	86	106	15
E	35	71	106	71	106	0
F	22	71	93	84	106	13
G	25	71	96	81	106	10
H	35	106	141	106	141	0
I	24	141	165	141	165	0
J	30	165	195	165	195	0
K	10	195	205	195	205	0

Avec :

TR : temps de réalisation du projet.

DCP : date de commencement au plus tôt des travaux.

DFP : date de finissement au plus tôt des travaux.

DCPP : date de commencement au plus tard des travaux.

DFPP : date de finissement au plus tard des travaux

MT : marge totale de l'exécution du projet.

IX.7.4.2 : Chemin critique (C.C) :

C'est le chemin qui donne la durée totale du projet (DTP) reliant les opérations possédant la marge totale nulle (0).

Donc pour retrouver un chemin critique il suffit de vérifier la double condition suivante :

$$C.C \Leftrightarrow \begin{cases} MT = 0 \\ \sum TR_{C.C} = D.T.P \end{cases}$$

D'après le Tableau VIII-5 et le réseau à nœud dans l'Annexe (II) on trouve :

Le chemin critique est **A – B – C – E – H – I – J – K**

DTP = 205 jours.

Conclusion

L'étude estimative des volumes des travaux, nous permet d'établir une estimation du coût total du projet ainsi que la planification des travaux est nécessaire pour une bonne exécution des travaux de réalisation du projet.

chapitre IX

ENTRETIEN ET GESTION DU
RESEAU
D'ASSAINISSEMENT



Introduction

La mise en service du réseau et de ses installations s'effectue progressivement. Au cours de cette opération s'exécutent toutes les mises au point ; la vérification du bon fonctionnement du réseau et les contrôles de performance de l'ouvrage d'évacuation des eaux usées seront effectués.

En effet, la tendance actuelle est de mieux développer et gérer Le réseau d'assainissement tend à rechercher une méthode qui tienne compte de la pérennité du projet et de l'entretien courant du réseau.

IX.1 Connaissance du réseau :

La première condition pour une exploitation rationnelle du système d'assainissement est de connaître :

- Le tracé exact de celui-ci.
- Toutes ces caractéristiques hydrauliques (débit, vitesse...etc.).
- Toutes ces caractéristiques topographiques. (Pente, côte...etc.).

IX.2 Surveillance du réseau d'assainissement :

Toute mise en place d'un système quelconque de surveillance nécessite au préalable l'établissement de la carte d'identité du réseau que l'on désire contrôler. Elle apportera une connaissance en fonction des résultats recherchés et des caractéristiques du réseau :

1. Caractéristiques géographiques et géométriques :

- Pour les réseaux : Situation en plan, type ou section, côtes de sol et du fil d'eau, pentes... etc
- Pour les bassins : surface, coefficient de ruissellement, pente moyenne.

2. Caractéristiques hydrauliques :

- Pluviométrie ;
- Consommation d'eau ;
- Débit entrant dans le réseau.

La surveillance d'un réseau répond à plusieurs objectifs, à savoir :

- La sécurité du personnel ;
- La maintenance du réseau ;
- La protection du milieu urbain et de l'environnement.

IX.3 Travaux spécifiques :

1) Désodorisation

Le réseau d'égouts est un milieu favorable à la formation de bactéries qui dégagent des mauvaises odeurs, pour y remédier il faut bien aérer le réseau ou injecter de l'oxygène liquide

2) Lutte contre la corrosion due à l'H₂S :

Comme les conduites de notre réseau sont en béton, qu'est un matériau sensible à l'attaque de l'acide sulfurique, il faut empêcher la formation de ce dernier par des moyens hydrauliques ou chimiques qu'on a cités précédemment.

IX.4 Les tâches de l'exploitant :

- Connaissance physique et hydraulique des réseaux ;
- Organisation du déclenchement du curage d'un réseau ;
- Entretien du réseau ;
- Suivi de l'exécution des branchements.
- Surveillance de l'adaptation du système d'assainissement (réseaux et stations).

IX.4.1 Connaissance physique et hydraulique des réseaux :

IX.4.1.1 Connaissance physique du réseau

La connaissance nécessaire pour assurer l'exploitation d'un réseau est divisée en quatre (04) niveaux :

- **1^{er} niveau** : La connaissance globale d'un réseau.
- **2^{ème} niveau** : localisation des éléments du réseau.
- **3^{ème} niveau** : localisation précise des éléments du réseau.
- **4^{ème} niveau** : connaissance de l'état des réseaux.

IX.4.1.2 Connaissance hydraulique du réseau

La connaissance hydraulique du réseau est utile pour l'exploitant pour :

- La délivrance des permis de construire.
- La dérivation des eaux pendant les travaux d'entretien.
- Suivre l'évolution de l'urbanisation, les insuffisances intérieures.

Comme pour la connaissance physique, on peut définir trois (03) de connaissance hydraulique d'un réseau :

- **1^{er} niveau** : connaissance globale du fonctionnement.
- **2^{ème} niveau** : connaissance quantitative du fonctionnement.
- **3^{ème} niveau** : connaissance de la qualité des eaux.

IX.4.2 Critères de déclenchement des opérations de curage :

L'entretien périodique peut se concevoir sous la forme curative ou préventive :

- ❖ **Curatif** : l'intervention appropriée et déclenchée lorsqu'un débordement est constaté soit dans le domaine public soit en propriété privée. Ce type de déclenchement n'est envisageable que si le

nombre d'interventions n'est pas trop important ceci peut être le cas d'un réseau :

- Bien conçu.
- A fortes pentes.
- Sans déversement industriels trop importants.
- Avec des branchements bien contrôlés.

❖ **Préventif** : plusieurs systèmes existent :

- Curage à blanc d'une partie du réseau : ce procédé présente l'inconvénient d'un curage de zone ne nécessitant pas forcément un nettoyage ;
- Curage à partir d'une certaine épaisseur de sable constatée dans les égouts : ce procédé nécessite qu'une visite préalable soit faite pour recenser les différentes hauteurs de curage juste avant l'intervention. Il présente l'inconvénient de pérenniser la réduction de la débitante ;
- Curage à la demande en fonction des hauteurs de sable constatées et de la sensibilité de la zone : ce procédé nécessite que soient transcrits les renseignements concernant les dépôts antérieurement constatés et les dommages ou nuisances qu'ils ont engendrés. Des règles de visite et de déclenchement de curage peuvent être alors fixées. Elles permettent de minimiser le coût des visites préalables et des curages en les réduisant au strict minimum.

IX.4.3 Entretien des réseaux :

La nécessité de l'entretien de l'ensemble des différents collecteurs, qui constituent le réseau, est reliée aux fluides qu'ils véhiculent et aux phénomènes auxquels ils sont soumis :

- ✓ Erosion, corrosion, abrasion.
- ✓ Dégradations diverses dues à la nature et aux hommes provoquant également des engorgements, obstructions, excavations ou effondrements.

Toutes ces agressions obligent l'exploitant à remédier aux effets par des interventions périodiques ou immédiates ayant donc un caractère préventif ou curatif.

Ces phénomènes peuvent être aggravés par un réseau mal conçu (pentes faibles, changements de pente ou tracés trop importants) ou par des anomalies telles que branchements pénétrants, racines d'arbre, etc.

IX.5 Réhabilitation des réseaux d'assainissement :

La réhabilitation d'un tronçon d'égout est envisagée lorsque les perturbations de fonctionnement des réseaux ou bien des dommages causés à l'environnement sont Inacceptables.

La réhabilitation d'un tronçon détérioré peut s'effectuer par de nouvelles techniques parmi lesquelles peuvent être citées :

- 1) L'injection des produits colmatant ;
- 2) Le gainage intérieur ;
- 3) Le tubage intérieur.

1. Technique d'injection : Cette méthode consiste :

- À repérer l'infiltration à l'aide d'une caméra ;
- À positionner à l'aide de la camera l'outil de réparation ;
- À injecter à basse pression une solution de résine acrylique de l'intérieur vers l'extérieur.

✱ **Avantage :**

- Introduction du matériel par des regards.
- Possibilité de vérifier l'étanchéité du joint.
- Mise en œuvre compatible avec des infiltrations limitées.
- Comblement des vides créés autour des joints.
- Mise en œuvre rapide et possible même en présence d'écoulement.

✱ **Inconvénient :**

- Réhabilitation souvent peu structurante et locale.
- Peu utilisable sur pvc et polyéthylène.
- Traitement difficile à proximité des regards.

2. Technique de gainage :

a. Méthode par inversion :

Cette méthode consiste à introduire par retournement une gaine imprégnée de résine à partir d'un regard de visite. La masse de la colonne d'eau ou la pression d'air chaud assurent à la fois l'avancement de la gaine, son plaquage contre l'ancienne paroi et la polymérisation de la résine.

b. Méthode par tractage :

La mise en place de la gaine se fait à l'aide d'un treuil qui tracte la gaine à partir du regard suivant. La mise sous pression est ensuite réalisée pendant la durée de réalisation.

✱ **Avantage :**

- Pas de fouille.
- Applicable à une gamme variée de cas.
- Rénovation structurante sans réduction importante de diamètre.

- Bonne résistance des matériaux.
- Mise en œuvre rapide.

✱ **Inconvénient :**

- Reproduction des défauts dans l'ancienne canalisation.
- Reprise de pathologie pas très important.
- Mise hors d'eau nécessaire du tronçon à réhabiliter.

3. Technique de tubage :

Cette technique consiste à chemiser la partie de canalisation en mauvaise état par un tuyau formé d'éléments assemblés au fur à mesure de leur introduction à partir d'un regard ou d'un puits d'accès. Selon la nature du tuyau l'assemblage des divers éléments s'effectue, par collage, par thermo-soudage, par emboîtement à vis ou à joint caoutchouc.

✱ **Avantage :**

- La mise en place est rapide.
- La mise hors de l'eau du tronçon n'est pas toujours nécessaire.

✱ **Inconvénient :**

- Réduction de la section et de la qualité de l'écoulement.
- La présence de branchement limite l'intérêt de l'opération.

IX.6 Gestion informatique du réseau :

Pour une bonne gestion il n'y a pas mieux qu'une gestion informatisée, mais pour pouvoir la faire il faut une connaissance totale du réseau et son comportement dans différentes situation (temps sec et temps de pluie). La première chose à faire est d'entreprendre une campagne de mesure pour créer une banque de données qui servira de référence aux événements futurs, ainsi détecter chaque fonctionnement anormal du réseau. Pour perfectionner ce système on peut placer des capteurs de plusieurs paramètres (débit, vitesse...etc.), au niveau des points les plus sensibles du réseau, qui seront connectés à des commandes automatique ou semi-automatique à distance.

IX.7 Recommandations pour la gestion et l'exploitation de notre réseau :

La première opération qu'il faut entreprendre, pour une bonne gestion et exploitation de notre réseau, est une campagne de collecte de données et une série de mesures concernant le réseau ; tracé, débit, pente, ...etc. L'objectif de cette opération est de déceler tout fonctionnement incorrect du réseau que l'on doit compléter par des travaux de remise en état, comme le curage, la réparation, le remplacement des éléments défectueux ou les différentes actions citées dans les travaux spécifiques, selon la nature de l'anomalie.

Une fois que l'opération de remise à niveau du réseau est terminée, on établit un calendrier annuel de toutes les opérations de surveillance et de contrôle ; à titre d'exemple ; il faut prévoir le curage de tous les regards et bouches d'égouts avant les premières pluies de l'automne.

Conclusion

L'entretien du réseau d'assainissement dans la commune d'el Youssoufia est une nécessité quotidienne pour le bon fonctionnement de ce dernier. Le curage du réseau ; l'extraction des boues ; l'évacuation des déchets ; la maintenance des organes mécaniques est autant d'opération indispensables au fonctionnement normal du réseau pour augmenter la durée de vie de cette dernière.

Conclusion générale :

Dans ce travail, nous avons conçus un système d'évacuation des eaux usée et pluviales de la commune d'el Youssoufia Wilaya de TISSEMSILT vers un exutoire afin de protéger la santé publique et l'environnement.

Les différents chapitres présentés dans cette étude montrent que le projet d'assainissement de notre zone d'étude nécessite comme base de calcul des informations détaillées sur la constitution du réseau existant, son état, et notamment des résultats obtenus après son fonctionnement.

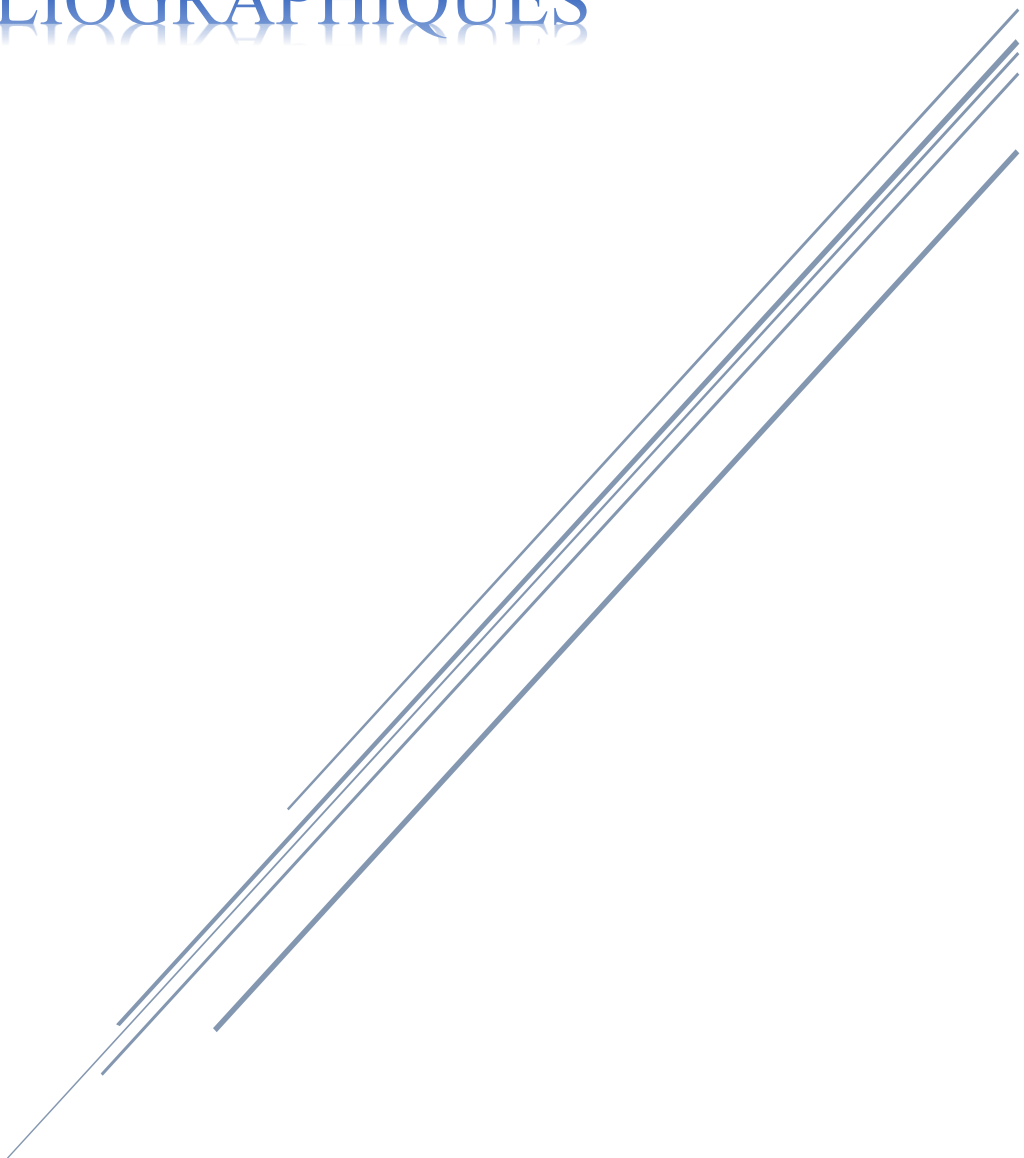
Après de cette évaluation de l'état du réseau nous avons pu relever et détecter les anomalies majeures, on a suivi les étapes de diagnostique qui comportent :

- La présentation de la zone d'étude et ses caractéristiques.
- Faire une étude hydrologique pour déterminer l'intensité moyenne maximale en utilisant les résultats obtenus par l'ajustement de la série pluviométrique à la loi Log-normale.
- Faire un dimensionnement pour l'estimation des débits pluviaux, en découpant la zone en plusieurs sous-bassins, ensuite nous avons suit la méthode rationnelle, en tenant en comptes les débits domestiques et publics sachant que la zone ne dispose pas des industries.

Le réseau que nous avons établi est un réseau unitaire, avec un schéma d'évacuation par déplacement latéral, les eaux usées évacuées sont acheminant vers la station d'épuration et un seul point de rejet dans Oued EL GHARGA à l'aide d'un déversoir d'orage implanté.

Concernant les ouvrages annexes, nous avons projeté des regards de chute dans quelque tronçon car la pente est trop importante. Afin d'assurer une meilleure sécurité à notre réseau, on a procédé à l'implantation et au dimensionnement un déversoir d'orage de type latéral pour régulariser le débit de STEP et limiter la décharge dans l'oued.

REFERENCES
BIBLIOGRAPHIQUES



Référence bibliographique :

- BENLAOUKLI.B. « Cours management de projet », E.N.S.H, 2021, Blida.
- Bourrier R., Satin M., Selmi B., 2010, Guide technique de l'assainissement, Ed. le Moniteur, - 775 pages.
- GOMELLA, C., GUERREE, H., 1986 « Guide d'assainissement dans les agglomérations urbaines et rurales (tome 1), Eyrolles, Paris
- Guide technique de l'assainissement de Mr SALAH.B.
- GUIDE TECHNIQUE pour les projets de pose et réhabilitation des réseaux d'assainissement.pdf
- KAHLERRAS.D. Cours d'assainissement, 4^{ème} année, ENSH2020.
- KAHLERRAS.D. Cours organisation de chantier, 4^{ème} année, ENSH2020.
- KERLOUC'H.B. et MAELSTAF.D.1983. « Le dimensionnement des réseaux d'assainissement des agglomérations ». C.E.T.E, nord Picardie.
- Laborde, J. P. (2000). Eléments d'hydrologie de surface. Université de Nice-Sophia Antipolis. France (204p).
- REGIS, B., 1984 « les réseaux d'assainissement, calculs application et perspective », Paris
- SALAH. B., « polycopis d'assainissement », école nationale supérieure de l'hydraulique, BLIDA. SALAH.B. Cours d'assainissement, 5^{eme} année, ENSH2021
- TOUAIBIA, B, « Manuel pratique d'hydrologie » 2004.

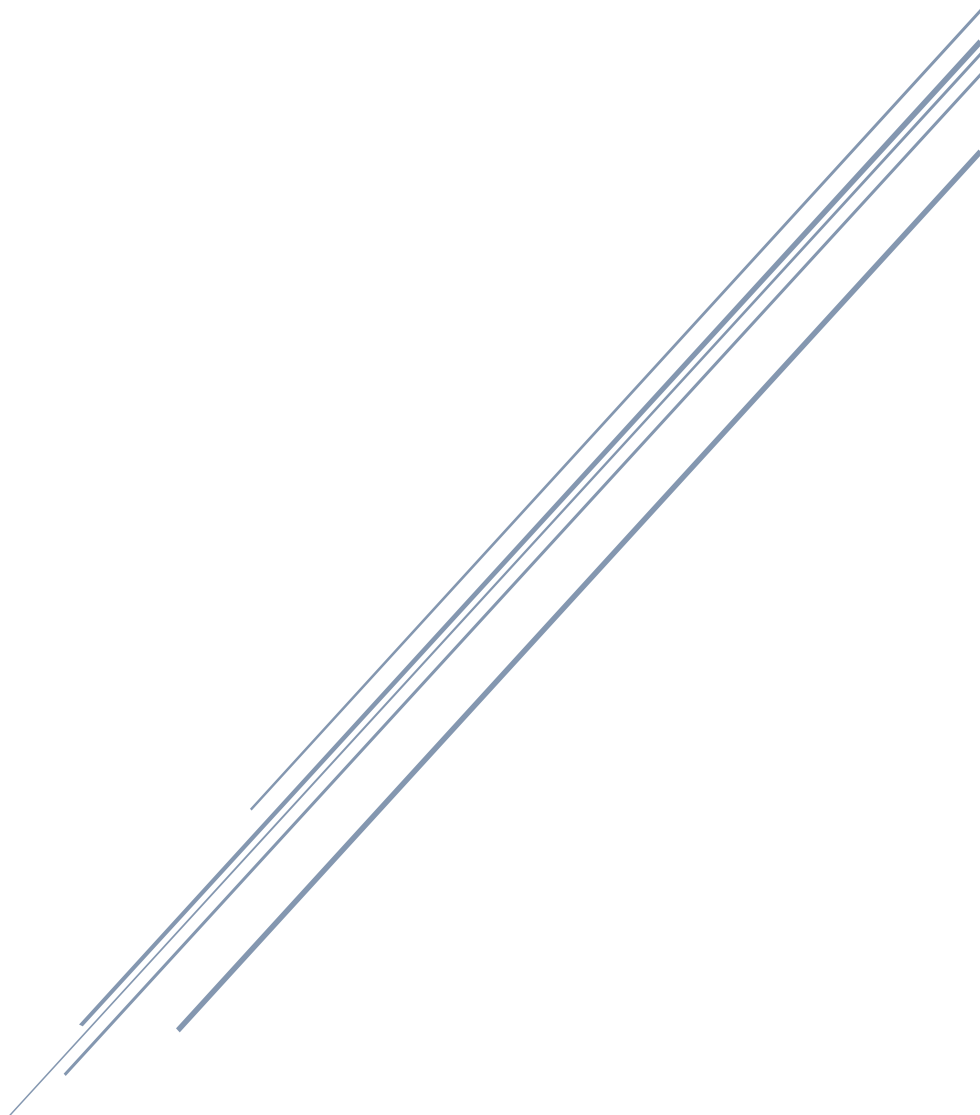
Mémoires de fin d'étude :

- ABBOU.I. « Conception du réseau d'assainissement de la commune de SOUR (W. MOSTAGANEM). » Mémoire d'ingénieur d'état en hydraulique. Ecole nationale supérieure de l'hydraulique
- BOUROUBA.I. « Diagnostic et conception du réseau d'assainissement de la commune de BELKITANE (W. Khenchla). » Mémoire d'ingénieur d'état en hydraulique. Ecole nationale supérieure de l'hydraulique
- TOUBAL.K.2011. « Diagnostic et conception du réseau d'assainissement de la nouvelle ville de Relizane (Bormadia). W. Relizane » Mémoire d'ingénieur d'état en hydraulique. Ecole nationale supérieure de l'hydraulique

Sites Internet :

- <http://www.ville.stgabriel.qc.ca/>
- www.google.com

ANNEXES



Annexe I: table de χ^2 TABLE DU χ^2

La table donne la probabilité α pour que χ^2 égale ou dépasse une valeur donnée, en fonction du nombre de degrés de liberté v .

Exemple : avec $v = 3$, pour $\chi^2 = 0,11$ la probabilité $\alpha = 0,99$.

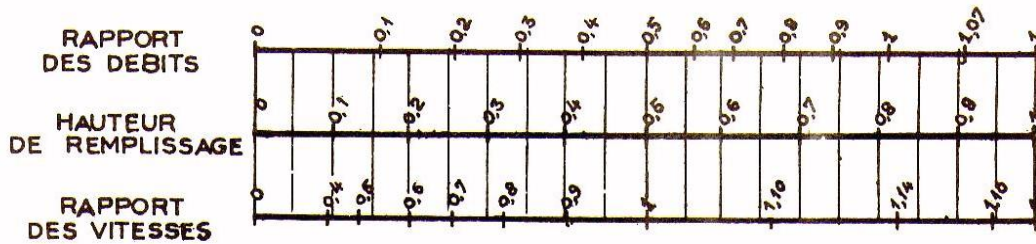
α	0,99	0,975	0,95	0,90	0,10	0,05	0,025	0,01	0,001
v									
1	0,0002	0,001	0,004	0,016	2,71	3,84	5,02	6,63	10,83
2	0,02	0,05	0,10	0,21	4,61	5,99	7,38	9,21	13,82
3	0,11	0,22	0,35	0,58	6,25	7,81	9,35	11,34	16,27
4	0,30	0,48	0,71	1,06	7,78	9,49	11,14	13,28	18,47
5	0,55	0,83	1,15	1,61	9,24	11,07	12,83	15,09	20,51
6	0,87	1,24	1,64	2,20	10,64	12,59	14,45	16,81	22,46
7	1,24	1,69	2,17	2,83	12,02	14,07	16,01	18,48	24,32
8	1,65	2,18	2,73	3,49	13,36	15,51	17,53	20,09	26,12
9	2,09	2,70	3,33	4,17	14,68	16,92	19,02	21,67	27,88
10	2,56	3,25	3,94	4,87	15,99	18,31	20,48	23,21	29,59
11	3,05	3,82	4,57	5,58	17,28	19,68	21,92	24,73	31,26
12	3,57	4,40	5,23	6,30	18,55	21,03	23,34	26,22	32,91
13	4,11	5,01	5,89	7,04	19,81	22,36	24,74	27,69	34,53
14	4,66	5,63	6,57	7,79	21,06	23,68	26,12	29,14	36,12
15	5,23	6,26	7,26	8,55	22,31	25,00	27,49	30,58	37,70
16	5,81	6,91	7,96	9,31	23,54	26,30	28,85	32,00	39,25
17	6,41	7,56	8,67	10,09	24,77	27,59	30,19	33,41	40,79
18	7,01	8,23	9,39	10,86	25,99	28,87	31,53	34,81	42,31
19	7,63	8,91	10,12	11,65	27,20	30,14	32,85	36,19	43,82
20	8,26	9,59	10,85	12,44	28,41	31,41	34,17	37,57	45,31
21	8,90	10,28	11,59	13,24	29,62	32,67	35,48	38,93	46,80
22	9,54	10,98	12,34	14,04	30,81	33,92	36,78	40,29	48,27
23	10,20	11,69	13,09	14,85	32,01	35,17	38,08	41,64	49,73
24	10,86	12,40	13,85	15,66	33,20	36,42	39,36	42,98	51,18
25	11,52	13,12	14,61	16,47	34,38	37,65	40,65	44,31	52,62
26	12,20	13,84	15,38	17,29	35,56	38,89	41,92	45,64	54,05
27	12,88	14,57	16,15	18,11	36,74	40,11	43,19	46,96	55,48
28	13,56	15,31	16,93	18,94	37,92	41,34	44,46	48,28	56,89
29	14,26	16,05	17,71	19,77	39,09	42,56	45,72	49,59	58,30
30	14,95	16,79	18,49	20,60	40,26	43,77	46,98	50,89	59,70

Annexe II: Abaque de variation des débits et des vitesses en fonction de la hauteur de remplissage.

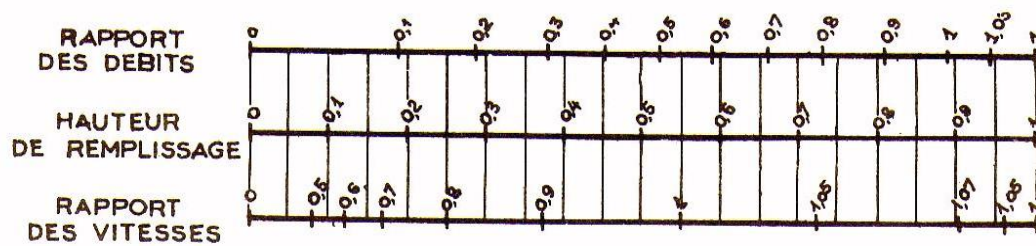
ANNEXE X

VARIATIONS DES DÉBITS ET DES VITESSES
EN FONCTION DE LA HAUTEUR DE REMPLISSAGE
(d'après la formule de Bazin)

a) Ouvrages circulaires

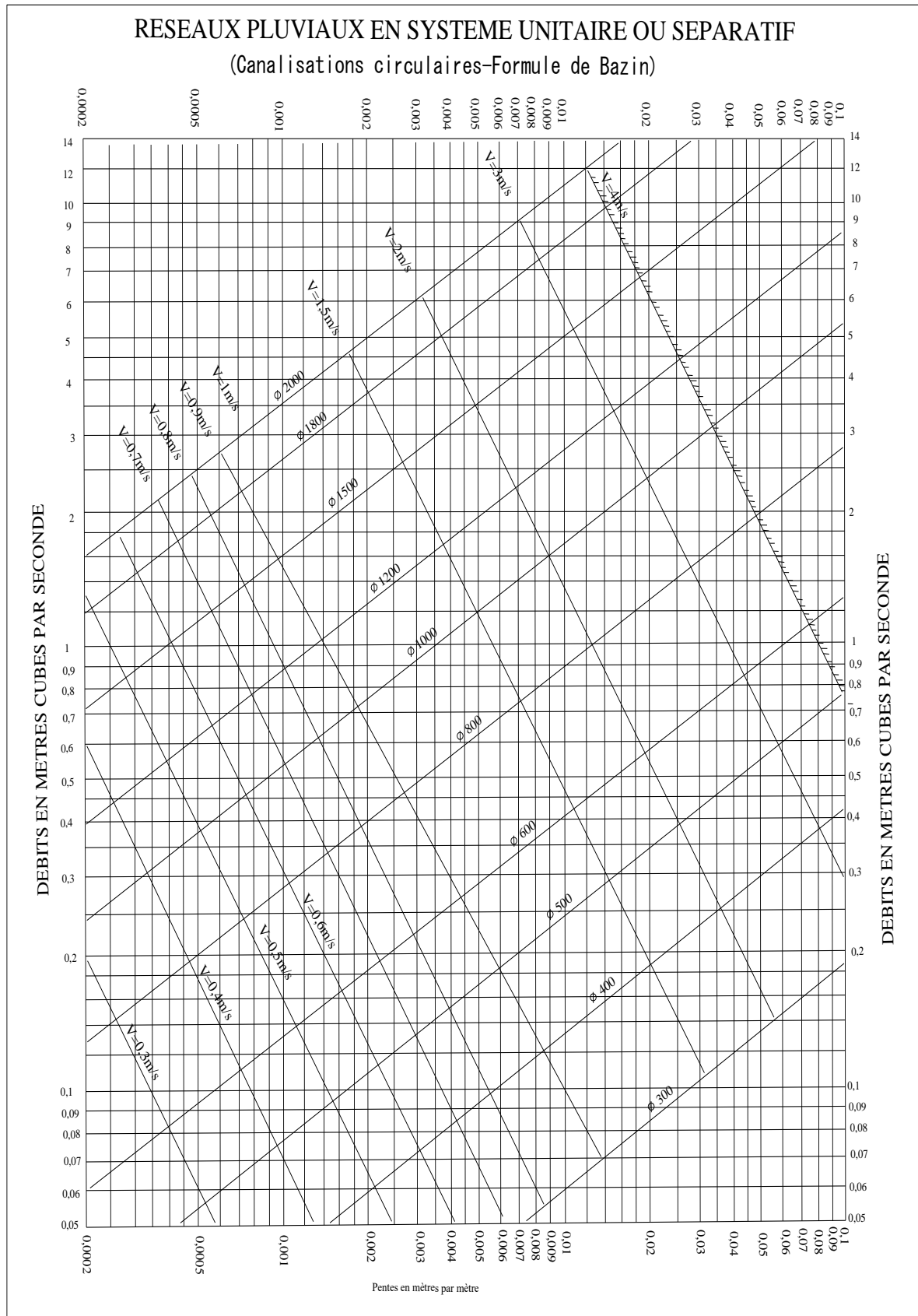


b) Ouvrages ovoïdes normalisés



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

Annexe III: Abaque de Dimensionnement des canalisations circulaires d'après la formule de Bazin.



Annexe IV : le volume du terrassement.

Tronçon	L(m)	D(mm)	H(m)	B(m)	Vd(m ³)	V _{dcv} (m ³)	V _{ls} (m ³)	V _{cond} (m ³)	V _e (m ³)	V _r (m ³)	V _f (m ³)	V _{exc} (m ³)
R87-R88	315	8,70	0,92	2,50	0,80	19,90	0,80	0,68	3,34	14,29	23,88	6,25
R88-R89	315	9,08	0,92	2,50	0,83	20,77	0,83	0,71	3,49	14,91	24,92	6,52
R89-R90	315	14,70	0,92	2,46	1,35	33,08	1,35	1,15	5,65	23,60	39,70	10,45
R90-R1	315	13,66	0,92	3,24	1,25	40,46	1,25	1,06	5,25	31,65	48,56	11,66
R91-R92	315	14,53	0,92	2,40	1,33	31,91	1,33	1,13	5,58	22,53	38,29	10,17
R92-R93	315	18,97	0,92	2,26	1,74	39,30	1,74	1,48	7,29	27,06	47,17	12,81
R93-R118	315	12,53	0,92	1,53	1,15	17,56	1,15	0,98	4,82	9,48	21,07	6,78
R94-R95	315	14,37	0,92	1,53	1,31	20,12	1,31	1,12	5,52	10,85	24,14	7,77
R95-R96	315	16,17	0,92	1,20	1,48	17,75	1,48	1,26	6,21	7,32	21,30	7,77
R96-R97	315	10,58	0,92	2,28	0,97	22,06	0,97	0,82	4,07	15,24	26,47	7,17
R97-R98	315	4,24	0,92	1,60	0,39	6,18	0,39	0,33	1,63	3,45	7,42	2,34
R98-R99	315	7,85	0,92	2,22	0,72	15,95	0,72	0,61	3,02	10,88	19,13	5,24
R99-R100	315	22,32	0,92	2,83	2,04	57,89	2,04	1,74	8,58	43,49	69,47	17,40
R100-R101	315	13,59	0,92	2,32	1,24	28,89	1,24	1,06	5,22	20,12	34,67	9,32
R101-R102	315	13,59	0,92	2,52	1,24	31,29	1,24	1,06	5,22	22,52	37,54	9,80
R102-R118	315	13,52	0,92	2,56	1,24	31,67	1,24	1,05	5,19	22,95	38,01	9,86
R111-R112	315	8,87	0,92	1,49	0,81	12,06	0,81	0,69	3,41	6,34	14,47	4,73
R112-R113	315	15,45	0,92	1,21	1,41	17,05	1,41	1,20	5,94	7,08	20,46	7,44
R113-R114	315	9,54	0,92	2,73	0,87	23,82	0,87	0,74	3,67	17,66	28,58	7,25
R114-R115	315	17,72	0,92	1,24	1,62	20,11	1,62	1,38	6,81	8,67	24,13	8,64
R115-R116	315	16,56	0,92	2,75	1,52	41,74	1,52	1,29	6,36	31,05	50,08	12,67
R116-R117	315	20,17	0,92	1,13	1,85	20,89	1,85	1,57	7,75	7,88	25,07	9,44
R117-R118	315	21,11	0,92	3,31	1,93	63,95	1,93	1,65	8,11	50,33	76,74	18,30
R118-R2	315	14,79	0,92	2,56	1,35	34,59	1,35	1,15	5,68	25,05	41,51	10,78

R126-R127	315	19,39	0,92	2,28	1,77	40,41	1,77	1,51	7,45	27,90	48,49	13,14
R127-R128	315	17,95	0,92	4,29	1,64	70,41	1,64	1,40	6,90	58,83	84,49	18,77
R128-R4	315	14,25	0,92	2,19	1,30	28,59	1,30	1,11	5,48	19,39	34,30	9,44
R119-R120	315	16,95	0,92	3,38	1,55	52,36	1,55	1,32	6,51	41,42	62,83	14,89
R120-R121	315	22,65	0,92	3,75	2,07	77,82	2,07	1,77	8,70	63,20	93,38	21,47
R121-R104	315	9,84	0,92	1,49	0,90	13,44	0,90	0,77	3,78	7,09	16,13	5,26
R103-R104	315	12,01	0,92	1,78	1,10	19,51	1,10	0,94	4,62	11,76	23,42	7,04
R104-R105	315	14,96	0,92	1,51	1,37	20,64	1,37	1,17	5,75	10,98	24,76	8,03
R105-R106	315	17,70	0,92	3,06	1,62	49,63	1,62	1,38	6,80	38,21	59,56	14,54
R106-R107	315	16,95	0,92	1,21	1,55	18,83	1,55	1,32	6,51	7,89	22,60	8,19
R107-R108	315	18,95	0,92	1,88	1,73	32,57	1,73	1,48	7,28	20,34	39,08	11,46
R122-R123	315	16,25	0,92	1,84	1,49	27,34	1,49	1,27	6,24	16,85	32,81	9,71
R123-R124	315	15,35	0,92	2,14	1,40	30,03	1,40	1,20	5,90	20,13	36,04	10,01
R124-R125	315	16,15	0,92	2,35	1,48	34,71	1,48	1,26	6,21	24,29	41,65	11,16
R125-R108	315	15,02	0,92	4,32	1,37	59,37	1,37	1,17	5,77	49,68	71,25	15,79
R108-R109	315	23,63	0,92	2,63	2,16	56,88	2,16	1,84	9,08	41,63	68,26	17,54
R109-R110	315	25,92	0,92	3,77	2,37	89,52	2,37	2,02	9,96	72,80	107,43	24,67
R110-R8	315	33,46	0,92	3,34	3,06	102,26	3,06	2,61	12,86	80,67	122,71	29,18
R1-R2	315	37	0,92	2,34	3,40	79,56	3,40	2,90	14,28	55,59	95,48	25,61
R2-R3	315	46	0,92	2,22	4,21	93,36	4,21	3,58	17,66	63,70	112,03	30,66
R3-R4	315	15	0,92	2,29	1,34	30,61	1,34	1,14	5,61	21,19	36,74	9,93
R4-R5	315	20	0,92	2,65	1,87	49,63	1,87	1,60	7,87	36,43	59,56	15,27
R5-R6	315	24	0,92	2,52	2,21	55,73	2,21	1,88	9,29	40,14	66,88	17,45
R6-R7	315	35	0,92	2,92	3,18	92,95	3,18	2,71	13,37	70,50	111,54	27,67
R7-R8	315	39	0,92	3,05	3,60	109,68	3,60	3,06	15,10	84,32	131,61	32,19
R8-R9	315	28	0,92	3,42	2,57	87,84	2,57	2,19	10,79	69,73	105,41	24,89
R9-R10	400	35	1,00	3,12	3,50	109,29	3,50	4,40	15,76	82,12	131,15	33,27
R10-R11	400	24	1,00	2,85	2,37	67,63	2,37	2,98	10,68	49,22	81,16	21,25
R11-R12	400	24	1,00	2,66	2,41	64,05	2,41	3,03	10,84	45,37	76,86	20,65
R12-R13	400	25	1,00	2,37	2,51	59,46	2,51	3,15	11,29	40,00	71,36	20,06

R13-R14	400	26	1,00	2,72	2,64	71,67	2,64	3,31	11,86	51,23	86,01	22,92
R14-R15	400	24	1,00	2,16	2,39	51,62	2,39	3,00	10,76	33,09	61,95	18,11
R261-R227	315	33	0,92	2,64	3,04	80,27	3,04	2,59	12,77	58,83	96,32	24,72
R32-R33	400	35	1,00	2,88	3,49	100,45	3,49	4,38	15,70	73,40	120,55	31,45
R33-R34	400	31	1,00	2,92	3,06	89,29	3,06	3,84	13,76	65,57	107,15	27,82
R34-R35	400	17	1,00	2,54	1,73	43,99	1,73	2,18	7,79	30,56	52,79	14,44
R35-R36	400	22	1,00	2,54	2,21	56,18	2,21	2,78	9,95	39,03	67,42	18,44
R36-R29	400	29	1,00	2,54	2,90	73,77	2,90	3,65	13,07	51,24	88,53	24,21
R136-R137	315	33	0,92	2,54	3,00	76,32	3,00	2,56	12,62	55,13	91,59	23,83
R137-R129	315	16	0,92	2,79	1,44	40,04	1,44	1,22	6,03	29,92	48,05	12,10
R129-R130	315	9	0,92	2,55	0,84	21,49	0,84	0,72	3,54	15,55	25,79	6,70
R130-R131	315	10	0,92	2,56	0,87	22,39	0,87	0,75	3,67	16,22	26,87	6,97
R131-R55	315	8	0,92	2,54	0,73	18,55	0,73	0,62	3,07	13,40	22,26	5,79
R138-R139	315	20	0,92	2,54	1,81	45,95	1,81	1,54	7,60	33,19	55,14	14,35
R139-R56	315	8	0,92	2,55	0,78	19,79	0,78	0,66	3,26	14,31	23,74	6,17
R62-R256	400	22	1,00	2,81	2,19	61,48	2,19	2,75	9,85	44,51	73,78	19,42
R256-R206	400	16	1,00	2,94	1,55	45,57	1,55	1,95	6,98	33,55	54,68	14,16
R206-R257	400	10	1,00	2,65	1,05	27,69	1,05	1,31	4,70	19,59	33,23	8,94
R257-R258	400	33	1,00	2,71	3,28	89,00	3,28	4,13	14,78	63,52	106,80	28,49
R258-R25	400	21	1,00	2,73	2,14	58,45	2,14	2,69	9,63	41,84	70,14	18,66
R25-R26	400	41	1,00	3,54	4,12	145,79	4,12	5,18	18,53	113,84	174,94	42,57
R26-R27	400	32	1,00	2,61	3,18	83,03	3,18	4,00	14,32	58,36	99,64	26,97
R27-R28	400	31	1,00	3,84	3,08	118,25	3,08	3,87	13,86	94,36	141,90	33,68
R28-R29	400	43	1,00	3,95	4,34	171,56	4,34	5,46	19,54	137,87	205,87	48,46
R29-R30	500	26	1,10	2,50	2,83	70,81	2,83	5,06	14,16	45,93	84,98	24,88
R30-R31	500	33	1,10	3,31	3,64	120,47	3,64	6,50	18,20	88,49	144,56	37,87
R31-R24	500	23	1,10	2,50	2,49	62,23	2,49	4,44	12,45	40,37	74,68	21,87
R178-R179	315	19	0,92	2,50	1,75	43,85	1,75	1,49	7,37	31,48	52,62	13,77
R179-R180	400	28	1,00	2,50	2,81	70,33	2,81	3,53	12,66	48,51	84,39	23,23
R180-R181	400	11	1,00	2,50	1,09	27,23	1,09	1,37	4,90	18,78	32,67	8,99

R181-R132	400	34	1,00	2,53	3,44	87,06	3,44	4,32	15,48	60,37	104,47	28,62
R132-R133	400	27	1,00	2,85	2,65	75,57	2,65	3,33	11,93	55,01	90,69	23,75
R163-R164	400	40	1,00	2,50	4,04	101,03	4,04	5,08	18,18	69,68	121,23	33,37
R164-R16	400	20	1,00	2,50	1,96	49,08	1,96	2,47	8,83	33,85	58,89	16,21
R43-R15	400	33	1,00	2,50	3,32	83,08	3,32	4,18	14,96	57,31	99,70	27,44
R15-R44	500	26	1,10	2,50	2,85	71,30	2,85	5,09	14,26	46,24	85,56	25,05
R44-R45	500	36	1,10	2,50	3,94	98,49	3,94	7,03	19,70	63,88	118,19	34,61
R45-R16	500	35	1,10	2,50	3,84	95,92	3,84	6,85	19,18	62,22	115,11	33,71
R134-R135	315	13	0,92	2,50	1,17	29,32	1,17	1,00	4,93	21,05	35,19	9,21
R16-R17	800	12	1,40	2,00	1,67	33,41	1,67	6,00	10,52	13,55	40,09	16,02
R17-R18	800	13	1,40	1,94	1,79	34,76	1,79	6,43	11,29	13,46	41,71	16,97
R18-R19	800	32	1,40	2,04	4,44	90,49	4,44	15,93	27,95	37,75	108,59	42,90
R19-R20	800	26	1,40	2,89	3,64	105,27	3,64	13,08	22,95	61,96	126,32	41,42
R20-R21	800	36	1,40	3,10	5,10	157,99	5,10	18,30	32,11	97,39	189,59	60,09
R21-R22	800	23	1,40	2,62	3,27	85,55	3,27	11,72	20,57	46,73	102,66	35,37
R22-R23	800	26	1,40	4,48	3,70	165,76	3,70	13,28	23,31	121,77	198,91	53,84
R23-R24	1000	22	1,60	2,44	3,57	87,20	3,57	17,54	23,94	38,57	104,64	42,13
R24-R140	1000	34	1,60	2,20	5,42	119,23	5,42	26,60	36,31	45,48	143,07	61,29
R140-R141	1000	28	1,60	3,17	4,51	142,85	4,51	22,12	30,19	81,53	171,42	59,70
R141-R142	1000	32	1,60	2,22	5,19	115,13	5,19	25,46	34,75	44,55	138,15	58,85
R142-R143	1000	13	1,60	2,20	2,09	46,05	2,09	10,28	14,03	17,57	55,27	23,67
R143-R145	800	36	1,40	4,73	5,02	237,63	5,02	18,04	31,65	177,89	285,15	75,61
R145-R146	800	34	1,40	3,18	4,83	153,47	4,83	17,33	30,40	96,09	184,17	57,67
R146-R147	1000	25	1,60	2,99	4,01	119,95	4,01	19,69	26,88	65,35	143,93	51,70
R147-R133	1000	22	1,60	2,96	3,57	105,63	3,57	17,52	23,91	57,06	126,75	45,78
R133-R149	1000	32	1,60	2,40	5,07	121,57	5,07	24,87	33,94	52,64	145,89	59,31
R148-R149	1000	27	1,60	2,31	4,36	100,60	4,36	21,38	29,18	41,33	120,72	50,21
R149-R150	1000	28	1,60	1,97	4,44	87,43	4,44	21,79	29,74	27,03	104,92	48,15
R150-R135	1000	19	1,60	2,18	2,96	64,53	2,96	14,53	19,83	24,25	77,44	33,36
R135-DO	1000	21	1,60	2,25	3,29	73,96	3,29	16,14	22,02	29,23	88,76	37,50

Annexe V : Réseau a nœud pour estimer la dure du projet

