

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUES ET POPULAIRE
MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEURE ET DE LA
RECHERCHE SCIENTIFIQUE
UNIVERSITE DE M'SILA

FACULTE DE TECHNOLOGIE

DEPARTEMENT D'HYDRAULIQUE

N° :.....



DOMAINE : SCIENCE ET TECHNOLOGIE

FILIERE : HYDRAULIQUE

OPTION : HYDRAULIQUE URBAINE

Mémoire présenté pour l'obtention
du diplôme de master académique
Par : Amroune Sara

Intitulé

Etude de diagnostic et réhabilitation du réseau
d'assainissement Rakouba-Oued Zhor
(Skikda)

Soutenu devant le jury composé de :

.....

Université de M'sila

Président

Adjissi Omar

Université de M'sila

Rapporteur

.....

Université de M'sila

Examineur

Promotion : 2020 / 2021

Dédicace :

Je dédie ce modeste travail avec toute mon affection aux êtres qui me sont les plus chers au monde « mes parents » pour leurs sacrifices et leurs conseils, sans lesquelles je ne serais jamais arrivé à ce niveau que dieu les gardent.

Mon mari et mes chères sœurs

Remerciements

Je tiens avant tout à remercier « DIEU » pour m'avoir inspiré la volonté et le courage d'acheminer ce travail jusqu'à la fin.

Mes remerciements vont d'abord à mon encadreur Mr Adjissi Omar qui a été patient avec moi malgré mon indiscipline dans ce travail, avec leurs expériences, m'a guidé le long de la réalisation de ce travail. Leurs conseils et recommandations ont été précieux pour l'aboutissement de ce travail.

J'ai remercié mon mari qui est toujours à mes côtés malgré les difficultés que j'ai traversées durant ce travail

J'adresse mes très sincères remerciements à: les ingénieurs Bakhti Yemna et Saidane Wrayda

Enfin, je remercie tous ceux qui ont contribué de près ou de loin à l'épanouissement de ce travail.

Résumé :

En Algérie, la tension relative au système d'assainissement ne cesse de s'accroître face à une demande croissante. Les aléas climatiques observés, conjugués à une forte démographie en milieu urbain et rural.

La mauvaise gestion et planification créé des tensions difficilement maîtrisables dans l'évacuation des eaux des centres Rakouba et Haouari Boumediene. Les interventions de débouchages et curages dans les réseaux ont dépassés les 60% d'après les services concernés (ONA, 2020). Ces problèmes sont dues à plusieurs facteurs, entre autres, la vétusté des buses en ciment comprimais, une conception non adaptée à la norme des réseaux d'évacuations, réalisation des tronçons et des branchements illicites par les citoyens dus aux constructions anarchiques, notamment dans la zone Houari Boumediene, l'agression des réseaux par les constructions, une insuffisance de matériels de nettoyage et curage. Les deux agglomérations (Rakouba et Haouari Boumediene) possèdent un réseau d'assainissement vétuste qui s'avère insuffisant devant le développement qu'elle a connu en matière d'urbanisme et de mode de vie des habitants.

A cet effet ; il est donc indispensable de faire un diagnostic pour relever les problèmes et les anomalies que pose le réseau d'évacuation de Rakouba et Haouari Boumediene, ainsi la détermination des zones d'insuffisance a fin de prévoir des travaux d'aménagement, d'entretien et de réhabilitation.

L'amélioration de la qualité de service rendu aux abonnés, la collecte et le rassemblement des informations liés au réseau d'évacuation sur un même support informatique devient alors obligatoire.

Mots clés : Diagnostic, Réseau, Assainissement, Les eaux usées.

Liste des tableaux

Chapitre I : Présentation de la zone d'étude

Tableau I.1 : la population totale d'Oued Zhor	2
Tableau I.2 : le taux de raccordement en AEP et réseau d'assainissement.....	3
Tableau I.3 : Insolation, nébulosité et radiation solaires mensuelles	5
Tableau I.4 : Températures maximales, minimales et moyennes	6
Tableau I.5 : Humidité moyenne mensuelle	6
Tableau I.6 : Vitesses moyennes des vents	7
Tableau I.7 : Evaporation et Evapotranspiration.	7

Chapitre II : Etude hydrologique

Tableau II.1 : Paramètres hydrologiques du poste pluviométrique	10
Tableau II.2 : Série d'observations des précipitations moyennes annuelles du poste pluviométrique de Tamalous "après comblement des lacunes"	11
Tableau II.3 : Répartition pluviométrique des moyennes mensuelles du poste pluviométrique de Tamalous « 03-07-10 »	12
Tableau II.4: série d'observations des précipitations journalières maximales du poste pluviométrique de tamalous	15
Tableau II.5: les pluies journalières maximales à différentes périodes de retour	18
Tableau II.6 : les résultats d'ajustement à la loi de Gumbel pour différentes périodes de retour	19

Chapitre IV : Calcul de base

Tableau IV.1 : L'évolution de la population pour différents horizons	33
Tableau IV.2 : Débit d'eau usée à différents horizon « Oued Z'hor chef lieu »	35
Tableau IV.3 : Débit d'eau usée à différents horizon « Agglomération Rakouba »	35
Tableau IV.4: Avantages et inconvénients des trois systèmes de réseaux	38
Tableau IV.5: Coefficient de ruissellement en fonction des catégories d'urbanisation	42
Tableau IV.6: Coefficient de ruissellement en fonction des caractéristiques des zones d'influence... ..	42
Tableau IV.7 : Coefficient de ruissellement en fonction de la densité de la population	42
Tableau IV.8 : calcul des débits pluviaux ' Houari Boumediane'	48
Tableau IV.9 : calcul des débits pluviaux ' Rekouba'	50

Liste des figures

Chapitre I : Présentation de la zone d'étude

Figure I .1: limite administratif des communes de la wilaya de Skikda2

Chapitre II : Etude hydrologique

Figure II.1 : localisation des bassins versants des côtiers constantinois code 03-069

Figure II.2 : Courbe de répartition des précipitations moyennes inters annuels12

Figure II.3: Répartition des précipitations moyennes mensuelle14

Figure II.4 : Ajustement des pluies journalières maximales à la loi limite de Guembel16

Figure II.5 : Ajustement des pluies journalières maximales à la loi limite de log-normal17

Figure II.6 : Ajustement des pluies journalières maximales à la loi limite Gamma17

Figure II.7 : Ajustement des pluies journalières maximales à la loi limite Gamma généralisé18

Chapitre III : diagnostic du réseau existant

Figure III.1: Envasement des regards du réseau récemment réalisé en PVC27

Figure III.2 : Travaux de sondage et diagnostic du réseau existant27

Chapitre IV : Calcul de base

Figure IV.1 : schéma perpendiculaire40

Figure IV.2 : schéma par déplacement latéral.....40

Figure IV.3 : schéma à collecteur transversal ou oblique40

Figure IV.4 : schéma latéral par zone étagée40

Figure IV.5 : schéma radial41

Sommaire

Introduction générale

CHAPITRE I : présentation de la zone d'étude

I.1.Introduction :	1
I.2.Présentation générale de la région de l'étude:	1
I.3.Monographie et situation socio-économique:	2
I.3.1.Population et habitations:	2
I.3.2 Equipements et infrastructures :	3
I.4.Aire d'étude:	3
I.4.1.Définition de l'aire d'étude:	3
I.4.2.Description sommaire de l'aire d'étude:	3
I.4.3.Aperçu sur le climat de l'Algérie :	4
I.5.Caractéristiques physiques de la région d'étude:	4
I.5.1.Postes pluviométriques :	4
I.5.2.Station hydrométrique:	4
I. 5.3.Station météorologique:	5
I.5.4.Aperçu climatologique :	5
I.6.Conclusion :	7

Chapitre II : étude hydrologique

II.1. Introduction :	8
a) Période de retour	8
b) Notion de bassin versant	8
c) L'intensité moyenne maximale de précipitation	8
II.2. Etude des précipitations :	9
II.3.1.Choix de la station pluviométrique :	9
II.3.2.Etude sur les pluies :	10
II.3.2.1.Analyse des précipitations moyennes annuelles :	10
II.3.2.2.Analyse des précipitations moyennes mensuelles :	12
II.3.2.3.Analyse des pluies journalières maximales (P.j. max) :	14
II.4.Calcul de l'intensité pluviométrique :	19
II.4.1. Précipitation de courte durée:	19
II.5.Conclusion :	21

Chapitre III: diagnostic du réseau existant

III.1.Introduction :	22
III.2.Généralités :	22
III.3.Phases principales d'une étude de diagnostic	23
III.3.1.Recueil et exploitation de données :	23
III.3.2.Le pré-diagnostic :	24
III.3.3.Reconnaissance approfondie :	24
III.3.4.Etude fonctionnelle des bassins versants élémentaires :	25
III.3.5.Conception de la nouvelle structure d'assainissement :	25
III.3.6.Processus d'étude :	25
III.4.La nature des problèmes :	26
III.5.Techniques d'enquêtes, diagnostic :	26
III.6.Etat du réseau existant :	26

III .6.1.Etat de réseau de la Cité Houari Boumediene :	26
III.6.2.Etat du réseau d'Agglomération secondaire Rakouba :	28
III.6.3.Etat du rejet :	28
III.6.4.Vérification du fonctionnement du réseau existant:	28
III.7.Nouveau aménagements :	28
1. Cité « Houari Boumediene» :	29
2. Agglomération secondaire Rakouba :	29
III.7 .1.Dimensionnement des réseaux aménagés:	29
III.7.2.Déversoir d'orage:	29
III.7.3.Bassin de décantation:	30
III.8.Conclusion et recommandations :	31
Chapitre IV: calcul de base	
IV.1.Introduction :	33
IV.2. Situation démographique :	33
IV.3.Evaluation des débits d'eaux usées :	34
IV.3.1 Définition :	34
IV.3.2.Estimation des besoins en eau:	34
IV.4. Découpage de l'aire d'étude en sous bassins :	35
IV.5.Systèmes d'évacuation des eaux usées et des eaux pluviales :	36
IV.5.1.Systèmes fondamentaux :	36
IV.5.2.Système pseudo séparatif :	37
IV.5.3.Système composite :	37
IV.5.4.Systèmes spéciaux :	37
IV.6.Choix du système d'évacuation :	37
IV.7.Schémas du réseau :	40
IV.7.1.schéma perpendiculaire :	40
IV.7.2.schéma par déplacement latéral :	40
IV.7.3.schéma à collecteur transversal ou oblique :	40
IV.7.4. schéma latéral par zone étagée :	40
IV.7.5 .schéma radial :	40
IV.8.Choix du coefficient de ruissellement :	41
IV.9.Evaluation des débits d'eaux pluviales :	43
IV.9.1.Méthode rationnelle :	43
IV.9.2.Méthode superficielle :	45
IV.9.3 .Choix de la méthode de calcul :	47
IV.10.Conclusion :	51

Conclusion générale

Annexes

Bibliographie

Résumé

Introduction générale :

En Algérie, la tension relative au système d'assainissement ne cesse de s'accroître face à une demande croissante. Les aléas climatiques observés, conjugués à une forte démographie en milieu urbain et rural.

Les fortes pluies qui frappé le pays (changement climatiques), le mauve fonctionnement et le manques des avaloires, le sous dimensionnement, la non respecte des conditions hydraulique et les normes technique des ouvrages pondant leur réalisation du réseau d'assainissement des deux agglomérations **Rakouba** et **Haouari Boumediene** ont contribué aux problèmes d'évacuation des eaux usée et pluviale. Les politiques adoptées ces dernières années, en termes de protection de l'environnement et de la santé publique restent insuffisantes.

La mauvaise gestion et planification créé des tensions difficilement maîtrisables dans l'évacuation des eaux des centres objet de cette étude. Les interventions de débouchages et curages dans les réseaux ont dépassés les 60% d'après les services concernés (ONA, 2020). Ces problèmes sont dues à plusieurs facteurs, entre autres, la vétusté des buses en ciment comprimais, une conception non adaptée à la norme des réseaux d'évacuations, réalisation des tronçons et des branchements illicites par les citoyens dus aux constructions anarchiques, notamment dans la zone Houari Boumediene, l'agression des réseaux par les constructions, une insuffisance de matériels de nettoyage et curage. Les deux agglomérations (**Rakouba** et **Haouari Boumediene**) possèdent un réseau d'assainissement vétuste qui s'avère insuffisant devant le développement qu'elle a connu en matière d'urbanisme et de mode de vie des habitants.

A cet effet ; il est donc indispensable de faire un diagnostic pour relever les problèmes et les anomalies que pose le réseau d'évacuation de **Rakouba** et **Haouari Boumediene**, ainsi la détermination des zones d'insuffisance a fin de prévoir des travaux d'aménagement, d'entretien et de réhabilitation. L'amélioration de la qualité de service rendu aux abonnés, la collecte et le rassemblement des informations liés au réseau d'évacuation sur un même support informatique devient alors obligatoire. Les systèmes d'information géographique (SIG) répondent à cette problématique, par la création d'une base de données non seulement géoréférenciées par rapport à la position du réseau dans l'espace urbain mais aussi à toute information relative aux caractéristiques hydrauliques du réseau et son comportement dans cet espace. Ce système à une capacité, d'acquisition des données très efficace dans un processus de prise de décision, à chaque fois que la base de données est interrogée. Il est à noter que l'application seule des SIG dans le domaine de l'assainissement urbaine sans qu'elle ne soit couplée aux modèles de simulation hydraulique ne peut soutenir les objectifs visés d'une gestion requise. Pour mettre en exergue le diagnostic, réhabilitation et gestion des réseaux d'assainissement, notre choix a porté sur le les deux centre urbaine suscité en haut (**Rakouba** et **Houari Boumediene**).

Une méthodologie de travail s'appuie sur les axes principaux suivants :

Enquête et diagnostic de l'état actuel des équipements et infrastructures du réseau d'assainissement, avec toutefois la localisation de: Points de rejet, les regards, les canaux, les avaloires Ouvrages de tête (décanteur-dessaleurs), Infrastructures bassin de décantation ou station d'épuration, Conduites (Buses), Ouvrages en lignes déversoir d'orage et station de relevage.

Matérialisation des infrastructures et équipements en tenant compte du P.D.A.U et ces P.O.S. du centre.

- Evaluation des besoins en eau actuels et futurs de la population et estimation des débits à évacué.
- Estimation des débits par temps de pluie.
- Vérification de l'état de fonctionnement du réseau existant.

Adaptation et réaménagement du réseau d'évacuation pour une période de retour de 10 ans.

Enfin préparation d'une base de donnée pour faciliter la gestion et l'exploitation de la dite réseau.

**CHAPITRE I : présentation de la zone
d'étude**

I.1.Introduction :

Les projets d'assainissement nécessitent toujours une étude rigoureuse et détaillée de la zone où auront lieu les travaux, dans le but de connaître les caractéristiques physiques du site ainsi que les facteurs influençant la conception des projets.

Ils peuvent se répartir en quatre catégories :

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

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

- ✓ La nature du site
- ✓ Les données relatives à l'agglomération
- ✓ La situation hydraulique actuelle réseau d'AEP et d'assainissement

C'est pourquoi la connaissance de l'agglomération est un volet primordial pour le futur choix des aménagements hydrauliques.

I.2.Présentation générale de la région de l'étude:

La commune d'Oued Z'hor, constituant l'une des trente-sept communes de la Wilaya de Skikda, elle est située à l'Ouest du chef-lieu de Wilaya, à environ 52 Km à vol d'oiseau (Figure 01).

Administrativement, elle est limitée par:

- ❖ Au Nord: Les communes de Khenak Mayoune et Ouled Attia.
- ❖ A l'Est: la commune de Beni Zid.
- ❖ Au Sud: La commune de Ain Kechera.
- ❖ A l'Ouest: La Mer Méditerranée et la commune d'El Milia.



Figure 01: limite administratif des communes de la wilaya de Skikda

I.3. Monographie et situation socio-économique:

La commune d'Oued Z'hor, abrite 8217 habitants au dernier recensement local de l'année 2016, avec un taux d'accroissement de 3%, Néanmoins Le chef lieux de la commune d'Oued Z'hor compte 4965 habitants.

I.3.1. Population et habitations:

Tableau I.1 : la population totale d'Oued Z'hor

Agglomérations	Population	Construction	Occupation par logement (Nombre d'habitons par logement)
Oued Z'hor (ACL)	4965	1096	5
Agglomération secondaire	3252	718	5
Agglomération Rakouba	861	190	5
TOTAL (ACL+AS)	8217	1814	5

(Source: A.P.C Oued Z'hor)

I.3.2 Equipements et infrastructures :

- **Secteur hydraulique :**

Tableau I.2 : le taux de raccordement en AEP et réseau d'assainissement

Agglomérations	population	Taux de raccordement en AEP	Taux de raccord en assainissement
Oued Z'hor(ACL)	4965	100%	100%
Agglomération secondaire	3252	80%	80 %
TOTAL	8217	%	%

(Source : A.P.C Oued Z'hor)

I.4.Aire d'étude:

I.4.1.Définition de l'aire d'étude:

L'aire d'étude est défini comme étant la surface totale de l'agglomération bâtie, qui s'élève à environ de 270 hectares, est compris les zones d'extensions planifiée par les collectivités locales, les conduites d'adduction, les sites des captages et réservoirs de stockage. En effet, cette aire d'étude permettra la couverture totale de l'agglomération du chef-lieu de l'A.P.C d'Oued Z'hor, par un système de distribution apte à desservir la population actuelle et future.

L'aire d'étude est définie comme étant la zone incluse à l'intérieur du plan directeur d'aménagement et d'urbanisme du centre d'Oued Z'hor et celle de l'agglomération secondaire **Rakouba**. Cette aire abrite 5826 habitants en 2016, disposant de 1266 logements et assainis par plusieurs réseaux d'assainissement collectif.

I.4.2.Description sommaire de l'aire d'étude:

L'aire d'étude est implantée sur un relief à pente moyenne en amont et relativement faible en aval au niveau des deux zones objet de cette étude.

Du point de vue urbanisation, l'agglomération d'Oued Z'hor est caractérisée par deux zones à savoir :

- la première zone est caractérisée par une urbanisation planifiée, les habitations et équipements sont bien regroupés dans des quartiers organisés et le tissu urbain est maillé par des routes bien structurées.
- La deuxième zone est caractérisée par une urbanisation anarchique les habitations regroupées dans des quartiers mal organisés avec des rués très étroites.
- Concernant l'agglomération Rakouba, les constructions sont bien organisés avec des rués aménagés et accessibles.

I.4.3. Aperçu sur le climat de l'Algérie :

Selon Seltzer (1946), le climat de l'Algérie est de type méditerranéen caractérisé par une période pluvieuse allant en moyenne de Septembre à Mai et un été sec et ensoleillé.

L'Atlas tellien joue le rôle d'un rempart qui provoque la condensation et les précipitations d'une partie de la vapeur d'eau amenée par les vents soufflant de la mer. L'altitude entraîne une diminution générale de la température, l'éloignement de la mer, une augmentation des amplitudes diurnes et annuelles.

Le climat de l'Atlas tellien présentera donc tous les degrés intermédiaires entre un climat de montagne pluvieux, froid à amplitude thermique relativement faible avec chutes de neige et un climat de plaines plus sec relativement chaud et à forts écarts thermiques.

I.5. Caractéristiques physiques de la région d'étude:

Géographiquement, la commune d'oued Z'hor chef lieu et l'agglomération secondaire Rakouba, implanté sur un relief relativement plat au sein du bassin versant Côtiers constantinois, portant le code 03-06 de l'A.N.R.H.

I.5.1. Postes pluviométriques :

Le sous bassin versant en étude ne dispose d'aucun équipement pluviométrique et ce suite à sa taille très réduite; cependant, il a été procédé à une sélection à partir des postes les plus proches du dit sous bassin, qui sont ceux implantés dans le sous bassin 10 – 07, 03-09 et 03-07.

En plus de ces postes pluviométriques, nous avons retenus le 03 07 10, implanté dans le sous bassin 03 – 07, en raison de sa situation géographique, très rapprochée du bassin d'étude.

I.5.2. Station hydrométrique:

Le bassin versant en étude ne dispose d'aucune station de jaugeage des débits.

I.5.3. Station météorologique:

Les données météorologiques utilisées pour les différents calculs sont celles de la station régionale de Skikda, seule station dans la région.

I.5.4. Aperçu climatologique :**a) Ensoleillement :**

L'ensoleillement moyen est relevé au niveau de la station météorologique de Skikda pour une période de dix ans.

La nébulosité a été mesurée dans une ancienne station (étude G.E.C 1971) et la radiation totale est calculée pour FAO sur base des observations de la période de l'ensoleillement.

L'ensoleillement est aux alentours de 2961 heures par an à Skikda et l'énergie moyenne de la radiation solaire par jour est de 393 calories par cm^2 (ce qui représente 190 Watts/m^2).

Ces paramètres sont illustrés mensuellement dans le tableau I.3, ci-après :

Tableau I.3 : Insolation, nébulosité et radiation solaires mensuelles

Mois	01	02	03	04	05	06	07	08	09	10	11	12
Ensoleillement (heures/jour)	5.04	5.42	6.42	7.01	8.40	10.61	11.33	10.08	8.36	6.67	5.47	4.42
Nébulosité	4.58	4.97	4.53	4.71	4.27	2.98	1.77	2.48	3.03	3.89	4.36	4.55

b) Température de l'air:

La température est un paramètre à influence directe sur le régime d'écoulement, elle augmente l'évaporation et l'évapotranspiration durant les périodes chaudes. Pour la région d'étude les températures maximales sont pour origine le sirocco .

Les températures moyennes mensuelles et le moyen inter annuel relevé dans la station météorologique de Skikda pour une période de 40 ans, sont illustrés dans le tableau I.4, ci-dessous.

Les températures minimales et maximales mensuelles sont indiquées dans le tableau I.4, ci-dessous :

Tableau I.4 : Températures maximales, minimales et moyennes

Mois	Sep	Oct	Nov	Dec	Jan	Fev	Mar	Avr	Mai	Juin	Juil	Aout	Année
Saison	Automne			Hivers			Printemps			Eté			
Tmax(°C)	26.7	23	18.6	15	13.4	14.7	17	19	21.9	24.8	21.4	29.1	21
Tmin(°C)	18.7	15.2	11.5	8.7	7.4	7.4	9	10.7	13.4	16.8	19.4	20.4	13,6
Tmoy(°C)	22.7	19.1	15.05	11.85	10.4	11.05	13	14.85	17.65	20.8	20.4	24.75	17,08
Tmoy S (°c)	18.95			11.1			15.17			21.98			16.8

c) **Humidité de l'air:**

Les valeurs de l'humidité mensuelle moyenne et moyenne inters annuels, relevés dans la station de Skikda sont mentionnées dans le tableau I.5, ci-après.

Tableau I.5 : Humidité moyenne mensuelle

Mois	09	10	11	12	01	02	03	04	05	06	07	08	Moyenne
Humidité Moyenne (%)	72,55	72,57	71,38	72,97	73,51	72,64	72,77	72,55	73,82	72,45	71,19	72,26	72,55

L'humidité moyenne inter annuelle à Skikda est de 72.55%. Elle chute en été et atteint les 71.19 % en mois de Juillet à cause de l'effet du sirocco.

d) **Le vent :**

Les vents dominants sont de secteur Nord (NE 22%, N12%, NO27%), les vitesses moyennes sont de 2.71 m/s environ sans grande variation d'un mois sur l'autre (Les minimales à 2.68m/s et les maximales atteints 4.23m/s) d'après les mesures de la station météorologique de Skikda pour la période quarante ans, sont illustrées dans le tableau I.6 ci-après.

Tableau I.6 : Vitesses moyennes des vents

Mois	09	10	11	12	01	02	03	04	05	06	07	08	Moy

Vents	3.08	2.68	2.69	2.76	2.70	3.03	3.16	4.23	3.29	3.68	3.26	2.80	2.71
(m/s)													

e) **L'évaporation et l'évapotranspiration:**

Les données disponibles pour l'évaporation sont celles mesurées à la station de Skikda.

L'évaporation moyenne mensuelle et moyenne annuelle, sont illustrées dans le tableau I.7, ci-après :

Tableau I.7 : Evaporation et Evapotranspiration

Mois		09	10	11	12	01	02	03	04	05	06	07	08	Total annuel
ETP	mm	107,52	77,92	45,66	31	27,73	28,08	39,19	52,43	82,65	109,63	141,89	135,6	897,3

Conclusion :

L'objet de ce chapitre est la définition des caractéristiques, géographies, topographies, climatologie et démographiques de la zone d'étude objet de notre projet.

Chapitre II : étude hydrologique

II.1. Introduction :

L'étude hydrologique est une partie très importante dans le dimensionnement des réseaux d'assainissement. L'estimation des débits des eaux pluviales a pour objectif de pouvoir dimensionner le réseau d'assainissement et les ouvrages annexes (déversoir d'orage, bassin de retenue ...) ainsi que les conditions favorables à leur fonctionnement dans le temps. Dans ce contexte, il y a lieu de définir certains paramètres qui sont les suivants :

a) Période de retour

Une période de retour c'est le temps que met une averse d'une intensité donnée pour se manifester. La pluie de période de retour de 10 ans est une pluie qui peut se manifester une fois tous les 10 ans au moins ; c'est une pluie qui a chaque année 10% de chance de se produire (90% de chance chaque année d'avoir une pluie inférieure). Pour les projets d'assainissement, on opte généralement pour une pluie décimale. Le choix d'une période de retour de 10 ans est issue d'un compromis entre les données techniques et économiques, d'un côté, et du fait que la durée de vie de la plu parts des ouvrages projetés en assainissement n'ont pas une durée de vie très importante d'autre coté. A cela s'ajoute le phénomène de l'extension et de réaménagement des agglomérations qui ne suit pas les schémas de développement préconisés au préalable. [1]

b) Notion de bassin versant

Le bassin versant représente, en principe, l'unité géographique sur laquelle se base l'analyse du cycle hydrologique et de ses effets. Plus précisément, le bassin versant qui peut être considéré comme un " système " est une surface élémentaire hydrologiquement close, c'est-à-dire qu'aucun écoulement n'y pénètre de l'extérieur et que tous les excédents de précipitations s'évaporent ou s'écoulent par une seule section à l'exutoire.

c) L'intensité moyenne maximale de précipitation

Lors de l'étude d'une averse, il convient de déterminer les intensités moyennes pour plusieurs valeurs échelonnées de l'intervalle de référence Δt . L'intensité moyenne se définit par le rapport de la hauteur d'eau tombée pendant une durée Δt , soit [02]:

$$i_m = \frac{\Delta H}{\Delta t} \dots\dots\dots (II.1)$$

Avec :

i_m : Intensité moyenne en mm/h ;

Δh : Hauteur de pluie tombée pendant la durée Δt .

II.2. Etude des précipitations :

Elle représente la totalité de la quantité d'eau recueillie par pluviomètre, quelque soit l'origine de cette eau : pluie, neige, grêle. Dans notre étude nous nous intéressons seulement aux précipitations liquides (pluies) qui constituent le facteur primordial dans le comportement climatique de la région. A l'échelle de l'Algérie la carte des précipitations montre une décroissance du Nord vers le Sud, et de l'est vers l'ouest suivant les variations des altitudes. Sur les hauts reliefs au bord de la mer méditerranéenne, la pluviométrie varie entre 2000 mm/an et jusqu'à moins de 600 mm/an au mois d'octobre sur les hautes plaines. Dans la région du Sahara centrale la pluviométrie décroît jusqu'à atteindre une valeur de 100 mm/an. Dans notre secteur d'étude, la pluviométrie varie de 1000 à 1500 mm au Nord et de 600 à 700 au sud au niveau de la plaine.

Les mesures des précipitations par les pluviomètres permettent de calculer la lame d'eau précipitée sur chaque station pluviométrique ; et de connaître sa répartition moyenne mensuelle, saisonnière et annuelle.

II.3.1. Choix de la station pluviométrique :

Pour aboutir à des paramètres hydrologiques satisfaisants, nous avons examinés les postes appartenant au sous bassin 03-07, ainsi que le poste 03- 07-10, (inclus dans le sous bassin 03-07 limitrophe).

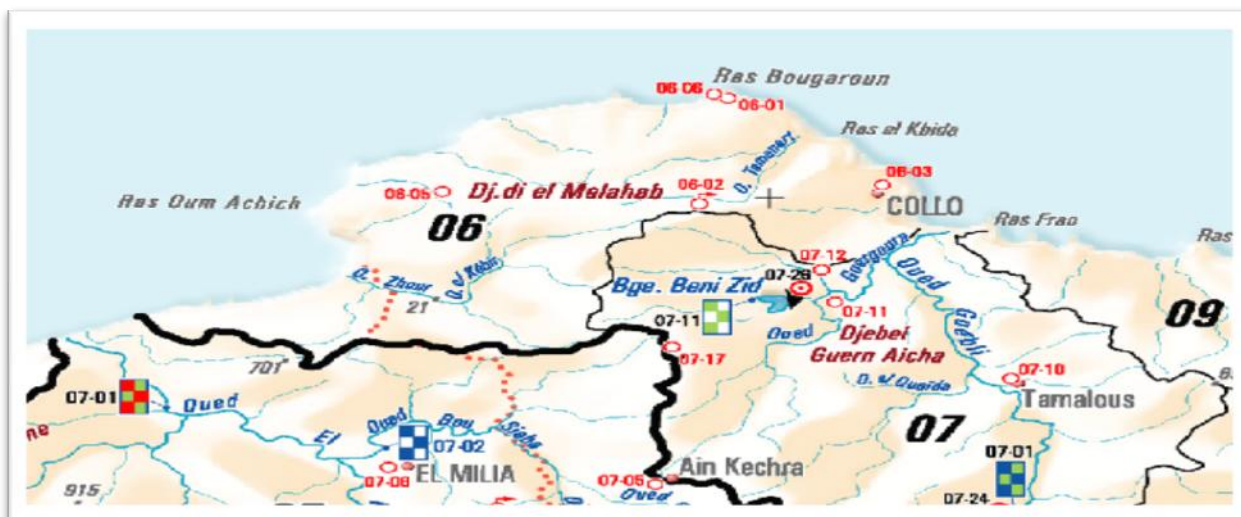


Figure II.1 : localisation des bassins versants des côtiers constantinois code 03-06

Une analyse géographique, hydrologique et statistique sommaire de ces postes pluviométriques, a permis de conclure, l'adoption du poste pluviométrique de Tamalous comme représentatif du sous bassin versant d'Oued Z'hor.

L'adoption de poste pluviométrique de Tamalous pour étudier les pluies moyennes mensuelles et interannuels, ressortie sur la figure II.1, portant "Carte du réseau hydro climatologique et de surveillance des eaux" pour la région d'étude est motivé par:

- ◇ Le poste le plus proche de l'aire d'étude, (Implanté à environ 34 Km au Sud-Est du sous bassin en étude).
- ◇ Ce poste est implanté sur le même étage climatique que l'aire d'étude (Inclinaison des sous bassins Sud-Nord).
- ◇ La période d'observation des postes pluviométriques varie de 43 à 32ans, largement suffisant pour le calcul des paramètres hydrologiques permettant le dimensionnement de ce type d'ouvrage.

Les paramètres statistiques des postes pluviométriques sont illustrés dans le tableau II.1, ci-après:

Tableau II.1 : Paramètres hydrologiques du poste pluviométrique

Nom Du poste	Code (ANRH)	Nombre d'années d'observations	Moyenne Arithmétique (mm)	Ecart Type (mm)	Coefficient de variation (C.V)
Tamalous	03-07-10	43	57.28	19.7	0.34
Hamala	10-06-06	29	71.06	24.3	0.34
Medjedchiche	03-09-07	29	46.58	18.2	0.39

II.3.2. Etude sur les pluies :

II.3.2.1. Analyse des précipitations moyennes annuelles :

La pluie moyenne inter annuelle du poste pluviométrique de Skikda, pour une série d'observation de 41 ans est de l'ordre de 713 mm, avec un écart type de 183 mm et un coefficient de variation de 0.25. Cette série d'observation est insérée dans le tableau II.2.

Tableau II.2 : Série d'observations des précipitations moyennes annuelles du poste pluviométrique de Tamalous "après comblement des lacunes"

N° d'ordre	Pluie moyenne annuelle (en mm)	N° d'ordre	Pluie moyenne annuelle (en mm)	N° d'ordre	Pluie moyenne annuelle (en mm)
1	707.25	15	1173.9	29	842.7
2	826.9	16	658	30	653
3	773.2	17	849	31	494
4	654.16	18	818.1	32	594
5	417.8	19	701.5	33	325.05
6	515.7	20	573	34	907
7	490.1	21	931	35	553
8	492	22	621	36	913.8
9	705	23	665.7	37	630.9
10	906	24	607	38	711.3
11	802.7	25	731	39	669.43
12	669	26	626.6	40	1169.9
13	1012.6	27	757	41	830
14	506.5	28	750	/	/

Source : A.N.R.H -

La représentation graphique des pluies moyennes annuelles du poste pluviométrique de Tamalous est illustrée dans la figure II.2, ci-après.

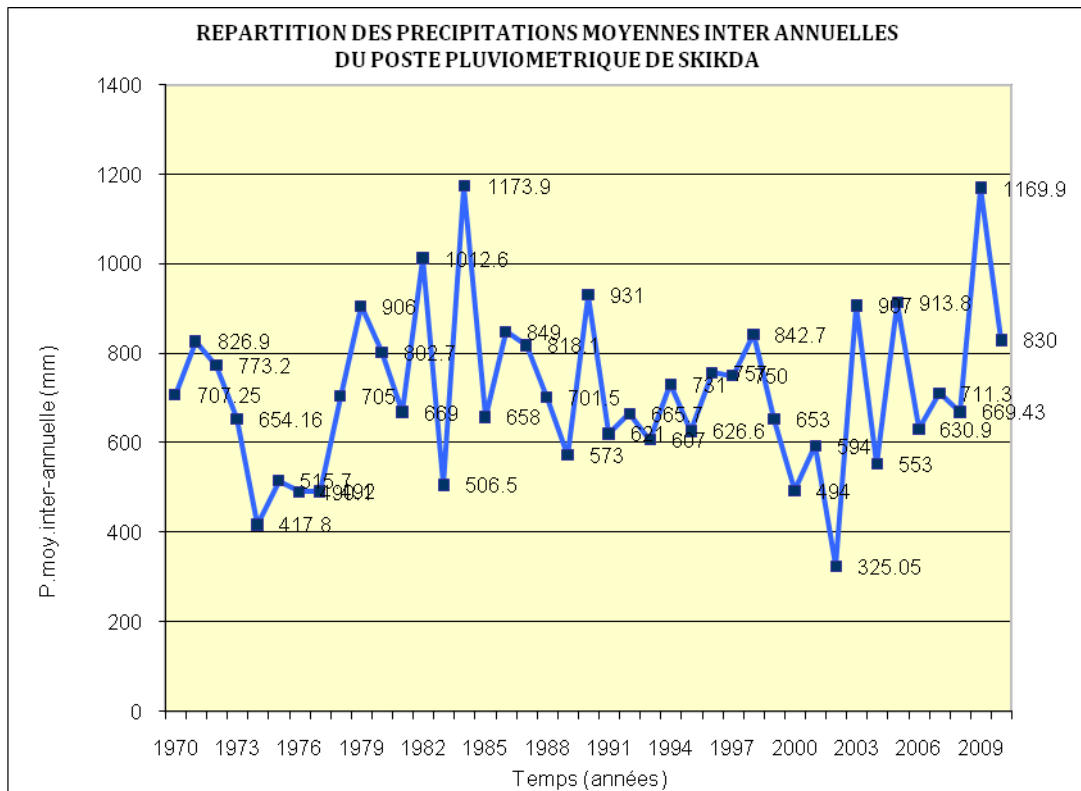


Figure II.2 : Courbe de répartition des précipitations moyennes inters annuels

L'interprétation de la courbe de répartition des précipitations moyennes inters annuels permet de conclure l'irrégularité du régime hydrologique de la région dans le temps et dans l'espace, c'est le cas de l'ensemble du régime hydrologique du nord d'Algérie.

II.3.2.2. Analyse des précipitations moyennes mensuelles :

La répartition des précipitations moyennes mensuelle du poste pluviométrique de Tamalous, est illustrée dans le tableau II.3, ci-après:

Tableau II.3 : Répartition pluviométrique des moyennes mensuelles du poste pluviométrique de Tamalous « 03-07-10 »

Tableau II.3

Temps	Pluies moyennes mensuelles		Ecart	Coefficient de variation
	(en Mois)	(en mm)	type	Adimensionnel
SEP	42.26	5.85	37.3	0.88
OCT	64.35	8.91	47.3	0.73
NOV	92.4	12.79	30.0	0.56
DEC	121.5	16.82	47.8	0.56
JAN	109.2	15.12	49.5	0.55
FEV	92.6	12.82	46.8	0.65
MARS	75.8	10.50	29.0	0.50
AVR	66.9	9.26	28.3	0.52
MAI	34.21	4.74	28.3	0.62
JUIN	11.1	1.54	26.4	0.82
JUIL	2.81	0.39	25.4	1.40
AOUT	9.05	1.25	14.1	1.55
Moyenne Annuelle	713	100.00	183	0.25

Les calculs des moyennes arithmétiques mensuelles (des douze mois), caractérisent l'année hydrologique par trois périodes bien distinctes, comme le montre d'ailleurs la courbe des histogrammes, illustrée dans la figure II.3.

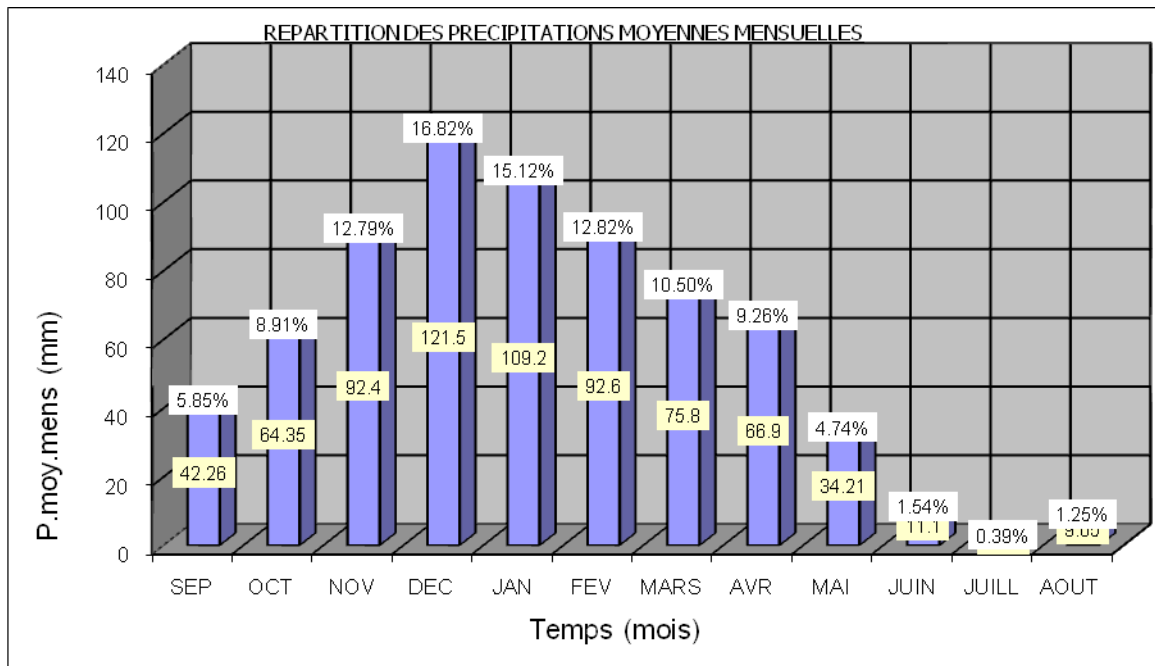


Figure II.3: Répartition des précipitations moyennes mensuelle

II.3.2.3. Analyse des pluies journalières maximales (P.j. max) :

L'analyse des précipitations journalières maximales, constitue la partie la plus importante dans le présent projet et ce du fait qu'elle entre d'une façon directe pour le dimensionnement des ouvrages d'évacuation des crues.

Sachant que l'Algérie est soumise à un climat semi-aride (très aléatoire et irrégulier), cependant le choix d'une loi statistique d'ajustement est indispensable pour l'analyse statistique des pluies journalières maximales.

Pour aboutir à des résultats plus de précises, il a été procédé à un l'ajustement de la série d'observations des pluies journalières maximales des postes pluviométriques en étude, à la loi de Gumbel, lognormal, lognormal trois paramètres et loi de Gamma (Maximum de vraisemblance), qui s'ajustent bien au régime hydrologique méditerranéen.

La série d'observations des pluies journalières maximales sont relative au poste pluviométrique de Tamalous.

Tableau II.4: série d'observations des précipitations journalières maximales du poste pluviométrique de tamalous

N° d'ordre	Pluies journalières maximales (en mm)	N° d'ordre	Pluies journalières maximales (en mm)
1	85	21	61
2	87.5	22	100.8
3	55.6	23	71.2
4	76.8	24	85
5	70.2	25	73.3
6	32.2	26	58.3
7	18.3	27	62.5
8	36	28	67.5
9	66.2	29	41.7
10	45.9	30	54.8
11	82.9	31	59.3
12	32.3	32	48.8
13	41	33	34.8
14	36.2	34	70.6
15	50.2	35	48.7
16	70.7	36	87.4
17	40.6	37	54.3
18	39.5	38	60.2
19	33.5	39	40.2
20	30.2	40	68.4

Il est à noter que la distribution statistique la plus souvent utilisée et la plus adaptées au régime hydrologique Algérien pour les pluies journalières maximales est celle de GUMBEL.

Ce pendant, il a procédé à un ajustement de la série des pluies journalières maximales du poste pluviométrique de Tamalous, (code 03 07 10) à la loi de GUMBEL.

L'ajustement de la série des pluies journalières maximales du poste pluviométrique de Tamalous à la loi de GUMBEL a fait ressortir les résultats ci-après:

- ✓ Nombre d'observation : 40 années.
- ✓ Moyenne : 57.28 mm
- ✓ Ecart type : 19.66 mm

Ajustement des pluies journalières maximales à la loi limite de GUMBEL :

La loi limite de Gumbel correspond à une fonction de répartition de la forme :

$$F(P) = e^{-e^{-y}} \dots\dots\dots (II.2)$$

$$Y = a(P - P_0)$$

a et P_0 sont donnés par les relations :

$$1/a = 0.78 s$$

$$P_0 = P_{moy} - 0.45 s$$

Le calcul des paramètres des lois selon la méthode de maximum de vraisemblance:

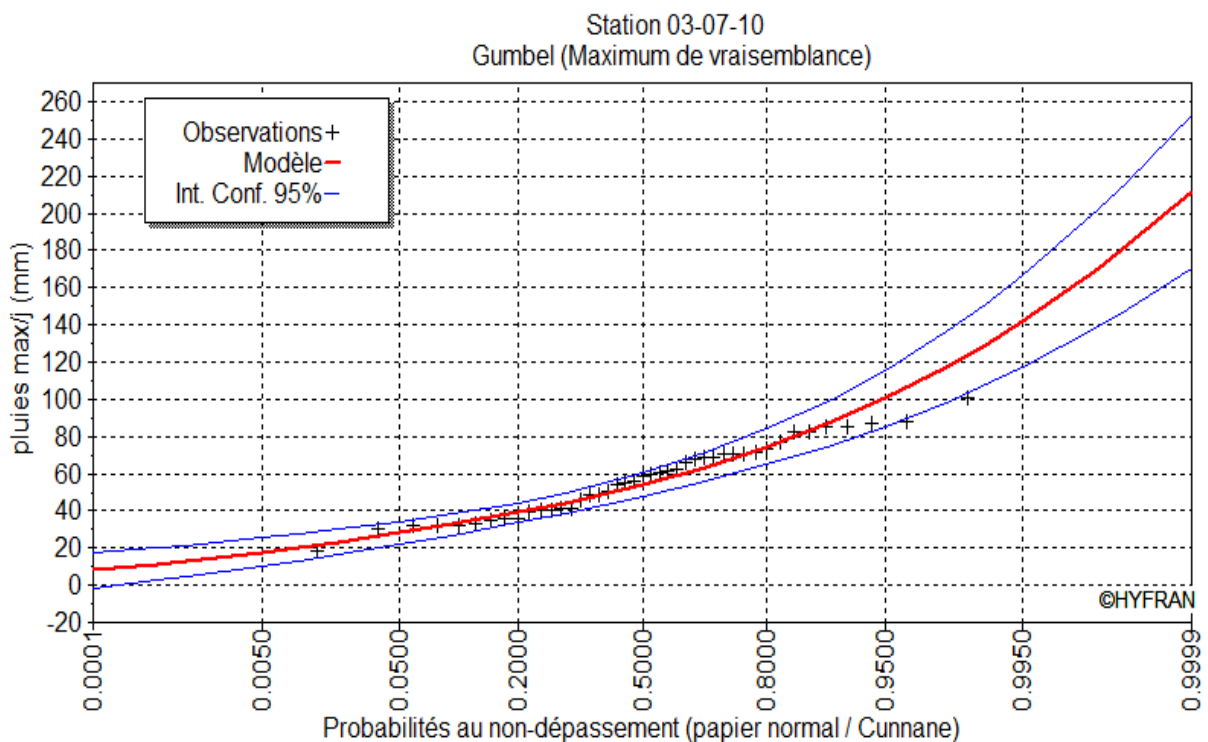


Figure II.4 : Ajustement des pluies journalières maximales à la loi limite de Guembel

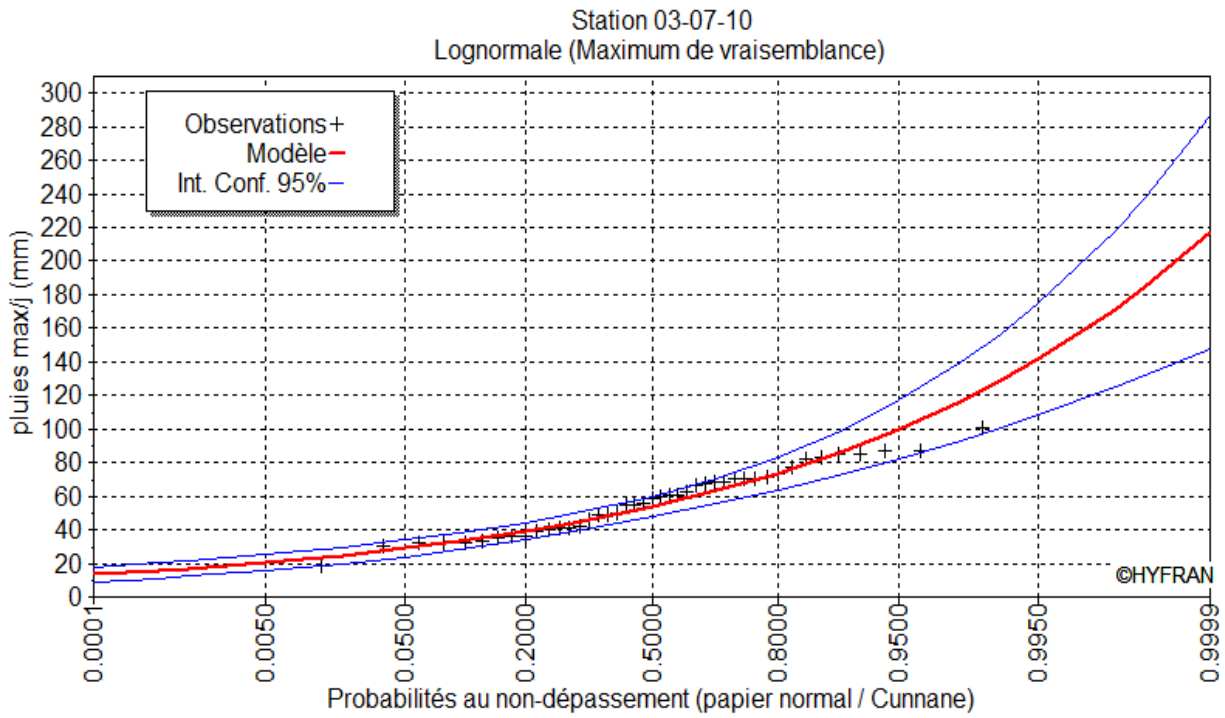


Figure II.5 : Ajustement des pluies journalières maximales à la loi limite de log-normal

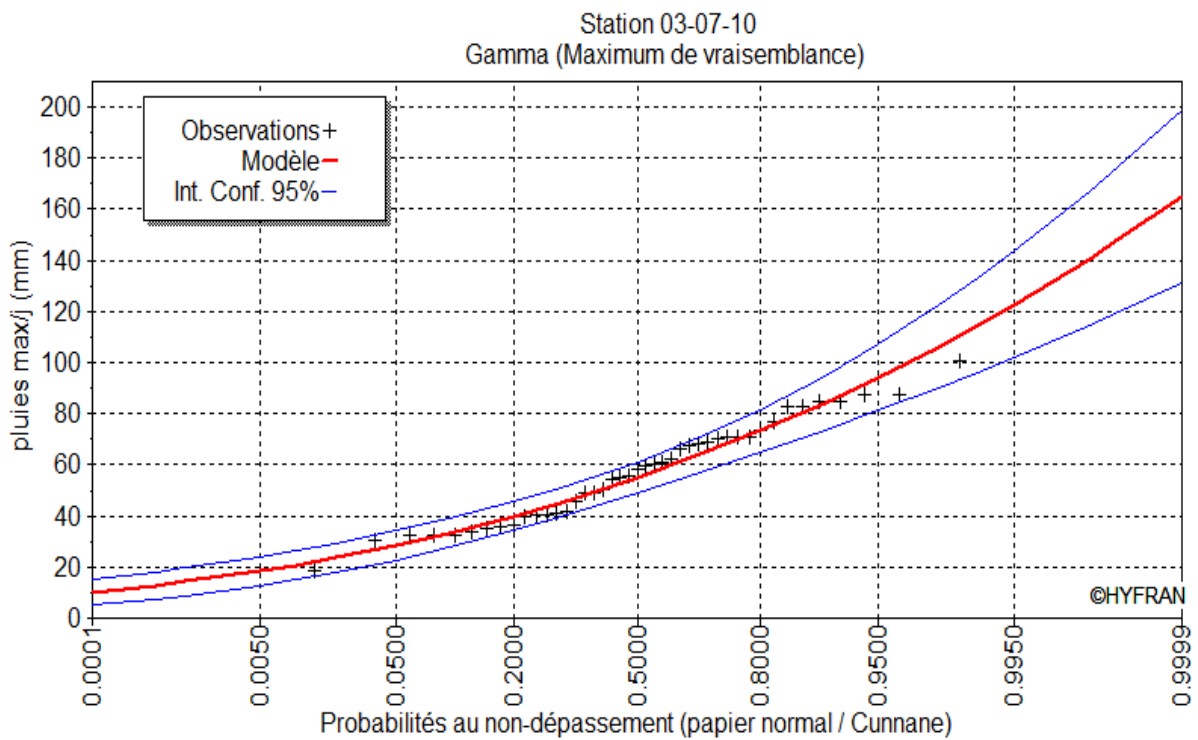


Figure II.6 : Ajustement des pluies journalières maximales à la loi limite Gamma

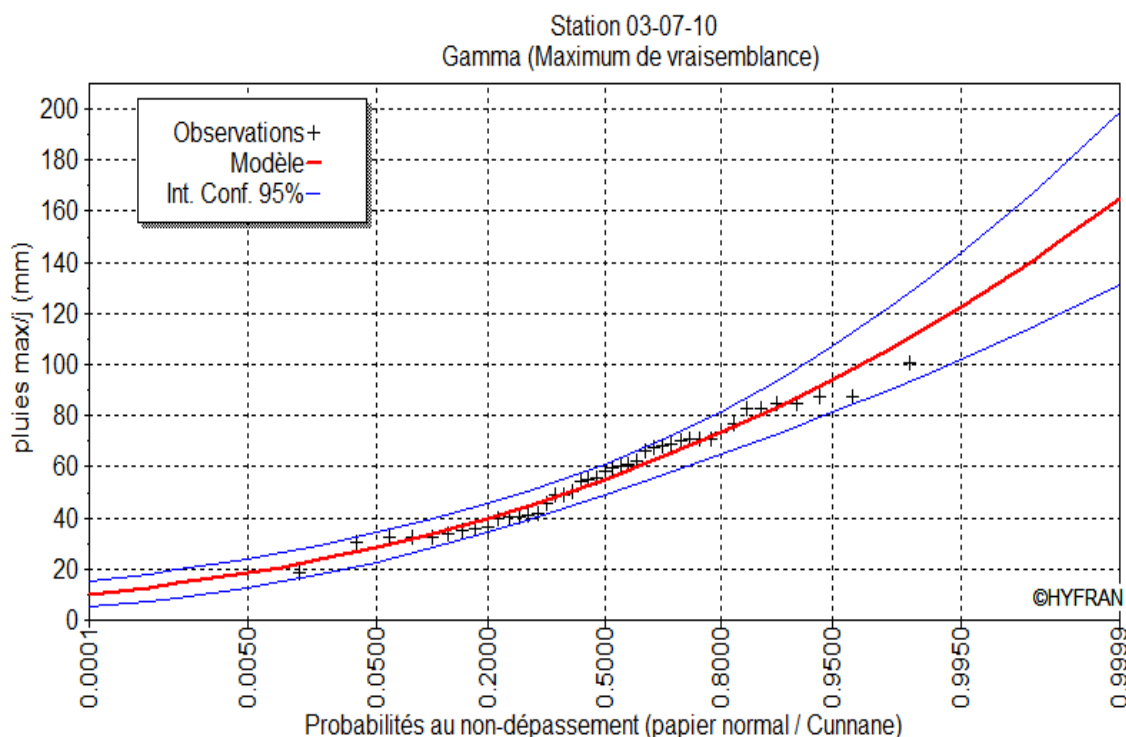


Figure II.7 : Ajustement des pluies journalières maximales à la loi limite Gamma généralisé

L'analyse des tests d'adéquation, confirme bien l'ajustement très satisfaisant des séries d'observations des pluies journalières maximales du poste pluviométrique signaler ci-dessus les lois d'ajustement par la méthode de maximum de vraisemblance, ainsi les P_{jmax} à différentes périodes de retours sont illustrés dans le tableau II.5, ci-après:

Tableau II.5: les pluies journalières maximales à différentes périodes de retour

Période de retour		T10000	1000	100	50	20	10	5	2
Modèle	Nb								
	par.	$P_{jmax\%}$	$P_{jmax\%}$	$P_{jmax\%}$	$P_{jmax\%}$	$P_{jmax\%}$	$P_{jmax\%}$	$P_{jmax\%}$	$P_{jmax\%}$
Gumbel (M.V)	2	212	171	129	117	100	87.6	74.3	54.1
Lognormale (.M.V)	2	217	171	129	116	99.7	86.9	73.7	53.7
Gamma g (M.V)	3	165	141	115	106	94.2	84.3	73.3	54.9
Normale (M.V)	2	130	118	103	97.7	89.6	82.5	73.8	57.3

Pour des raisons de sécurité des ouvrages hydrotechniques à projeter, il a été procédé à l'adoption des pluies journalières maximales de projet à différentes périodes de retours, par la méthode de maximum de vraisemblance de l'ajustement à la loi de Gumbel.

Tableau II.6 : les résultats d'ajustement à la loi de Gumbel pour différentes périodes de retour

Fréquence (%)	0.9999	0.999	0.99	0.98	0.95	0.9	0.8	0.5
Période de retours	T10000	1000	100	50	20	10	5	2
Station	Pjmax%	Pjmax%	Pjmax%	Pjmax%	Pjmax%	Pjmax%	Pjmax%	Pjmax%
03--07-10	212	171	129	117	100	87.6	74.3	54.1
Valeurs adoptées de Pjmax%	212	171	129	117	100	87.6	74.3	54.1

II.4. Calcul de l'intensité pluviométrique :

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

$$I_{t(15\text{min})}(p\%) = I_{24}(p\%) \left(\frac{t}{24}\right)^{b-1} \dots\dots\dots (II.3)$$

Où :

$I_t(15\text{mn})(p\%)$: Intensité moyenne de précipitation pour une averse de fréquence (p%) ;

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

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

b : exposant climatique de la région ($b=0.39$).

II.4.1. Précipitation de courte durée:

L'évaluation de la pluie de courte durée pendant le temps de concentration à partir de la pluie maximale journalière pour la même fréquence, s'obtient par la relation ci-après :

$$P_{tc} = P_j \cdot \max \% \left(\frac{T_c}{24} \right)^b \quad \text{..... (II.4)}$$

Avec :

P_{tc} : Pluie de courte durée de fréquence donnée en (mm), correspondante au temps de concentration (T_c)

$P_j \max \%$: Pluie journalière maximale de même fréquence en (mm) ;

T_c : Temps de concentration en (heure) ;

b : Exposant climatique = 0.37.

$$P_{tc} = 15.46 \text{ mm}$$

a) Détermination du temps de concentration (T_c):

Les superficies relativement réduites des bassins versant d'une part et les fortes pentes du relief de l'autre, le temps de concentration est varié entre 15-25 minutes.

b) Détermination de l'intensité pluviométrique:

$$i = \left(\frac{P_{tc}}{T_c} \right) \quad \text{..... (II.5)}$$

$$i = 1.03 \text{ mm/mn}$$

Avec :

i : Intensité pluviométrique en mm/mn ;

P_t : Pluie de courte durée de fréquence décennale en mm ;

T_c : Temps de concentration en mn.

$$I = 166.7 \times i$$

$$I = 171.82 \text{ l/s.ha}$$

i : Intensité pluviométrique en mm/mn ;

I : Intensité pluviométrique en l/s/ha.

II.5. Conclusion :

Dans ce chapitre nous avons déterminé l'intensité pluviométrique d'une période de retour de 10 ans. Après l'analyse et ajustement aux lois statistiques, la valeur de l'intensité adoptée pour notre projet est de 171,82 l/s.ha.

**Chapitre III: diagnostic du réseau
existant**

III.1.Introduction :

Le diagnostic des réseaux assainissements, c'est d'acquérir une bonne connaissance de l'état et du fonctionnement des réseaux, de ces ouvrages annexes, ..., en vue de les réhabiliter, de les restructurer, et de prévoir des extensions liées au développement urbain.

Dans ce contexte, notre projet de fin d'étude intitulé diagnostic et réhabilitation du réseau d'assainissement des deux agglomérations, a pour objet de relever les problèmes et les anomalies que pose le réseau d'assainissement, ainsi la détermination des zones d'insuffisance a fin de prévoir des travaux d'aménagement, d'entretien et de réhabilitation.

III.2.Généralités :

Un système d'assainissement urbain remplit trois fonctions principales :

- ✓ Protection de l'environnement urbain, ou drainage des eaux urbaines, de temps de pluie ou de temps sec ;
Stabilité de ses ouvrages élémentaires.
- ✓ Protection de l'environnement naturel.

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

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

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

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

d'assainissement est une rupture nette du service, entraînant des désordres, et peut-être même des arrêts de fonction dans certains environnements.[3]

III.3.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 : [4]

III.3.1.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. [5]

On distingue trois sortes de données

a) 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 :

(Collecteur, station de relevage, déversoir d'orage, dés sableur, déshuileur, bassin de retenue, bassin d'orage, ...).

3- Données relatives au traitement :

- Bilan de traitement. 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 des 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, type de voirie 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),...etc. [5]

b) 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 :

- 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.

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. [5]

III.3.2. Le pré-diagnostic :

Dans cette phase, et après recueil des données, un examen à entreprendre sur le réseau d'assainissement et les ouvrages tout en procédant une mise à jour des plans et de cartographie des patrimoines. Ce pré-diagnostic est destiné à découvrir les points faibles du système d'assainissement et à appréhender la sensibilité des milieux récepteurs. [5]

III.3.3. 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 pollution 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'H₂S; débouchées des conduites de refoulement. Car la libération de ce gaz provoque une oxydation et une fermentation de l'H₂SO₄ qui provoque à son tour une attaque des matériaux constituant les ouvrages d'assainissement.

Cette phase d'étude représente un pas très important. Elle renseigne l'information nécessaire de tout ce qui concerne le fonctionnement des réseaux et des ouvrages annexes. [5]

III.3.4. 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 (points noirs), débordements ;
- La répartition des indications de la pollution. [5]

III.3.5. 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, telles que les rétentions de pollution, les traitements spécifiques aux eaux pluviales déversées par le réseau unitaire.

III.3.6. Processus d'étude :

Le processus consiste à prendre en compte l'état actuelle du réseau d'assainissement, à étudier précisément les fonctionnements et dysfonctionnements, pour concevoir les solutions d'amélioration grâce à la mise en place d'outils permanents de gestion.

III.4. La nature des problèmes :

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

- Cavités, effondrement au droit des joints et manque d'étanchéité ;
- Fissures sur les canalisations, joints décalés, déboîtés ;
- Désalignement, contre-pentes, pentes insuffisantes ;
- Branchements défectueux ;
- Dégradations dues à la présence de fluides corrosifs ;
- Introduction des racines, obstructions [6].

III.5. Techniques d'enquêtes, diagnostic :

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

- La mesure des débits des effluents à l'aide de débitmètres ;
- Les essais de pression hydraulique ou à l'air pouvant être associés à un corrélateur acoustique ;
- Les essais à la fumée ou par injection de colorant ;
- La recherche acoustique des branchements obstrués, inutilisés, ou abandonnés
- L'inspection télévisée par caméra autotractée ;
- La visite pedestre des collecteurs visitables avec enregistrement codifié des anomalies [6].

III.6. Etat du réseau existant :

Le diagnostic du réseau existant est axé sur les démarches suivant :

- Le diagnostic sur terrain.
- Le renseignement collectés aux prés des citoyens.
- Le calcul et vérification de l'aptitude des collecteurs principaux existants à faire véhiculer Pour notre étude les de diagnostic des deux réseaux (Houari Boumediene et Rakouba) permet d'avancé ce suit :

III .6.1. Etat de réseau de la Cité Houari Boumediene :

Au niveau de la cité **Houari Boumediene**, les réseaux d'évacuation est de type unitaire, composé de plusieurs tronçons réalisés récemment en PVC 315mm de notamment la zone situé derrière la mosquée, ou il y a des rués et petit ruelles confectionnées en béton, la remarque qui nous à tirent l'attention ici c'est l'absence des avaloirs d'absorption des 'eaux de ruissellement, problème signalé

par les habitants pendant les l'enquêtes, l'envasement des regards à cause des dépôts rejeté par les citoyens de la dite zone.

Le tronçon relie la bibliothèque au collecteur principal remplis d'eau avec un débordement au regard du milieu du collecteur, il y a lieu de signalé au maitre d'ouvrage que le regard de jonction avec le collecteur principal et enterré.

Concernant la deuxième partie du réseau situé devant la mosquée coté droite du CW allons vers Ouled Attia, cette partie a bénéficié d'un réseau d'évacuation dépourvu aussi des d'avaloirs pour l'évacuation des eaux de ruissellement, il est de type unitaire en ciment compris il est plus anciens embêté par les extension de cours et construction dans ça grande partie, ce réseau daté des années 90 exécuté en plusieurs tranche suivant l'évolution du tissu urbaine; le problème des inondations ruées est apparu pendant la période pluvieuse à cause du manque des avaloirs.

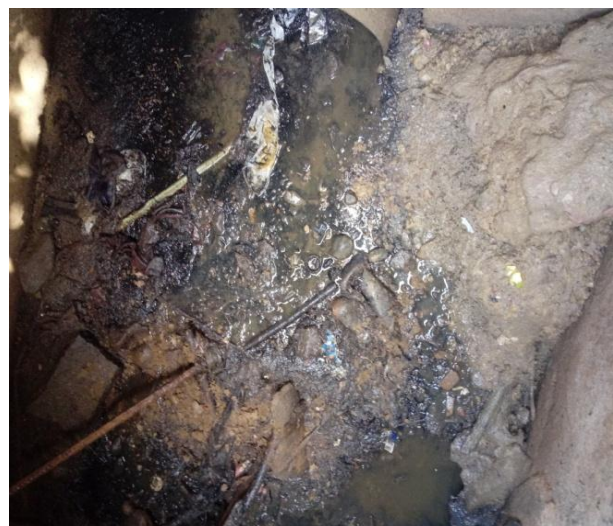


Figure III.1: Envasement des regards du réseau récemment réalisé en PVC



Figure III.2 : Travaux de sondage et diagnostic du réseau existant

III.6.2. Etat du réseau d'Agglomération secondaire Rakouba :

Au niveau de la zone N°2, le réseau d'évacuation est aussi de type unitaire ; le problème majeur signalé dans cette zone est celui des inondations lié au manque des avaloirs d'absorption dans des endroits où les eaux de ruissellement se cumulent.

D'après le témoignage des anciens citoyens de l'agglomération, ce réseau a été réalisé entre 1988 et 1990 en buse de ciment compris, certains tronçons du réseau passent sous les constructions exemple celui qui traverse la cour de l'ancien école. Il y a lieu de signaler que ce réseau ne couvre pas la totalité de la surface bâtie ainsi les zones d'extension.

L'ensemble des regards apparentes sont mal confectionnés, est le reste sont enterrés (non apparente). Une partie du réseau récemment réalisé en PVC Ø315 et Ø200mm à proximité de la poste sont planification, il est noté aussi que l'itinéraire du collecteur principal est mal choisi d'une part, d'autre part le niveau du collecteur d'entrée au bassin de décantation se trouve plus bas que le niveau de lit d'oued Hellam, l'absence du collecteur de sortie et ouvrage de rejet.

III.6.3. Etat du rejet :

Les deux réseaux se terminent par un bassin de décantation, ces derniers sont mal entretenus et perdent leur rôle de prétraitement avant d'arriver au milieu naturel. Le déversement des eaux usées et pluviales se fait directement vers le milieu naturel ce qui peut provoquer des maladies à transmission hydrique.

III.6.4. Vérification du fonctionnement du réseau existant:

Les réseaux d'évacuation projetés seront dimensionnés à l'aide d'un logiciel de simulation basé sur la formule usuelle de l'écoulement à surface libre et ce par l'application de la formule MANNING-STRICKLER, dans le but de vérifier la fiabilité des résultats avancés par le logiciel.

Les résultats de calcul et vérification des réseaux existants sont insérés dans le tableau N°01 en annexe.

III.7. Nouveaux aménagements :

Cet aménagement consiste en la projection d'un nouveau schéma d'aménagement d'évacuation couvrant la totalité des zones objet d'étude et compris les zones à extension prévue dans le POS et PDAU.

1. Cité « Houari Boumediene » :

Projection d'un système d'évacuation des eaux usées et pluviale, de type unitaire, qui peut couvrir la totalité de la superficie de la cité Houari Boumediene et compris les extensions (voir tracer en plan N°01). Avec le maintien, des itinéraires des réseaux existant qui se trouvent dans le milieu des rues, changement des tronçons embêté par les constructions, projections des avaloirs pour l'absorption des eaux de ruissellement avec éliminations de caniveaux. Le maintien du réseau existant récemment réalisée situé derrière la mosquée (voir tracé en plan N°2-1).

2. Agglomération secondaire Rakouba :

L'analyse des résultats de diagnostic, nous permis de proposer au maître d'ouvrage, la rénovation du réseau existant et extension vers les surfaces non drainées, suivant le nouveau aménagement proposé système d'un schéma étagé voir tracé en plan 2-2 et 2-3. Projection d'un déversoir d'orage juste après la traversée de route à proximité du ponceau, Le rôle du D.O l'évacuation des eaux pluviales vers le canal projeté et diminué la section du collecteur principal transitent les eaux usées vers le bassin de décantation qui sera rénové aussi.

III.7.1. Dimensionnement des réseaux aménagés:

Les réseaux d'évacuation projetés seront dimensionnés à l'aide d'un logiciel de simulation basé sur la formule usuelle de l'écoulement à surface libre et ce par l'application de la formule MANNING-STRICKLER, dans le but de vérifier la fiabilité des résultats avancés par le logiciel.

Les résultats de calcul hydraulique des réseaux aménagés sont insérés dans les tableaux N°02 et N°03 en annexe.

III.7.2. Déversoir d'orage:

La nécessité de la conception d'un déversoir d'orage juste après la traversée de route, dans le but d'évacuer les eaux pluviales au moment de forts flux et en période de crue vers le milieu récepteur canal projeté (Oued Hellam) et par conséquent, orienter uniquement les eaux usées vers le bassin de décantation.

1. Dimensionnement de déversoir d'orage :

Le débit déversé $Q=0.644\text{m}^3$

La hauteur de remplissage à l'entre correspondant au débit temps de pluie $h_e=0.50\text{ m}$.

La hauteur de remplissage à l'entre correspondant au débit temps sec $h_s=0.15\text{ m}$.

La lame d'eau déversée $H_d = 0.35$ m.

2. Longueur du déversoir :

$$L = (3/2) \frac{Q_d}{mh_d \sqrt{2gh_d}} \quad \text{(III.1)}$$

La longueur du déversoir : $b = 1.69$ m

III.7.3. Bassin de décantation:

Pour des raisons de préservation des conditions environnementales du milieu récepteur, notamment le cours d'eau principal Oued Z'hor situé en aval, d'une part et la protection de la santé publique d'autre part ; le bureau d'étude a opté pour l'implantation d'un bassin de décantation afin de permettre une épuration des eaux usées avant d'arriver à oued Z'hor.

1. dimensionnement du bassin de décantation :

- Débit à traiter $Q_c = 9.96$ l/s.
- Vitesse de sédimentation $V_s = 0.08$ cm/s.
- Surface du bassin:

$$A = \frac{Q_c}{V_s} \quad \text{(III.2)}$$

$$A = 12.45 \text{ m}^2$$

- Temps de rétention des eaux usées dans le bassin : $T = 60$ min.
- Volume du bassin:

$$V = Q_c \cdot T \quad \text{(III.3)}$$

$$V = 35.86 \text{ m}^3$$

- Profondeur du bassin:

$$h = \frac{V}{A}$$

..... (III.4)

$$h = 2.88 \text{ m}$$

On opte pour les bassins les dimensions suivantes: VB= 3m x5m x2.5m

III.8. Conclusion et recommandations :

Les résultats d'analyse après diagnostics des réseaux en permet d'avancé ce qui suit :

- Le taux de maintien des réseaux est de l'ordre de 35% du linéaire total, à Houari Boumediene et 9% à Rakouba.
- Le taux de rénovation des réseaux est de l'ordre de 62% du linéaire total, dont la cité Houari Boumediene qui a déjà fait objet de réalisation des nouveaux tronçons. Au niveau de l'agglomération secondaire (Rakouba) le taux de rénovation des réseaux atteindre 39%.
- Le taux de projection des nouveaux tronçons pour les deux site Houari Boumediene et Rakouba est de 7%. et 53%.
- Changement des tronçons qui traversé les cours et jardins des citoyens
- Réalisation des avaloirs pour l'absorption des eaux de ruissellement et nettoyage des regards existant
- Projection d'un déversoir d'orage et rénovation du bassin de décantation à Rakouba.
- Maintenir le même tracé des conduites à rénover hormis les tronçons à changer conformément au tracé en plan du réseau aménagé.
- Entretenir périodiquement des équipements et ouvrages d'assainissement, notamment les avaloirs et regards de chaque averse.

Chapitre IV: calcul de base

IV.1. Introduction :

Le réseau d'assainissement est appelé à assurer la collecte et l'évacuation des eaux de ruissellement et des eaux usées de différente origine. Avant d'entamer le dimensionnement du réseau, endroit passé par l'évaluation des débits d'eaux usées et pluviales, dans le but de connaître la quantité évacuée vers le milieu naturel ou bassin de rétention et la quantité à réutiliser. Ces dernières varient d'une agglomération à une autre selon leur vocation adoptée.

IV.2. Situation démographique :

Le centre-ville d'Oued Z'hor abrite une population de 4965 habitants, en dernier recensement local 31 décembre 2016. Pour la détermination du nombre d'habitants à différents horizons, il a été procédé à l'application de la relation des accroissements géométriques, qui s'écrit comme suit :

$$P_n = P_0 (1 + t)^n \dots\dots\dots(IV.1)$$

Avec :

- P_n : Population future ;
- P_0 : Population actuelle ;
- t : Taux d'accroissement (égal à 3%) ;
- n : Nombre d'années projetées (25 an).

Les résultats de calcul sont illustrés dans le tableau ci-dessous.

Tableau IV.1 : L'évolution de la population pour différents horizons

Evolution de la population pour différents horizons					
Horizons	2016	2020	2030	2040	2050
Oued Zhor ACL	4965	5545	7308	9633	12697
Rakouba	861	962	1267	1670	2202

(Source : A.P.C d'Oued Zhor)

IV.3. Evaluation des débits d'eaux usées :

IV.3.1 Définition :

La production des eaux usées est une fonction étroite de la consommation d'eau ; donc elle est estimée sur la base d'une dotation(D), avec toutefois l'introduction d'un coefficient de rejet C_r , du fait que les eaux consommées sont à 80% rejetées dans le réseau d'assainissement.

IV.3.2. Estimation des besoins en eau:

La quantité d'eau nécessaire à l'alimentation des centres urbanisés dépend de certains critères, qui sont:

- Nombre d 'habitants ;
- Le développement urbain de la ville ;
- Le niveau de vie de la population.

La zone d'étude est de type urbaine, selon la classification de la norme d'urbanisation, la norme de dotation unitaire journalière se situe aux alentours de 120 l/j/hab ; néanmoins, le dimensionnement du réseau à l'horizon projeté se fera sur la base d'une dotation de 150 l/j/hab, à moyen et long terme avec un coefficient de rejet de l'ordre de 0.8.

a) Besoins domestiques :

Le débit moyen journalier est défini comme étant le produit de la dotation journalière par le nombre d'habitants.

$$Q_{moy.j} = \frac{C \times N \times D}{1000} \dots\dots\dots(IV.2)$$

Avec :

- ◆ $Q_{moy.j}$: Débit moyen journalier en (m^3/j) ;
- ◆ Nbre : Nombre d'habitants ;
- ◆ C_r : Coefficient de rejet ;
- ◆ D : Dotation en (l/j/hab).

b) Besoins d'équipements:

Les besoins des équipements peuvent être évalués à 15 % des besoins moyens journaliers. Ces besoins sont illustrés dans le tableau IV.2, sus dessous.

Tableau IV.2 : Débit d'eau usée à différents horizon « Oued Z'hor chef lieu »

Horizons	population	Dota L/j/hab	Q _{dom} m3/j	Q _{equi} m3/j	QT m3/j	Coeff De rejet	Q _{moy} (l/s)	Kp	Q _{pte} (l/s)
2016	4965	120	595.8	89.37	685.17	0.8	6.34	2.49	15.81
2020	5545	120	665.4	99.81	765.21	0.8	7.09	2.44	17.28
2030	7308	120	876.96	131.54	1008.50	0.8	9.34	2.32	21.65
2040	9633	150	1444.95	216.74	1661.69	0.8	15.39	2.14	32.89
2050	12697	150	1904.55	285.68	2190.23	0.8	20.28	2.06	41.68

Tableau IV.3 : Débit d'eau usée à différents horizon « Agglomération Rakouba »

Horizons	Population	Dota L/j/hab	Q _{dom} m3/j	Q _{equi} m3/j	QT m3/j	Coeff De rejet	Q _{moy} (l/s)	Kp	Q _{pte} (l/s)
2016	861	120	103.32	15.50	118.82	0.8	1.10	3.88	4.27
2020	962	120	115.44	17.32	132.76	0.8	1.23	3.75	4.62
2030	1267	120	152.04	22.81	174.85	0.8	1.62	3.46	5.61
2040	1670	150	250.5	37.58	288.08	0.8	2.67	3.03	8.08
2050	2202	150	330.3	49.55	379.85	0.8	3.52	2.83	9.96

IV.4. Découpage de l'aire d'étude en sous bassins :

Les surfaces drainés ou sous bassin sont des secteurs géographique qui sont limités par la ligne de crête où la ligne de partage des eaux .dans un bassin, toutes les eaux qui ruissellent en surface sont recueillies par des avaloires dans des collecteurs existant et projeté.

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

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

Pour notre projet ; le découpage de l'aire d'étude en sous-bassins élémentaire de surface inférieur à 10 hectare en respectent les critères cité ci-dessus.

IV.5.Systèmes d'évacuation des eaux usées et des eaux pluviales :

La conception du système de draine des réseaux d'une zone urbanisée (agglomération) doit répondre à deux catégories de préoccupation, à savoir :

- ✓ Assurer une évacuation correcte des eaux pluviales de manière à empêcher la submersion des zones urbanisées et d'éviter toute stagnation après les averses.

Assurer l'évacuation des eaux usées ménagères, les eaux vannes, ainsi que les eaux résiduaires industrielles. Il est permis d'imaginer un ou plusieurs réseaux de canalisations où l'effluent s'écoule généralement gravitairement. [7]

Pour assuré le drainage des eaux en zone urbaine, il y a trois systèmes d'évacuation susceptibles d'être mis en service:

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

IV.5.1.Systèmes fondamentaux :

Les réseaux d'assainissement sont à écoulement libre, mais peuvent comporter des tronçons chargé écoulement à plain section.

a) Système séparatif :

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

b) Système unitaire :

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

c) Système mixte :

On appelle communément système mixte un réseau constitué suivant les zones en partie en Système unitaire et en partie en système séparatif.

IV.5.2. Système pseudo séparatif :

L'usage a prévalu de désigner sous ce vocable des réseaux séparatifs où le réseau d'eaux usées Peut recevoir certaines eaux pluviales provenant des propriétés riveraines.

IV.5.3. Système composite :

C'est une variante du système séparatif qui prévoit, grâce à divers aménagements, une dérivation partielle des eaux les plus polluées du réseau pluvial vers le réseau d'eaux usées en Vue de leur traitement.

IV.5.4. Systèmes spéciaux :

L'usage de ces systèmes n'est à envisager que dans les cas exceptionnels, On distingue :

- **Système sous pression sur la totalité du parcours** : Le réseau fonctionne en charge de façon permanente sur la totalité du parcours.
- **Système sous dépression** : Le transport de l'effluent s'effectue par mise des canalisations en dépression.

IV.6. Choix du système d'évacuation :

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

- L'aspect économique : une étude comparative de plusieurs variantes est nécessaire ;
- Il faut tenir compte des conditions de rejet ;
- S'il s'agit d'une extension du réseau, il faut tenir compte du système existant ;
- La topographie du terrain naturel .

- Dans ce projet le système d'évacuation des eaux usée et pluvial es de type unitaire.

Tableau IV.4: Avantages et inconvénients des trois systèmes de réseaux

Système	Domaine d'utilisation privilégié	Avantages	Inconvénients	Contraintes d'exploitation
Unitaire	<ul style="list-style-type: none"> - milieu récepteur éloigné des points de collecte. - topographie à faible relief. - imperméabilisation importante et topographie accentuée de la commune. - débit d'étiage du cours d'eau récepteur important. 	<ul style="list-style-type: none"> - conception simple : un seul collecteur, un seul branchement par immeuble. - encombrement réduit du sous-sol. - à priori économique (dimensionnement moyen imposé par les seules eaux pluviales). - aspect traditionnel, dans l'évolution historique des cités. - pas de risque d'inversion de branchement. 	<ul style="list-style-type: none"> - débit à la station d'épuration très variable. - lors d'un orage, les eaux usées sont diluées par les eaux pluviales. - apport de sable important à la station d'épuration. - acheminement d'un flot de pollution assez important lors des premières pluies après une période sèche. - rejet direct vers le milieu récepteur du mélange " eaux usées - eaux pluviales " au droit des déversoirs d'orage. 	<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 du diamètre moyen du réseau de collecte des eaux usées. - exploitation plus facile de la station d'épuration. - meilleure préservation de l'environnement des flux polluants domestiques. - certains coûts d'exploitation sont 	<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). - entretien des ouvrages particuliers (siphons, chasses d'eau,

		limités (relevage des effluents notamment)		avaloirs). - entretien des postes de relèvement et des chambres à sables. - détection et localisation des anomalies (inversion de branchement, arrivée d'eaux parasites, passage caméra)
Spéciaux	L'utilisation de ces systèmes correspond à des cas d'espèce et leurs avantages dépendent de conditions locales spécifiques : - topographies spéciales. - liaisons intercommunales.	- utilisable en terrain plat. - adapté lorsque la nappe est proche de la surface. - pas de sur profondeur des canalisations.	- coût d'exploitation plus élevé qu'avec un système gravitaire. - risque de développement de gaz toxique et corrosif (H ₂ S) sur les refoulements de grande longueur. - équipements fragiles : pompe, pompe à vide, vanne automatique d'isolement, etc. - les systèmes en dépression ne fonctionnent plus en cas de fuite.	- entretien et contrôle régulier des postes de pompage et des vannes automatiques d'isolement. - contrôle de l'étanchéité des réseaux en dépression. - traitement des effluents septiques (cas d'H ₂ S). - détection et localisation des arrivées d'eaux parasites.

Source : Office International de l'Eau - Janvier 2000

IV.7. Schémas du réseau :

Les réseaux d'assainissement fonctionnent essentiellement en écoulement gravitaire et peuvent avoir des dispositions très diverses selon le système choisi ; leur schéma se rapproche le plus souvent de l'un des types suivants : [5]

IV.7.1. schéma perpendiculaire :

Le schéma perpendiculaire à écoulement direct dans le cours d'eau est le prototype des réseaux pluviaux en système séparatif. (Figure IV.1).

IV.7.2. schéma par déplacement latéral :

Le schéma par déplacement latéral est le plus simple de ceux permettant de transporter l'effluent à l'aval de l'agglomération en vue de son traitement. Les eaux sont recueillies dans un collecteur parallèle au cours d'eau. (Figure IV.2).

IV.7.3. schéma à collecteur transversal ou oblique :

Le schéma à collecteur transversal ou oblique permet plus aisément que le précédent, le transit de l'effluent en aval de l'agglomération. (Figure IV.3).

IV.7.4. schéma latéral par zone étagée :

Ce schéma est une transposition du schéma à déplacement latéral, mais avec multiplication des collecteurs longitudinaux. Il permet de décharger le collecteur bas des apports en provenance du haut de l'agglomération. (Figure IV.4).

IV.7.5. schéma radial :

Le schéma radial convient pour les régions plates, il permet de concentrer l'effluent en un ou plusieurs points où il sera relevé pour être évacué en un point éloigné de l'agglomération. (Figure IV.5).

SCHEMA PERPENDICULAIRE

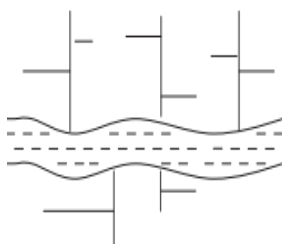


Fig n°1

SCHEMA PAR DEPLACEMENT LATERAL

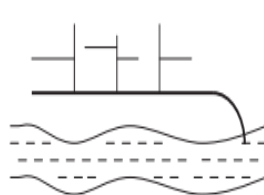


Fig n°2

SCHEMA A COLLECTEUR TRANSVERSAL OU OBLIQUE

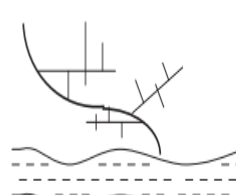


Fig n°3

SCHEMA PAR ZONES ETAGEES OU PAR INTERCEPTION

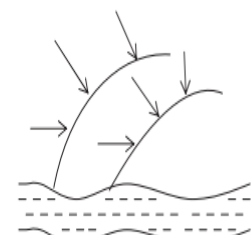


Fig n°4

SCHEMA RADIAL

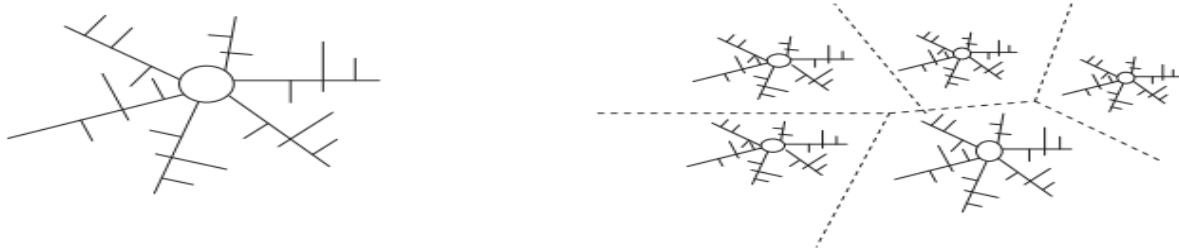


Fig n°5

Figure IV.5 : schémas radial

IV.8.Choix du coefficient de ruissellement :

Il à un rôle prépondérant dans l'évaluation des débits de pointes pluviaux qui servent au dimensionnement du réseau. Sa valeur varie de 0,05 à 1, elle dépend de plusieurs facteurs :

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

On peut dire d'une façon générale, que le coefficient de ruissellement est considéré comme étant le taux d'imperméabilisation du sous bassin. Il est donné par la relation suivante :

$$Cr = \frac{\text{Volume d'eau de pluie ruisselé}}{\text{Volume d'eau tombé}} \dots\dots\dots (IV.3)$$

Les tableaux (IV.5, IV.6 et IV.7), ci-dessous présentons les valeurs des coefficients de ruissellement relatifs aux divers paramètres.

Tableau IV.5: Coefficient de ruissellement en fonction des catégories d'urbanisation

Zones d'urbanisme	Cr
Zones très denses	0.90
Zones denses	0.60– 0.70
Zones moins denses	0.40 – 0.50
Quartiers résidentiels	0.20 – 0.30
Squares, jardins, prairies	0.05 – 0.20

Tableau IV.6: Coefficient de ruissellement en fonction des caractéristiques des zones d'influence

Zones d'influences	Cr
Surface totalement couverte (toit en métal, ardoise)	0.90
Toiture avec pend de joints	0.85
Toiture avec joints cimentés	0.75 – 0.85
Surface goudronnée	0.25 – 0.60
Chemin en gravier	0.10 – 0.20
Gras, terrains de sport	0.10 – 0.30
Jardin gazon	0.05 – 0.25
Forêt	0.01 – 0.02

Tableau IV.7 : Coefficient de ruissellement en fonction de la densité de la population

Densité de la population (hab / km)	Cr
20	0.20
30 – 60	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 – 600	0.70 – 0.90
600 – 700	0.70 – 0.90

IV.9. Evaluation des débits d'eaux pluviales :

Le dimensionnement des réseaux d'assainissement nécessite, l'estimation des débits pluviaux de la zone étudiée. Les débits d'eaux pluviales seront calculés pour une période de retour décennale et d'une courte durée de 15 mn. Ces eaux doivent être collectées dans les canalisations d'évacuation pour éviter les sous et surdimensionnement des réseaux. Il ya deux méthodes essentielles pour l'estimation des débits pluviaux :

- La méthode superficielle ;
- La méthode rationnelle.

IV.9.1. 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*, c'est une méthode qui a fait et fait ses preuves surtout pour les bassins urbains à faible surface (≤ 10 ha).

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 :

$$Q = \alpha \cdot Cr \cdot i \cdot A \quad (l/s) \dots\dots\dots (IV-4)$$

Avec:

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

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

Cr : coefficient de ruissellement

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

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

IV.9.1.1. Les Hypothèses De La Méthode Rationnelle :

Les hypothèses de base 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_p en m^3/s de l'hydrogramme de ruissellement est une fonction du débit précipité $i.A$;
- ☞ L'intervalle de la récurrence du débit de pointe Q_p est le même que celui de l'averse d'intensité uniforme i ;
- ☞ En fin, le coefficient de ruissellement est invariable d'une averse à l'autre [2].

IV.9.1.2. 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 où 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.

IV.9.1.3. Temps de concentration

Le temps de concentration relatif à un bassin versant est le temps le plus long que met l'eau qui ruisselle pour atteindre la décharge. Pour évaluer le temps de concentration on a :

On considère que le temps de concentration est issu de trois temps de concentrations différents :

t_1 , t_2 et t_3 :

$$t_1 = \frac{L}{60.v} : \text{C'est le temps mis par l'eau pour s'écouler dans les conduites. (Min)}$$

t_2 : Temps mis par l'eau pour atteindre le premier ouvrage d'engouffrement on l'estime compris entre 2 et 20 minutes.

$$t_3 = \frac{L}{11\sqrt{I}} : \text{Temps de ruissellement sur un parcours ne comportant pas de canalisation. (Min) [1].}$$

Où :

L : Longueur de la conduite (m) ;

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

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

Remarque : Suivant la configuration de chaque sous bassin on évaluera le temps de concentration qui lui corresponde.

IV.9.2. Méthode superficielle :

Cette méthode a été proposée par **M.CAQUOT** en 1949. Elle tien compte de l'ensemble des paramètres qui influent sur le ruissellement, elle se traduit par l'équation suivante :

$$Q(f) = K^u \cdot I^v \cdot C_r^{\frac{1}{u}} \cdot A^w \quad \text{..... (IV - 5)}$$

Ou :

Q (f) : Débit pluvial de fréquence f ; f=90%. (m³/s) ;

K, u, v, w : Coefficients d'expression ;

I : Pente moyenne du collecteur du sous bassin considéré. (m/m) ;

C_r : Coefficient de ruissellement ;

A : Surface du sous bassin considéré. (ha) ;

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

$$K = \frac{(0,5)^{b(f)} \cdot a(f)}{6.6} \quad \text{..... (IV - 6)}$$

$$v = -0,41b(f) \quad \text{..... (IV - 7)}$$

$$u = 1 + 0,287b(f) \quad \text{..... (IV - 8)}$$

$$w = 0,95 + 0,507b(f) \quad \text{..... (IV - 9)}$$

a (f) et b (f) sont des paramètres de la relation :

$$i(t, f) = a(f) \cdot t^{b(f)} \quad \text{..... (IV - 10)}$$

Ou :

$i(t, f)$: Intensité de pluie de durée t et de fréquence f . $t = 15$ min.

$f = 90$ %.

La pente moyenne du collecteur du sous bassin considéré est donnée par la relation :

$$I = \frac{C_{tnam} - C_{tnav}}{L} \dots\dots\dots (IV-11)$$

C_{am} : cote amont du collecteur (m) ;

C_{av} : cote aval du collecteur (m) ;

L : longueur du collecteur (m) .

Dans le cas où le tracé présente des déclivités, on divise le parcours « L » du collecteur en tronçons et on détermine la longueur et la pente moyenne de chacun séparément, puis on détermine la pente équivalente pour des tronçons placés en série, en utilisant la formule suivante :

$$I_{éq} = \left[\frac{\sum_{i=1}^N L_i}{\sum_{i=1}^N \left(\frac{L_i}{\sqrt{I_i}} \right)} \right]^2 \dots\dots\dots (IV-12)$$

L_i : distance partielle du tronçon i ;

I_i : pente du tronçon i ;

N : nombre des tronçons.

En outre, si les tronçons sont placés en parallèles, on utilise la formule suivante pour calculer la pente moyenne équivalente :

$$I_{éq} = \left[\frac{\sum_{i=1}^N I_i Q_i}{\sum_{i=1}^N Q_i} \right]^2 \dots\dots\dots (IV-13)$$

I_i : pente du tronçon i ;

Q_i : débit du tronçon i ;

N : nombre des tronçons.

Remarque :

La valeur du débit $Q_{(f)}$ donnée par l'expression (III – 4) correspond à une valeur brute, celle – ci doit tenir compte d'un coefficient m d'où :

$$Q_{(f) \text{ corrigé}} = m Q_{(f) \text{ brute}} \dots\dots\dots (IV-14)$$

Avec :

m : coefficient d'influence donné par l'expression qui suit :

$$m = \left(\frac{M}{2} \right)^{\frac{0.84.b(f)}{1+0.287.b(f)}} = \left(\frac{M}{2} \right)^b \dots\dots (IV-15)$$

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

Où : L : longueur du plus long parcours hydraulique en (m) ;

A : surface du bassin considéré en (m²).

IV.8.2.1 .Validité de la méthode superficielle :

Elle est valable pour les limites d'application suivantes :

- 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 < 2) ;

IV.9.3 .Choix de la méthode de calcul :

En tenant compte des caractéristiques de notre agglomération du point de vu surface, nous avons adopté la méthode rationnel pour le calcul des débits, après découpage de l'aire d'étude en surfaces élémentaires inférieure à 10 hectare et un coefficient de ruissèlement moyen pondéré pour chaque zone.

$$: \quad Q = \alpha.Cr.i.A \quad (l/s) \dots\dots\dots (IV-4)$$

Calcul des débits pluviaux :

- Les résultats de calcul des débits pluviaux sont reportés dans les tableaux IV.8 et IV.9

Tableau IV.8 : calcul des débits pluviaux ‘ Houari Boumediane ’

SBV	surface partielle (ha)	Q pluviale (l/s)	Q eu (l/s)
1	0.057	7.81	0.36
2	0.056	7.74	0.36
3	0.076	10.39	0.48
4	0.049	6.71	0.31
5	0.106	14.61	0.67
6	0.076	10.46	0.48
7	0.062	8.46	0.39
8	0.112	15.42	0.71
9	0.089	12.18	0.56
10	0.063	8.67	0.40
11	0.054	7.40	0.34
12	0.042	5.84	0.27
13	0.036	4.88	0.23
14	0.052	7.14	0.33
15	0.045	6.15	0.28
16	0.091	12.50	0.58
17	0.114	15.64	0.72
18	0.078	10.69	0.49
19	0.030	4.18	0.19
20	0.043	5.93	0.27
21	0.038	5.25	0.24
22	0.043	5.93	0.27
23	0.033	4.55	0.21
24	0.045	6.25	0.29
25	0.099	13.56	0.63
26	0.079	10.83	0.50
27	0.088	12.14	0.56
28	0.055	7.55	0.35
29	0.018	2.54	0.12
30	0.071	9.78	0.45
31	0.051	6.98	0.32
32	0.049	6.67	0.31
33	0.050	6.94	0.32
34	0.058	8.03	0.37
35	0.040	5.43	0.25

36	0.015	2.02	0.09
37	0.020	2.78	0.13
38	0.036	4.99	0.23
39	0.086	11.76	0.54
40	0.058	8.00	0.37
41	0.034	4.73	0.22
42	0.037	5.08	0.23
43	0.010	1.33	0.06
44	0.010	1.33	0.06
45	0.036	5.00	0.23
46	0.074	10.20	0.47
47	0.089	12.18	0.56
48	0.031	4.30	0.20
49	0.028	3.90	0.18
50	0.031	4.32	0.20
51	0.089	12.18	0.56
52	0.032	4.37	0.20
53	0.046	6.35	0.29
54	0.045	6.20	0.29
55	0.045	6.20	0.29
56	0.068	9.35	0.43
57	0.056	7.64	0.35
58	0.100	13.76	0.64
59	0.165	22.66	1.05
60	0.155	21.36	0.99
61	0.199	27.30	1.26
62	0.173	23.80	1.10
63	0.161	22.10	1.02
64	0.016	2.19	0.10
65	0.223	30.67	1.42
66	0.115	15.84	0.73
67	0.138	19.00	0.88
68	0.034	4.67	0.22
69	0.128	17.56	0.81
70	0.292	40.11	1.85
71	0.059	8.05	0.37
72	0.120	16.47	0.76
73	0.033	4.47	0.21
74	0.049	6.73	0.31
75	0.190	26.09	1.20
76	0.154	21.23	0.98
77	0.170	23.32	1.08

78	0.161	22.07	1.02
79	0.114	15.72	0.73
80	0.051	7.08	0.33
81	0.059	8.12	0.37
82	0.035	4.81	0.22
83	0.130	17.86	0.82
84	0.059	8.09	0.37
85	0.098	13.48	0.62
86	0.064	8.77	0.41

Tableau IV.9 : calcul des débits pluviaux ' Rekouba'

SBV	surface partielle (ha)	Q pluviale (l/s)	Q eu (l/s)
1	0.22	30.09	0.33
2	0.16	22.15	0.24
3	0.11	14.62	0.16
4	0.12	16.59	0.18
5	0.10	13.19	0.14
6	0.20	27.97	0.30
7	0.14	19.25	0.21
8	0.12	16.52	0.18
9	0.12	16.31	0.18
10	0.07	9.26	0.10
11	0.05	7.01	0.08
12	0.12	16.53	0.18
13	0.11	15.59	0.17
14	0.09	11.77	0.13
15	0.12	16.45	0.18
16	0.07	10.25	0.11
17	0.13	17.44	0.19
18	0.14	18.89	0.21
19	0.15	20.51	0.22
20	0.04	5.74	0.06
21	0.39	53.98	0.59
22	0.12	16.53	0.18
23	0.16	21.45	0.23
24	0.14	19.49	0.21
25	0.15	20.59	0.22
26	0.14	19.18	0.21
27	0.13	18.11	0.20

28	0.27	37.70	0.41
29	0.22	29.99	0.33
30	0.12	16.52	0.18
31	0.11	15.37	0.17
32	0.18	24.53	0.27
33	0.21	28.82	0.31
34	0.21	28.82	0.31
35	0.07	10.09	0.11
36	0.07	9.25	0.10
37	0.06	8.15	0.09
38	0.15	21.09	0.23
39	0.08	11.42	0.12
40	0.03	4.66	0.05
41	0.43	58.86	0.64
42	0.11	15.05	0.16
43	0.72	99.16	1.08

IV.10. Conclusion :

La présente phase a eu pour la quantification des débits à évacuer. Ces débits regroupent les débits d'eaux usées et d'eaux pluviales pour chaque sous-bassin. D'après les valeurs des débits obtenues, on constate que les débits d'eaux usées ne représentent qu'une faible fraction des débits pluviaux. Aussi on signale que les deux agglomérations ne comportent des unités industrielles, d'où les eaux usées d'origine domestique.

Conclusion générale

Arrivés au terme de ce travail, nous avons cerné les différentes phases de l'étude de diagnostic et de réhabilitation du réseau d'assainissement du chef-lieu de la commune d'Oued Zhor –Rekouba dans la wilaya de Skikda. Nous pensons également avoir atteint les objectifs fixés au départ à savoir:

- Assurer une évaluation correcte et rapide des eaux usées et des eaux pluviales de manière à empêcher la submersion des zones urbanisées ;
- Assurer une évaluation correcte des diamètres des canalisations transportant ces eaux jusqu'au point de rejet ;
- Déterminer les paramètres hydrauliques et vérifier l'auto-curage des canalisations.

La présentation de la région d'étude dans le premier chapitre, nous a permis de connaître les caractéristiques de la région d'étude et les facteurs qui influent sur le diagnostic et l'aménagement de notre projet d'assainissement du chef-lieu de la commune d'Oued Zhor à savoir : la géographie, la géologie, la topographie du terrain, la climatologie, la démographie et la situation hydraulique. La connaissance de ces caractéristiques et facteurs ne nous permet de prendre aucune disposition spéciale ou exceptionnelle lors de la réalisation des travaux d'exécution.

L'étude hydrologique, dans le second chapitre, a fait l'objet de l'étude et l'analyse des pluies et de faire l'ajustement de la série de pluies journalières maximales aux lois statistiques de Gumbel, normale, log normal et Gamma en utilisant la méthode de maximum de vraisemblance, afin de déterminer l'intensité pluviométrique de courte durée (15mn) et de période de retour 10 ans.

La valeur de pluies journalières maximales de période de retour $T=10$ ans obtenue est 171,81 l /s.ha. Cette valeur sera utilisée pour le calcul des débits pluviaux dans l'étape suivante.

Le troisième chapitre, le diagnostic du réseau existant consiste à évaluer l'état et le fonctionnement du réseau existant. Elle a pour but de déceler les anomalies, les analyser et les interpréter pour ensuite les maîtriser et les supprimer.

Les résultats d'analyse après diagnostics des réseaux en permet d'avancé ce qui suit :

- Le taux de maintien des réseaux est de l'ordre de 35% du linéaire total, à Houari Boumediene et 9% à Rakouba ;
- Le taux de rénovation des réseaux est de l'ordre de 62% du linéaire total, dont la cité Houari Boumediene qui a déjà fait objet de réalisation des nouveaux tronçons. Au niveau de l'agglomération secondaire (Rakouba) le taux de rénovation des réseaux atteindre 39% ;
- Le taux de projection des nouveaux tronçons pour les deux sites Houari Boumediene et Rakouba est de 7%. et 53% ;
- Changement des tronçons qui traversé les cours et jardins des citoyens ;

- Réalisation des avaloirs pour l'absorption des eaux de ruissellement et nettoyage des regards existant ;
- Projection d'un déversoir d'orage et rénovation du bassin de décantation à Rakouba ;
- Maintenir le même tracé des conduites à rénover hormis les tronçons à changer conformément au tracé en plan du réseau aménagé ;
- Entretenir périodiquement des équipements et ouvrages d'assainissement, notamment les avaloirs et regards après chaque averse.

Le quatrième chapitre, calcul de base, est fait l'objet de l'estimation de la population actuelle à l'horizon d'étude (2050) en utilisant la relation des accroissements géométriques, l'évaluation des débits d'évacuation des eaux usées d'origines domestique, équipement et industrielle pour la zone d'étude, le découpage du bassin versant de la zone étudié en sous bassins, le choix de système d'évacuation approprié, et l'évaluation des débits d'évacuation des eaux de ruissellement pour les sous bassin délimités de la zone d'étude.

Les deux agglomérations ne comportent pas des unités industrielles, d'où les eaux usées d'origine domestique ;

- Le système d'évacuation choisi pour notre projet est le système unitaire ;
- les débits des eaux usées ne représentent qu'une faible fraction des débits pluviaux. Ce sont donc les eaux de pluie qui contrôlent en grande partie les dimensions des collecteurs de notre réseau d'évacuation unitaire.

Annexes

Tableau 01 : calcul hydraulique de vérification de fonctionnement des collecteurs principaux existants:

Collecteur N° 1 : Collecteur principal existant « B »

Num	Tron3ons	debits l/s	Pentes	Diam m	Vit.Reel m/s	Rapport	DE P S	V P S m/s	V A C m/s	REM
1	R21-R27	48.000	19.55000	0.300	1.24222	53.66729	84.98709	1.20232	0.72139	
2	R27-R29	48.000	14.70000	0.300	1.11704	58.51668	73.69504	1.04257	0.62554	
3	R29-R30	693.450	14.70000	0.800	2.31557	57.55145	1093.584	2.17562	1.30537	
4	R30-R34	693.450	12.93000	0.800	2.20615	59.90881	1025.635	2.04044	1.22426	
5	R34-R38	693.450	12.34000	0.800	2.16727	60.80930	1001.961	1.99334	1.19600	

Collecteur N° 2 : Collecteur principal existant « P »

Num	Tron3ons	debits l/s	Pentes	Diam m	Vit.Reel m/s	Rapport	DE P S	V P S m/s	V A C m/s	REM
1	R160-A32	487.000	17.50000	0.600	2.19399	73.25649	540.9175	1.91310	1.14786	

Dimensionnement du réseau aménagé

Tableau 02 : calcul hydraulique des réseaux aménagés Houari Boumediene :

Collecteur N° B1 :

Num	Tron3ons	debits l/s	Pentes	Diam m	Vit.Reel m/s	Rapport	DE P S	V P S m/s	V A C m/s	REM
1	R138-R141	31.640	15.55000	0.300	1.01972	45.19828	75.79574	1.07229	0.64337	
2	R141-R146	48.150	88.33000	0.300	2.13112	35.63406	180.6482	2.55565	1.53339	
3	R146-R148	48.150	148.1800	0.300	2.55188	31.24546	233.9776	3.31011	1.98606	
4	R148-R149	100.430	94.40000	0.300	2.69446	52.14497	186.7521	2.64200	1.58520	
5	R149-R151	116.940	42.20000	0.300	2.03660	75.71249	124.8635	1.76646	1.05988	
6	R151-R156	235.250	198.1000	0.300	4.36488	71.27536	270.5339	3.82727	2.29636	
7	R156-R157	235.250	64.00000	0.400	2.93623	60.89170	339.1963	2.69924	1.61954	
8	R157-R159	235.250	26.80000	0.500	2.14852	54.53392	405.4441	2.06491	1.23895	
9	R159-R160	487.000	26.80000	0.600	2.60408	62.82032	669.3903	2.36748	1.42049	

Collecteur N° B1-1:

Num	Tron3ons	debits l/s	Pentes	Diam m	Vit.Reel m/s	Rapport	DE P S	V P S m/s	V A C m/s	REM
10	R169-R171	16.510	80.4000	0.300	1.48041	21.49109	172.3485	2.43823	1.46294	
11	R171-R174	34.390	59.6400	0.300	1.67854	33.17115	148.4391	2.09998	1.25999	
12	R174-R175	34.390	40.8000	0.300	1.47009	36.55875	122.7749	1.73691	1.04215	
13	R175-R151	67.400	158.570	0.300	2.89309	36.44775	242.04165	3.42419	2.05451	

Collecteur N° B1-1-1:

Num	Tron3ons	debits l/s	Pentes	Diam m	Vit.Reel m/s	Rapport	DE P S	V P S m/s	V A C m/s	REM
14	R176-R177	12.000	84.79000	0.300	1.36173	18.23114	176.9912	2.50391	1.50235	
15	R177-R178	24.760	64.00000	0.300	1.55483	27.65632	153.7692	2.17539	1.30523	
16	R178-R175	24.760	36.25000	0.300	1.27729	31.86283	115.7267	1.63720	0.98232	

Collecteur N° B2 :

Num	Tron3ons	debits l/s	Pentes	Diam m	Vit.Reel m/s	Rapport	DE P S	V P S m/s	V A C m/s	REM
17	R161-R162	8.250	70.33000	0.300	1.13311	15.97084	161.1943	2.28043	1.36826	
18	R162-R163	8.250	21.56000	0.300	0.75799	21.12711	89.24913	1.26262	0.75757	
19	R163-R168	22.010	2.00000	0.300	0.43281	67.60520	27.18282	0.38456	0.23073	

Collecteur N° B3 :

Num	Tron3ons	debits l/s	Pentes	Diam m	Vit.Reel m/s	Rapport	DE P S	V P S m/s	V A C m/s	REM
22	R179-R181	27.520	24.32000	0.300	1.14720	37.24455	94.78975	1.34100	0.80460	
23	R181-R183	27.520	126.2100	0.300	2.02966	24.66538	215.9367	3.05488	1.83293	
24	R183-R185	44.030	126.2100	0.300	2.34848	31.10135	215.9367	3.05488	1.83293	
25	R185-R186	63.290	37.33000	0.300	1.69536	52.21000	117.4379	1.66141	0.99684	
26	R186-R190	75.670	193.8400	0.300	3.21337	36.73789	267.6093	3.78590	2.27154	
27	R190-R191	167.850	193.8400	0.400	3.99380	36.84396	590.3136	4.69757	2.81854	
28	R191-R166	198.110	120.6800	0.400	3.54359	45.66631	465.7777	3.70654	2.22393	

Collecteur N° B3-3:

Num	Tron3ons	debits l/s	Pentes	Diam m	Vit.Reel m/s	Rapport	DE P S	V P S m/s	V A C m/s	REM
29	R202-R203	26.140	32.23000	0.300	1.24651	33.73928	109.1213	1.54375	0.9262	
30	R203-R206	46.780	32.23000	0.300	1.47917	45.86517	109.1213	1.54375	0.9262	
31	R206-R207	46.780	181.7600	0.300	2.71468	29.26644	259.1365	3.66603	2.1996	
32	R207-R208	70.170	181.7600	0.300	3.07158	35.92517	259.1365	3.66603	2.1996	
33	R208-R209	70.170	23.00000	0.300	1.44894	64.75663	92.18144	1.30410	0.7824	
34	R209-R190	92.180	5.71000	0.400	0.92604	73.88638	101.3162	0.80625	0.4837	

Collecteur N° B3-3-1:

Num	Tron3ons	debits l/s	Pentes	Diam m	Vit.Reel m/s	Rapport	DE P S	V P S m/s	V A C m/s	REM
35	R211-R207	23.390	13.12000	0.300	0.87976	40.20813	69.62200	0.98495	0.59097	

Collecteur N° B3-4:

Num	Tron3ons	debits l/s	Pentes	Diam m	Vit.Reel m/s	Rapport	DE P S	V P S m/s	V A C m/s	REM
36	R198-R199	15.190	188.0000	0.300	1.92476	16.88700	263.5472	3.72843	2.23706	
37	R199-R200	15.190	33.33000	0.300	1.06665	25.53910	110.9678	1.56987	0.94192	
38	R200-R191	22.010	33.33000	0.300	1.19668	30.67365	110.9678	1.56987	0.94192	

Collecteur N° B3-4-1:

Num	Tron3ons	debits l/s	Pentes	Diam m	Vit.Reel m/s	Rapport	DE P S	V P S m/s	V A C m/s	REM
39	R201-R200	6.880	168.1400	0.300	1.43457	11.98490	249.2384	3.52600	2.1156	

Collecteur N° A:

Num	Tron3ons	debits l/s	Pentes	Diam m	Vit.Reel m/s	Rapport	DE P S	V P S m/s	V A C m/s	REM
1	R1-R2	15.400	138.4600	0.300	1.74249	18.26790	226.17352	3.19970	1.91982	
2	R2-R4	25.720	138.4600	0.300	2.05101	23.34011	226.17352	3.19970	1.91982	
3	R4-R5	32.460	138.4600	0.300	2.20643	26.13649	226.17352	3.19970	1.91982	
4	R5-R7	57.490	131.2900	0.300	2.58193	35.25372	220.23960	3.11575	1.86945	
5	R7-R8	65.880	131.2900	0.300	2.68926	37.82819	220.23960	3.11575	1.86945	
6	R8-R9	81.290	43.67000	0.500	1.86946	27.31961	517.55350	2.63588	1.58153	
7	R9-R10	93.390	43.67000	0.500	1.95160	29.26020	517.55350	2.63588	1.58153	
8	R10-R11	119.640	24.20000	0.500	1.71248	38.57529	385.27545	1.96219	1.17732	
9	R11-R12	160.900	24.20000	0.500	1.86623	45.20931	385.27545	1.96219	1.17732	
10	R12-R13	171.630	24.20000	0.500	1.90051	46.85086	385.27545	1.96219	1.17732	
11	R13-R15	238.680	27.37000	0.500	2.17348	54.66278	409.73310	2.08675	1.25205	
12	R15-R16	265.540	27.37000	0.500	2.23305	58.33432	409.73310	2.08675	1.25205	
13	R16-R17	364.920	10.18000	0.600	1.66878	72.22875	412.55891	1.45913	0.87548	
14	R17-R18	377.290	10.18000	0.600	1.67713	74.20061	412.55891	1.45913	0.87548	
15	R18-R19	480.850	10.18000	0.800	1.83775	51.61347	910.05469	1.81050	1.08630	
16	R19-R20	554.010	104.7800	0.800	4.36779	30.00209	2919.6634	5.80849	3.48509	
17	R20-R29	645.450	170.0000	0.800	5.41240	28.70053	3718.9305	7.39858	4.43915	

Collecteur N° A-11:

Num	Tron3ons	debits l/s	Pentes	Diam m	Vit.Reel m/s	Rapport	DE P S	V P S m/s	V A C m/s	REM
18	R41-R5	14.580	10.74000	0.300	0.71210	33.15534	62.99147	0.89115	0.53469	

Collecteur N°A-10:

Num	Tron3ons	debits l/s	Pentes	Diam m	Vit.Reel m/s	Rapport	DE P S	V P S m/s	V A C m/s	REM
19	R42-R44	8.660	179.1800	0.300	1.57945	13.13679	257.2908	3.63992	2.18395	
20	R44-R46	15.670	179.1800	0.300	1.91263	17.33107	257.2908	3.63992	2.18395	
21	R46-R10	21.440	137.1400	0.300	1.92996	21.43244	225.0928	3.18441	1.91065	

Collecteur N°A-9:

Num	Tron3ons	debits l/s	Pentes	Diam m	Vit.Reel m/s	Rapport	DE P S	V P S m/s	V A C m/s	REM
22	R48-R49	7.010	85.00000	0.300	1.14628	14.16041	177.2103	2.50701	1.50421	
23	R49-R50	7.010	235.0000	0.300	1.61584	11.1906	294.6548	4.16851	2.50111	
24	R50-R52	25.580	206.0800	0.300	2.34560	21.1563	275.9291	3.90360	2.34216	
25	R52-R11	25.580	139.5400	0.300	2.05294	23.2350	227.0538	3.21216	1.92729	
26	R53-R55	6.190	130.0000	0.300	1.27087	12.1126	219.1549	3.10041	1.86024	
27	R55-R50	6.190	11.81000	0.300	0.56344	21.26580	66.05482	0.93448	0.56069	

Collecteur N° A-8:

Num	Tron3ons	debits l/s	Pentes	Diam m	Vit.Reel m/s	Rapport	DE P S	V P S m/s	V A C m/s	REM
28	R56-R57	4.120	42.51000	0.300	0.76347	12.99422	125.3213	1.77293	1.06376	
29	R57-R58	14.010	42.51000	0.300	1.13035	23.14840	125.3213	1.77293	1.06376	
30	R58-R60	24.590	42.51000	0.300	1.34699	30.50836	125.3213	1.77293	1.06376	
31	R60-R62	30.780	42.51000	0.300	1.44243	34.17153	125.3213	1.77293	1.06376	
32	R62-R64	44.400	42.51000	0.300	1.60835	41.36016	125.3213	1.77293	1.06376	
33	R64-R66	44.400	216.7300	0.300	2.83832	27.30605	282.9691	4.00319	2.40192	
34	R66-R68	55.130	216.7300	0.300	3.03481	30.40021	282.9691	4.00319	2.40192	
35	R68-R13	55.130	110.6200	0.300	2.40132	36.05633	202.1605	2.85999	1.71599	
36	R70-R58	5.910	132.8100	0.300	1.26094	11.79804	221.5108	3.13374	1.88024	
37	R69-R57	4.670	144.1100	0.300	1.20036	10.38877	230.7420	3.26433	1.95860	

Collecteur N°A-7:

Num	Tron3ons	debits l/s	Pentes	Diam m	Vit.Reel m/s	Rapport	DE P S	V P S m/s	V A C m/s	REM
38	R73-R75	7.570	29.00000	0.300	0.81589	18.89672	103.5091	1.46435	0.87861	
39	R75-R76	10.040	189.1900	0.300	1.68770	13.89406	264.3800	3.74021	2.24413	
40	R76-R77	19.800	189.1900	0.300	2.09981	19.11090	264.3800	3.74021	2.24413	
41	R77-R15	26.680	189.1900	0.300	2.30870	22.03493	264.3800	3.74021	2.24413	

Collecteur N°A-6:

Num	Tron3ons	debits l/s	Pentes	Diam m	Vit.Reel m/s	Rapport	DE P S	V P S m/s	V A C m/s	REM
42	R78-R83	21.460	85.63000	0.300	1.64329	24.01836	177.8658	2.51629	1.50977	
43	R83-R84	24.410	40.74000	0.300	1.32430	30.72160	122.6846	1.73563	1.04138	
44	R84-R86	48.330	40.74000	0.300	1.62350	43.79077	122.6846	1.73563	1.04138	
45	R86-R88	56.210	56.60000	0.300	1.90628	43.47460	144.6065	2.04576	1.22746	
46	R88-R91	60.880	80.00000	0.300	2.20607	41.34960	171.9192	2.43216	1.45930	
47	R91-R92	65.830	31.36000	0.300	1.60602	56.29053	107.6384	1.52277	0.91366	
48	R92-R93	72.150	31.36000	0.300	1.64301	59.58152	107.6384	1.52277	0.91366	
49	R93-R94	72.150	184.6600	0.300	3.11451	36.29626	261.1956	3.69516	2.21710	
50	R94-R16	87.280	184.6600	0.300	3.29532	40.09384	261.1956	3.69516	2.21710	
51	R96-R84	7.280	99.03000	0.300	1.22192	13.90840	191.2771	2.70602	1.62361	
52	R98-R92	1.370	178.4600	0.300	0.86224	5.66176	256.7734	3.63260	2.17956	
53	R99-R94	4.950	18.00000	0.300	0.60556	17.30373	81.54847	1.15367	0.69220	

Collecteur N°A-5:

Num	Tron3ons	debits l/s	Pentes	Diam m	Vit.Reel m/s	Rapport	DE P S	V P S m/s	V A C m/s	REM
54	R100-R101	3.850	16.66000	0.300	0.54407	15.65937	78.45436	1.10990	0.66594	
55	R101-R17	12.370	167.8700	0.300	1.73380	15.74842	249.0382	3.52317	2.11390	
56	R104-R101	4.260	160.0000	0.300	1.20660	9.72384	243.1305	3.43959	2.06376	

Collecteur N°A-4:

Num	Tron3ons	debits l/s	Pentes	Diam m	Vit.Reel m/s	Rapport	DE P S	V P S m/s	V A C m/s	REM
57	R105-R107	13.760	16.11000	0.300	0.80519	29.09153	77.14848	1.09143	0.65486	
58	R107-R108	59.540	16.11000	0.400	1.22404	41.08389	170.1801	1.35425	0.81255	
59	R108-R18	82.240	16.11000	0.400	1.34167	49.04047	170.1801	1.35425	0.81255	
60	R110-R112	4.260	28.57000	0.300	0.67476	14.47435	102.7388	1.45346	0.87207	
61	R112-R113	12.920	152.5000	0.300	1.70194	16.43894	237.3638	3.35801	2.01481	
62	R113-R114	28.870	29.02000	0.300	1.23812	36.47158	103.5448	1.46486	0.87892	
63	R114-R107	45.780	51.56000	0.300	1.73751	39.93744	138.0181	1.95256	1.17153	
64	R117-R113	9.760	18.15000	0.300	0.75365	23.87663	81.88755	1.15847	0.69508	

Collecteur N°A-3:

Num	Tron3ons	debits l/s	Pentes	Diam m	Vit.Reel m/s	Rapport	DE P S	V P S m/s	V A C m/s	REM
65	R119-R120	27.380	95.50000	0.300	1.84135	26.33603	187.8370	2.65735	1.59441	
66	R120-R121	27.380	27.30000	0.300	1.19283	36.05123	100.4294	1.42079	0.85247	
67	R121-R122	27.380	7.00000	0.300	0.73396	52.18046	50.85441	0.71944	0.43167	
68	R122-R124	51.180	44.66000	0.300	1.70535	44.06212	128.4514	1.81722	1.09033	
69	R124-R125	73.160	23.43000	0.300	1.47256	66.22164	93.03915	1.31623	0.78974	
70	R125-R126	73.160	5.00000	0.400	0.84072	65.36339	94.80825	0.75446	0.45268	
71	R126-R19	73.160	6.87000	0.400	0.95001	58.90841	111.1320	0.88436	0.53062	

Collecteur N° A-2:

Num	Tron3ons	debits l/s	Pentes	Diam m	Vit.Reel m/s	Rapport	DE P S	V P S m/s	V A C m/s	REM
72	R128-R129	2.060	157.2700	0.300	0.94529	7.00886	241.0474	3.41012	2.04607	
73	R129-R131	32.700	100.0000	0.400	1.91208	19.37917	423.9953	3.37405	2.02443	
74	R131-R134	48.520	34.54000	0.400	1.50300	30.39145	249.1852	1.98295	1.18977	
75	R134-R135	67.500	34.54000	0.400	1.66160	35.93194	249.1852	1.98295	1.18977	
76	R135-R136	67.500	19.63000	0.400	1.36170	41.67303	187.8543	1.49490	0.89694	
77	R136-R20	91.440	19.63000	0.400	1.48396	49.24193	187.8543	1.49490	0.89694	

Tableau 03 : calcul hydraulique des réseaux aménagés Rakouba

Collecteur N° 1 : A

Num	Tron3ons	debits l/s	Pentes	Diam m	Vit.Reel m/s	Rapport	DE P S	V P S m/s	V A C m/s	REM
1	R44-R46	30.000	184.0000	0.300	2.37314	23.47305	260.7285	3.68855	2.21313	
2	R46-R47	30.000	143.0000	0.300	2.17667	24.95301	229.8516	3.25174	1.95104	
3	R47-R48	52.000	150.0000	0.300	2.62367	32.38003	235.4101	3.33037	1.99822	
4	R48-R49	69.330	150.0000	0.300	2.86123	37.52253	235.4101	3.33037	1.99822	
5	R49-R50	98.220	150.0000	0.300	3.16666	45.18589	235.4101	3.33037	1.99822	
6	R50-R51	145.000	135.0000	0.300	3.38249	58.40069	223.3297	3.15947	1.89568	
7	R51-R52	161.510	135.0000	0.300	3.47048	62.57298	223.3297	3.15947	1.89568	
8	R52-R53	185.860	104.0000	0.300	3.20158	76.53769	196.0181	2.77309	1.66385	
9	R53-R54	204.440	104.0000	0.400	3.38843	48.43905	432.3921	3.44087	2.06452	
10	R54-R57	237.450	95.67000	0.400	3.42193	54.10381	414.7142	3.30019	1.98011	
11	R57-R59	237.450	90.58000	0.400	3.35341	54.99379	403.5313	3.21120	1.92672	
12	R59-R61	313.120	44.57000	0.500	2.79344	55.57815	522.8594	2.66290	1.59774	
13	R61-R18	359.900	6.40000	0.800	1.43457	49.92959	721.5785	1.43553	0.86132	

Collecteur N° 2 : B

Num	Tron3ons	debits l/s	Pentes	Diam m	Vit.Reel m/s	Rapport	DE P S	V P S m/s	V A C m/s	REM
14	R119-R121	22.000	54.33000	0.300	1.41649	27.16656	141.6770	2.00432	1.20259	
15	R121-R47	22.000	104.9400	0.300	1.77567	23.14221	196.9020	2.78559	1.67136	

Collecteur N° 3 : C

Num	Tron3ons	debits l/s	Pentes	Diam m	Vit.Reel m/s	Rapport	DE P S	V P S m/s	V A C m/s	REM
16	R117-R48	14.580	62.88000	0.300	1.30862	21.47644	152.4178	2.15627	1.29376	

Collecteur N° 4 : D

Num	Tron3ons	debits l/s	Pentes	Diam m	Vit.Reel m/s	Rapport	DE P S	V P S m/s	V A C m/s	REM
17	R112-R115	16.510	115.6500	0.300	1.67581	19.70448	206.7056	2.92429	1.75457	
18	R115-R49	28.890	46.04000	0.300	1.45480	32.42610	130.4209	1.84508	1.10705	

Collecteur N° 5 : E

Num	Tron3ons	debits l/s	Pentes	Diam m	Vit.Reel m/s	Rapport	DE P S	V P S m/s	V A C m/s	REM
19	R105-R108	27.520	10.81000	0.300	0.86044	46.26408	63.19641	0.89405	0.53643	
20	R108-R50	46.780	47.41000	0.300	1.69737	41.30874	132.3471	1.87233	1.12340	
21	R110-R108	27.520	162.0000	0.300	2.21094	23.21795	244.6454	3.46102	2.07661	

Collecteur N° 6 : F

Num	Tron3ons	debits l/s	Pentes	Diam m	Vit.Reel m/s	Rapport	DE P S	V P S m/s	V A C m/s	REM
22	R103-R51	16.510	67.20000	0.300	1.39241	22.43685	157.5666	2.22911	1.33747	

Collecteur N° 7 : G

Num	Tron3ons	debits l/s	Pentes	Diam m	Vit.Reel m/s	Rapport	DE P S	V P S m/s	V A C m/s	REM
23	R100-R101	15.130	17.00000	0.300	0.84467	30.09358	79.25087	1.12117	0.67270	
24	R101-R52	24.350	39.00000	0.300	1.30343	31.02116	120.0361	1.69816	1.01890	

Collecteur N° 8 : H

Num	Tron3ons	debits l/s	Pentes	Diam m	Vit.Reel m/s	Rapport	DE P S	V P S m/s	V A C m/s	REM
25	R185-R63	6.880	20.00000	0.300	0.69735	19.72390	85.95964	1.21608	0.72965	

Collecteur N° 9 : I

Num	Tronçons	debits l/s	Pentes	Diam m	Vit.Reel m/s	Rapport	DE P S	V P S m/s	V A C m/s	REM
26	R164-R53	11.700	35.55000	0.300	1.00445	22.15790	114.6039	1.62131	0.97279	

Collecteur N° 10 : J

Num	Tronçons	debits l/s	Pentes	Diam m	Vit.Reel m/s	Rapport	DE P S	V P S m/s	V A C m/s	REM
27	R96-R54	15.130	46.00000	0.300	1.18980	23.57121	130.3642	1.84428	1.10657	

Collecteur N° 11 : K

Num	Tronçons	debits l/s	Pentes	Diam m	Vit.Reel m/s	Rapport	DE P S	V P S m/s	V A C m/s	REM
28	R89-R59	16.510	12.05000	0.300	0.76970	34.30153	66.72262	0.94393	0.56636	

Collecteur N° 12 : L

Num	Tronçons	debits l/s	Pentes	Diam m	Vit.Reel m/s	Rapport	DE P S	V P S m/s	V A C m/s	REM
29	R90-R92	13.160	89.83000	0.300	1.43033	18.78665	182.1756	2.57726	1.54635	
30	R92-R93	33.020	39.02000	0.300	1.42979	36.21362	120.0668	1.69860	1.01916	
31	R93-R59	49.530	17.64000	0.300	1.20549	56.39974	80.72887	1.14208	0.68525	
32	R95-R92	13.160	22.27000	0.300	0.88789	26.27562	90.70677	1.28324	0.76994	
33	R94-R93	13.160	19.20000	0.300	0.84370	27.24985	84.22290	1.19151	0.71491	

Collecteur N° 13 : M

Num	Tron3ons	debits l/s	Pentes	Diam m	Vit.Reel m/s	Rapport	DE P S	V P S m/s	V A C m/s	REM
34	R87-R88	9.630	26.33000	0.300	0.85232	21.68850	98.62909	1.39532	0.83719	
35	R88-R61	9.630	17.22000	0.300	0.73707	24.02622	79.76202	1.12840	0.67704	

Collecteur N° 1 : B1

Num	Tron3ons	debits l/s	Pentes	Diam m	Vit.Reel m/s	Rapport	DE P S	V P S m/s	V A C m/s	REM
1	R1-R3	20.640	103.7200	0.300	1.73330	22.50449	195.7540	2.76935	1.66161	
2	R3-R4	29.520	103.7200	0.300	1.93939	26.77845	195.7540	2.76935	1.66161	
3	R4-R5	37.770	103.7200	0.300	2.09319	30.25320	195.7540	2.76935	1.66161	
4	R5-R6	47.400	103.7200	0.300	2.24343	33.92463	195.7540	2.76935	1.66161	
5	R6-R8	62.520	103.7200	0.300	2.43706	39.14854	195.7540	2.76935	1.66161	
6	R5-R9	62.520	103.7200	0.300	2.43706	39.14854	195.7540	2.76935	1.66161	
7	R9-R10	88.640	69.73000	0.300	2.33219	52.96201	160.5053	2.27069	1.36241	
8	R10-R11	116.160	69.73000	0.300	2.49462	62.60281	160.5053	2.27069	1.36241	
9	R11-R13	129.920	69.73000	0.300	2.55543	67.58975	160.5053	2.27069	1.36241	
10	R13-R15	205.720	92.11000	0.400	3.24795	50.31658	406.9251	3.23821	1.94292	
11	R15-R18	303.420	11.81000	0.600	1.70327	60.28633	444.3621	1.57161	0.94297	
12	R18-R19	683.960	17.09000	0.800	2.44061	54.52400	1179.138	2.34582	1.40749	
13	R19-R25	683.960	17.09000	0.800	2.44061	54.52400	1179.138	2.34582	1.40749	
14	R25-R31	683.960	13.12000	0.800	2.21098	59.11628	1033.143	2.05537	1.23322	
15	R31-R37	638.960	13.33000	0.800	2.18682	56.40176	1041.378	2.07176	1.24305	
16	R37-R43	683.960	3.16000	1.000	1.31277	62.97765	936.5687	1.19248	0.71549	

Collecteur N° 2 : B2

Num	Tron3ons	debits l/s	Pentes	Diam m	Vit.Reel m/s	Rapport	DE P S	V P S m/s	V A C m/s	REM
17	R85-R3	6.880	47.00000	0.300	0.93226	16.12077	131.7736	1.86422	1.11853	

Collecteur N° 3 : B3

Num	Tron3ons	debits l/s	Pentes	Diam m	Vit.Reel m/s	Rapport	DE P S	V P S m/s	V A C m/s	REM
18	R83-R4	8.250	22.00000	0.300	0.76323	21.02525	90.15523	1.27544	0.76526	

Collecteur N° 4 : R4

Num	Tron3ons	debits l/s	Pentes	Diam m	Vit.Reel m/s	Rapport	DE P S	V P S m/s	V A C m/s	REM
19	R81-R5	9.630	22.11000	0.300	0.80293	22.61839	90.38034	1.27862	0.76717	

Collecteur N° 5 : R5

Num	Tron3ons	debits l/s	Pentes	Diam m	Vit.Reel m/s	Rapport	DE P S	V P S m/s	V A C m/s	REM
20	R78'-R97	11.000	58.36000	0.300	1.16635	19.11339	146.8375	2.07733	1.24640	
21	R97-R9	26.120	85.36000	0.300	1.74575	26.45260	177.5852	2.51232	1.50739	
22	R80-R97	4.120	8.22000	0.300	0.43745	19.09515	55.10811	0.77962	0.46777	

Collecteur N° 6 : B6

Num	Tron3ons	debits l/s	Pentes	Diam m	Vit.Reel m/s	Rapport	DE P S	V P S m/s	V A C m/s	REM
23	R76-R10	27.520	34.72000	0.300	1.29936	33.98486	113.2581	1.60227	0.96136	

Collecteur N° 7 : B7

Num	Tron3ons	debits l/s	Pentes	Diam m	Vit.Reel m/s	Rapport	DE P S	V P S m/s	V A C m/s	REM
24	R73-R13	57.800	13.57000	0.300	1.12920	68.00105	70.80591	1.00170	0.60102	

Collecteur N° 8 : B8

Num	Tron3ons	debits l/s	Pentes	Diam m	Vit.Reel m/s	Rapport	DE P S	V P S m/s	V A C m/s	REM
25	R63-R68	97.700	12.33000	0.400	1.27173	58.79102	148.8821	1.18477	0.71086	
26	R68-R15	97.700	18.05000	0.400	1.46526	52.40458	180.1356	1.43347	0.86008	

Collecteur N° 1 : C1

Num	Tron3ons	debits l/s	Pentes	Diam m	Vit.Reel m/s	Rapport	DE P S	V P S m/s	V A C m/s	REM
1	R123-R125	10.180	33.77000	0.300	0.94439	20.98452	111.6979	1.58020	0.94812	
2	R125-R127	26.690	123.8000	0.300	1.99698	24.41521	213.8651	3.02557	1.81534	
3	R127-R128	43.200	123.8000	0.300	2.31927	30.95521	213.8651	3.02557	1.81534	
4	R128-R130	68.100	34.13000	0.300	1.67186	56.00345	112.2917	1.58860	0.95316	
5	R130-R133	88.740	42.05000	0.300	1.92993	61.93427	124.6414	1.76332	1.05799	
6	R133-R136	88.740	13.84000	0.400	1.29554	53.54340	157.7354	1.25522	0.75313	
7	R136-R139	163.040	19.26000	0.400	1.69089	71.69574	186.0755	1.48074	0.88845	
8	R139-R140	180.920	7.05000	0.500	1.20795	71.30328	207.9496	1.05908	0.63545	
9	R140-R142	246.960	28.89000	0.500	2.23712	54.89478	420.9567	2.14391	1.28635	
10	R142-BD	246.960	12.46000	0.500	1.61277	72.79763	276.4538	1.40797	0.84478	

Collecteur N° 2 : C2

Num	Tron3ons	debits l/s	Pentes	Diam m	Vit.Reel m/s	Rapport	DE P S	V P S m/s	V A C m/s	REM
11	R162-R127	16.510	33.74000	0.300	1.09940	26.52222	111.6483	1.57950	0.94770	

Collecteur N° 3 : C3

Num	Tronçons	debits l/s	Pentes	Diam m	Vit.Reel m/s	Rapport	DE P S	V P S m/s	V A C m/s	REM
12	R160-R128	19.260	63.00000	0.300	1.42973	24.55205	152.5632	2.15833	1.29500	

Collecteur N° 4 : C4

Num	Tronçons	debits l/s	Pentes	Diam m	Vit.Reel m/s	Rapport	DE P S	V P S m/s	V A C m/s	REM
13	R158-R139	17.880	13.00000	0.300	0.80960	35.04272	69.30288	0.98044	0.58826	

Collecteur N° 5 : C5

Num	Tronçons	debits l/s	Pentes	Diam m	Vit.Reel m/s	Rapport	DE P S	V P S m/s	V A C m/s	REM
14	R151-R140	36.150	47.00000	0.300	1.56804	36.16740	131.7736	1.86422	1.11853	

Collecteur N° 6 : C6

Num	Tronçons	debits l/s	Pentes	Diam m	Vit.Reel m/s	Rapport	DE P S	V P S m/s	V A C m/s	REM
15	R151-R140	37.150	47.00000	0.300	1.58089	36.68132	131.7736	1.86422	1.11853	

Collecteur N° 1 : C1

Num	Tronçons	debits l/s	Pentes	Diam m	Vit.Reel m/s	Rapport	DE P S	V P S m/s	V A C m/s	REM
1	R123-R125	10.180	33.77000	0.300	0.94439	20.98452	111.6979	1.58020	0.94812	
2	R125-R127	26.690	123.8000	0.300	1.99698	24.41521	213.8651	3.02557	1.81534	
3	R127-R128	43.200	123.8000	0.300	2.31927	30.95521	213.8651	3.02557	1.81534	
4	R128-R130	68.100	34.13000	0.300	1.67186	56.00345	112.2917	1.58860	0.95316	
5	R130-R133	88.740	42.05000	0.300	1.92993	61.93427	124.6414	1.76332	1.05799	
6	R133-R136	88.740	13.84000	0.350	1.27887	67.75503	109.2575	1.13560	0.68136	
7	R136-R139	163.040	19.26000	0.400	1.69089	71.69574	186.0755	1.48074	0.88845	
8	R139-R140	180.920	7.05000	0.500	1.20795	71.30328	207.9496	1.05908	0.63545	
9	R140-R142	246.960	28.89000	0.500	2.23712	54.89478	420.9567	2.14391	1.28635	
10	R142-BD	246.960	6.46000	0.500	1.28780	64.19213	328.6459	1.16235	0.69741	

Collecteur N° 2 : C2

Num	Tron3ons	debits l/s	Pentes	Diam m	Vit.Reel m/s	Rapport	DE P S	V P S m/s	V A C m/s	REM
11	R162-R127	16.510	33.74000	0.300	1.09940	26.52222	111.6483	1.57950	0.94770	

Collecteur N° 3 : C3

Num	Tron3ons	debits l/s	Pentes	Diam m	Vit.Reel m/s	Rapport	DE P S	V P S m/s	V A C m/s	REM
12	R160-R128	19.260	63.00000	0.300	1.42973	24.55205	152.5632	2.15833	1.29500	

Collecteur N° 4 : C4

Num	Tron3ons	debits l/s	Pentes	Diam m	Vit.Reel m/s	Rapport	DE P S	V P S m/s	V A C m/s	REM
13	R158-R139	17.880	13.00000	0.300	0.80960	35.04272	69.30288	0.98044	0.58826	

Collecteur N° 5 : C5

Num	Tron3ons	debits l/s	Pentes	Diam m	Vit.Reel m/s	Rapport	DE P S	V P S m/s	V A C m/s	REM
14	R151-R140	36.150	47.00000	0.300	1.56804	36.16740	131.7736	1.86422	1.11853	

Collecteur N° 6 : C6

Num	Tron3ons	debits l/s	Pentes	Diam m	Vit.Reel m/s	Rapport	DE P S	V P S m/s	V A C m/s	REM
15	R151-R140	37.150	47.00000	0.300	1.58089	36.68132	131.7736	1.86422	1.11853	

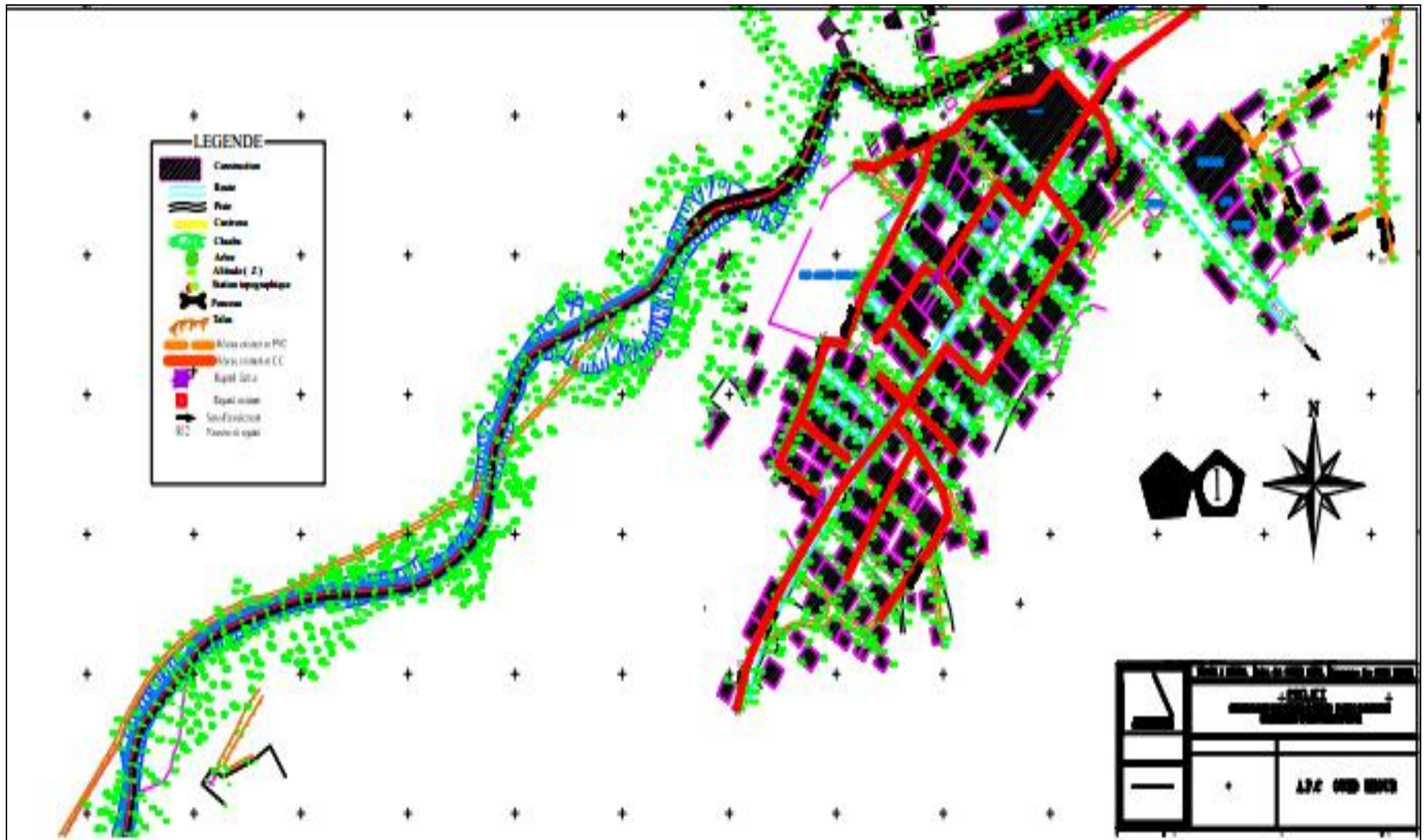


Figure III. 3 : Tracé en plan du réseau existant Rekouba –Oued zhor

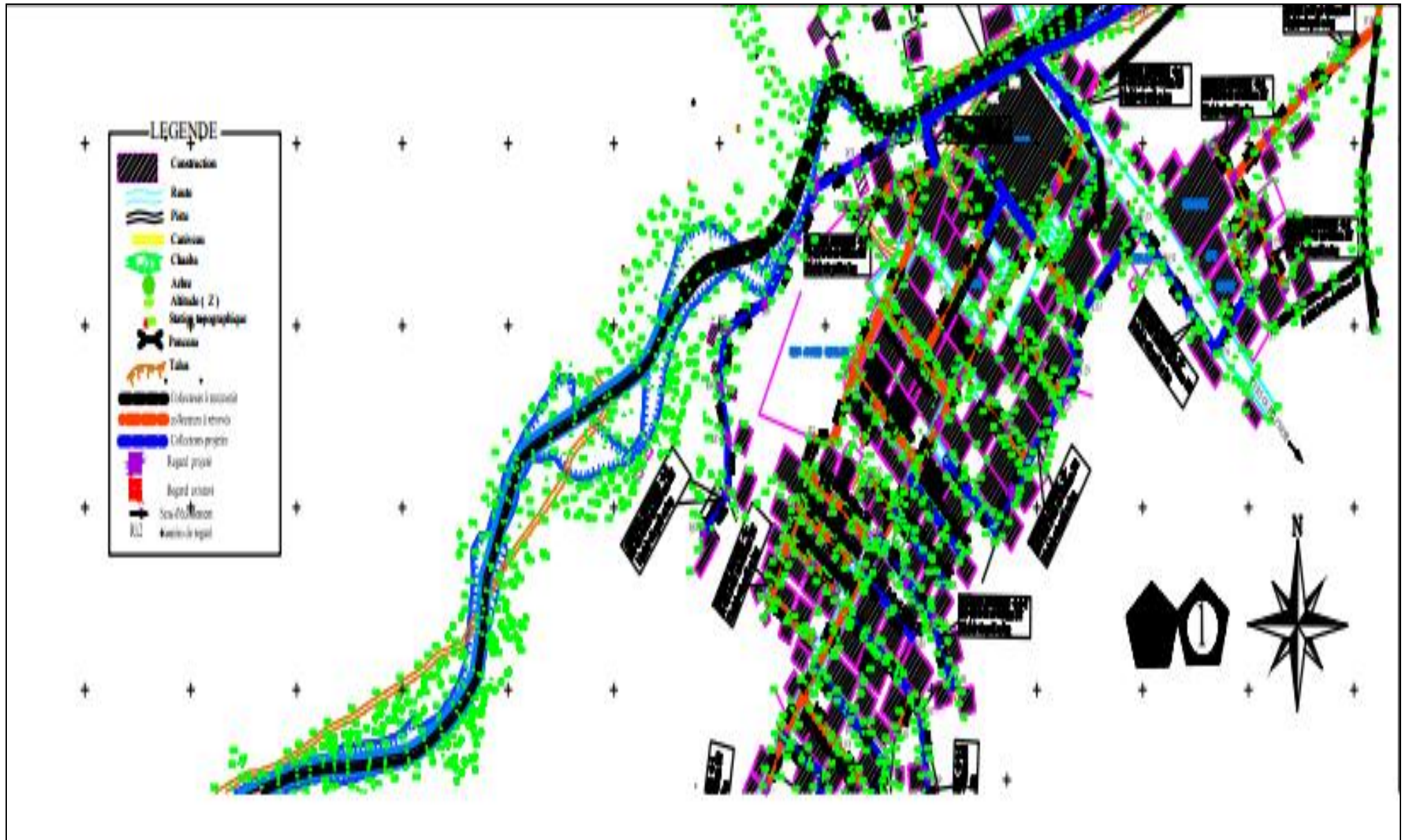


Figure III.4 : Trace en plan du réseau aménagé

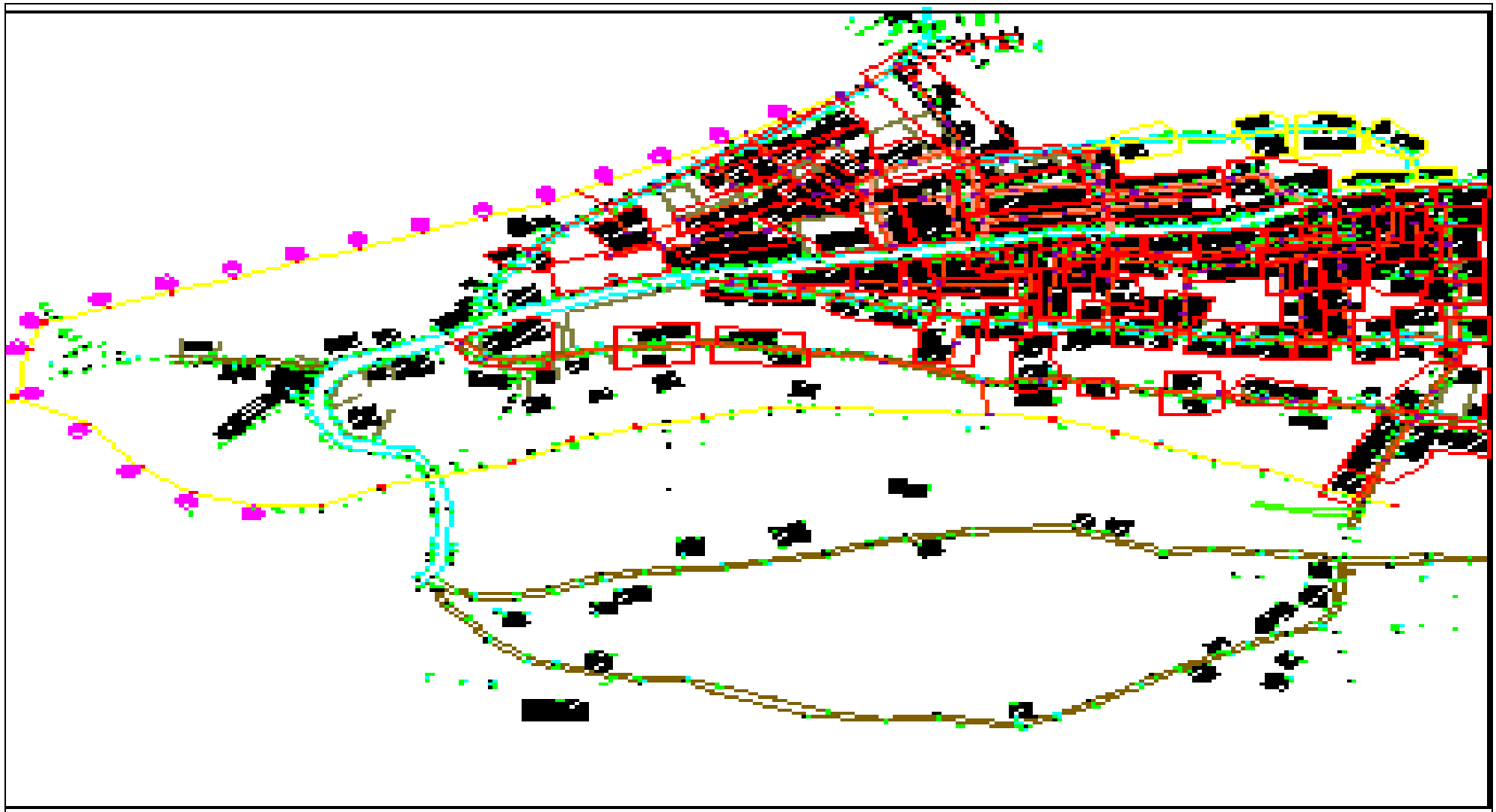


Figure III.5 : Découpage du bassin versant Houari Boumediene



Figure III.6 : Découpage du bassin versant Rekouba

Bibliographie

- [1] : Azzaz Rahmani,F. Conception et gestion des réseaux d'assainissement de la ville de THENEIT EL HAD (W. TISSEMSILT), Mémoire de fin étude d'assainissement, Mémoire de fin étude d'assainissement, E.N.S.H, 2007, Blida.
- [2] : Dr Bénina Touaïbia - Mars 2004 « Manuel pratique d'hydrologie ».
- [03] BOUNADER. E, Thèse pour obtenir le grade de Docteur, Conduit de diagnostic, et évaluation des collecteurs des infrastructures urbaines, Formation doctorale : conception en bâtiment, et techniques urbaines, Institut National des Sciences Appliquées de Lyon1998.
- [4] Meza.N. Les pertes de charge selon Cool brouk cours hydraulique générale 2010.Policope.
- [5] Guellat Bilal .Lemouchi Samir (2011) (; Diagnostic et extensions d'un réseau d'assainissement de la ville de Baghai (W. KHENCHELA),Mémoire de fin d'étude.
- [6] Touaibia Iman ;(2008): Diagnostic et gestion du réseau D'assainissement (collecteur intercepteur) de la commune de BLIDA. ENSH .Mémoire de fin d'études.
- [7] : Guide de l'assainissement en milieu urbain et rural , Concevoir-Réaliser Exploiter-Gérer.
- [8] : A.P.C d'Oued Zhor.

Résumé :

En Algérie, la tension relative au système d'assainissement ne cesse de s'accroître face à une demande croissante. Les aléas climatiques observés, conjugués à une forte démographie en milieu urbain et rural.

La mauvaise gestion et planification créent des tensions difficilement maîtrisables dans l'évacuation des eaux des centres Rakouba et Haouari Boumediene. Les interventions de débouchages et curages dans les réseaux ont dépassés les 60% d'après les services concernés (ONA, 2020). Ces problèmes sont dus à plusieurs facteurs, entre autres, la vétusté des buses en ciment comprimées, une conception non adaptée à la norme des réseaux d'évacuations, réalisation des tronçons et des branchements illicites par les citoyens dus aux constructions anarchiques, notamment dans la zone Houari Boumediene, l'agression des réseaux par les constructions, une insuffisance de matériels de nettoyage et curage. Les deux agglomérations (Rakouba et Haouari Boumediene) possèdent un réseau d'assainissement vétuste qui s'avère insuffisant devant le développement qu'elle a connu en matière d'urbanisme et de mode de vie des habitants.

A cet effet ; il est donc indispensable de faire un diagnostic pour relever les problèmes et les anomalies que pose le réseau d'évacuation de Rakouba et Haouari Boumediene, ainsi la détermination des zones d'insuffisance afin de prévoir des travaux d'aménagement, d'entretien et de réhabilitation.

L'amélioration de la qualité de service rendu aux abonnés, la collecte et le rassemblement des informations liés au réseau d'évacuation sur un même support informatique devient alors obligatoire.

Mots clés : Diagnostic, Réseau, Assainissement, Les eaux usées.

Abstract:

In Algeria, the tension over the sanitation system continues to increase in the face of growing demand. The climatic hazards observed, combined with a strong demography in urban and rural areas.

Poor management and planning created tensions, which were difficult to control in the drainage of the Rakouba and Haouari Boumediene centers. The operations of unblocking and cleaning in the networks exceeded 60% according to the departments concerned (ONA, 2020). These problems are due to several factors, among others, the obsolescence of the compressed cement nozzles, a design not adapted to the norm of the evacuation networks, realization of sections and illegal connections by the citizens due to anarchic constructions, in particular in the Houari Boumediene zone, attacks on networks by construction, insufficient cleaning and cleaning equipment. The two agglomerations (Rakouba and Haouari Boumediene) have a dilapidated sanitation network which is insufficient given the development it has experienced in terms of town planning and the way of life of the inhabitants.

For this purpose; It is therefore essential to carry out a diagnosis to identify the problems and anomalies posed by the evacuation network of Rakouba and Haouari Boumediene, as well as the

determination of areas of insufficiency in order to plan development, maintenance and rehabilitation.

Improving the quality of service provided to subscribers, collecting and collating information related to the evacuation network on the same computer support then becomes mandatory.

Keywords: Diagnosis, Network, Sanitation, Wastewater

الملخص :

في الجزائر ، لا يزال التوتر بشأن نظام الصرف الصحي يتزايد في مواجهة الطلب المتزايد. تمت ملاحظة الأخطار المناخية ، جنبًا إلى جنب مع التركيبة السكانية القوية في المناطق الحضرية والريفية.

أدى سوء الإدارة والتخطيط إلى توترات كان من الصعب السيطرة عليها في تصريف منطقتي « رقوبة» و«الهوري بومدين» تجاوزت عمليات فك الحجب والتنظيف في الشبكات 60٪ حسب الإدارات المعنية (ONA، 2020). ترجع هذه المشكلات إلى عدة عوامل ، من بينها تقادم فوهات الأسمت المضغوطة ، وتصميم غير ملائم لقاعدة شبكات الإخلاء ، وتحقيق الأقسام والتوصيلات غير القانونية من قبل المواطنين بسبب الإنشاءات الفوضوية ، ولا سيما في منطقة الهوري بومدين ، هجمات على الشبكات بالبناء ، معدات تنظيف غير كافية.

لدى التجمعين (رقوبة والهوري بومدين) شبكة صرف صحي متداعية وهي غير كافية بالنظر إلى التطور الذي شهدته من حيث تخطيط المدن وأسلوب حياة السكان.

لهذا الغرض؛ لذلك من الضروري إجراء تشخيص لتحديد المشاكل والشذوذ التي تطرحها شبكة إخلاء رقوبة والهوري بومدين ، وكذلك تحديد مناطق القصور من أجل التخطيط للتطوير والصيانة وإعادة التأهيل. يصبح تحسين جودة الخدمة المقدمة للمشاركين ، وجمع المعلومات المتعلقة بشبكة الإخلاء على الكمبيوتر ومقارنتها أمرًا إلزاميًا.

الكلمات المفتاحية: التشخيص ، الشبكة ، الصرف الصحي ، مياه الصرف الصحي