



DEPARTEMENT : Hydraulique Urbaine

MEMOIRE DE FIN D'ETUDES

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

OPTION : Conception des systèmes d'assainissement

THEME :

**REHABILITATION DU RESEAU D'ASSAINISSEMENT DE LA
COMMUNE DES EUCALYPTUS (W. ALGER)**

Présenté par :

M^r : DEROUICHE Zaki

DEVANT LES MEMBRES DE JURY

Nom et Prénom	Grade	Qualité
M ^{me} MEDDI Hind	M.C.B	Président
M ^r DERNOUNI Youssef	M.A.A	Membre
M ^{me} HOULI Samia	M.A.A	Membre
M ^r KAHLERRAS Djilali	M.C.B	Membre
M ^r BENKACI Tarik	M.C.B	Promoteur

SEPTEMBRE 2015

REMERCIEMENTS

Je tiens à remercier le plus sincèrement du monde mon promoteur Mr T.BENKACI qui a fait preuve de beaucoup de patience et qui a su m'encourager durant la dernière ligne droite de ce travail. C'est une immense fierté de l'avoir eu comme encadreur.

Mes remerciements s'adressent à l'ensemble des professeurs de l'ENSH, particulièrement à Mr Ammari et Mr Yahiaoui pour leurs précieux conseils.

Un grand merci à mes camarades, mes amis, ma famille, tous ceux qui m'ont soutenu de près ou de loin.

J'exprime également mon respect et ma reconnaissance aux membres du jury qui me feront l'honneur d'apprécier ce travail.

Dédicaces

*« Ne prenons pas l'étude pour un refuge quand il s'agit d'un tremplin »
(R.Sabatier)*

*Je dédie ce travail à mes très chers parents, mon éternelle
source de persévérance et de fierté.*

A toute ma famille ;

Mes proches qui ont toujours cru en moi ;

A mimi ;

A toute la famille E.N.S.H, sans exception.

ملخص:

الهدف من عملنا هو التحقق من الوضع الحالي لنظام الصرف الصحي لمدينة "الكاليتوس" المتواجدة بولاية الجزائر، من الناحية الميكانيكية و خصوصاً من الناحية الهيدروليكية، ثم اقتراح تدابير لإعادة تأهيله. يرتكز هذا العمل على مسألتين : أولاً: عجز الشبكة على صرف مياه هذه المدينة ذات الكثافة السكانية العالية.

ثانياً: وجود مواقع صرف المياه مباشرة في البيئة. نبحث عن حلول مستدامة و موافقة للتعليمات البيئية إعتماًداً على الفحص الكامل للشبكة، تمّ إقتراح ابعاد مناسبة لقنوات الصرف و تصميم محطة ضخ لتوجيه المياه الفذرة نحو محطة معالجة مياه الصرف الصحي المتواجدة قرب مدينة " براقى" (ولاية الجزائر).

Resumé :

Le but de notre travail est de vérifier l'état actuel du réseau d'assainissement de la ville des Eucalyptus d'un point de vue physique et surtout hydraulique et de proposer des mesures de réhabilitation. Ce travail s'articule autour de deux problématiques : La défaillance du réseau à évacuer les rejets de cette ville à forte densité de population.

Deuxièmement, La présence de rejets polluants vers le milieu naturel. L'objectif étant de trouver des solutions durables et conformes aux directives environnementales à ces deux problématiques en se basant sur le diagnostic complet du réseau. Cela passe par le redimensionnement des collecteurs principaux ainsi que la projection d'un système de relevage qui achemine les eaux usées vers la station d'épuration de Baraki.

Abstract :

The purpose of our work is to check the current state of the sewerage system of the city of "Eucalyptus" in both physical and especially hydraulic aspect and provide rehabilitation measures. This work focuses on two issues: The network failure to evacuate the release of this city with a high population density.

Second, the presence of polluting discharges into the environment. The aim is to find sustainable solutions and comply with environmental guidelines to these two issues, based on the complete network diagnosis. This involves resizing main collectors and the projection of a sewage pumping system that transports wastewater to the treatment plant in Baraki.

Sommaire

INTRODUCTION GENERALE	1
CHAPITRE I : PRESENTATION DE LA ZONE D'ETUDE	3
I.1 INTRODUCTION	3
I.2 SITUATION GEOGRAPHIQUE	3
I.3 ANALYSE DEMOGRAPHIQUE DE LA ZONE D'ETUDE.....	5
<i>I.3.1 Population.....</i>	<i>6</i>
I.4 RELIEF	7
I.5 GEOMORPHOLOGIE.....	7
I.6 GEOLOGIE	7
I.7 ANALYSE CLIMATOLOGIQUE DE LA ZONE D'ETUDE.....	10
<i>I.7.1 Le climat.....</i>	<i>10</i>
<i>I.7.2 Température de l'air :</i>	<i>10</i>
<i>I.7.3 Humidité de l'air</i>	<i>10</i>
<i>I.7.4 Les vents</i>	<i>11</i>
<i>I.7.5 Les inondations.....</i>	<i>11</i>
I.8 URBANISATION	11
<i>I.8.1 Les équipements</i>	<i>12</i>
I.9 CONDITIONS HYDRAULIQUES.....	14
<i>I.9.1 Alimentation en eau potable</i>	<i>14</i>
<i>I.9.2 Assainissement</i>	<i>14</i>
I.10 CONCLUSION	14
CHAPITRE II ETUDE HYDROLOGIQUE	16
II.1 INTRODUCTION	16
II.2 DESCRIPTION DU RESEAU HYDROGRAPHIQUE DE LA ZONE D'ETUDE	16
II.3 CARACTERISTIQUES CLIMATIQUES	19
<i>II.3.1 Etude des pluies</i>	<i>19</i>
II.4 ETUDE DES PLUIES MAXIMALES JOURNALIERES :	23
<i>II.4.1 Calcul des différents paramètres de la série :</i>	<i>23</i>
<i>II.4.2 Calcul de la Moyenne des précipitations:</i>	<i>23</i>
<i>II.4.3 L'écart-type.....</i>	<i>23</i>
<i>II.4.4 Coefficient de variation :</i>	<i>23</i>
II.5 AJUSTEMENT STATISTIQUE D'UNE SERIE DE DONNEES :	25
<i>II.5.1 Etude de l'homogénéité de la série pluviométrique.....</i>	<i>26</i>
<i>II.5.2 Loi de Gumbel</i>	<i>26</i>
<i>II.5.3 Loi de Galton :.....</i>	<i>31</i>
<i>II.5.4 Choix de la loi d'ajustement.....</i>	<i>33</i>
II.6 CALCUL DE L'INTENSITE MOYENNE DE LA PRECIPITATION	34
<i>Exposant climatique :</i>	<i>34</i>
II.7 CONCLUSION	36
CHAPITRE III : ETUDE THEORIQUE DES RESEAUX D'ASSAINISSEMENT	37
III.1 INTRODUCTION	37
<i>III.1.1 Cycle de l'eau en milieu urbain</i>	<i>37</i>
III.2 REGLES DE CONCEPTION DES RESEAUX D'ASSAINISSEMENT	38
III.3 SYSTEMES D'EVACUATION DU RESEAU D'ASSAINISSEMENT	38

III.3.1 Système unitaire	39
III.3.2 Système séparatif	40
III.3.3 Système pseudo-séparatif.....	40
III.4 CHOIX DU SYSTEME D'EVACUATION	42
III.5 DIFFERENTS SCHEMAS D'EVACUATION :.....	43
III.5.1 Schéma perpendiculaire :.....	43
III.5.2 Schéma par déplacement latéral :.....	43
III.5.3 Schéma de collecteur par zones étagées :	43
III.5.4 Schéma radial	43
III.5.5 Schéma à collecte transversale oblique.....	44
III.6 CHOIX DU DECOUPAGE DES SOUS BASSINS.....	45
III.7 PRINCIPE DU TRACE DU RESEAU	45
III.8 DIAGNOSTIC DU RESEAU :.....	45
III.8.1 Les étapes du diagnostic.....	46
III.8.2 Types de diagnostic :.....	46
III.9 CONCLUSION	47
CHAPITRE IV : METHODES D'ESTIMATION DES DEBITS D'EAUX USEES ET PLUVIALES	48
IV.1 INTRODUCTION	48
IV.2 EVALUATION DES DEBITS D'EAUX USEES :	48
IV.2.1 Définition :	48
IV.2.2 Nature des eaux usées à évacuer :	48
IV.3 EVALUATION DE LA QUANTITE D'EAUX USEES A EVACUER :	50
IV.3.1 Évaluation du débit moyen journalier :	50
IV.3.2 Évaluation du débit de pointe :.....	50
IV.3.3 Estimation de la population pour chaque sous bassin	51
IV.3.4 Estimation des rejets d'eaux usées administratifs et publics	51
IV.4 EVALUATION DES DEBITS D'EAUX PLUVIALES.....	51
IV.4.1 La méthode rationnelle	52
IV.4.2 La méthode superficielle (méthode de Caquot) :.....	56
IV.5 CHOIX DE LA METHODE DE CALCUL.....	60
IV.5.1 Intensité moyenne maximale	60
IV.5.2 Coefficient de correction (α) (minuteur).....	61
IV.6 CONCLUSION	61
CHAPITRE V : DIAGNOSTIC DU RESEAU D'ASSAINISSEMENT EXISTANT	62
V.1 DESCRIPTION DU RESEAU D'ASSAINISSEMENT DE LA COMMUNE DES EUCALYPTUS :.....	62
V.1.1 Généralité :	62
V.1.2 Motivations et objectifs.....	62
V.1.3 Etapes de diagnostic.....	62
V.2 ETAT DES LIEUX	63
V.2.1 Réseau existant de la zone d'étude :	63
V.2.2 Les rejets existants :.....	65
V.2.1 Conclusion et recommandation :.....	67
V.3 DIAGNOSTIC HYDRAULIQUE	68
V.3.1 Découpage de l'aire d'étude en sous bassins :	68
V.3.2 Collecteurs principaux à diagnostiquer :	69
V.3.3 Répartition de la population par aire d'apport des sous- bassins élémentaires :.....	70
V.4 ESTIMATION DES DEBITS :	72
V.4.1 Estimation des débits d'eaux usées :	72

V.5 ESTIMATION DES DEBITS D'EAUX PLUVIALES :	76
V.5.1 Méthode rationnelle :	76
V.6 RESULTATS DU DIAGNOSTIC HYDRAULIQUE :	77
V.7 DISCUSSION DES RESULTATS DU DIAGNOSTIC	83
V.8 CONCLUSION	84
CHAPITRE VI : AMENAGEMENT DU RESEAU D'ASSAINISSEMENT DE LA VILLE DES EUCALYPTUS.	85
VI.1 INTRODUCTION	85
VI.2 BASES DES CALCULS HYDRAULIQUES	85
VI.2.1 Conception du réseau	85
VI.2.2 Prise en compte des eaux parasites :	86
VI.2.3 Dimensionnement hydraulique	87
VI.3 CONCLUSION	96
CHAPITRE VII : ETUDE DE LA STATION DE RELEVAGE	97
VII.1 INTRODUCTION :	97
VII.2 PRESENTATION DU SYSTEME DE RELEVAGE PROJETE	97
VII.3 PRESENTATION DE LA STEP DE BARAKI	98
VII.4 - VARIANTE D'AMENAGEMENT :	99
VII.4.1 Variante I :	99
VII.4.2 - Variante II:	100
VII.5 DIMENSIONNEMENT DU COLLECTEUR GRAVITAIRE	102
VII.5.1 Conclusion :	105
VII.6 DIMENSIONNEMENT DE LA STATION DE RELEVAGE :	105
VII.6.1 Calcul du Débit de dilution Qd	106
VII.6.2 Dimensionnement de la fosse réceptrice (puisard)	106
VII.6.3 Dimensionnement du Degrilleur de la station	107
VII.7 CHOIX DU SYSTEME DE POMPAGE	108
VII.7.1 Calcul du diamètre économique	108
VII.7.2 Calcul de la hauteur manométrique totale (HMT)	109
VII.7.3 Calcul du diamètre économique :	110
VII.7.4 Choix de la pompe	113
VII.7.5 Choix du moteur électrique :	115
VII.7.6 Vérification du risque de la cavitation	117
VII.8 .PROTECTION CONTRE LES COUPS DE BELIERS	119
VII.8.1 Méthode ou dispositifs de protection contre les coups de béliers	119
VII.8.2 . Calcul du volume du réservoir d'air	120
VII.8.3 Calcul de la célérité d'ondes :	121
VII.8.4 Méthode de Bergeron :	124
VII.8.5 Volume d'air du reservoir anti bélier	126
VII.9 CONCLUSION	126
CHAPITRE VIII : POSE DE CANALISATIONS	127
VIII.1 INTRODUCTION :	127
VIII.2 EMLACEMENT DES CANALISATIONS :	128
VIII.3 EXECUTION DES TRAVAUX :	128
VIII.3.1 Décapage de la couche végétale :	128
VIII.3.2 Implantation des regards et des axes des tranchées :	129
VIII.3.3 Excavation des tranchées et des fouilles pour les regards :	129
VIII.3.4 Aménagement du lit de pose :	133

VIII.3.5 Mise en place des canalisations :	134
VIII.3.6 Essais des joints des canalisations :.....	135
VIII.3.7 Remblai des tranchées :.....	135
VIII.3.8 Contrebutée latérale :.....	136
VIII.3.9 Les remblais supérieurs :	136
VIII.3.10 Construction des regards :.....	136
VIII.4 CONCLUSION :	137
CHAPITRE IX : GESTION, ENTRETIEN ET EXPLOITATION DU RESEAU.....	138
IX.1 INTRODUCTION :	138
IX.1-LA CONNAISSANCE DU RESEAU	138
IX.2 SURVEILLANCE DU RESEAU D'ASSAINISSEMENT	138
IX.3 - LES MOYENS D'EXPLOITATION :.....	139
IX.3.1 - Curage des dépôts	140
IX.3.2 -Détection des fuites.....	140
IX.3.3 -Détection des eaux parasites.....	140
IX.3.4 Rénovation des joints et des conduites défectueuses :	140
IX.3.5 -Entretien du réseau par télévision :	141
IX.3.6 -Travaux spécifiques :	142
IX.4 EXPLOITATION DU RESEAU:	142
IX.4.1 - Technique d'exploitation du réseau :.....	143
IX.4.1.2-Curage des égouts non visitables:	145
IX.4.2 -Le fraisage des obstacles.....	147
IX.4.3 -L'injection des produits colmatant	147
IX.4.4 le tubage intérieur	148
IX.4.5 Le gainage intérieur.....	148
IX.4.6 Le chemisage extérieur.....	148
IX.5 -MALADIES LIEES A L'EAU USEE.....	148
IX.6 - RECOMMANDATIONS POUR LA GESTION ET L'EXPLOITATION DE NOTRE RESEAU.....	149
IX.7 CONCLUSION :	150
CONCLUSION GENERALE	151
REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES	152
ANNEXES	153

LISTE DES TABLEAUX

Tableau I.1 : Communes limitrophes de la ville des Eucalyptus	4
Tableau I.2-Répartition de la population des Eucalyptus :	6
Tableau I.3: Accroissement démographique de la commune des Eucalyptus	6
Tableau I.4 climatologique (Aéroport d'Alger 1961-1990).....	10
Tableau I.5: Evolution de l'humidité relative de l'air	11
Tableau I.6: Moyenne mensuelle des vitesses du vent.....	11
Tableau I.7: Répartition des équipements par agglomération :	13
Tableau II.1: Caractéristiques des oueds de la commune des Eucalyptus	19
Tableau II.2 : Inventaire des stations pluviométriques de la zone d'étude	21
Tableau II.3: Caractéristiques de la station pluviométrique de Baraki	21
Tableau II.4: Pluies annuelles extrapolées pour différentes périodes de retour.....	22
Tableau II.5- Pluie maximum journalières – station Baraki	24
Tableau II.6- Caractéristiques des pluies maximales de la station de Baraki	25
Tableau II.7 Calcul des fréquences empiriques.....	27
Tableau II.8 - Valeurs min et max pour un seuil de 95% en fonction de T (Gumbel).....	30
Tableau II.9 - Valeurs min et max pour un seuil de 95% en fonction de T (Galton).....	32
Tableau II.10: Valeurs des intensités de pluie en mm/h	34
Tableau II.11: Valeurs des intensités de pluie en l/s/ha	35
Tableau III.1: Avantages et inconvénients des différents systèmes :	41
Tableau IV.1: Evaluation des paramètres équivalents d'un groupement de bassins. [8]	58
Tableau IV.2: Valeurs de coefficient d'influence "m":	59
Tableau V.1: Estimation du nombre d'habitants	70
Tableau V.2: Coefficient de ruissellement et nombre d'habitants pour chaque sous bassin. .	71
Tableau V.3- Estimation des rejets d'équipements :	73
Tableau V.4: récapitulatif des besoins des autres rejets:.....	76
Tableau VI.1: Coefficients de Manning-Strickler (ks) en fonction de la nature des parois : ..	88
Tableau VII.1- Comparaison entre les variantes :	102
Tableau VII.2: Dimensionnement du collecteur gravitaire	105
Tableau VII.3- Récapitulatif des débits de points de temps sec:	105
Tableau VII.4– Prix par mètre linéaire de la pose de canalisation en Dinar	111
Tableau VII.5: Calcul du diamètre économique.....	111
Tableau VII.6: Caractéristiques hydrauliques de la conduite de refoulement.....	112
Tableau VII.7: Caractéristiques de la conduite de refoulement	112
Tableau VII.9- : Caractéristiques des pompes disponibles	113
Tableau VII.10 : Caracteristiques de la pompe	115
Tableau VII.11-Variation du coefficient K en fonction de la puissance P	116
Tableau VII.12: caractéristiques du système de pompage	117

LISTE DES FIGURES

Figure I.1 - Carte satellitaire de la zone d'étude	4
Figure I.2 - Délimitation de la commune des Eucalyptus	5
Figure I.3 - Evolution démographique de la commune des Eucalyptus.....	7
Figure I.4 Carte des gîtes minéraux d'Algérie 1/500.000.....	8
Figure I.5 : Coupes géologiques au niveau de la zone d'étude (Bennie and partners,1983)	9
Figure II.1 : Carte Satellite (Google Earth) de l'embouchure de l'oued El Harrach	17
Figure II.2: Localisation des stations pluviométriques	20
Figure III.1 -Cycle de l'eau en milieu urbain.....	37
Figure III.2- Différents systèmes d'assainissement	39
Figure III.3 –Système unitaire.....	39
Figure III.4-Système séparatif.....	40
Figure III.5 Système pseudo-séparatif	41
Figure III.6- Différents schémas d'évacuation.....	44
Figure V.1: Rejet N°2 par le collecteur « DN1000».....	65
Figure V.3- Rejets d'eaux usées vers l'Oued Smar	66
Figure V.2: Rejet N°1 par le collecteur « 7 ».....	66
Figure V.4-: Rejet N°3 par Oued SIDI AKACHA	67
Figure V.5 Rejet N°4 par le Monolithe2.2*2.4	67
Figure V.6– Plan de situation des trois collecteurs principaux C1, C2,C3.....	69
Figure VII.1-Station d'épuration de de Baraki.....	98
Figure VII.2 -Variantes d'aménagement du système de relevage de la commune des Eucalyptus	101
Figure VII.3 - Courbes caractéristique des la pompe	114
Figure VII.4 Graphe des courbes de la zone de cavitation.....	117
Figure VII.5-Diagramme de Vibert.....	124
Figure VII.6- Données de calculs pour la méthode de Bergeron	125
Figure VII.7- Résultats de la méthode de Bergeron.....	125
Figure VIII.1 Pelle Retro.....	133
Figure VIII.2- Pipelayer	134
Figure IX.1- Camera utilisée lors de l'inspection televisuelle	141

LISTE DES GRAPHERS

Graphe II.1: Ajustement des pluies annuelles à une loi Normale	22
Graphe II.2. Ajustement à la loi de Gumbel	29
Graphe II.3 Courbe comparative Observations/modèle fréquentiel (Gumbel)	31
Graphe II.4: Courbe comparative Observations/modèle fréquentiel (Galton)	32
Graphe II.5 Courbes IDF de la zone du projet	35

LISTES DES PLANCHES

Planche n°1 : Plan de masse de la ville des Eucalyptus avec le réseau existant.

Planche n°2 : Variantes du système de relevage.

Planche n°3 : Profil en long de la conduite de refoulement.

Planche n°4 : Coupe de la station de relevage.

Introduction Générale

Le système d'assainissement d'une ville présente une importance capitale tant que pour l'environnement que pour la santé des citoyens. En effet, la collecte, le traitement et l'évacuation des eaux usées permettent de préserver la santé publique contre de nombreuses maladies liées à un milieu malsain.

L'oued El Harrach est le plus important oued de la wilaya d'Alger. Cependant faute d'un système d'assainissement adéquat, plusieurs rejets domestiques et industriels polluent considérablement les eaux de ce cours d'eau.

La commune des Eucalyptus, qui fait partie du bassin de l'oued El Harrach, connaît d'importants rejets d'eaux usées qui sont pris en charge par quelques collecteurs, constituant le réseau d'assainissement de la commune. Ce réseau est caractérisé par une capacité faible et une vétusté du système d'assainissement. De plus, un programme de nouveaux logements pourrait accentuer les débits d'eaux usées. Actuellement, la majorité des rejets d'eaux usées se déversent directement à ciel ouvert dans des oueds provoquant ainsi une pollution accrue du réseau hydrographique en aval de l'oued El Harrach, en particulier pendant la saison estivale.

La réhabilitation du système d'assainissement de la commune des Eucalyptus est devenue une priorité pour les pouvoirs publics, qui va permettre d'atteindre plusieurs objectifs :

D'abord environnemental : la lutte contre la pollution des oueds en particulier l'oued El Harrach, par la projection d'un ensemble de collecteurs qui vont permettre ainsi une dépollution de tous les oueds.

Puis organisationnel : la collecte des rejets par un système de relevage, qui va acheminer les eaux usées vers la station de traitement de Baraki.

Le présent mémoire concerne l'étude du collecteur principal et du système de relevage de la commune des Eucalyptus qui fait partie du projet de dépollution de l'oued El Harrach. L'étude porte essentiellement sur :

Une analyse théorique de l'assainissement, qui va nous orienter sur le choix du système d'évacuation à réaliser.

- Le diagnostic du réseau d'assainissement existant, pour une éventuelle projection d'un nouveau système de collecteurs.
- Le redimensionnement de collecteurs principaux qui va permettre l'assainissement de la commune à long terme.
- La projection d'un nouveau système de relevage des eaux usées.

Chapitre I : Présentation de la zone d'étude**I.1 Introduction**

Chaque site dépendant d'un système de drainage ou de collecte, qu'il s'agisse d'un bassin versant, d'un espace libre ou d'une zone d'extension à raccorder, présente des spécificités. Il convient d'en analyser toutes les particularités touchant à l'assainissement, que ce soit la topographie, l'urbanisme, le climat, la qualité des sols, la variation de la nappe, etc. La sensibilité du milieu naturel doit aussi être prise en compte de façon précise, en termes de qualité et de quantité des rejets, qui ne doivent compromettre aucun des usages de l'eau, d'où l'intérêt d'une analyse fine des sites à travers dans les différents contextes.

I.2 Situation géographique

La zone d'étude concerne la commune des Eucalyptus, elle est située à environ 20 Km au Sud-Est d'Alger. La commune couvre une superficie de 32,63 Km², avec un périmètre de 26,06 Km.

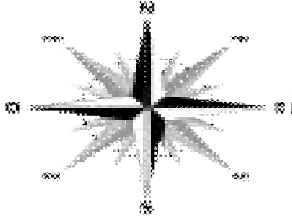
La commune présente une population de 116 107 habitants (RGPH 2008) pour une densité de 3 558,29 habitants par km². La commune est constituée d'une agglomération chef-lieu et de quatre agglomérations secondaires qui sont :

- Cité Kourifa
- Cité El Djoumhouria
- Cité Air Algérie
- Cité Menaceria (Source : APC d'eucalyptus)

Ses limites administratives :

- Au Nord : par la rocade sud (Oued Smar, El Harrach).
- A l'Ouest : par le chemin vicinal N°4, Baraki, Sidi Moussa.
- A l'Est par : la commune Dar El Beida
- Au Sud : par les communes de Meftah et Larbaa.

Tableau I.1 : Communes limitrophes de la ville des Eucalyptus

Communes limitrophes de la commune des Eucalyptus		
Baraki	El Harrach	Dar El Beïda
Baraki		Dar El Beïda
Sidi Moussa	Larbaa (wilaya de Blida)	Meftah (wilaya de Blida)

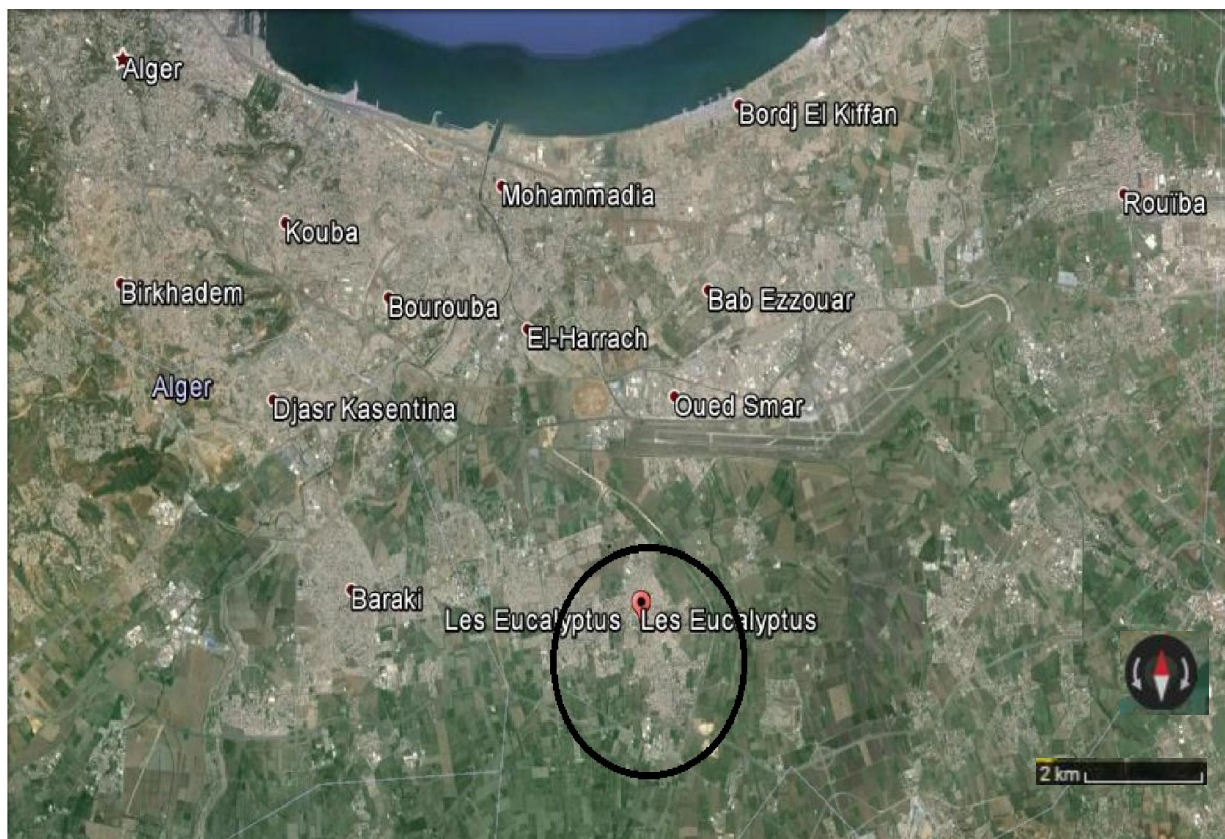


Figure I.1 - Carte satellitaire de la zone d'étude (Google Earth)

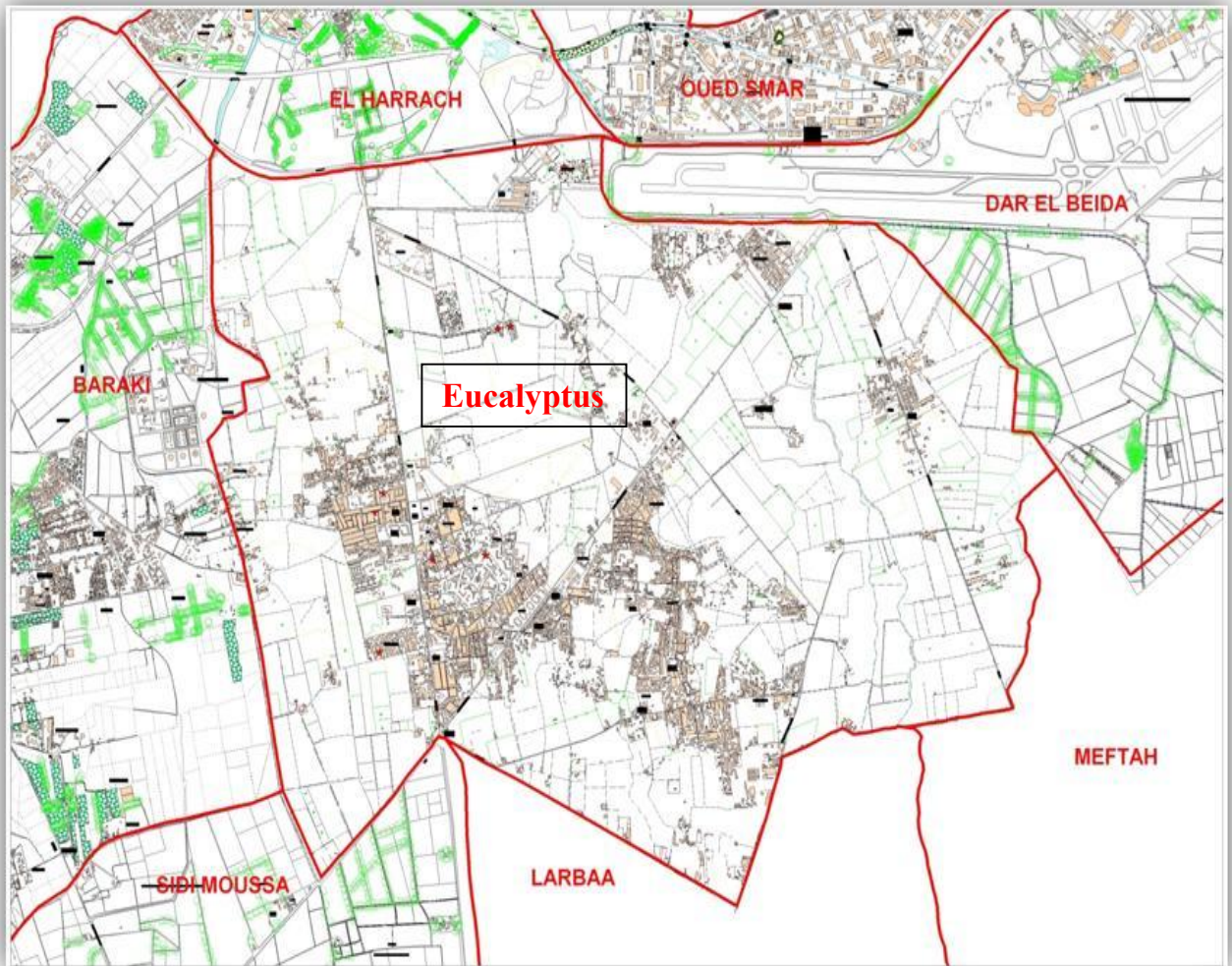


Figure I.2 - Délimitation de la commune des Eucalyptus (Site internet de l'A.P.C)

I.3 Analyse démographique de la zone d'étude

La projection d'un réseau d'assainissement est étroitement liée à l'évolution démographique de la zone d'étude. En effet, l'aménagement d'un réseau d'assainissement doit prendre en charge les rejets des eaux usées du site considéré. Ces rejets doivent être quantifiés en fonction d'une population estimée pour un horizon futur.

I.3.1 Population

La répartition de la population de la commune des Eucalyptus est comme suit :

Tableau I.2-Répartition de la population des Eucalyptus :

Dispersion	Ménages	Population		Total (M+F)
		Masculin	Féminin	
Chef lieu	18092	51436	50330	101766
Agglo. Secondaires	1806	5314	5184	10498
Zone éparse	319	924	860	1784
Total	20217	57674	56374	114048

L'estimation pour un horizon futur de la population sera calculée en tenant compte du taux d'accroissement de la commune des Eucalyptus.

D'après les données de la Direction de l'urbanisme et de l'habitat de la wilaya D'Alger (DUCH), la population de la ville est passée de 96310 habitants en 1998 à 114048 habitants en 2008 avec des taux d'accroissement respectivement de 0.6 % et 0.18 %.

L'accroissement démographique est présenté dans le tableau I.3.

On retiendra un taux d'accroissement moyen de 0.2 % pour nos estimations ultérieures.

Tableau I.3: Croissance démographique de la commune des Eucalyptus

Année	Nombre d'habitant	Taux d'accroissement(%)
1977	25245	/
1987	60108	1,38
1998	96310	0,6
2008	114048	0,18

D'après le tableau I.3, on remarque que l'évolution démographique est relativement faible, avec un taux d'accroissement annuel ne dépassant pas 0.18 % (RGPH 2008), il est le plus faible de la wilaya d'Alger.

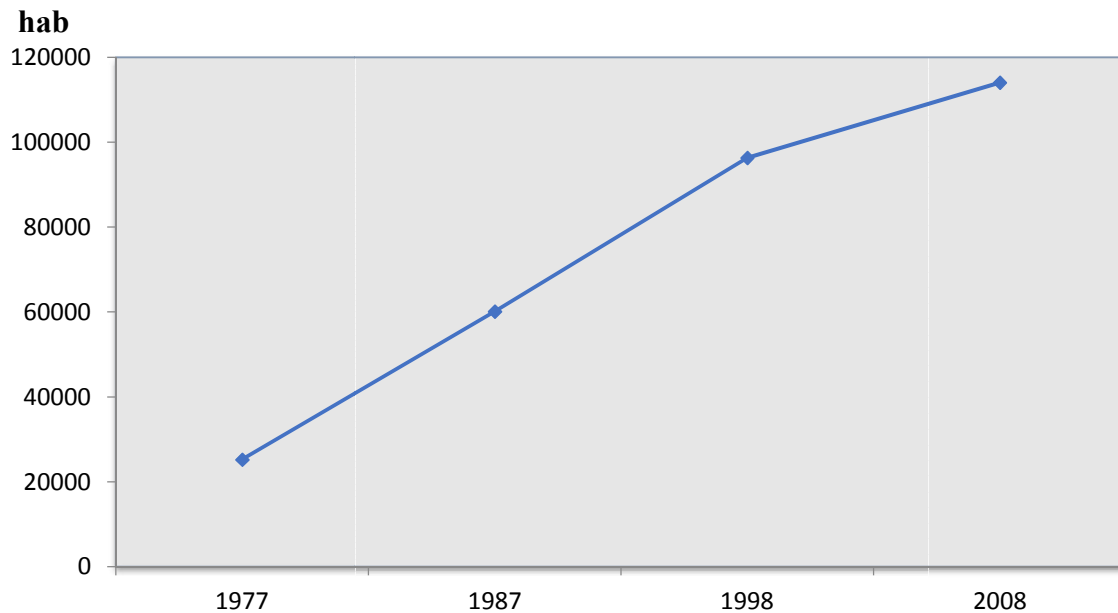


Figure I.3 - Evolution démographique de la commune des Eucalyptus

I.4 Relief

Le relief conditionne les écoulements des systèmes d'assainissement. Pour ce qui est de la zone d'étude, le terrain est plutôt plat. Les pentes sont très faibles, elles varient entre 0 et 0,5%. Elles présentent une bonne aptitude à l'urbanisation et à l'implantation de l'infrastructure de base, néanmoins elles favorisent la stagnation des eaux.

I.5 Géomorphologie

La commune présente une géomorphologie tabulaire et les altitudes oscillent entre 12 et 25 m dessinant un relief plat selon une direction Sud-Nord vers la mer (niveau zéro).

I.6 Géologie

La Consultation de la carte géologique de l'Algérie permet d'apprécier les formations géologiques de notre zone d'étude à la période quaternaire. On peut la décrire comme suit :

- Alluvions marécageux : partie de la zone occupée jusqu'au 20ème Siècle par des marécages et encore inondées lors des périodes pluvieuses (Alluvions anciens).

- Alluvions limoneuses : Dans la partie basse de la zone avec des alluvions des vallées jusqu'à 5 mètres au dessus du lit des rivières.

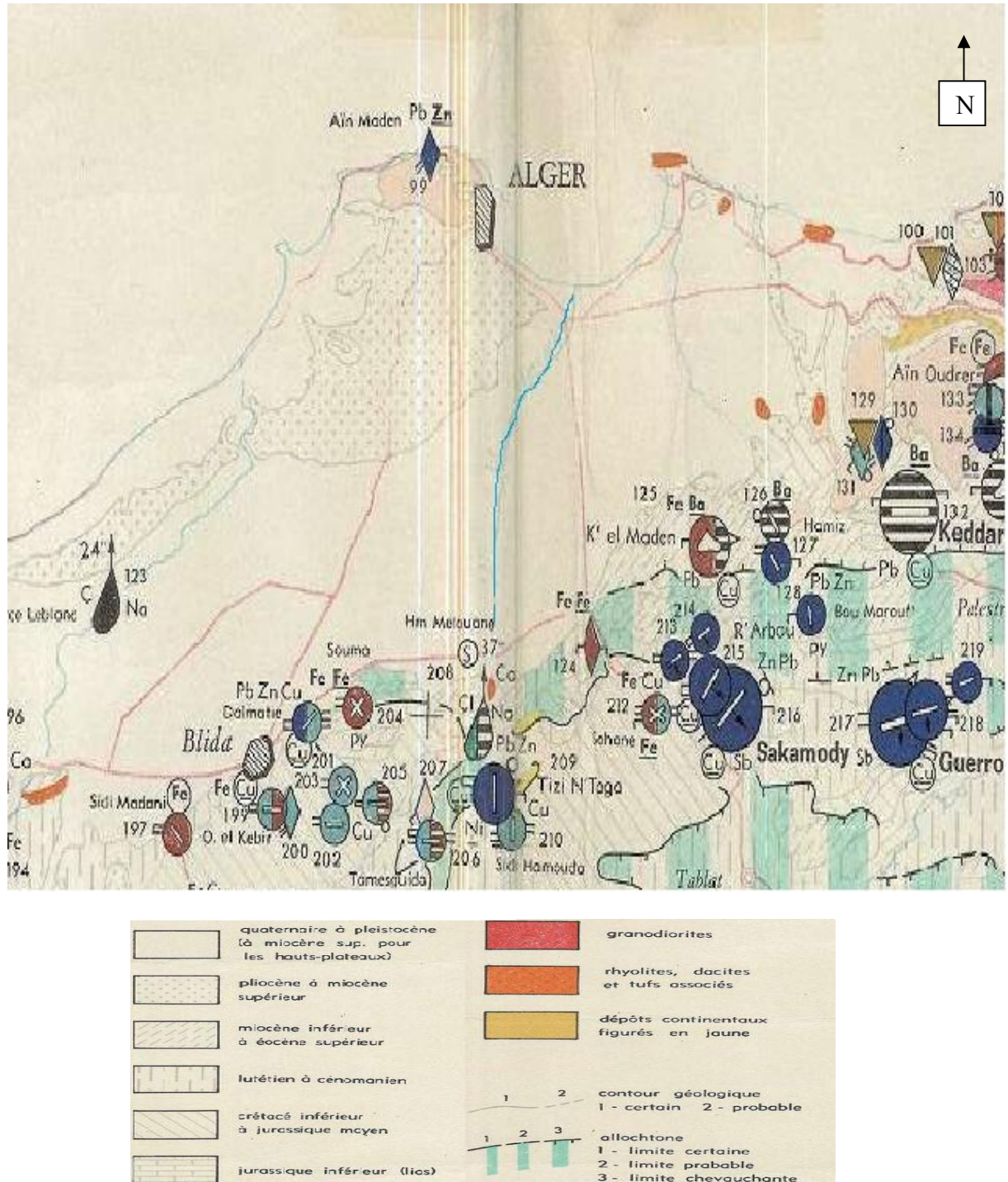


Figure I.4 Carte des gîtes minéraux d'Algérie 1/500.000. [10]

I.6.1 Hydrogéologie

La zone d'étude étant située dans le bassin de l'oued El Harrach, elle fait partie de l'aquifère de la Mitidja Est, la nappe est libre et surplombe une nappe phréatique élevée à 2m de profondeur. Cela provoque des problèmes de gonflement de sol donc une instabilité à prendre en compte dans la suite des analyses hydrauliques.

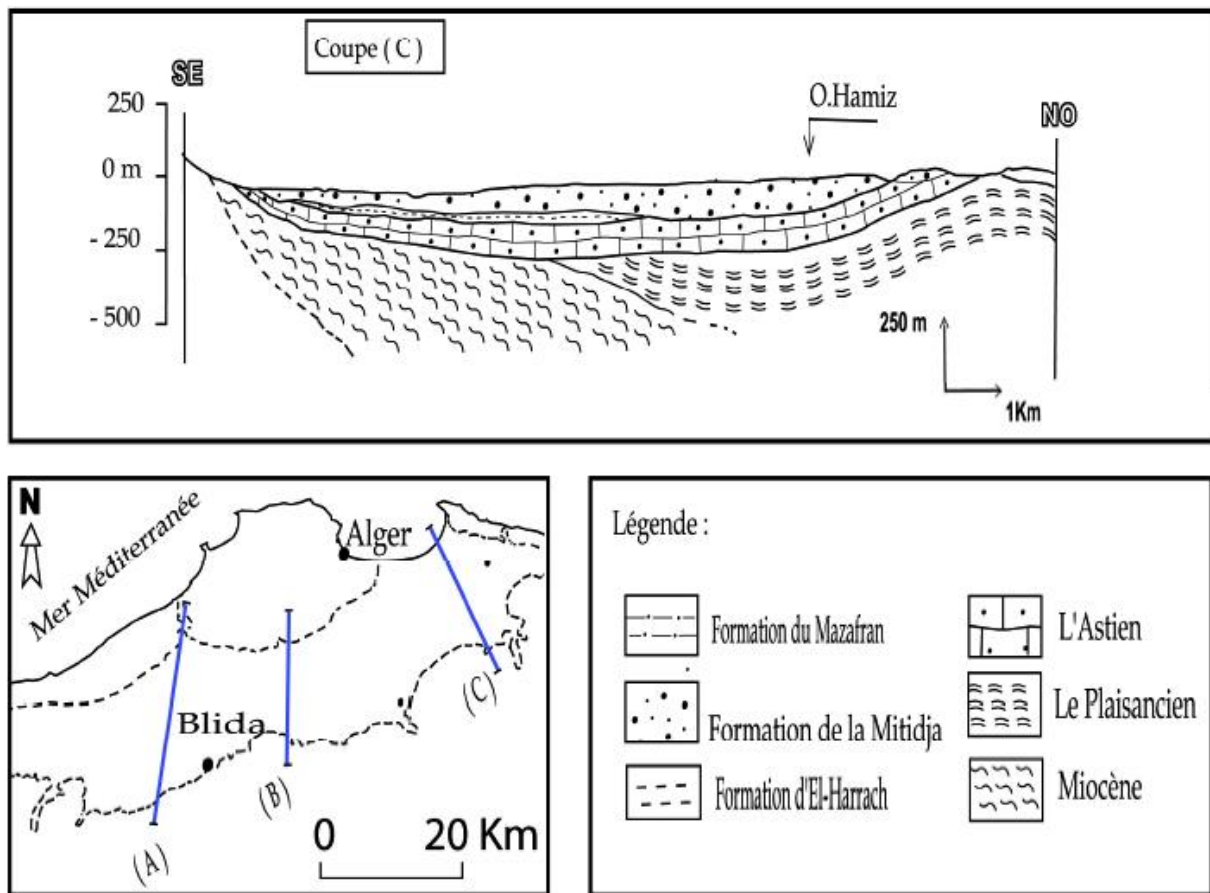


Figure I.5 : Coupes géologiques au niveau de la zone d'étude [11]

D'après la figure I.5 donnée précédemment sur la situation géologique qui caractérise la région, nous pouvons facilement conclure que vu la nature de la nappe aquifère libre en dessous de la région, la fluctuation des niveaux de la nappe entre les deux saisons hydrogéologiques en particulier les remontées des nappes risque de présenter une contrainte au système d'assainissement.

I.7 Analyse climatologique de la zone d'étude

I.7.1 Le climat

Le climat de la commune des Eucalyptus est influencé par sa proximité de la mer, il est de type méditerranéen. En hiver le climat est doux et humide, et en été il est chaud et sec.

La zone est soumise à un climat méditerranéen, caractérisé par deux saisons :

- **Du mois d'Octobre au mois de Mars** : une période pluvieuse et tempérée, avec une température moyenne de 18°C.
- **Avril à Septembre** : c'est une période relativement sèche et chaude avec une température supérieure à 25°C.

I.7.2 Température de l'air :

Les températures de l'air sont comme suit :

Tableau I.4 climatologique (Aéroport d'Alger 1961-1990)

Mois	jan.	fév.	mars	avril	mai	juin	jui.	août	sep.	oct.	nov.	déc.	année
Température minimale moyenne (°C)	5,9	6,4	7	9	12	15,6	18,5	19,1	17,1	13,7	9,6	7	11,7
Température moyenne (°C)	11,2	11,9	12,8	14,7	17,7	21,3	24,6	25,2	23,2	19,4	15,2	12,1	17,4
Température maximale moyenne (°C)	16,5	17,3	18,5	20,4	23,5	27	30,6	31,2	29,2	25,1	20,7	17,2	23,1
Record de froid (°C)	-11	-8	-5	3,8	3,8	9,4	13,4	13,8	11,6	7,2	-4	-10	-9
Record de chaleur (°C)	24,4	30	36,3	37,2	41,2	44,6	43,5	47,5	44,4	37,7	32,4	29,1	47,2
Précipitations (mm)	80	81,8	73,4	61,1	39,9	16,7	4,6	7,4	34,2	76	96,4	115,2	686,6
Nombre de jours avec précipitations	11,4	10,6	9,7	9,1	7,3	2,5	1,5	2,5	5,3	8,6	11,1	12,1	91,7

(Source : National Oceanic and Atmospheric Administration)

D'après le tableau I.4, la température moyenne annuelle est d'environ 17°C, avec des températures minimales moyennes aux alentours de 11°C en hiver (décembre- février) et

I.7.3 Humidité de l'air

Pour l'estimation de l'humidité de l'air, nous avons pris en considération les relevés des moyennes de la station de Dar El Beida :

Tableau I.5: Evolution de l'humidité relative de l'air

Mois	Sep	Oct	Nov	Dec	jan	Fev	Mar	Avr	Mai	Juin	Juil	Aout	Moy
Moyenne mensuelle	74.1	77.9	74.4	74.8	78	72	75.3	75.6	75.9	72.6	76.8	78.9	75.9

1.7.4 Les vents

Les vents locaux sont prédominants, ce sont en particulier des vents Ouest et Nord-Ouest avec quelques vents Nord-est. Le maximum de force des vents se situe au cours de l'hiver et le minimum à la fin de l'été. Les vents frais adoucissent le climat durant la saison chaude, la zone d'étude subit les effets du sirocco, notamment en période estivale.

Tableau I.6: Moyenne mensuelle des vitesses du vent

Saison	Automne			Hiver			Printemps			Eté			Année
Mois	S	O	N	D	J	F	M	A	M	J	J	A	
Vitesses (en m/s)	2.63	2.35	2.91	3.13	2.81	3.35	3.41	3.79	3.43	3.1	3.08	2.5	3.04

1.7.5 Les inondations

En période pluvieuse, une surface considérable de la commune est exposée au risque d'inondation, du essentiellement à sa morphologie plate et sa géologie constituée d'alluvions marécageuses. Les inondations par submersion et remontée de la nappe constituent une contrainte pour la commune.

1.8 Urbanisation

L'habitat collectif représente 23,23 % du parc de logement de la commune. A noter que ces ensembles d'habitation souffrent d'un certain nombre de problèmes à savoir :

- Déficit en équipements.
- Des cités sans identité architecturale ou urbanistique.

- Le manque de vides sanitaires est de plus en plus préoccupant surtout en période des chaleurs.
- Manque d'aménagement des espaces extérieurs.
- Un programme de logements basé sur la nécessité de résorption du déficit suite à une politique centralisée.
- La diversité des intervenants à savoir les promoteurs (OPGI, Privé,) à crée le sentiment de non appartenance des cités, au tissu urbain existant.

1.8.1 Les équipements

Toute population aspire à disposer d'un certain nombre d'équipements d'intérêt général qui font partie du confort minimal auquel chaque usager devrait avoir accès. Les équipements sont planifiés, construits et gérés par les collectivités locales ou régionales.

Les principaux types équipements localisés dans la commune des eucalyptus sont :

- Les équipements éducatifs (Écoles primaires, CEM, lycées, centre de formation professionnel, crèches).
- Les équipements culturels : centre culturel, bibliothèque.
- Les équipements Sanitaire : polyclinique, centre de santé.
- Les équipements de cultes : mosquées
- Les équipements de sureté : protection civile, gendarmerie nationale, sureté urbaine, garde communale
- Equipements sportifs : stade, salle omnisport.
- Equipements de loisirs : Piscine, aire de jeux.
- Equipements commerciaux : Marchés et commerces.

Tableau I.7: Répartition des équipements par agglomération :

Agglomération		Agglomération Chef lieu	Cité Kourifa Mohamed	Cité Air Algérie	Menaceria
<i>Education</i>	Ecole primaire	19	2		01
	Crèche	1			
	CEM	7			
	Lycée	2			
	CFPA	1			
	Technicum	1			
<i>Sanitaire</i>	Polyclinique	1			
	Centre de santé	4	1		
<i>Culturel</i>	Bibliothèque	1			
	Maison de jeunes	1			
<i>Culte</i>	Mosquée	20	2		
<i>Sportif</i>	Stade	1			
	Salle omnisport	1			
<i>Loisir</i>	Air de jeux	2	1		
	Terrain de jeux			1	
	Piscine	1		1	
<i>Protection</i>	Gendarmerie	4			
	Sureté urbaine	3			
	Protection civile	1			
<i>Service</i>	APC	1			
	Annexe APC	2			
	Poste	1			
<i>Divers</i>	Marché	1			
	Cimetière	5			1
	Zone d'activité	1	1		

I.9 Conditions hydrauliques

La commune des Eucalyptus par sa superficie et sa situation géographique présente un réseau hydraulique important, que ce soit sur le plan de l'alimentation en eau potable ou de l'assainissement.

I.9.1 Alimentation en eau potable

Vu le potentiel en ressources souterraines, la commune de des Eucalyptus dispose d'un grand champ de captage pour son alimentation en eau potable, la commune de des Eucalyptus est desservie à partir :

Des stations de pompage de Haouch Belabbes, qui dispose de deux réservoirs circulaires d'une capacité de 2x400 m³.

Les travaux de renforcement des anciennes conduites sont en cours. Un renforcement de la capacité de stockage est en voie d'étude, il devra alimenter les nouveaux sites de logements en cours de réalisation.

I.9.2 Assainissement

Du point de vue assainissement, nous signalons l'existence de plusieurs collecteurs principaux et secondaires, qui se jettent directement dans les oueds. Ces rejets à ciel ouvert polluent considérablement ces oueds.

Il est à noter que ces collecteurs sont généralement réalisés par les services hydrauliques de la commune.

Pour ce qui est de l'assainissement routier, excepté les ouvrages hydrauliques de franchissement, les autres routes communales ou pistes présentent des dysfonctionnements du point de vue assainissement pluvial, puisque les ouvrages hydrauliques tels que les caniveaux ou les avaloirs sont généralement obturés ou quasiment inexistantes.

I.10 Conclusion

Dans cette partie, nous avons défini les données nécessaires concernant notre région du point de vue climatique, géologie, topographie, hydrogéologie, démographie ainsi que la situation hydraulique.

Pour une bonne analyse du réseau d'assainissement de la commune, une étude hydrologique détaillée et un diagnostic du réseau approfondi doivent être entamés pour mieux cerner les défaillances de ce système d'assainissement, et de projeter s'il y a lieu un nouveau réseau qui sera conçu selon les normes hydrauliques en vigueur.

Chapitre II Etude Hydrologique

II.1 Introduction

L'analyse hydrologique permet d'apprécier le régime hydrologique auquel est soumis un site d'étude et de calculer les débits d'eaux pluviales. Dans le domaine de l'assainissement, le but principal de l'étude hydrologique est de déterminer l'intensité moyenne maximale d'après l'étude des averses. Lorsqu'on décide la mise en œuvre d'un projet d'assainissement (dimensionnement, exploitation et fonctionnement des ouvrages annexes) l'évaluation des débits est une étape très importante et elle doit passer par une étude hydrologique précise.

Le présent chapitre a pour objectifs de définir les paramètres hydrologiques nécessaires à l'étude du réseau d'assainissement de la commune de Eucalyptus, tels que :

- Les paramètres physiographiques du bassin.
- Les précipitations
- les infiltrations
- Les averses et les caractéristiques des crues.

Cette étude hydrologique s'est basée à partir des données et renseignements disponibles au niveau de l'Agence Nationale des Ressources Hydrauliques (ANRH). Egalement, des visites de terrain ont été effectuées pour mieux caractériser la nature hydrologique des oueds.

II.2 Description du réseau hydrographique de la zone d'étude

La région d'étude fait partie du grand bassin de l'oued El Harrach, qui est un des grands bassins de l'Algérois, l'oued Djemaa conflue avec celui-ci avant de se jeter dans la mer.

L'oued El Harrach, qui représente l'un des principaux oueds sillonnent la Mitidja, prend source au Nord de l'Atlas Blidéen et se jette en mer Méditerranée après un parcours de 67km environ. Il est formé par la confluence de deux principaux Oueds: l'Oued Okacha et l'Oued Mekka au Sud- Ouest de Hammam Melouane au niveau du « Rocher des Pigeons », dans la wilaye de Blida.

L'oued irrigue les zones agricoles tout autour, grâce notamment à ses affluents, les oueds : Djemâa, oued Baba Ali, ou oued Terrou.

En aval, son principal affluent est l'oued Smar qui traverse une zone industrielle de la banlieue est d'Alger. Ce bassin présente une superficie totale de 1260 km², il est particulièrement influencé par un climat méditerranéen, et dont les précipitations présentent une variabilité importante, que ce soit à l'échelle annuelle ou interannuelle.

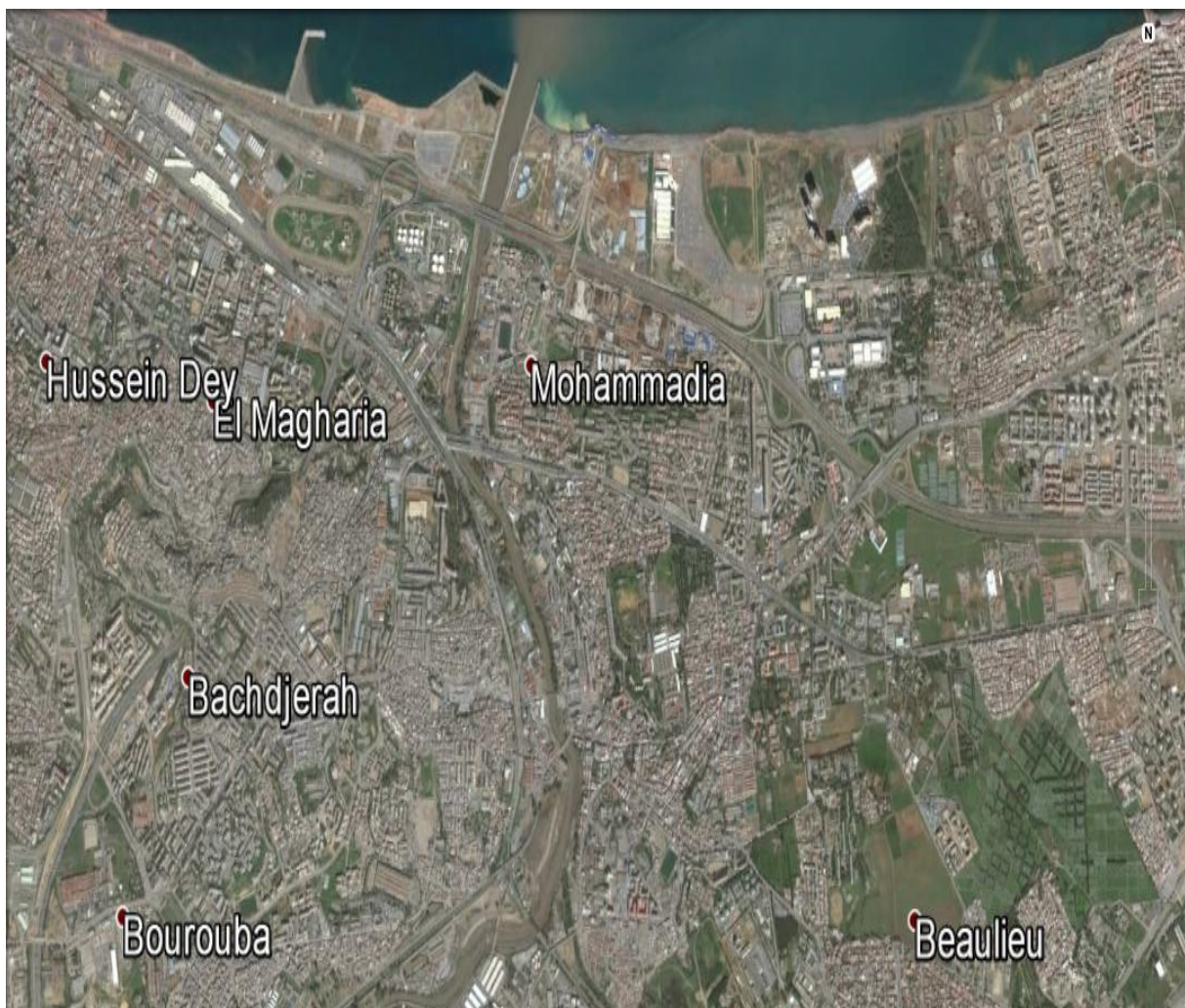


Figure II.1 : Carte Satellite (Google Earth) de l'embouchure de l'oued El Harrach

Excepté l'oued El Harrach, la majorité de ces oueds ont un écoulement temporaire, en période estivale (Juin-Septembre) les oueds sont à sec.

Pour ce qui est de la commune des Eucalyptus, elle est traversée par un certain nombre d'oueds, dont le principal reste l'oued Smar.

Les paramètres physiographiques ont été estimés en se basant sur les cartes d'état major à échelle 1/25000, après avoir été scannées et numérisées.

Après estimation de la surface et du périmètre du bassin, on détermine un indice de compacité K_c , qui définit l'allure de l'écoulement général en relation avec la forme du bassin versant, l'indice K_c est calculé comme suit :

$$K_c = 0.282 \frac{P}{\sqrt{S}} \dots\dots\dots (II.1)$$

- P : Périmètre du bassin versant (km) ;
- S : Superficie du bassin versant (km²).

Les altitudes min et max sont déduites de la carte d'état major, et l'altitude moyenne d'après la courbe hypsométrique. La pente moyenne (%) du thalweg principal est déduite de l'équation :

- $I = \frac{H_{\max} - H_{\min}}{L} \dots\dots\dots (II.2)$ (L : longueur du thalweg principal en m)
- L'altitude moyenne H_{moy} est donnée par la relation :

$$H_{\text{moy}} = \frac{\sum H_i S_i}{S} \dots\dots\dots (II.3) \quad (S : \text{Superficie totale du bassin en km}^2)$$

Les caractéristiques des oueds qui drainent le versant Sud de la commune sont résumées dans le tableau suivant :

Tableau II.1: Caractéristiques des oueds de la commune des Eucalyptus

Oued	Oued Smar	sidi akacha	Ferrah
S (km ²)	162	59.2	5.1
P (km)	78	40	10.1
Kc	1.72	1.46	1.26
L (km)	47.5	18.80	4.75
Hmax	240	208	31
Hmoy	75	16.0	18.5
Hmin	14	48.0	14
Pente (%)	0.48	1.1	0.3

II.3 Caractéristiques climatiques

La commune des Eucalyptus est caractérisée par un climat méditerranéen sub-humide à semi-aride, on distingue ainsi deux périodes distinctes : l'une froide et humide qui débute du mois d'octobre au mois de mars où la température varie entre 15 et 18°C, et l'autre débute du mois d'Avril au mois de Septembre, elle est caractérisée par un climat chaud et sec avec des températures journalières qui peuvent atteindre 35°C.

II.3.1 Etude des pluies

▪ Les averses :

Les averses sont des éléments de pluies associées à une même perturbation météorologique. Ce sont des pluies subites, abondantes et généralement de courte durée, variant entre quelques minutes et plusieurs dizaines d'heures.

Les averses sont caractérisées par un volume important et une forte intensité par minute de temps.

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

- Un volume important.
- Une forte intensité.
- Une érosion ou un apport de pollution liée au ruissellement. [3]

La région d'étude fait partie du grand bassin de l'oued El Harrach, qui est influencé par un climat méditerranéen, et dont les précipitations présentent une variabilité importante, que ce soit à l'échelle annuelle ou interannuelle.

Cependant, on doit noter la faible densité du réseau pluviométrique. Ainsi, les stations qui sont proches de la zone d'étude sont résumées dans la figure suivante :

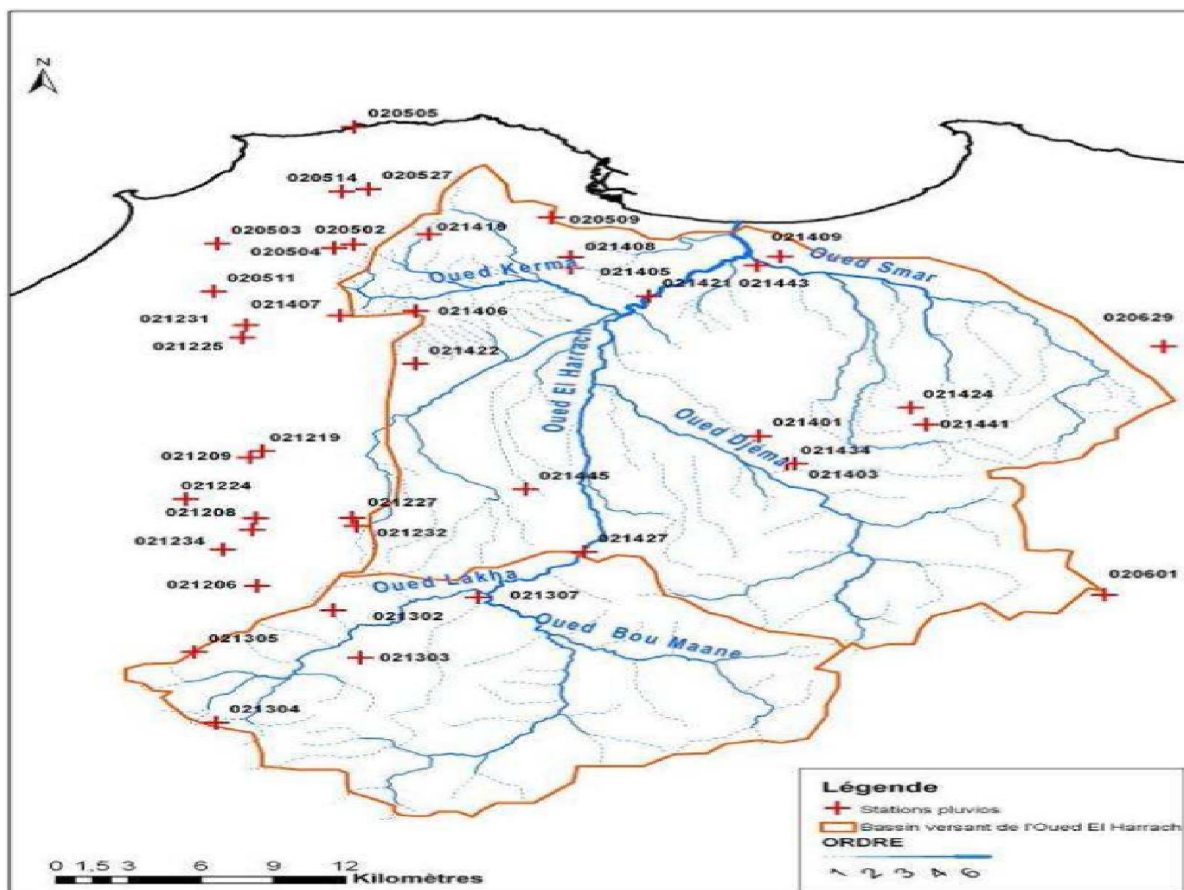


Figure II.2: Localisation des stations pluviométriques

Le tableau II.2 regroupe les différentes stations pluviométriques dans la zone d'étude :

Tableau II.2 : Inventaire des stations pluviométriques de la zone d'étude

Nom	Code	Organisme	Période	Coordonnées(m)	Altitude (m)
Baraki	021421	ANRH	1951-2009	X=535000 Y=376500	20
Dar El Beida		ONM	1972-1985 1988-2008	X=518200 Y=373100	17

D'après le tableau II.2 et la figure II.2, on voit que les deux stations sont très proches de la zone du projet. Cependant, nous disposons seulement des données de la série de la station de Baraki. Nous prendrons donc cette station pour la suite de nos calculs hydrologiques.

Les caractéristiques des pluies annuelles enregistrées dans la station sont résumées dans le tableau suivant :

Tableau II.3: Caractéristiques de la station pluviométrique de Baraki

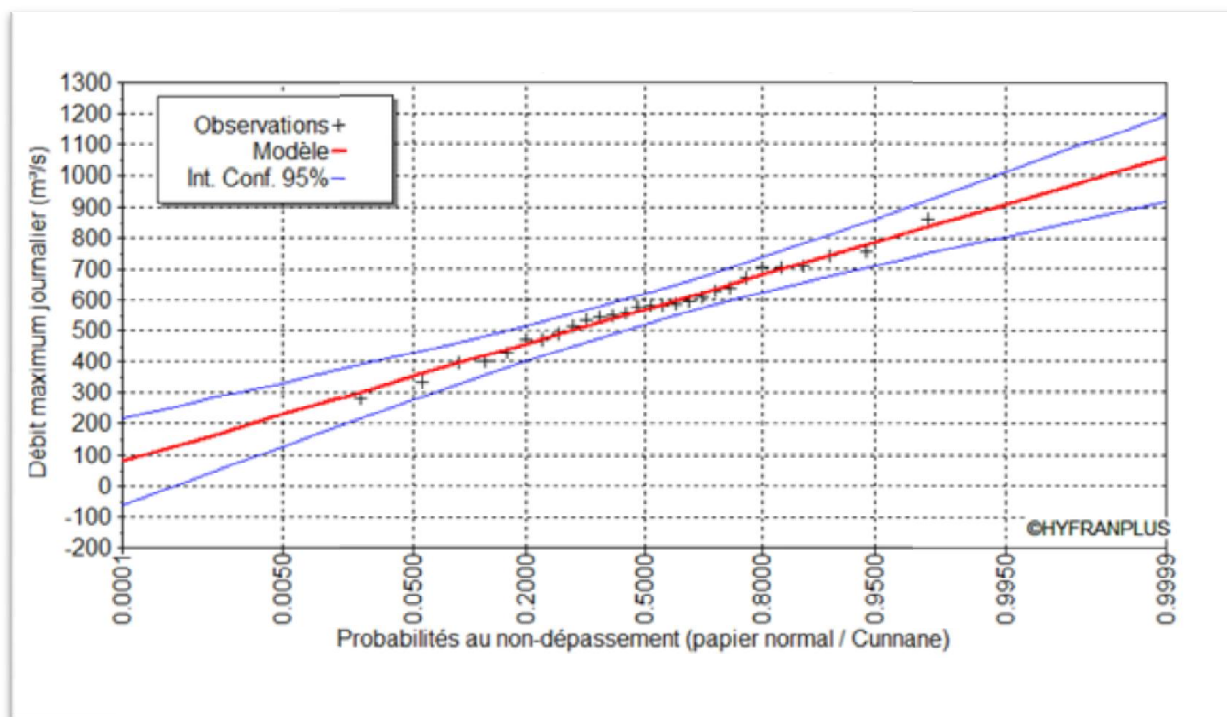
Station	Baraki
Série	1971-2009
Moyenne	568.4 mm
Ecart-type	131.6
Max	857.9 mm
Min	284.8 mm
Cv	0.23

- Ajustement des pluies annuelles à une loi normale

On préconise la loi normale pour l'ajustement des pluies annuelles. La fonction de répartition est la suivante :

$$F(x) = \frac{1}{\sqrt{2\pi}} \int_{-\infty}^u e^{-\frac{u^2}{2}} du \quad (II.4)$$

Avec $u = \frac{x - \bar{x}}{\sigma}$ dépend de deux paramètres qui sont la moyenne \bar{x} et l'écart-type σ , qui dans notre cas sont estimés par la méthode des moments. En utilisant le logiciel Hyfran, nous avons obtenu les résultats suivants :



Graphe II.1: Ajustement des pluies annuelles à une loi Normale

Les pluies extrapolées pour des périodes de retour de 10, 50,100 ans sont comme suit :

Tableau II.4: Pluies annuelles extrapolées pour différentes périodes de retour

P. Retour (ans)	10	50	100
Pluies annuelles (mm)	737	839	875

II.4 Etude des pluies maximales journalières :

II.4.1 Calcul des différents paramètres de la série :

On prendra comme base de calcul, la série pluviométrique de la station de Baraki, (code 21421) fournie par l'agence nationale des ressources hydriques (A.N.R.H) qui dispose de 29 ans d'observations.

II.4.2 Calcul de la Moyenne des précipitations:

Appliquons la formule suivante :

$$\bar{X} = \frac{1}{N} \sum_{i=1}^n X_i \dots\dots\dots(\text{II.5})$$

Avec :

X_i : Hauteur des pluies maximales journalières en (mm).

N : Nombre d'années d'observations (N=29)

II.4.3 L'écart-type

$$\delta_x = \sqrt{\left[\sum (X_i - \bar{X})^2 \right] / N} \dots\dots\dots(\text{II.6})$$

II.4.4 Coefficient de variation :

$$C_v = \frac{\delta_x}{\bar{X}} \dots\dots\dots(\text{II.7})$$

Pluies Maximum Journalières :

Nous disposons de la série pluviométrique continue des $P_{\max,j}$ de la station de Baraki, la période d'observations se situe entre 1979 et 2007 soit au total un échantillon de 29 ans.

Tableau II.5- Pluie maximum journalières – station Baraki

	Sep	Oct	No	Dec	Jav	Fev	Ma	Avr	Mai	Jui	Juil	Ao	P _{max.}
1979	29.9	30.6	55.6	31.3	39.7	12.9	54.6	33.2	3.7	0.4	0	4.7	55.6
1980	0.4	15.3	19.8	40.3	19.9	12.1	19.1	13.9	10.3	4.6	0	16	40.3
1981	1.9	65	10.5	23.1	32.4	36	8.8	5.3	19.5	12.3	0	0	65
1982	3.8	1.9	25	25.4	0	26	5.3	4	2.5	0	0.9	1.5	26
1983	0	11.3	11.3	41.9	40.8	27.7	12	11.1	22	15	0	0	41.9
1984	14.6	68	12.3	44.2	23.1	20.5	36.6	6.8	23.5	1	0	0.2	68
1985	12.5	8	76	19.7	17	18.5	30.7	15	1.1	10.9	34.5	0	76
1986	102.9	16	47.4	45.5	28	41	10.1	0	15.2	10.3	25.2	0	102.9
1987	80.8	49.1	29.1	24	12.2	24.9	46.3	11.7	13.6	25.9	0	0	80.8
1988	20	16	31.7	64	7.9	15.5	11.4	59	2.2	1.5	1.1	29	64
1989	21	13.6	7.2	4.8	21.3	0	9.3	13.1	13	6	16.3	0	21.3
1990	1.9	24	-	35.7	26.9	23.6	15.4	29.6	9.2	6.7	0	0	35.7
1991	1.5	28.7	26.2	6.5	46.1	15.9	13.5	27.6	24.7	15.5	2.3	0	46.1
1992	2.9	66.8	42.1	22	19.1	22.2	12	14.1	37.4	0	2.7	1.4	66.8
1993	17.9	16.2	32.5	71.8	73.3	20.5	1.1	21.3	5.5	0	0	0	73.3
1994	42	26.3	11.1	30.3	57	29	27	32	6.8	7.7	0	9.5	57
1995	13.1	12.2	18.5	12.7	32.8	39.3	27.2	58.7	17.2	31.2	3.9	2	58.7
1996	32.5	47	36.3	17.6	22.4	10.8	7.8	24	7.6	4.2	2.1	26.6	47
1997	29.2	16.6	65.2	33	18	22.2	18.2	22.1	43.5	0	0	0.9	65.2
1998	3.9	12.8	29.3	37.5	44.6	52.6	23.2	7.2	0	5.7	0	1.5	52.6
1999	37.5	7.3	40.9	36.2	8.3	2.7	12.8	10.4	16.9	0	0	0	40.9
2000	12.8	11.8	16.6	16.2	45.2	19.8	1.9	16.2	5.8	0.7	0	0.5	45.2
2001	34.7	35.6	29	24.4	8.9	5.9	9.4	40.5	7.5	0.8	1.8	11.5	40.5
2002	7.4	14.2	22.4	34.2	26.5	33.5	9.3	22.3	7.1	0	7.1	2.9	34.2

2003	11.7	12.9	19.7	30.6	53.6	19.8	41.9	17.3	45.1	33.3	0	0	53.6
SUIVE TABLEAU II.5													
2004	0.9	18.5	35	38.1	31.8	19.9	18.8	9.6	1.9	0	0.4	1.5	38.1
2005	0.9	38	31.9	21.7	37.7	22.3	17.3	1.3	34.4	0	0	8.1	38
2006	8.9	2.9	19.6	31.9	16.3	22.3	31.7	14.9	2.2	10.5	0	8.3	31.9
2007	13.4	38.8	60.4	37.1	13.9	15.1	15.2	10.4	14	2.6	7.8	0	60.4

Les caractéristiques de la série sont résumées dans le tableau suivant :

Tableau II.6- Caractéristiques des pluies maximales de la station de Baraki

Moyenne	52.65 mm
Ecart-type	18.08
Exposant climatique	0.37
C. de variation	0.34
Maximales	102.9 mm
Minimales	21.3 mm

II.5 Ajustement statistique d'une série de données :

L'analyse fréquentielle d'une série pluviométrique permet d'estimer le temps de retour d'une valeur particulière. Cette prédiction repose sur la définition et la mise en œuvre d'un modèle fréquentiel qui est une équation décrivant (modélisant) le comportement statistique d'un processus. Ces modèles décrivent la probabilité d'apparition d'un événement de valeur donnée. C'est du choix du modèle fréquentiel (et plus particulièrement de son type) que dépendra la validité des résultats de l'analyse fréquentielle.

II.5.1 Etude de l'homogénéité de la série pluviométrique

Le test d'homogénéité consiste à vérifier que K ($K \geq 2$) échantillons (groupes) proviennent de la même population ou que la distribution de la variable d'intérêt est la même dans les K échantillons [7].

Pour vérifier l'homogénéité de la série pluviométrique on procède au Test de Wilcoxon qui repose sur le procédé ci-dessous :

- On divise la série de données en deux sous échantillons : x et y tel que : N_1 et N_2
- Représentant respectivement les tailles de ces deux sous séries considérant généralement $N_2 > N_1$

On constitue par la suite, la série x unions y après avoir classé la série de pluie d'origine par ordre décroissant. à ce stade, on attribue à chaque valeur de la série pluviométrique classée, son rang, tout en précisant à quels sous série elle appartient.

Wilcoxon a montré que la série est homogène avec une probabilité de 95%, si la relation ci-dessous est vérifiée.

Avec : $W_{min} < W_y < W_{max}$

W_y : Somme des rangs des sous séries

$$W_{min} = \left[\left(\frac{(N_1 + N_2 + 1) * N_1 - 1}{2} \right) - 1.96 \left(\frac{N_1 * N_2 (N_1 + N_2 + 1)}{12} \right)^{0.5} \right]$$

$$W_{max} = [(N_1 + N_2 + 1)N_1 - W_{min}]$$

$N_1=14$

$N_2=15$

Nous avons : $164.59 < 235 < 285.41$ donc $W_{min} < W_y < W_{max}$

La condition de Wilcoxon est vérifiée, donc la série des précipitations maximales annuelles de la station de Baraki est homogène.

II.5.2 Loi de Gumbel

Un modèle fréquentiel très souvent utilisé pour décrire le comportement statistique des valeurs extrêmes est la distribution statistique de Gumbel (loi double exponentielle ou loi

de Gumbel. La fonction de répartition de la loi de Gumbel $F(x)$ s'exprime de la manière suivante :

$$F(x) = \exp\left(-\exp\left(-\frac{x-\alpha}{b}\right)\right) \quad (\text{II.8})$$

Avec : la variable réduite suivante : $u = \frac{x-\alpha}{b}$ [Roche, 1970]

Où 'a' et 'b' sont les paramètres du modèle de Gumbel.

➤ **Méthode de calcul :**

✓ **Etape 1 :**

- Préparation de la série de données des pluies maximales journalières.
- Trier les valeurs dans l'ordre croissant.
- Attribuer un rang à chaque valeur.

✓ **Etape 2 :**

Calcul de la fréquence empirique pour chaque rang : On utilise pour cette méthode la formule de Hazen : $F(x) = \frac{r-0.5}{n}$ (II.9) ;

Où r est le rang dans la série de données classée par valeurs croissantes, n est la taille de l'échantillon.

Etape 3 : Calcul de la variable réduite « u » du Gumbel : $u = -\ln(-\ln(F(x)))$

Etape 4 : Représentation graphique des couples (u_i, x_i) de la série à ajuster

Tableau II.7 Calcul des fréquences empiriques.

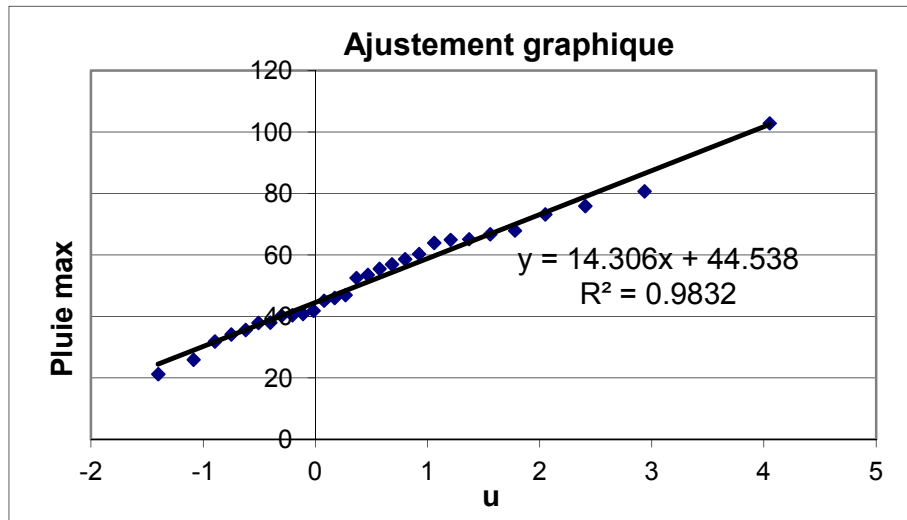
Année	P max triés (mm)	rang r	fréquence empirique F	variable réduite u
1989	21.3	1	0.017	-1.401
1982	26	2	0.052	-1.086
2006	31.9	3	0.086	-0.896
2002	34.2	4	0.121	-0.749
1990	35.7	5	0.155	-0.622
2005	38	6	0.190	-0.508
2004	38.1	7	0.224	-0.402

SUIVE TABLEAU II.7

1980	40.3	8	0.259	-0.302
2001	40.5	9	0.293	-0.205
1999	40.9	10	0.328	-0.110
1983	41.9	11	0.362	-0.016
2000	45.2	12	0.397	0.078
1991	46.1	13	0.431	0.172
1996	47	14	0.466	0.268
1998	52.6	15	0.500	0.367
2003	53.6	16	0.534	0.468
1979	55.6	17	0.569	0.573
1994	57	18	0.603	0.683
1995	58.7	19	0.638	0.800
2007	60.4	20	0.672	0.924
1988	64	21	0.707	1.059
1981	65	22	0.741	1.206
1997	65.2	23	0.776	1.371
1992	66.8	24	0.810	1.559
1984	68	25	0.845	1.780
1993	73.3	26	0.879	2.051
1985	76	27	0.914	2.406
1987	80.8	28	0.948	2.935
1986	102.9	29	0.983	4.052

II.5.2.i Ajustement Graphique :

On se base sur le diagramme de Gumbel : $P= F(u)= b u + a$



Graphe II.2. Ajustement à la loi de Gumbel

Avec un ajustement de type graphique grâce au tableur Excel, on a alors une estimation des paramètres a et b : $b = 14.3$ et $a = 44.53$. La corrélation est très satisfaisante puisque le coefficient $R = 0.99$. L'utilisation de l'ajustement graphique est admise pour $R > 0.8$

- Pour une période de retour de $T = 10$ ans la fréquence de non dépassement correspondante est : $F = 1 - 1/T \rightarrow F = 0.9$.
- On calcule la variable réduite de Gumbel correspondante : $u = 2.25$
- $P_{max,j 0.9} = 14.3 u + 44.53 = 76.71 \text{ mm}$

II.5.2.ii L'ajustement par la méthode des moments :

La méthode des moments consiste à évaluer les moments des échantillons avec les moments théoriques de la loi. Par la méthode des moments les paramètres a et b sont calculés d'après les formules :

$$\begin{cases} \hat{b} = \frac{\sqrt{6}}{\pi} \hat{\sigma} \\ \hat{a} = \hat{\mu} - \hat{b}\gamma \end{cases} \dots\dots\dots(\text{II.11})$$

Avec :

$$\gamma = 0.5772 \text{ (Constante d'Euler)}$$

σ : écart-type des valeurs composant l'échantillon.

μ : Moyenne de l'échantillon.

On trouve : $b = 2.45/3.14 * 18.08 = 14.1$

$$a = 52.65 - 14.1 * 0.5772 = 44.51$$

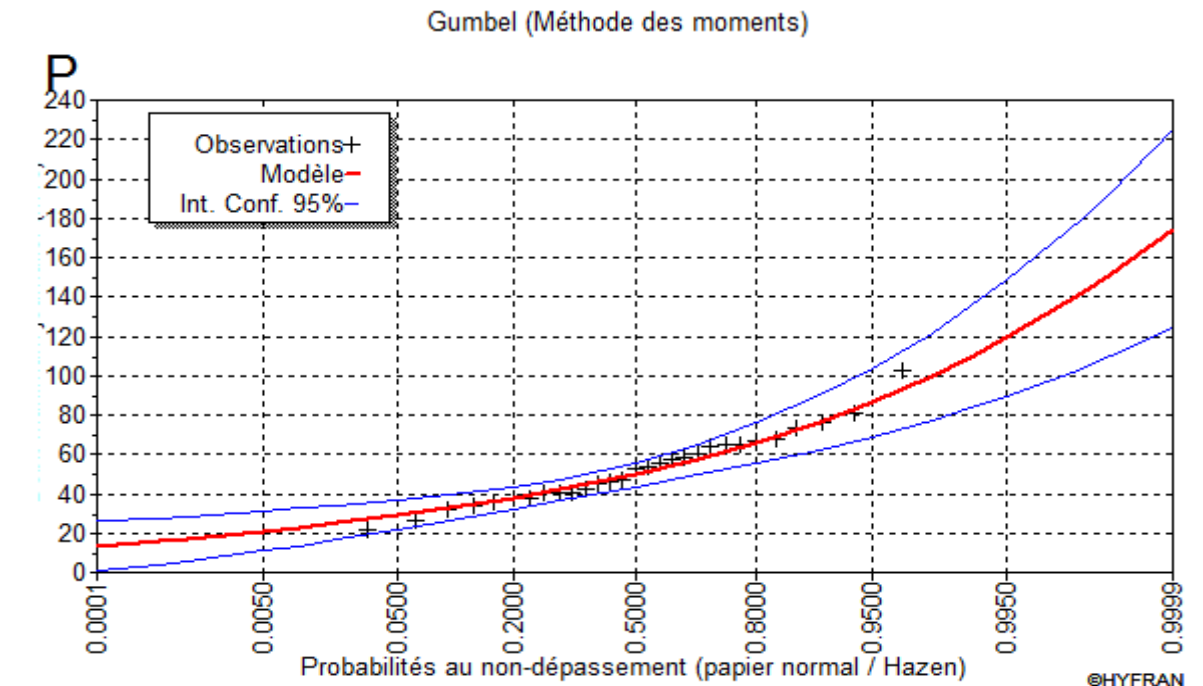
Dans ce cas on trouve $P_{max,j 0.9} = 76.24 \text{ mm}$

Remarque: Les deux méthodes donnent des résultats très proches l'une de l'autre. On tiendra compte pour la suite de la valeur la plus grande (défavorable) : $P_{max,j 0.9} = 76.71 \text{ mm}$

Intervalle de confiance : Le Logiciel Hyfran a été utilisé pour déterminer les intervalles de confiance à un seuil de risque de 5% pour différentes périodes de retour pour la loi de Gumbel (méthode des moments).

Tableau II.8 - Valeurs min et max pour un seuil de 95% en fonction de T (Gumbel)

T	F	P(F)	Intervalle de confiance 95%
100	0.99	109	83.5 – 135
50	0.98	99.5	77.4 – 122
20	0.95	86.4	69.0 – 104
10	0.9	76.2	62.5 - 90.0
5	0.8	65.7	55.5 - 75.8
3	0.6667	57.2	49.6 - 64.9
2	0.5	49.7	43.6 - 55.7



Graphe II.3 Courbe comparative Observations/modèle fréquentiel (Gumbel)

II.5.3 Loi de Galton :

La loi de Galton est donnée par la fonction de répartition de la forme :

$$F'(x) = \frac{1}{\sqrt{2\pi}} \cdot \int_{-\infty}^x e^{-\frac{1}{2}u^2} du \quad \dots\dots\dots(\text{II.12})$$

Avec $u = \frac{X - \bar{X}}{\sigma}$

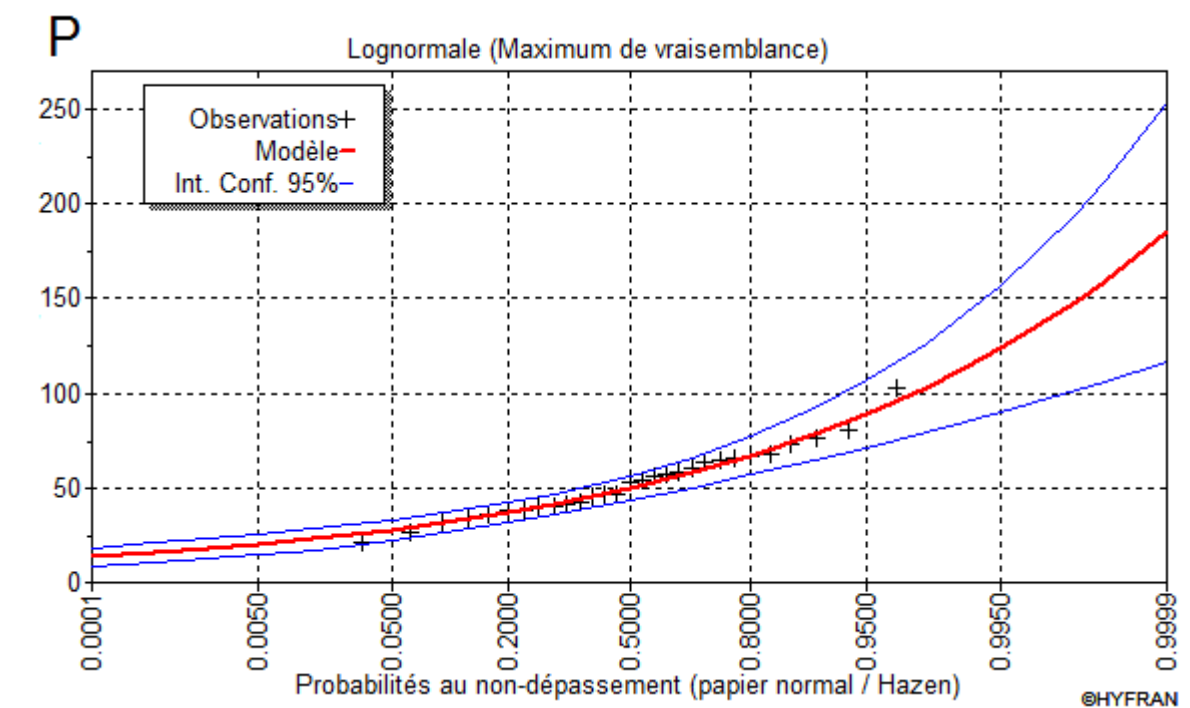
L'équation de la droite de Galton qui ajuste les valeurs expérimentales est la suivante:

$$\text{Log}(xp\%) = \sqrt{\text{Log}x} + \sqrt{\text{Log}u_{p\%}} \quad \dots\dots\dots(\text{II.13})$$

En utilisant le logiciel Hyfran :

Tableau II.9 - Valeurs min et max pour un seuil de 95% en fonction de T (Galton)

T	F	P(F)	Intervalle de confiance à 95%
50	0.98	103	79.1 – 126
20	0.95	88.8	71.1 – 107
10	0.9	78.1	64.5 - 91.8
5	0.8	66.9	56.8 - 76.9



Graphique II.4: Courbe comparative Observations/modèle fréquentiel (Galton)

- A partir du tableau II.9 : $P_{max 90\%} = 78.1 \text{ mm}$

II.5.4 Choix de la loi d'ajustement

II.5.4.i Test de validité de l'ajustement à la loi choisie :

La loi choisie pour ajuster la distribution statistique de l'échantillon, ne représente qu'approximativement l'échantillon étudié, l'erreur commise en adoptant une loi donnée est une erreur d'adéquation. Il convient par conséquent de comparer l'adéquation de ces lois afin d'adopter le meilleur ajustement. L'un des tests le plus employé, est le test du Khi carré (χ^2).

Soit un échantillon de N valeurs, classées par ordre croissant ou décroissant à étudier, et pour lequel une loi de répartition F(X) a été déterminée :

On divise cet échantillon en un certain nombre de classes K contenant chacune n_i valeurs expérimentales. Le nombre V_i est le nombre théorique de valeurs sur un échantillon de N valeurs affectées à la classe i par la loi de répartition, donnée par la relation suivante :

$$v_i = N \int_{x_{i-1}}^{x_i} f(X) dX = N[F(X_i) - F(X_{i-1})] \dots\dots\dots(\text{II.14})$$

$f(X)$: étant la densité de probabilité correspondant à la loi théorique. La variable aléatoire χ^2 , dont la répartition a été étudiée par Pearson, est définie par l'expression suivante :

$$\chi^2 = \sum \frac{(n_i - v_i)^2}{v_i} \dots\dots\dots(\text{II.15})$$

$$\lambda = K - 1 - P$$

Avec :

- P : Nombre de paramètres, dont dépend la loi de répartition (P=2).

On cherche dans la table de Pearson la probabilité de dépassement correspondante au nombre de degré de liberté, définie ci-dessus par λ .

Le test d'adéquation du Khi-carré effectué à l'aide du logiciel Hyfran pour les 2 lois a donné les résultats suivants :

- $\chi^2 = 2.62$ pour la loi Log-Normale (Galton)
- $\chi^2 = 3.10$ pour la loi Gumbel.

D'après le test khi-carré, on voit nettement que l'ajustement des pluies maximales est meilleur avec la loi Log-normale, on retient donc cette loi pour l'extrapolation des pluies à différentes périodes de retour.

II.6 Calcul de l'intensité moyenne de la précipitation

Pour le calcul de l'intensité pluviométrique on se réfère à la formule de Montanari qui est la plus utilisée en Algérie :

$$\text{Avec : } I_t(P) = \frac{P_{24}(0.9) \left(\frac{t}{24} \right)^{b-1}}{24} \dots\dots\dots (\text{II.16})$$

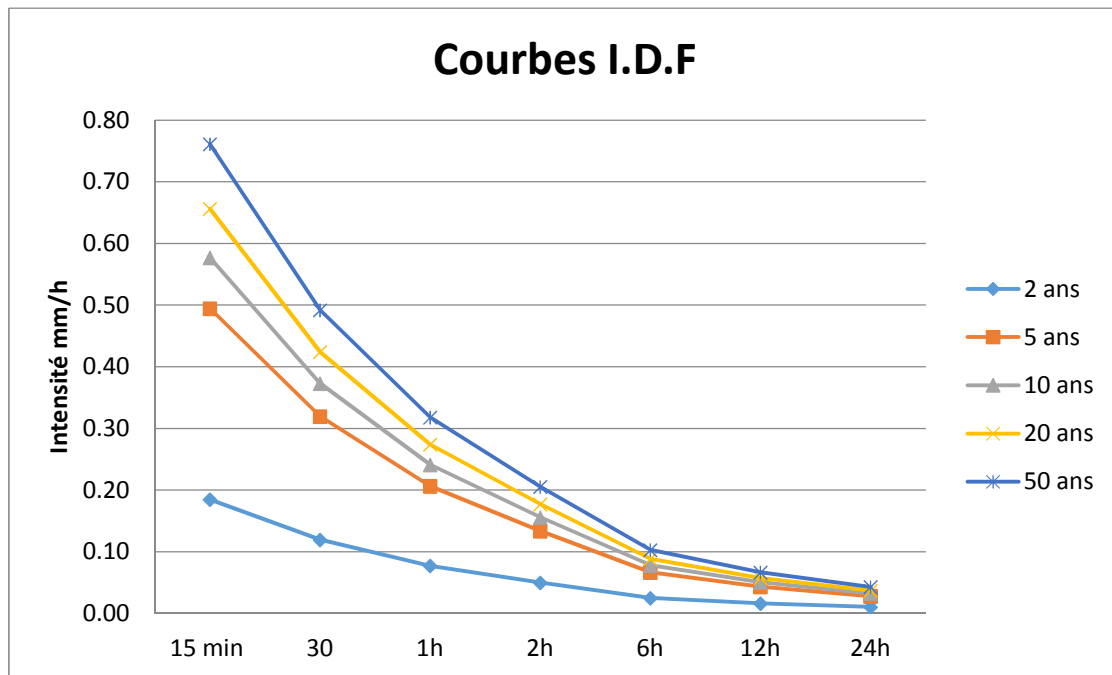
- $I_t(P)$: Intensité moyenne de pluie pour une averse.
- $I_{24}(P)$: Intensité moyenne de pluie journalière de fréquence « P »

Exposant climatique :

Il est donné par l'A.N.R.H. Pour notre région, il est égal à : **0,37**

Tableau II.10: Valeurs des intensités de pluie en mm/h

T / t	15 min	30min	1h	2h	6h	12h	24h
2 ans	18.47	11.94	7.71	4.98	2.49	1.61	1.04
5 ans	49.44	31.94	20.64	13.34	6.68	4.31	2.79
10 ans	57.71	37.29	24.10	15.57	7.79	5.04	3.25
20 ans	65.62	42.40	27.40	17.70	8.86	5.73	3.70
50 ans	76.11	49.18	31.78	20.54	10.28	6.64	4.29



Graph II.5 Courbes IDF de la zone du projet

➤ Les intensités en l/s/ha sont présentées comme suit :

Tableau II.11: Valeurs des intensités de pluie en l/s/ha

T/ t	15 min	30 min	1h	2h	6h	12h	24h
2 ans	51.32	33.16	21.43	13.85	6.93	4.48	2.89
5 ans	137.32	88.73	57.34	37.05	18.54	11.98	7.74
10 ans	160.31	103.59	66.94	43.25	21.65	13.99	9.04
20 ans	182.28	117.78	76.11	49.18	24.61	15.91	10.28
50 ans	211.42	136.62	88.28	57.04	28.55	18.45	11.92

L'intensité de pluies qui correspond à la période de retour de 10 ans et une durée d'averse de 15 minutes qui servira à l'évaluation des débits pluviaux est

$$I_{0,25}(0,9) = 57.7 \text{ mm/h} = 160.31 \text{ l/s/ha}$$

II.7 Conclusion

Pour un dimensionnement adéquat du réseau d'assainissement, il est impératif de procéder à une analyse hydrologique, qui nous a permis de choisir le modèle fréquentiel auquel s'ajuste mieux notre série pluviométrique.

Dans ce chapitre, nous avons pu étudier les principales caractéristiques hydrologiques de la commune des Eucalyptus, située dans la wilaya d'Alger.

L'analyse hydrologique a permis de quantifier les pluies maximales journalières pour différentes périodes de retour pour la station la plus proche, qui est celle de Baraki, Ainsi que l'intensité moyenne maximale pour les pluies de courtes durées. Pour le dimensionnement de notre réseau d'évacuation le débit spécifique d'eaux pluviales est égal à 160 l/s/ha.

Chapitre III : Etude théorique des Réseaux d'assainissement

III.1 Introduction

Un système d'évacuation est l'ensemble d'ouvrages permettant la collecte et l'évacuation des eaux usées domestiques et industrielles hors de l'agglomération vers un point précis (step, oued,...) etc, il doit répondre aux exigences suivantes :

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

III.1.1 Cycle de l'eau en milieu urbain

L'assainissement constitue une partie fondamentale du cycle de l'eau car il met en relation le milieu récepteur et le milieu urbain à travers l'évacuation des eaux pluviales et des eaux usées. [5]

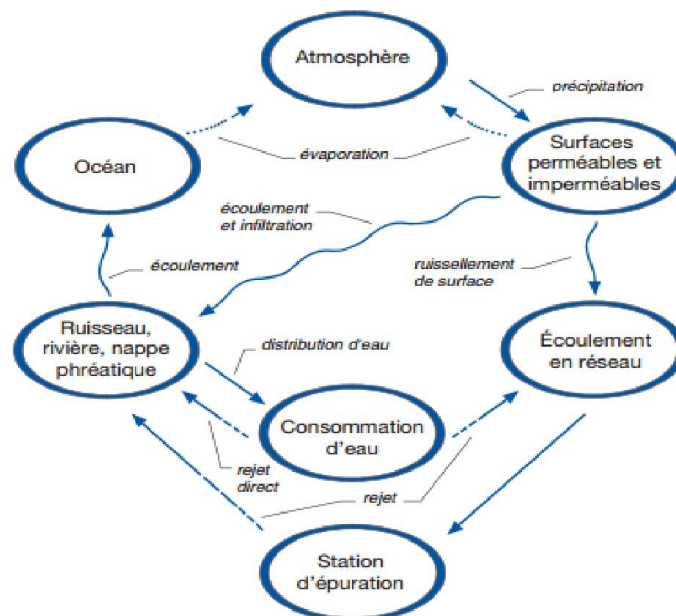


Figure III.1 -Cycle de l'eau en milieu urbain

III.2 Règles de conception des réseaux d'assainissement

La conception hydraulique constitue une étape clé puisqu'elle conditionne le bon fonctionnement du réseau, cela consiste dans un premier temps à évaluer le débit des effluents puis à dimensionner les ouvrages, en tenant compte des perspectives d'évolution de la collecte et du degré de protection contre les inondations. De plus, la bonne gestion des réseaux et des ouvrages d'assainissement est un élément essentiel de la lutte contre la pollution de l'environnement.

D'une manière générale, la conception hydraulique doit prendre en considération les critères suivants :

- Protection contre la mise en pression (dans le cas d'un réseau gravitaire) et protection contre les inondations ;
- Protection contre la pollution. La conception du réseau doit en effet être telle que le milieu récepteur soit protégé contre le dépassement de sa capacité d'autoépuration. Elle doit prendre en considération les aspects physique, chimique, biochimique, bactériologique, visuel et olfactif.

III.3 Systèmes d'évacuation du réseau d'assainissement

Les systèmes d'évacuation sont composés principalement de conduites à écoulement à surface libre, de canaux et fossés, et accessoirement de poste de pompage pour refouler les eaux vers les collecteurs. Habituellement, on considère trois catégories de systèmes d'évacuation, soit :

- Le réseau combiné ou unitaire.
- Le réseau pseudo-séparatif.
- Le réseau séparatif composé d'un égout sanitaire et d'un égout pluvial.

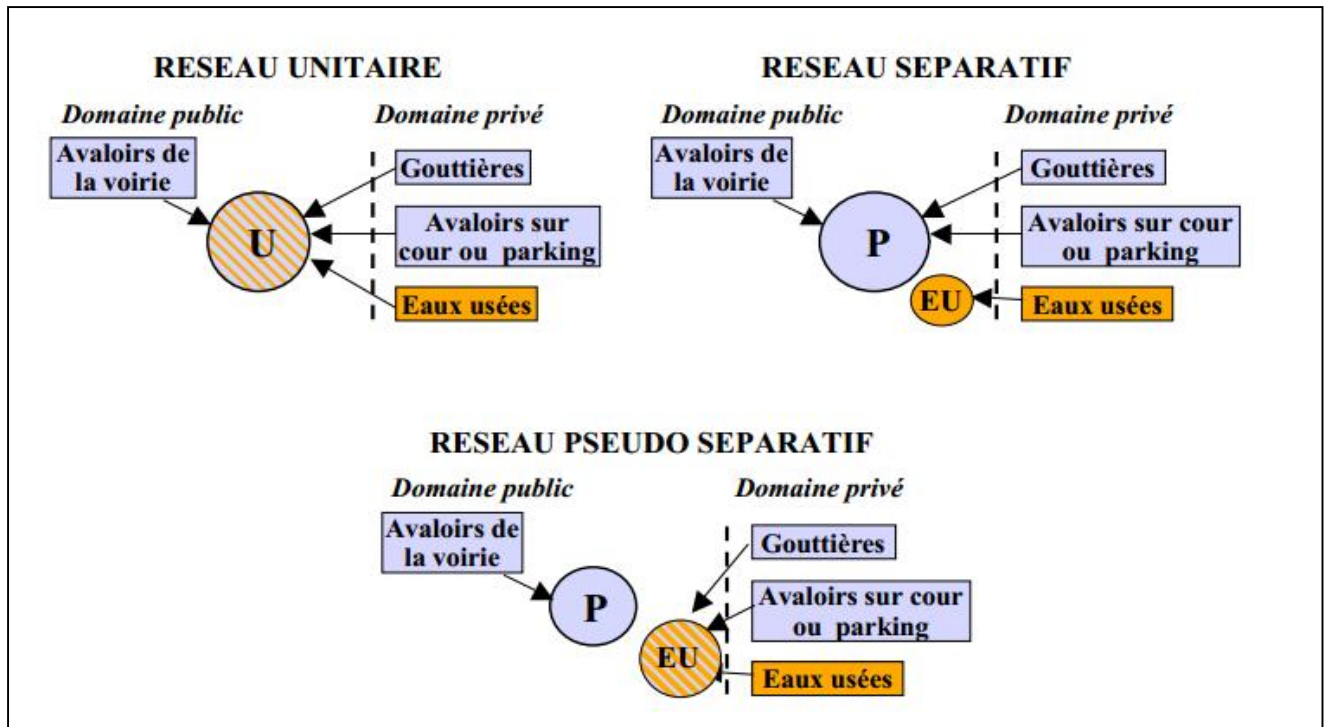


Figure III.2- Différents systèmes d'assainissement

Les figures III-3, III-4, et III-5 illustrent les caractéristiques de chacun.

III.3.1 Système unitaire

Ce système permet d'évacuer en commun toutes les eaux usées et pluviales dans une même conduite. Ce système nécessite des ouvrages d'égout et des station d'épuration relativement importants afin de pouvoir absorber les pointes de ruissellement.

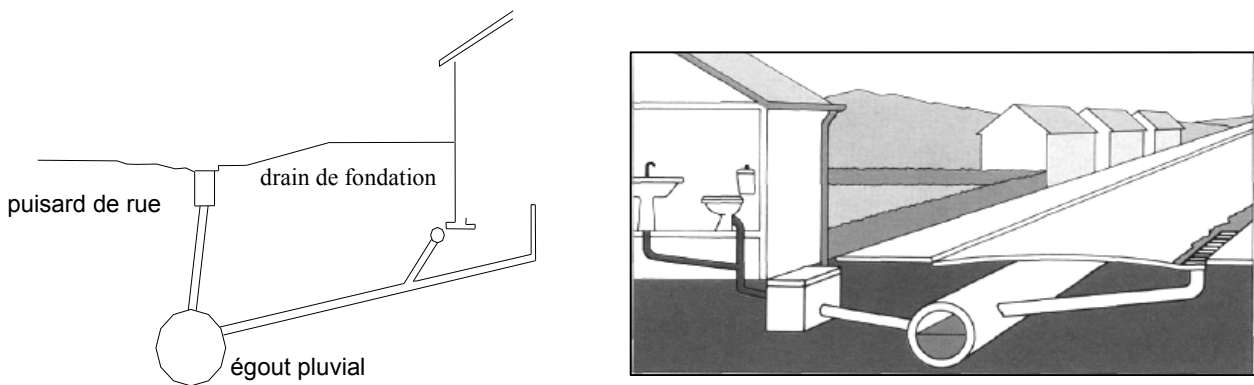


Figure III.3 –Système unitaire

III.3.2 Système séparatif

Ce système comprend deux réseaux :

- Un réseau pour évacuer les eaux pluviales vers un cours d'eau.
- Un réseau pour évacuer les eaux d'égout ménagères et certains effluents industriels après traitement.
- Le réseau prend fin obligatoirement à la station d'épuration qui se trouve en général à la sortie de l'agglomération.

Par contre le tracé du réseau d'eaux pluviales dépend de l'implantation des espaces producteurs du ruissellement des eaux pluviales sont rejetées directement dans le cours d'eau le plus proche naturel soit-il ou artificiel.

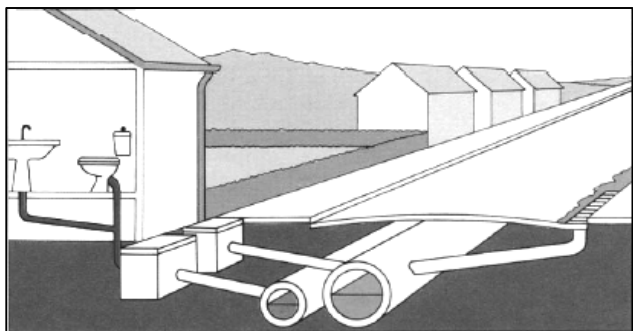
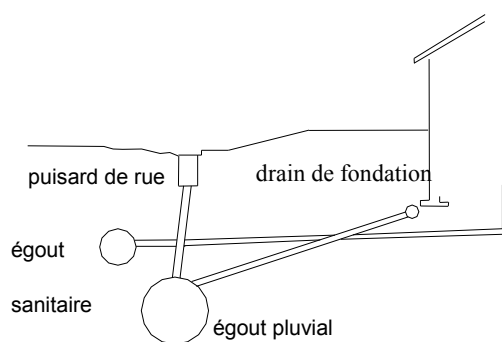


Figure III.4-Système séparatif

III.3.3 Système pseudo-séparatif

Le système pseudo séparatif est un système dans lequel on divise les apports d'eaux pluviales en deux parties :

L'une provenant uniquement des surfaces de voirie qui s'écoule par des ouvrages particuliers des services de la voirie municipale : caniveaux aqueducs, fossés avec évacuation directe dans la nature.

L'autre provenant des toitures et cours intérieures qui sont raccordées au réseau d'assainissement à l'aide des mêmes branchements que ceux des eaux usées domestiques. On recoupe ainsi les évacuations des eaux d'un même immeuble.

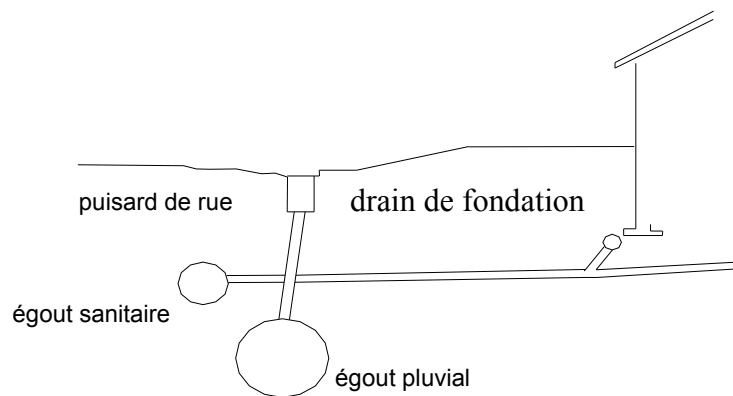


Figure III.5 Système pseudo-séparatif

On propose le tableau III-02 qui récapitule les particularités de chaque système :

Tableau III.1: Avantages et inconvénients des différents systèmes [6]

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

III.4 Choix du système d'évacuation

La problématique du choix du système d'évacuation des eaux usées doit être étudiée selon plusieurs critères. En effet, outre l'aspect économique, le choix d'un système d'assainissement, répond aux différentes variantes d'aménagement, dont la possibilité du tracé pour le système séparatif. Si le principal avantage des réseaux séparatifs est que, par temps de pluie, la division des eaux usées et pluviales évite de surcharger le réseau d'assainissement et permet d'assurer le bon fonctionnement des stations d'épuration, il reste à définir le couloir ou le tracé de ce type de réseau qui doit être adapté aux conditions urbanistiques de la zone d'étude.

Ainsi, les paramètres prépondérants pour le choix du système sont:

- L'urbanisation de l'agglomération et son encombrement.
- Les ouvrages existants, encore utiles pour le projet.
- Le milieu récepteur.
- La comparaison des variantes (système séparatif, unitaire).
- La topographie du terrain naturel.

III.5 Différents schémas d'évacuation :

Le mode d'écoulement en assainissement est généralement gravitaire, donc dépendant du relief et de la topographie du terrain naturel, pour assurer cet écoulement gravitaire on a les différents schémas d'évacuations suivantes :

III.5.1 Schéma perpendiculaire :

Il est adopté pour les eaux pluviales des réseaux séparatifs s'il n'y a pas de traitement qui est prévue. Ce schéma est adaptable aux réseaux unitaires si aucun traitement n'est envisagé. Il est économique si la pente du terrain vers la rivière est faible. Suivant la disposition des collecteurs par rapport au cours on distingue :

- Le schéma perpendiculaire simple.
- Le schéma perpendiculaire étagé.

III.5.2 Schéma par déplacement latéral :

On adopte ce type de schéma quand il y a obligation de traitement des eaux usées. Ou toutes les eaux sont acheminées vers un seul point dans la mesure du possible. Il transporte parallèlement au cours d'eau à l'aval de l'agglomération. Il peut être nécessaire d'installer des stations de relevage pour combler l'insuffisance de pente. [6]

III.5.3 Schéma de collecteur par zones étagées :

C'est une transposition de schéma à déplacement latéral, mais avec une multiplication de collecteurs longitudinaux pour ne pas charger certains collecteurs.

III.5.4 Schéma radial

C'est un schéma adopté pour les terrains plat, où les eaux sont collectées en un point bas, pour en suite être relevées vers :

- Un cours d'eau récepteur.
- Une station d'épuration.
- Un collecteur fonctionnant à surface libre.
- Ce système est onéreux en installation et en exploitation

III.5.5 Schéma à collecte transversale oblique

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

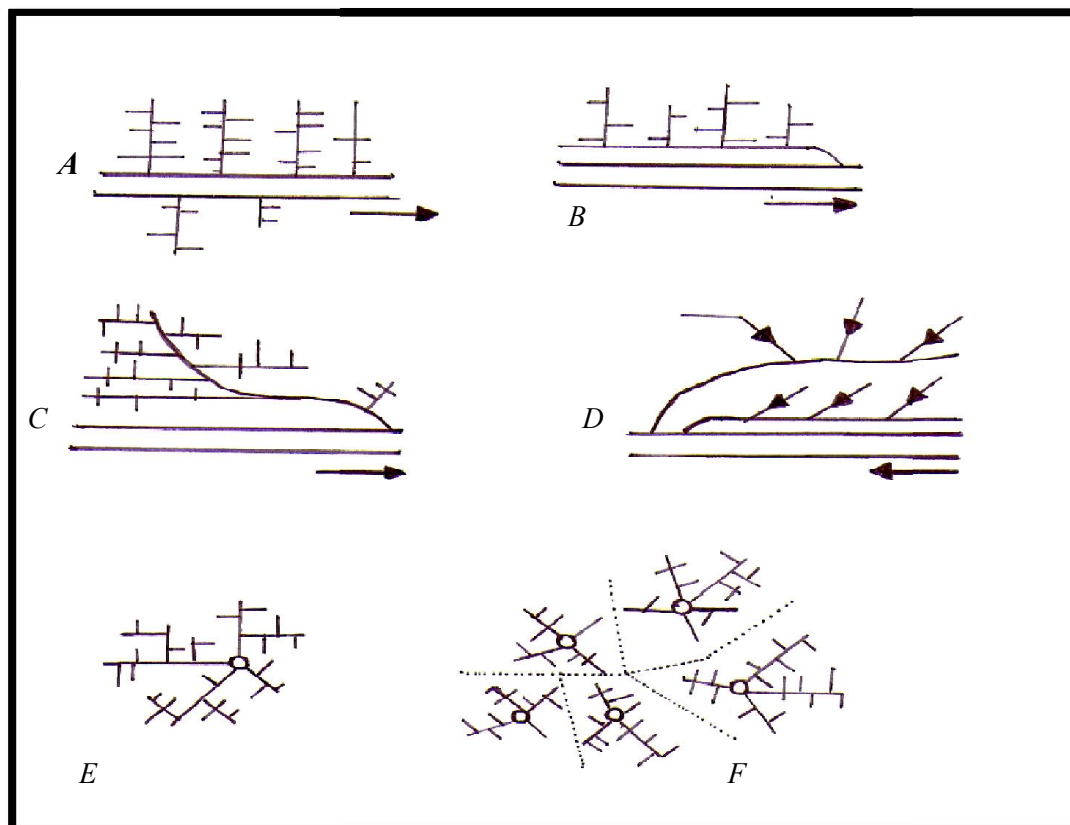


Figure III.6- Différents schémas d'évacuation

- A. Schéma perpendiculaire.
- B. Schéma par déplacement latéral ou à collecteur latéral.
- C. Schéma à collecteur transversal ou oblique.
- D. Schéma par zone étagée ou par interception.
- E. Schéma radial unique.
- F. Schéma radial par zone.

III.6 Choix du découpage des sous bassins

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

- Topographie du terrain.
- Les routes et voiries existantes.
- Nature d'occupation du sol, pour avoir des coefficients de ruissellement aussi proche que possible.
- Limites naturelles : oueds, talweg, collines,...etc.

III.7 Principe du tracé du réseau

- Le tracé des différents collecteurs se fait en fonction des paramètres suivants :
- La topographie du site.
- Implantation des canalisations dans le domaine public.
- Les conditions de rejet.
- Emplacement des cours d'eau et talweg.
- Emplacement du cours d'eau ou de la station d'épuration.
- La profondeur des canalisations doit elle aussi répondre à certain critères comme :
- La profondeur des caves avoisinante.
- La résistance de la canalisation aux efforts physique et au gel.

III.8 Diagnostic du réseau :

Le diagnostic d'un système d'assainissement permet d'assurer:

- La pérennité des ouvrages par des opérations de conservation;
- l'entretien courant des réseaux par des interventions de nettoyage,
- l'exploitation par la régularisation et la synchronisation : collecte-transfert-traitement.

III.8.1 Les étapes du diagnostic

Les étapes du diagnostic sont comme suit :

- **Le pré-diagnostic** : basé sur la collecte d'informations in situ et de données concernant l'état du réseau et des collecteurs

- **Identifications des collecteurs et des rejets** : en particulier a ciel pour ouvert, cette étape a pour but l'analyse de la sensibilité la protection du milieu naturel par la restauration de la qualité de l'eau et des milieux

- **Examen du système d'évacuation** : elle se base essentiellement sur l'état des ouvrages et collecteurs formant le système d'évacuation

- **Mise à jour des plans et des données du système d'évacuation** : c'est une étape essentielle qui permet de corriger et de mieux contrôler le réseau existant. L'élaboration d'une banque de données informatiques du réseau permet de mieux gérer le système d'évacuation en question.

- **Exploitation des résultats du diagnostic** : cette étape permet de dresser le bilan sur l'état du réseau et d'orienter l'ingénieur sur l'élaboration des variantes d'aménagement du réseau d'assainissement diagnostiqué.

III.8.2 Types de diagnostic :

➤ **Diagnostic fonctionnel (hydraulique)**

Ce diagnostic est basé sur l'efficacité hydraulique (débits et flux polluants), il porte sur le transfert sans perte ni dégradation des effluents collectés.

➤ **Diagnostic structurel (physique)**

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

Le risque mécanique est évalué grâce aux critères suivants :

- l'âge du collecteur
- l'historique des réparations sur le collecteur
- la présence d'arbres présentant un risque de pénétration de racines

- l'existence de « points noirs », c'est-à-dire de tronçons occasionnant des désobstructions récurrentes, et qui peuvent être la conséquence de désordres structurels sur les canalisations.
- la structure des chaussées.
- la charge du collecteur, c'est-à-dire la hauteur de terre située entre le collecteur et le sol. [9].

Ces deux types de diagnostic sont très liés, en effet ils sont complémentaires puisque des problèmes hydrauliques peuvent avoir des conséquences sur la structure, et inversement (exemple : les fissures provoquent des infiltrations en déstabilisent l'ouvrage par entraînement des particules fines). [2]

III.9 Conclusion

Dans ce chapitre, nous avons abordé les différents éléments d'un réseau d'assainissement, du point de vue théorique.

Ayant présenté les différents systèmes d'évacuation des réseaux d'assainissement, nous avons décidé d'opter pour un schéma d'évacuation à déplacement latéral : d'étude qui prend en compte les spécificités et les normes hydrauliques mises en vigueur.

Chapitre IV : Méthodes d'estimation des débits d'eaux usées et pluviales

IV.1 Introduction

Un système d'évacuation est conçu pour assurer la collecte et l'évacuation des eaux de ruissellement et usées d'origines diverses. La détermination des dimensions des collecteurs nécessite une évaluation des débits, elle est primordiale car elle détermine la quantité d'eaux usées et pluviales conduite vers l'exutoire. Ces dernières varient d'une agglomération à une autre, selon le régime adopté et la situation géographique ainsi que topographique.

IV.2 Evaluation des débits d'eaux usées :

IV.2.1 Définition :

Les eaux usées sont des eaux altérées par les activités humaines à la suite d'un usage domestique, industriel, artisanal, agricole ou autre. Elles sont considérées comme polluées et doivent être traitées. Les eaux usées, aussi appelées « effluents » ou « eaux polluées », sont constituées de toutes les eaux de nature à contaminer les milieux dans lesquels elles sont déversées.

IV.2.2 Nature des eaux usées à évacuer :

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

- **Les eaux usées d'origine domestique :**

Ce sont des eaux qui trouvent leur origine à partir des habitations de l'agglomération. Elles sont constituées essentiellement d'eaux ménagères (des vaisselles, de lavage, de bain et de douche) et d'eaux vannes (eaux provenant des sanitaires).

- **Les eaux des services publics :**

Les eaux usées du service public proviennent essentiellement du lavage des espaces publics et pour éteindre les incendies. Ces eaux sont généralement chargées de matières grasses.

- ***Les eaux usées industrielles :***

Provenant des usines, elles sont caractérisées par une grande diversité, suivant l'utilisation de l'eau. Tous les produits ou sous-produits de l'activité industrielle se retrouvent concentrés dans l'eau :

- Matières organiques et graisses (industrie agroalimentaire, équarrissage, ...) ;
- Sels métalliques (traitement de surface, métallurgie) ;
- Acides, bases, produits chimiques divers (industrie chimique, tannerie ...) ;
- Eau chaude (circuit de refroidissement des centrales thermiques) ;
- Matières radioactives (centrales nucléaires, traitement des déchets radioactifs) [4]

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

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

- ***Eaux usées d'équipements :***

On appelle équipements différents services publics : éducatifs, sanitaires, touristiques, administratifs et différents autres services d'utilité publique. L'estimation se fait à base du nombre de personnes qui fréquentent le lieu et sur la dotation requise pour chaque activité.

- ***Les eaux claires parasites :***

Ce sont les eaux d'infiltration dans le collecteur qui changent parfois les propriétés hydrauliques de l'écoulement, lorsque ce dernier n'est pas étanche à 100% la remontée de la nappe qui est considérée comme Eaux Claires Parasites Permanentes (ECP), modifie les propriétés hydrauliques telles que la vitesse...etc.

Les eaux parasites qui sont inévitables peuvent constituer un pourcentage non négligeable par rapport aux eaux usées. Néanmoins leur évaluation est assez difficile et ne peut être faite que sur terrain. En absence de moyens et de données, on estime que le débit d'intrusion représente 0,05 à 0,15 l/s/ha.

IV.3 Evaluation de la quantité d'eaux usées à évacuer :

Les eaux usées domestiques et industrielles proviennent presque exclusivement des eaux de consommation. Cependant, il est difficile de faire une corrélation entre la consommation d'eau et les rejets à l'égout. En effet, une partie seulement des eaux de consommation rejoint l'égout domestique. Les eaux qui servent à l'arrosage des pelouses, à l'extinction des incendies, rejoignent plutôt l'égout pluvial. Une partie est perdue par évaporation ou infiltration dans le sol.

Toutefois nous supposons que le rejet journalier moyen est évalué à **80 %** du volume total des eaux distribuées.

Pour calculer le débit des eaux usées à évacuer, nous prendrons comme base une dotation d'eau potable de 150 l/j hab (la dotation recommandée par la DRE/ wilaya d'Alger est de 200l/j/ hab), et nous considérons que les 80% de l'eau consommée sont rejetées comme eaux usées dans le réseau d'évacuation.

IV.3.1 Évaluation du débit moyen journalier :

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

$$Q_{\text{moy,j}} = (K_r \cdot D \cdot N) / 86400 \quad (\text{l/s}) \quad (\text{IV-1})$$

$Q_{\text{moy,j}}$: débit moyen rejeté quotidiennement en (l/s) ;

K_r : coefficient de rejet pris égal à 80% de la quantité d'eau potable consommée ;

D : dotation journalière prise égale à 150 l/j habitant;

N : nombre d'habitants à l'horizon étudié (hab).

IV.3.2 Évaluation du débit de pointe :

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

$$Q_{\text{pte}} = K_p \cdot Q_{\text{moy,j}} \quad (\text{IV-2})$$

Q_{pte} : débit de pointe (m^3/s);

$Q_{\text{moy,j}}$: débit moyen journalier (m^3/s);

K_p : coefficient de pointe ;

Ce coefficient de pointe peut être calculé à partir du débit moyen journalier

$$K_p = 1.5 + \frac{2.5}{\sqrt{Q_{moy,j}}} \text{ si } Q_{moy,j} \geq 2.8 \text{ l/s} \quad (\text{IV-3})$$

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

IV.3.3 Estimation de la population pour chaque sous bassin

L'estimation d'eaux usées est étroitement liée à la population de chaque bassin. Cependant, par manque de données concernant la population, on est amené à estimer cette population en fonction de la densité, celle-ci varie considérablement avec l'occupation des sols. Le nombre d'habitants est déduit en fonction de la densité partielle pour chaque sous bassin.

IV.3.4 Estimation des rejets d'eaux usées administratifs et publics

L'estimation des rejets d'eaux usées publics et d'autres établissements se fait par des rejets moyens de chaque établissement. Exemple de Dotations

Equipements	Unité	Dotation (l/j)
Groupement scolaire	Elèves	10
centre de santé	Lit	100
mosquée	Fidèle	5
douche	Client	120
Elevage	M ²	10

IV.4 Evaluation des débits d'eaux pluviales

Les eaux pluviales sont celles qui proviennent des précipitations atmosphériques. Sont assimilées à des eaux pluviales celles provenant des eaux d'arrosage et de lavage des voies publiques et privées, des jardins, des cours d'immeubles, des eaux de vidange de bassins de natation. Ce sont donc essentiellement des eaux de ruissellement de surface.

Pour l'estimation des eaux pluviales, on fait un découpage de l'aire de l'agglomération en sous bassins, suivant des critères bien précis, en suite on attribue à chaque sous bassin un coefficient de ruissellement pondéré en fonction de la nature du sol drainé. La quantification des eaux de ruissellement est obtenue par l'application de différentes méthodes, comme la méthode superficielle ou rationnelle.

IV.4.1 La méthode rationnelle

Cette méthode fut découverte en 1889, mais ce n'est qu'en 1906 qu'elle a été généralisée, elle consiste à évaluer, à mesure de l'avancement du calcul, les temps de concentration aux divers points caractéristiques du parcours d'un réseau, toute modification dans la résolution entraîne nécessairement une itération de calcul.

Dans la pratique, la démarche consiste à estimer les débits produits à l'aval de secteurs élémentaires S_1, S_2, \dots, S_n délimités par des lignes isochrones de ruissellement (lignes égales de temps de concentration), arrive à l'exutoire au bout d'un temps Δt (respectivement $2\Delta t, \dots, n\Delta t$) ainsi que le montre la figure V.1.

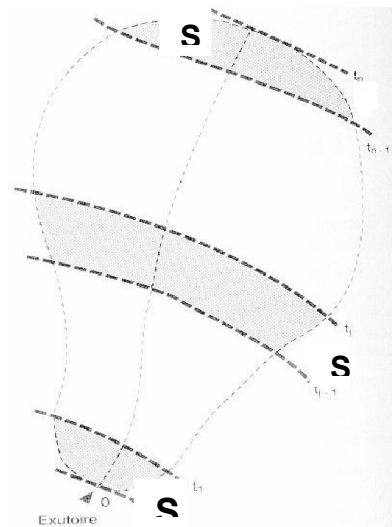


Figure IV.1 : Schématisation des sous-bassins selon les isochrones

Si on considère une averse d'intensité constante i sur un secteur de superficie S ayant un coefficient de ruissellement pondéré C , le débit résultant du ruissellement s'exprime par la relation :

$$Q = C_r \cdot i \cdot S \quad \text{(IV-4)}$$

Cependant, si on tient compte que l'intensité n'est pas uniforme (que l'averse à un épicyentre et se diffuse dans l'espace), il convient d'appliquer un coefficient α de répartition de la pluie qui diminue lorsque l'on s'éloigne de l'épicyentre.

On obtiendra alors la relation :

$$Q = Cr. \alpha. i. S \quad (IV-5)$$

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

S : 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.4.1.i *Estimation du temps de ruissellement*

Le coefficient de ruissellement est un des paramètres importants de la méthode rationnelle. Il traduit le rapport du volume d'eau ruisselé sur la volume de précipitations tombée sur le bassin. Le coefficient de ruissellement dépend de plusieurs facteurs :

- La nature du sol ;
- La pente du terrain ;
- Le mode d'occupation du sol ;
- La densité de la population ;
- L'intensité de la pluie ;

Il est à noter que plusieurs méthodes peuvent être utilisées pour estimer le coefficient de ruissellement. Dans notre cas, nous nous sommes basés sur les surfaces drainées qui tiennent compte de l'occupation du sol et la pente du terrain, détaillé comme suit :

Tableau IV.3 : Coefficient de ruissellement en fonction des surfaces drainées

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

(Source: cours d'assainissement 4eme année)

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

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

Avec :

- A_i : surface du sous bassin (ha)
- A : surface totale en (ha)
- C_{ri} : coefficient de ruissellement partiel
- C_{rp} : coefficient de ruissellement total pondéré

IV.4.1.ii *Validité de la méthode rationnelle*

Cette méthode est utilisée pour des surfaces limitées (généralement inférieures à 30 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.

Cependant, on doit noter que la méthode rationnelle est d'une simplicité et est applicable dans de nombreuses régions du monde.

IV.4.1.iii *Temps de concentration:*

Le temps de concentration d'un bassin est défini comme étant le temps mis par la pluie tombée au point le plus éloigné.

$$T_c = t_1 + t_2 + t_3 \quad (\text{IV-6})$$

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

$$t_1 = \frac{L}{60v} = \frac{\text{Longueur}}{\text{Vitesse}} \text{ (min)} \quad (\text{IV-7})$$

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

t_3 : Temps de ruissellement dans un bassin ne comportant pas de canalisations, il est donné par la formule suivante (formule de Caquot) : [3]

$$t_3 = \frac{L}{11\sqrt{I}} \dots \text{(min)} \quad (\text{IV-8})$$

I : La pente du terrain (%)

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

Trois cas peuvent être envisagés :

- Le bassin ne comporte pas de canalisation : $t_c = t_3$;
- Le bassin comporte un parcours superficiel, puis une canalisation: $t_c = t_1 + t_3$;

- Le bassin est urbanisé et comporte une canalisation : $t_c = t_1 + t_2$.

Dans le cas général, pour les zones peu allongées, le temps de concentration est donné par la relation suivante : (Formule de Kirpich) [1] :

$$t_c = 3.98 \left[\frac{L}{\sqrt{I}} \right]^{0.77} \quad (\text{IV-9})$$

L : Longueur du plus grand parcours de l'eau (Km).

I : Pente moyenne (m/m).

IV.4.2 La méthode superficielle (méthode de Caquot) :

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

D'une manière générale, en faisant intervenir tous les mécanismes de l'écoulement, cette méthode permet de calculer, aux divers points caractéristiques des tronçons, le débit de pointe qui servira à la détermination ultérieure des dimensions hydrauliques des ouvrages évacuateurs.

C'est un modèle déterministe de définition du débit de pointe s'appliquant à toute la surface considérée, d'où l'expression de la méthode superficielle de Caquot, mais à la différence de la méthode rationnelle, il ne s'applique qu'aux surfaces urbaines drainées par des réseaux, à moins d'ajuster les paramètres. [3]

Cette formule se présente sous la forme suivante

$$Q(F) = K^{\frac{1}{u}} . I^{\frac{v}{u}} . C^{\frac{1}{u}} . S^{\frac{w}{u}} \quad (\text{IV-10})$$

Où :

- Q (F) : débit pluvial de fréquence f, en (m³/s) ;
- K, u, v, w : coefficient d'expression ;

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

➤ C : coefficient de ruissellement ;

S : surface du sous bassins considéré (ha) ;

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

$$K = \frac{(0.5)^{b(f)} \cdot a(f)}{6.6} \quad (\text{IV-11})$$

$$v = 0.41 \cdot b(f) \quad (\text{IV-12})$$

$$u = 1 + 0.287 \cdot b(f) \quad (\text{IV-13})$$

$$w = 0.95 + 0.507 \cdot b(f) \quad (\text{IV-14})$$

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

$$I(t, f) = a(f) \cdot t^b(f) \quad (\text{IV-15})$$

Où : $I(t, f)$: intensité de pluie de durée t et de fréquence f .

Pour évaluer la pente dans un bassin urbanisé dont le plus long cheminement hydraulique « L » est constitué de tronçons successifs « L_i » de pente sensiblement constante « I_i », l'expression de la pente moyenne qui intègre le temps d'écoulement le long du cheminement le plus hydrauliquement éloigné de l'exutoire (ou temps de concentration) est la suivante :

$$I_{\text{eq}} = \left[\frac{\sum_{i=1}^N L_i}{\sum_{i=1}^N \left(\frac{L_i}{\sqrt{I_i}} \right)} \right]^2 \quad (\text{IV-16})$$

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 :

$$I_{eq} = \left[\frac{\sum_{i=1}^N I_i Q_i}{\sum_{i=1}^N Q_i} \right]^2 \tag{IV-17}$$

I_i : Pente du tronçon i ;

Q_i : Débit du tronçon i ;

N : Nombre des tronçons.

Tableau IV.1: Evaluation des paramètres équivalents d'un groupement de bassins. [8]

Paramètres Equivalents	Aeq	Ceq	Ieq	Meq
Bassin en série	$\sum_{i=1}^N A_i$	$\left[\frac{\sum_{i=1}^N C_i \cdot A_i}{\sum_{i=1}^N A_i} \right]$	$\left[\frac{\sum_{i=1}^N L_i}{\sum_{i=1}^N \left(\frac{L_i}{\sqrt{I_i}} \right)} \right]^2$	$\left[\frac{\sum_{i=1}^N L_i}{\sqrt{\sum_{i=1}^N A_i}} \right]$
Bassins en parallèle	$\sum_{i=1}^N A_i$	$\left[\frac{\sum_{i=1}^N C_i \cdot A_i}{\sum_{i=1}^N A_i} \right]$	$\left[\frac{\sum_{i=1}^N I_i Q_i}{\sum_{i=1}^N Q_i} \right]^2$	$\left[\frac{L (Q_{pj} \text{ max})}{\sqrt{\sum_{i=1}^N A_i}} \right]$

Remarque :

La valeur du débit Q (f) donnée par l'expression (IV –10) correspond à une valeur brute, celle ci doit tenir compte d'un coefficient m d'où :

$$Q_{(f) \text{ corrigé}} = m Q_{(f) \text{ brute}} \quad (\text{IV-18})$$

Avec :

m : Coefficient d'influence donné par l'expression qui suit : **[3]**

$$m = \left(\frac{M}{2} \right)^{\frac{0.84 \cdot b(f)}{1 + 0.287 \cdot b(f)}} = \left(\frac{M}{2} \right)^b \quad (\text{IV-19})$$

Avec : **b(t)** : paramètre de la relation (V-15)

$$M : \text{Coefficient d'allongement} \quad M = \frac{L}{\sqrt{A}}$$

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

A : Surface du bassin considéré en (m²).

Tableau IV.2: Valeurs de coefficient d'influence "m":

L/racineA	1	1,25	1,5	2	2,5	3	4
m	1,5	1,3	1,2	1	0,9	0,8	0,67

Ce coefficient a pour but de donner une certaine précision dans l'évaluation du débit. S'il s'agit d'un bassin de forme ramasse ou allongée, le débit calculé devra être multiplié par le coefficient d'influence "m".

IV.4.2.i *Hypothèses et base de calcul du modèle*

- Le débit de pointe ne peut être observé à l'exutoire que si l'averse à une durée au moins égale au temps de concentration.

- Le débit de pointe est proportionnel à l'intensité moyenne de l'averse au cours du temps de concentration.
- Le débit de pointe de la même période de retour que l'intensité qui le provoque.

IV.4.2.ii *Validité de la méthode superficielle*

Les limites d'application de la méthode superficielle sont :

- La limite supérieure de la surface du sou bassin est de 200 ha.
- Le coefficient de ruissellement doit être compris entre 0.2 et 1.
- Le coefficient d'allongement "M" doit être supérieur à 0.8 , s'il est inférieur à 0.8 on le prend directement 0.8 ;
- La pente doit être comprise entre 0.2 et 5%.

IV.5 Choix de la méthode de calcul

Pour les bassins de notre agglomération on utilise la méthode rationnelle pour l'évaluation du débit pluvial pour plusieurs raisons :

- Les bassins sont faiblement urbanisés ;
- Les surfaces des bassins présentent des coefficients de ruissellement hétérogènes, donc la méthode superficielle s'adapte mal à ces bassins.
- Absence d'informations actualisées sur les paramètres de la méthode de Caquot

La formule rationnelle est présentée comme suit :

$$Q = \alpha . Cr . i . A \quad (l/s) \quad \text{(IV-20)}$$

IV.5.1 *Intensité moyenne maximale*

L'intensité moyenne maximale est déterminée dans le chapitre de l'Etude hydrologique égale à $i=78.10\text{mm/h}$, soit un débit spécifique de $Q=160\text{ l/s/ha}$ pour une période de retour de 10 ans, et un temps de concentration de 15 minutes.

IV.5.2 Coefficient de correction (α) (minorateur)

Dans certains cas, pour tenir compte de la distribution spatiale de la pluie, il y a lieu d'appliquer un coefficient minorateur, il est déterminé d'après une loi de répartition de la pluie.

Pour des bassins longs (rectangle étroit, largeur = 1/2 de la longueur), ce coefficient sera

égal à :

$$\alpha = 1 - 0,006 \sqrt{\frac{d}{2}} \quad (\text{IV-21})$$

Pour des bassins ramassé (carré ou cercle) $\alpha = 1 - 0,005 \sqrt{d} \quad (\text{IV-22})$

$d/2$: Distance du milieu du bassin à l'épicentre de l'orage.

Après avoir calculé les Coefficient de correction (α) pour chaque sous bassin, on a trouvé qu'ils sont très proche de 1 donc on prend le coefficient α égale à 1 pour tous les sous bassins.

IV.6 Conclusion

Dans ce chapitre nous avons abordé le calcul des eaux usées et pluviales indispensable dans le dimensionnement de réseaux d'assainissement.

Pour l'estimation des eaux usées, on se réfère au calcul de la population pour un horizon de 20 ans.

Pour ce qui est des eaux pluviales, la méthode rationnelle sera la base de calcul pour le dimensionnement de notre réseau d'assainissement, les calculs seront faits pour une période de retour de 10 ans.

Chapitre V : Diagnostic du réseau d'assainissement existant

V.1 Description du réseau d'assainissement de la commune des Eucalyptus :

V.1.1 Généralité :

Le présent chapitre présente une description de base de l'aire d'étude ainsi que les résultats d'investigations de l'ensemble des infrastructures d'assainissement (collecteurs principaux, rejet, station de relevage), par repérage d'ouvrages visibles et les informations recueillies auprès des organismes concernés SEAAL, DRE /WA et la Subdivision des ressources en eau de Baraki.

V.1.2 Motivations et objectifs

La motivation majeure d'une étude de diagnostic des réseaux d'assainissement est de mener une réflexion approfondie sur les points suivants :

La sensibilité des milieux récepteurs et l'incidence des pollutions urbaines (non raccordés, exfiltrations, rejets directs) et des déversements intempestifs, de façon à diminuer la fréquence de ces déversements, voire à supprimer tout risque sur les zones sensibles;

L'état et le fonctionnement des réseaux et des ouvrages qui leur sont associés, de manière à mettre en évidence leurs dysfonctionnements, donc on doit chercher à utiliser au mieux les capacités résiduelles des ouvrages et leurs potentialités, pour opérer au besoin des transis déferés et concevoir des solutions d'amélioration.

V.1.3 Etapes de diagnostic

L'étude a pour but :

- Recenser tous les rejets à ciel ouverts et leurs impact sur l'environnement et la population à court et à long terme;
- Evaluer et identifier les désordres et les dysfonctionnements du système d'assainissement de la zone d'étude et de tous les milieux récepteurs naturels

- La reconnaissance et le diagnostic de l'état des collecteurs et des oueds principaux à travers la zone d'étude.
- Identification de la nature des dégradations du système d'assainissement (collecteurs et oueds).
- Proposition d'aménagements à prévoir au niveau de la zone d'étude, qui ont pour but d'assurer un bon régime d'écoulement et de protéger le milieu naturel des rejets polluants sauvages.
- Etablir une étude technico-économique des aménagements pour les variantes proposées (inconvenients, coût, et délais).

V.2 Etat des lieux

Lors de nos différentes visites sur le site de la zone d'étude, nous avons effectué la reconnaissance du site et le diagnostic des collecteurs principaux. Cette zone d'une superficie de 32,63 km² est caractérisée par une habitation à caractère individuel et d'un degré moindre collectif, a subi un développement urbanistique très important.

V.2.1 Réseau existant de la zone d'étude :

L'agglomération des Eucalyptus dispose d'un réseau d'assainissement de type unitaire conçu en béton, et daté des trois dernières décennies. L'écoulement des eaux pluviales et usées se fait en grande partie dans le sens Nord –Est.

L'assainissement de la commune des eucalyptus est axé sur les collecteurs qui longent la RN N°8, R N°61 ainsi que le CW N°18 et CV N°6, qui se déversent dans l'Oued Smar.

Le collecteur « 1 », de dimensions Ø 1250 de longueur 942 ml qui prend naissance avec un diamètre Ø 600 de longueur 420 ml - Ø 800 de longueur de 487 ml – Ø 1000 et de longueur 866 ml, implantés sous l'axe de la RN N°8. Ce collecteur véhicule les eaux pluviales et usées du Sud-Est au Nord-Ouest de la ville des Eucalyptus, avec une pente ne dépassant pas 4 ‰. Ce collecteur draine les eaux usées et pluviales venant de la cité château rouge, Ouled hmed et des cités qui constituent le chef lieu.

Collecteur « 1 » Ø 1250 mm, se raccorde avec un collecteur « 2 » de diamètre Ø1800 mm qui prend naissance à Ouled El Hadj avec un diamètre Ø1000 mm et un linéaire total de

3421 ml et le collecteur « 3 » de diamètre Ø1000mm avec un linéaire 750 ml qui prend en charge les habitants du château rouge. La pente de ces collecteurs est faible, généralement inférieure à 3 ‰.

- Après raccordement des collecteurs « 1 », « 2 » et « 3 » qui présentent des diamètres respectifs de : Ø1250 mm, Ø1800 mm et Ø1000, un collecteur « 4 » ovoïde prend naissance au niveau d'un hôtel, traverse les terrains agricoles et la rocade sud pour déverser les eaux usées dans l'oued Smar. Les dimensions de l'ovoïde sont 2.4 m * 2.2 m et de longueur de 2000 ml. La pente de ce dernier est aussi faible (03 ‰).
- Le collecteur « 5 » de dimension (Ø800 mm, L=1690 ml) implanté sous l'axe de la route RN°61 véhicule les eaux usées et pluviales du Sud-Ouest de la ville des Eucalyptus avec une pente ne dépassant pas 2‰.
- Le collecteur « 5 » Ø 800 mm se raccorde au collecteur « 8 » de diamètre 800 mm ce dernier prend naissance au Nord de la localité de Cherarba avec diamètre 600 mm, son linéaire est de 500 ml. Ce dernier se raccorde avec un collecteur « 6 » de diamètre 600 mm et au collecteur « 7 » de Ø1000 avec un déversoir d'orage implanté juste avant le raccordement.
- Après le raccordement des collecteurs « 5 » et « 8 », un collecteur « 9 » de dimension Ø1000 mm, sur un linéaire de 2000 ml, prend de naissance sous l'axe de la route RN°61 avec une pente faible, il prend en charge toutes les eaux usées et pluviales de la cité Kourifa Mohamed.
- Le collecteur « 10 » de dimension (Ø1000 ml, l=3165ml) qui débute avec un diamètre 800 ml implanté sous l'axe de la route CVN°6, sa pente reste inférieure à 2 ‰.
- Ce collecteur «10 » se raccorde avec un collecteur « 11 » de dimension Ø1000 mm qui prend naissance avec un diamètre Ø 600 mm-Ø 800 mm, ce collecteur draine les eaux usées et pluviales venant des cités de Ramdhanian et Zouaoui.

Après le raccordement des collecteurs « 10 » et « 11 » un collecteur « 12 » de diamètre 800 mm, présente un linéaire L=3381 ml, prend de naissance sous l'axe CVN°6 avec l'interception d'un autre collecteur « 13 », venant de la cité Air Algérie du Ø600 mm. Il est raccordé à l'ovoïde, juste avant la déviation de la RN N°8.

Ce collecteur évacue aussi les eaux venant de la future station de relevage au niveau de la cité Kourifa Mohamed.

- Le collecteur « 14 » de dimension (Ø600, L=1930 ml) implanté sous l'axe de la route CW N°18, véhicule les eaux usées et pluviales venant de la cité El Djoumhouria qui se déverse dans l'Oued Smar.

V.2.2 Les rejets existants :

Le déversement des eaux usées et pluviales se fait directement dans les cours d'eau (Oued Smar) sans prétraitement. Dans ce qui suit, les rejets existants sont illustrés comme suit :

Figure V.1: Rejet N°2 par le collecteur « DN1000»

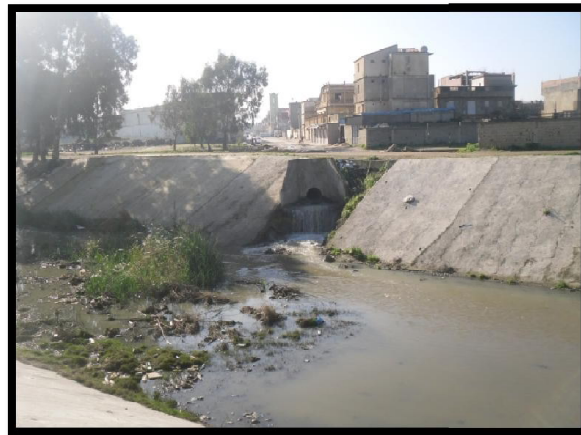


Figure V.2: Rejet N°1 par le collecteur « 7 »



Figure V.3- Rejets d'eaux usées vers l'Oued Smar



**Figure V.4-: Rejet N°3 par Oued
SIDI AKACHA**



**Figure V.5 Rejet N°4 par le
Monolithe 2.2*2.4**



V.2.1 Conclusion et recommandation :

Le réseau d'assainissement de la commune des Eucalyptus est relativement développé et constitué de trois gros collecteurs principaux, dont les regards sont assez profonds.

Dans un premier diagnostic établi, et après plusieurs sorties sur le terrain nous avons remarqué les problèmes suivants :

- -Absence d'avaloirs : ce qui accentue la stagnation des eaux pluviales sur les terrains plats et provoque des crues sur les terrains en forte pente.

-Disparition de regards sous la chaussée : ce problème est relativement fréquent dans la commune des Eucalyptus, ce qui rend difficile l'écoulement des eaux superficielles et l'entretien des collecteurs.

-Regards bouchés : le colmatage de certains collecteurs en particulier anciens, ce colmatage amplifie la problématique des inondations.

-Absence de voiries : les routes de certains lotissements sont des pistes, les collecteurs sont relativement bouchés sous l'effet des sédiments.

-Rejets d'eaux usées à ciel ouvert en particulier sans les oueds ce qui accentue la pollution du milieu naturel et crée des odeurs et des situations nuisibles aux populations.

-Pour ce qui est des collecteurs anciens réalisés en majorité depuis plus de 20 ans, fonctionnement généralement en surcharge et se déversent dans les oueds.

V.3 Diagnostic hydraulique

Ce diagnostic complète le diagnostic physique et permet de tirer conclusions sur les conditions hydrauliques des collecteurs de la zone d'étude.

V.3.1 Découpage de l'aire d'étude en sous bassins :

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

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

Dans notre cas ; le découpage se fait selon la densité des habitants, les courbes de niveaux, ainsi, les pentes et les contres pentes.

V.3.2 Collecteurs principaux à diagnostiquer :

Nous procéderons dans cette partie au diagnostic hydraulique de trois (3) collecteurs principaux :

- Le premier C1 prend naissance sous le rond point à l'entrée de la ville (RN61 en provenance de Sidi moussa) vers la 2^{ème} rocade d'Alger (El harrach)
- Le deuxième C2 prend naissance au même endroit et se dirige vers Oued Smar, en dessous de la RN61
- Le 3^{ème} collecteur en provenance de Cherarba et rejoint le C1 au niveau de château rouge. Il traverse la cité 1600 logements Abdoune Djillali.

Le réseau d'assainissement et les collecteurs de la zone d'étude sont détaillés dans la planche n°1. La figure suivante montre un aperçu de ces collecteurs :

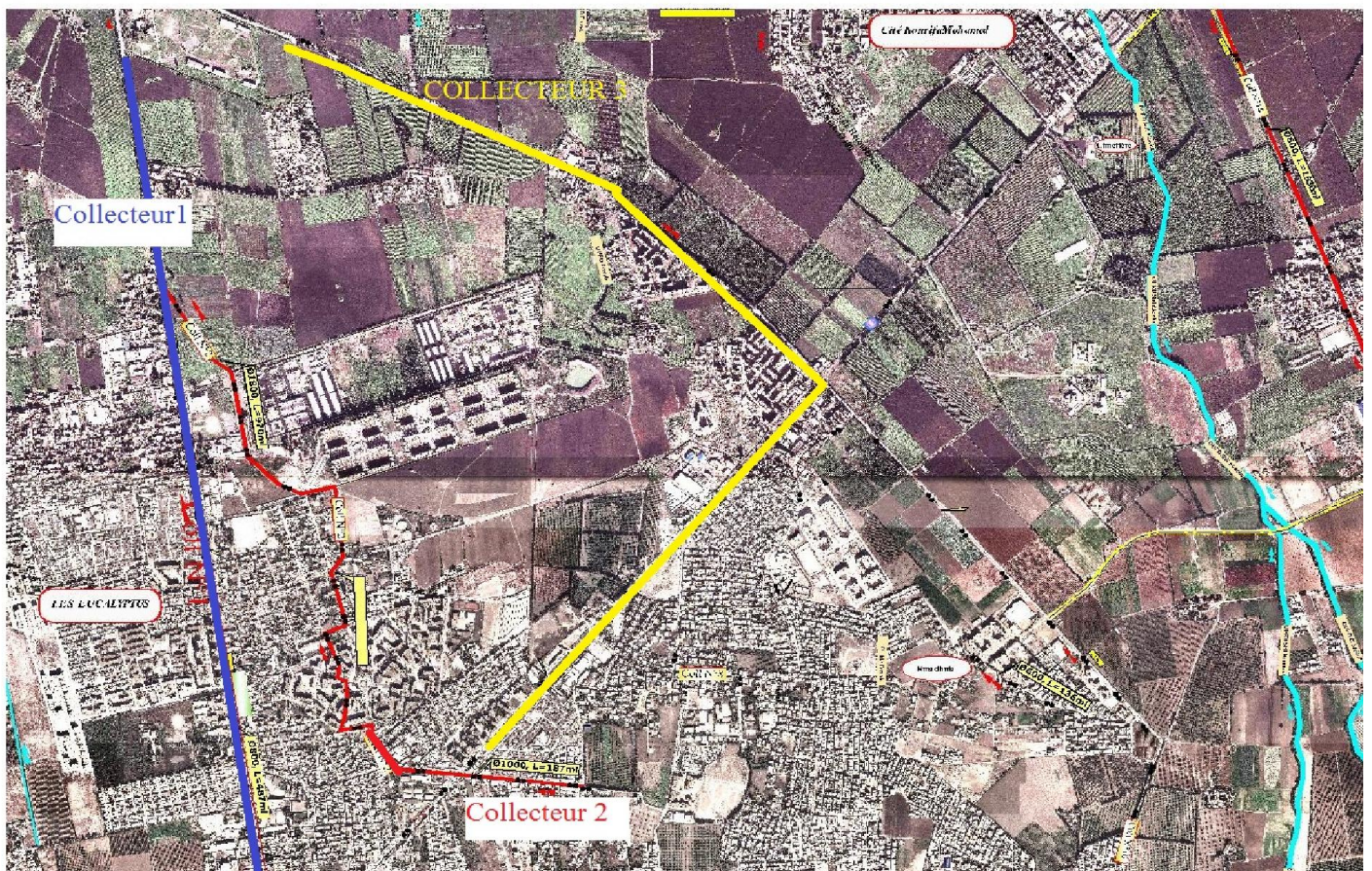


Figure V.6– Plan de situation des trois collecteurs principaux C1, C2,C3.

V.3.3 Répartition de la population par aire d'apport des sous- bassins élémentaires :

D'après le dernier recensement général (RGHP 2008), le nombre d'habitant est estimé à 114048 habitants avec un taux de croissance de 0.2%.

L'évolution démographique est calculée suivant la loi des accroissements géométriques donnée par la formule des intérêts composés : $PN = P_0 (1+t)^n$

- P_N : la population a l'horizon (hab).

- P_0 : la population actuelle (hab).

- t : taux d'accroissement.

- n : écart des années entre l'horizon de calcul et l'année de base (27ans).

Tableau V.1: Estimation du nombre d'habitants

Horizon	2008	2013	2035
Population (hab)	114048	115078	120320

- On estime le coefficient de ruissellement de chaque sous bassin.
- On calcule le coefficient de ruissellement pondéré total.
- On calcule la densité partielle de chaque sous bassin.
- On déduit le nombre d'habitant dans chaque sous bassins.
- Calcul du coefficient de ruissellement pondéré:

$$C_{rp} = \frac{\sum A_i * C_{ri}}{A_t} = \frac{570.9851}{1066.04} = 0,535$$

$$C_{rp} = 0,535$$

- C_{rp} : coefficient de ruissellement total pondéré A_i : surface partielle en ha.
- C_{ri} : coefficient de ruissellement partiel

- C_{rp} : coefficient de ruissellement total pondéré

Calcul de la densité partielle :
$$D_i = \frac{C_{ri} \cdot P_n}{C_{rp} \cdot A_t}$$

- D_i : densité partielle pour chaque sous bassin
- C_{rp} : coefficient de ruissellement total pondéré
- C_{ri} : coefficient de ruissellement total pondéré
- P_t : nombre total d'habitants à l'horizon **2035 = 120320 hab.**

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

$$P_i = D_i \cdot A_i$$

Remarque : les résultats de calcul du nombre d'habitants de chaque sous bassins, sont portés dans le tableau V.2

Tableau V.2: Coefficient de ruissellement et nombre d'habitants pour chaque sous bassin.

Sous bas	S (ha)	Cr	N hab	Sous Bas	S(ha)	Cr	N hab
1	6.6	0.45	2210	14	15.1	0.6	6741
2	8.5	0.65	4111	15	12	0.5	4464
3	4.2	0.65	2031	16	5.4	0.6	2411
4	2.06	0.6	920	17	6	0.4	1786
5	12	0.3	2679	18	5.5	0.4	1637
6	6.4	0.5	2381	19	10.6	0.65	5126
7	13.6	0.6	6071	20	14	0.4	4167
8	20	0.65	9673	21	12	0.7	6250
9	28	0.6	12500	22	20.5	0.4	6101
10	41.7	0.5	15513	23	13	0.7	6771

Sous bas	S (ha)	Cr	N hab	Sous Bas	S(ha)	Cr	N hab
11	14.8	0.5	5506	24	6.2	0.4	1845
12	12.6	0.2	1875	25	9.1	0.5	3385
13	28	0.2	4167				

V.4 Estimation des débits :

V.4.1 Estimation des débits d'eaux usées :

L'estimation des débits d'eaux usées porte sur l'évaluation des quantités des rejets provenant des besoins domestiques et industriels de la zone d'étude.

Une estimation précise des rejets d'origine domestique est souvent difficile à obtenir car le rapport entre l'eau distribuée et l'eau rejetée peut être variable. Néanmoins, on estime généralement que 80% de l'eau potable est restituée à l'égout.

V.4.1.i Estimation des débits d'eaux usées domestiques

➤ Débit journalier

Pour l'estimation des débits journaliers, nous prendrons une dotation de 150 l/j/hab. Le coefficient de rejet pour les eaux usées est de 0,8. Le débit journalier sera donc donné par la formule suivante vue au chapitre précédent : $Q_{moyJ} = N \cdot D \cdot CR_{ej} / 86400$.

Les calculs des débits de pointes par temps sec seront inclus dans le tableau des débits totaux par sous bassin.

L'estimation des autres rejets (équipements publics, commerces ...) est résumée dans le tableau suivant :

Tableau V.3- Estimation des rejets d'équipements :

1-Besoins Scolaires									
Établissements	Nbre	Nbre étudiant	Dotation (l/)	Nbre étudiants	consom(l/j)	Rejet (l/s)	c, pointe	Q P(l/s)	
Écoule	22	150	10	3300	33000	0,38	4	1,53	
CEM	7	500	10	3500	35000	0,41	3	1,22	
Lycées	2	500	10	1000	10000	0,12	3	0,35	
				TOTAL	7800	78000	0,90	3	3,09

2-Besoin sanitaires								
Établissements	Nbre	Nbre lits/Etab	Nbre total	Dotation(l)	consom(l/j)	Rejet (l/s)	c, pointe	Q P(l/s)
Maternité	1	100	100	200	20000	0,23	4	0,93
Polyclinique	1	100	100	100	10000	0,12	4	0,46
centre de santé	5	50	500	50	25000	0,29	4	1,16
Hopital	/	/	/	/	/	/	/	/
				TOTAL	55000	0,64		2,55

3-Besoins commerciaux								
Établissements	Nbre	Clients/et abli	clients /jours	Dotation(l)	consom(l/j)	Rejet (l/s)	c, pointe	Q P(l/s)
Café	18	100	1800	10	18000	0,21	4	0,83
restaurant	10	100	1000	50	50000	0,58	4	2,31
Boulangeries	8	100	800	50	40000	0,46	4	1,85
Hammam	5	150	750	100	75000	0,87	4	3,47

SUITE BESOINS COMMERCIAUX

Boucherie	10	100	1000	10	10000	0,12	4	0,46
Magasins	100	50	5000	5	25000	0,29	4	1,16
Abattoirs	4	1000	4000	150	600000	6,94	1,95	13,53
			TOTAL		818000	9,47	1,81	17,16

5-Besoins administratifs

Établissements	Nbre	Nbre effectifs	Nbre total	Dotation(l)	consom(l/j)	Rejet(l/s)	c, pointe	Q P(l/s)
commissariat	4	50	200	30	6000	0,07	4	0,28
Gendarmerie	4	50	200	30	6000	0,07	4	0,28
protection civil	1	30	30	100	3000	0,03	4	0,14
Instituts	4	200	800	30	24000	0,28	4	1,11
APC et annexe	3	100	300	20	6000	0,07	4	0,28
Casernes	1	800	800	150	120000	1,39	4,00	5,56
			TOTAL		165000	1,91	4,00	7,64

6-Besoins industriels

Établissements	Nbre	Nbre travailleur/jour	Nbre total	Dotation(l)	consom(l/j)	Rejet(l/s)	c, pointe	Q P(l/s)
PME	15	150	2250	100	225000	2,60	4,00	10,42

SUITE BESOINS INDUSTRIELS

autres établissements	10	20	200	100	20000	0,23	4,00	0,93
			TOTAL	200	245000	2,84	8,00	11,34

**7-Besoins touristiques
loisirs**

Établissements	Nbre	Nbre de visiteurs	Nbre total	Dotation(l)	consom(l/j)	Rejet (l/s)	c, pointe	Q P(l/s)
hôtel	1	100	100	150	15000	0,17	4	0,69
air de jeux	3	100	300	10	3000	0,03	4	0,14
			TOTAL	160	18000	0,21	8	0,83

**8-Besoins cultures-
culturels**

Établissements	Nbre	Nbre lits/Etab	Nombre Total	Dotation(l)	consom(l/j)	Rejet (l/s)	c, pointe	Q P(l/s)
centre culturels	1	200	200	10	2000	0,023	4	0,093
Mosquées	20	500	10000	30	300000	3,472	2,34	8,131
			TOTAL	40	302000	3,50	6,34	8,22

9-Besoins sportifs

Établissements	Nbre	Nbre des joueurs	Nbre total	Dotation(l)	consom(l/j)	Rejet(l/s)	c, pointe	Q P(l/s)
stade	1	500	500	100	50000	0,58	4	2,31
salle omnisports	1	200	200	100	20000	0,23	4	0,93
			TOTAL	200	70000	0,81	8	3,24

Tableau V.4: récapitulatif des besoins des autres rejets:

Rejets	Q Pts (l/s)	2Q Pts (l/s)
Rejets scolaires	3,09	6.18
Rejets sanitaires	2,55	5.1
Rejets commerciaux	17,16	34.32
Rejets administratifs	7,64	15.28
Rejets industrielles	11,34	22.68
Rejets touristiques loisirs	0,83	1.66
Rejets cultures- cultuels	8,22	16.44
Rejets sportifs	3,24	6.48
TOTAL	54.08	108.16

V.5 Estimation des débits d'eaux pluviales :

V.5.1 Méthode rationnelle :

Le calcul se fait par la méthode rationnelle,

$$Q = m * C \times I \times A$$

- **C** : Coefficient de ruissellement qui dépend du type de sols ou de leurs occupations.
- **A** : L'aire du sous bassin versant (ha)
- **I** : l'intensité de la pluie (l/s/ha) calculée par la formule de Montanari:

$$I = \frac{P_J(\%)}{24} \times \left(\frac{T_c}{24} \right)^{b-1} \times \frac{1000}{360}$$

- **b** : exposant climatique.

Tc : est le temps de concentration ;

Si $t_1+t_2 \leq 15 \Rightarrow Tc = 15$.

- Si $t_1+t_2 > 15 \Rightarrow Tc = t_1+t_2$.

La valeur du temps d'entrée t_1 varie entre 5 et 20 min elle dépend de :

- il est calculé suivant la vitesse de ruissellement, celle-ci dépend de la pente du terrain.
 - La pente moyenne du terrain ;
 - La distance que doit parcourir l'eau pour atteindre la bouche d'égout ;
 - La nature de la surface sur laquelle l'eau doit ruisseler ;
 - La densité de la population.
- La valeur de t_2 se calcule par la formule suivante : $t_2 = L / (V \times 60)$

L= longueur caractéristique du sous bassin.

V= vitesse de ruissellement elle varie entre 1 à 4 m/s selon la pente du bassin.

- **m** : coefficient correcteur du débit en fonction du coefficient d'allongement.

Note : le débit de pointe calculé par la formule de la méthode rationnelle sera corrigé par le coefficient m car dans notre travail la composition de plusieurs bassins en série le long d'un collecteur avec un grand linéaire (+ 3000m) nous pousse à considérer leur influence.

Le coefficient réducteur d'intensité « alpha » est pris égal à 1 compte tenu de la précision faite dans le calcul du temps de concentration de chaque SB. (Intensité variable d'un SB à un autre en fonction de la longueur du cheminement).

➤ Délimitation des sous-bassins

Le débit de projet de chaque collecteur varie en fonction des eaux usées et pluviales de chaque sous bassin. La disposition des sous-bassins pour le cas de notre étude est présentée dans la planche n°3.

V.6 Résultats du diagnostic hydraulique :

On présente les résultats de calcul pour une période de retour de 10 ans Dans les tableau
V.7

En annexe n°2 sont attachés les tableaux qui résument le calcul des débits d'eaux usées et pluviale de chaque sous bassin pour les périodes de retour de 5 ans.

Tableau V.7 – Résultat du diagnostic hydraulique pour une période de retour de 10 ans

COLLECTEUR1																					
Assemblage	Bassin	Bas. equiv	Long (m)	C ruissel	A (ha)	Tc (min) = t1+t2	i (l/s/ha)	M	B	Q pluv corrigé(l/s)	Q parasite	Pop	Qmoy (l/s)	Chp	Q eq (l/s)	Qpte (l/s)	Qtot (m3/s)	Pente (col)	Diam théo (mm)	Diam exis (mm)	Diagnostic
Bassin S1	S1		363	0.45	6.6	15.00	160.31	1.4	1.2	547.5	0.1	2204	3.83	2.78	2.2	12.80	0.588	0.003	766.5	800	Conforme
Bassin S2	S2		334	0.65	8.5	15.00	160.31	1.1	1.5	1328.6	0.3	4100	7.12	2.44	2.8	20.15	1.415	0.003	1065.7	1000	Surcharge
SERIE_1	S1//S2	F1	697	0.55	15.1	16.62	150.30	1.8	1.0	1248.3	0.4	6304	10.94	2.26		24.69	1.335	0.003	1042.7	1000	Surcharge
S3	S3		135	0.65	4.2	15.00	160.31	0.7	1.5	656.5	0.1	2031	3.53	2.83	1.4	11.36	0.701	0.003	818.7	1000	Conforme
SERIE_2	F1//S3	F2	832	0.55	19.3	18.87	138.75	1.9	1.0	1472.8	0.5	8335	14.47	2.16		31.22	1.578	0.003	1110.0	1000	Surcharge
S4	S4		281	0.60	2.1	15.00	160.31	2.0	1.0	198.1	0.1	920	1.60	3.00	0.7	5.46	0.214	0.003	524.3	1000	Conforme
S5	S5		511	0.30	12.0	15.00	160.31	1.5	1.2	692.6	0.2	2679	4.65	2.66	4.0	16.32	0.743	0.003	837.1	1000	Conforme
Parallèle 4/5	4//5	p4,5	511	0.34	14.1	15.00	160.31	1.4	1.2	930.3	0.2	3599	6.25	2.50		15.62	0.992	0.003	932.9	1000	Conforme
SERIE_3	F2//p4,5	F3	1 343	0.46	33.4	27.38	109.72	2.3	0.8	1356.2	0.8	11934	20.72	2.05		42.46	1.467	0.003	1080.0	1000	Surcharge
S6	S6		472	0.50	6.4	15.00	160.31	1.9	1.0	513.0	0.2	2381	4.13	2.7	2.1	13.38	0.552	0.003	748.7	1000	Conforme
SERIE_4	F3//S6	F4	1 815	0.47	39.8	35.25	93.58	2.9	0.8	1361.4	0.9	14315	24.85	2.0		49.74	1.479	0.003	1083.5	1000	Surcharge
S7	S7		143	0.60	13.6	15.00	160.31	0.4	1.5	1962.2	0.4	6071	10.54	2.3	4.5	28.40	2.089	0.003	1233.2	1000	Surcharge
SERIE_5	F4//S7	F5	1 945	0.50	53.4	37.42	90.13	2.7	0.9	2054.0	1.3	20386	35.39	1.9		67.96	2.225	0.003	1262.7	1000	Surcharge
S8	S8		314	0.65	20.0	15.00	160.31	0.9	1.1	2292.5	0.7	9673	16.79	2.1	6.6	42.02	2.449	0.003	1309.0	1000	Surcharge
SERIE_6	F5//S8	F6	2 259	0.54	73.4	42.65	83.00	2.6	0.9	2973.7	2.0	30059	52.19	1.8		96.34	3.219	0.003	1450.3	1000	Surcharge
S9	S9		378	0.6	28.0	15.0	160.3	0.7	1.2	3231.9	0.8	12500.0	21.7	2.0	9.2	53.41	3.447	0.003	1488.0	1200.0	Surcharge

SUIITE COLLECTEUR 1																					
SERIE_7	F6//S9	F7	2637	0.56	101.4	48.95	76.10	2.6	0.9	3877.1	2.8	42559	73.89	1.8		132.32	4.203	0.003	1602.9	1200	Surcharge
S10	S10		475	0.3	41.7	15.0	160.3	0.9	1.0	2005.5	0.6	15513.0	26.9	2.0	13.7	67.07	2.173	0.003	1251.6	1200.0	Surcharge
SERIE_8	F7//10	F8	3112.0	0.48	143.1	56.87	69.24	2.6	0.9	4259.4	3.5	58072	100.82	1.7		176.33	4.649	0.003	1664.6	1200	Surcharge

COLLECTEUR 2																					
Assemblage	Bassin	Bas. equiv	Long (m)	C ruissel	A (ha)	Tc (min) = t1+t2	i (l/s/ha)	M	B	Q pluv corrigé(l/s)	Q parasite	Pop	Qmoy (l/s)	Chp	Q eq (l/s)	Qpte (l/s)	Qtot (m3/s)	Pente (col)	Diam théo (mm)	Diam exis (mm)	Diagnostic
S15	S15		540.0	0.50	12.0	15.00	160.31	1.6	1.1	1058.1	0.3	4464	7.75	2.4	3.9	22.48	1.108	0.003	972.2	800	Surcharge
S16	S16		318.0	0.60	12.6	15.00	160.31	0.9	1.4	1696.8	0.4	1875	3.26	2.9	1.7	11.09	1.774	0.007	989.6	800	Surcharge
S17	S17		297.0	0.40	6.0	15.00	160.31	1.2	1.1	423.2	0.1	1786	3.10	2.9	2.0	11.02	0.497	0.003	719.6	1200	Conforme
S20	S20		436.0	0.40	14.0	15.00	160.31	1.2	1.1	987.5	0.3	4167	7.23	2.4	4.6	22.18	1.043	0.003	950.3	1200	Conforme
Serie 1'	S20/S17	G1	733.0	0.40	20.0	17.22	146.98	1.6	1.0	1175.8	0.4	5953	10.34	2.3		23.54	1.273	0.003	1024.2	1200	Conforme
S19	S19		654.0	0.65	10.6	15.90	154.53	2.0	1.0	1011.5	0.3	5126	8.90	2.3	3.5	24.30	1.046	0.003	951.4	800	Surcharge
parallèle 2'	S15/S1/G1/S19	G2	733.0	0.52	55.2	17.22	146.98	1.0	1.2	5017.9	0.5	17418	30.24	2.0		59.11	5.112	0.003	1725.0	1200	Surcharge
S14	S14		402.0	0.60	15.1	15.00	160.31	1.0	1.2	1742.9	1.9	6741	11.70	2.2	5.0	31.08	1.821	0.005	1064.2	1200	Conforme

SUITE COLLECTEUR 2

Serie 2'	G2/S14	G3	1135.0	0.53	70.3	23.92	119.49	1.4	1.0	4482.0	1.9	24159	41.94	1.9		79.10	4.629	0.003	1662.0	1200	Surcharge
S13	S13		898.0	0.20	28.0	19.97	133.88	1.7	0.9	674.8	0.3	4167	7.23	2.4	9.2	26.78	0.727	0.003	830.2	1200	Conforme
Serie3'	G3/S13	G4	2033.0	0.44	98.3	15.00	160.31	2.1	0.9	6012.6	2.2	28326	49.18	1.9		91.30	6.172	0.003	1851.3	1200	Surcharge
S12	S12		300.0	0.20	12.6	15.00	160.31	0.8	1.4	565.6	0.1	1875	3.26	2.9	4.1	13.53	0.677	0.003	808.3	1200	Conforme
Serie4'	G4/S12	G5	2333.0	0.41	110.9	43.88	81.52	2.2	0.8	2938.6	2.3	30201	52.43	1.8		96.75	3.138	0.003	1436.5	1200	Surcharge
S11	S11		340.0	0.50	14.8	15.00	160.31	0.9	1.5	1779.5	0.4	5506	9.56	2.3	4.9	26.94	1.921	0.003	1195.1	1200	Conforme
Serie5'	G5/S11	G6	2673.0	0.42	125.7	49.55	75.51	2.4	0.8	3163.6	2.7	35707	61.99	1.8		112.67	3.425	0.003	1484.4	2000	Conforme

COLLECTEUR 3

Assemblage	Bassin	Bas. equiv	Long (m)	C ruissel	A (ha)	Tc (min) = t1+t2	i (l/s/ha)	M	B	Q pluv corrigé(l/s)	Q parasite	Pop	Qmoy (l/s)	Chp	Q eq (l/s)	Qpte (l/s)	Qtot (m3/s)	Pente (col)	Diam théo (mm)	Diam exis (mm)	Diagnostic
S18	S18		300.0	0.40	5.5	15.00	160.31	1.3	1.1	388.0	0.1	1637	2.84	3.0	1.8	10.28	0.426	0.003	679.1	400	Surcharge
S21	S21		453.0	0.60	12.0	15.00	160.31	1.3	1.1	1269.7	0.4	6250	10.85	2.3	4.0	28.46	1.365	0.003	1051.2	800	Surcharge
Serie 1"	S18/S21	H1	753.0	0.54	17.5	17.55	145.21	1.8	1.0	1365.0	0.5	7887	13.69	2.2		29.79	1.457	0.003	1077.4	800	Surcharge
S22	S22		573.0	0.40	20.5	15.00	160.31	1.3	1.1	1446.0	0.4	6101	10.59	2.3	6.8	30.77	1.510	0.003	1091.8	800	Surcharge
Serie 2"	S22/H1		1326.0	0.46	38.0	27.10	110.44	2.2	1.0	1846.6	0.9	13988	24.28	2.0		48.75	1.969	0.003	1206.2	800	Surcharge
S23	S23		402.0	0.60	13.0	15.00	160.31	1.1	1.2	1500.5	0.4	6771	11.76	2.2	4.3	30.48	1.541	0.003	1100.2	800	Surcharge
Serie3"	H1/S23	H2	1728.0	0.50	51.0	33.80	96.09	2.4	0.9	2196.7	1.3	20759	36.04	1.9		69.07	2.300	0.003	1278.6	800	Surcharge
S24	S24		320.0	0.40	6.2	15.00	160.31	1.3	1.3	516.8	0.1	1845	3.20	2.9	2.0	11.28	0.575	0.003	760.0	800	Conforme
serie4"	S24/H2	H3	2048.0	0.49	57.2	39.13	87.62	2.7	0.9	2076.4	1.4	22604	39.24	1.9		74.53	2.219	0.003	1261.4	800	Surcharge
S25	S25		382.0	0.50	9.1	15.00	160.31	1.3	1.0	729.4	0.2	3385	5.88	2.5	3.0	17.88	0.773	0.004	804.8	800	Surcharge
serie5"	S25/H3	H4	2430.0	0.49	66.3	45.50	79.68	3.0	0.8	1938.1	1.6	25989	45.12	1.9		84.47	2.091	0.003	1233.6	800	Surcharge

V.7 Discussion des Résultats du diagnostic

Au vu des tableaux précédents où nous avons exposé les calculs hydrauliques des différents collecteurs que constituent le système d'évacuation de la commune des Eucalyptus, il est apparu que :

Pour le Collecteur C1 :

Pour une période de retour de 10 ans, le collecteur C1 qui longe la nationale N°8 fonctionne en surcharge, ceci à partir du regard R58 (Centre de santé). Il draine les sous bassins de 1 à 10.

On propose donc son redimensionnement jusqu'au regard R3933, où il se raccorde avec le Monolithe sur la Route Nationale 8 au niveau du quartier « le château rouge ».

Pour le Collecteur C2 :

Pour le Collecteur C2 qui draine les sous-bassins 11 à 17 et 19- 20, il prend en charge les eaux usées et pluviales de la cité de Cherarba à l'Est de la commune des Eucalyptus et débute avec un diamètre de 1200 et draine les SB 20 et 17. Ceci collecteur présente les normes hydrauliques. Cependant, arrivé au regard R2170, sa capacité d'évacuation dépasse le débit pluvial et fonctionne en surcharge, ceci à partir des sous-bassins de 15 à 19 jusqu'au raccordement avec le monolithe au niveau du regard R3938.

Pour le Collecteur C3 :

Il s'agit d'un collecteur qui débute près du branchement de la route nationale 61 avec le chemin vicinal 6, le premier regard est situé en face de la gendarmerie.

Ce collecteur draine en premier lieu la cité des 200 logements (sous-bassin 18) en collectant les eaux usées et pluviales du collecteur S18 qui présente un diamètre 400 mm. À partir du regard R1383, il longe la route nationale 61 pour drainer les eaux de la cité Zouaoui puis collecte les eaux usées et pluviales de la cité 926 logements (El Amir), puis traverse l'oued Ferrah, et passe derrière le Port-Sec pour se déverser dans l'oued Smar.

D'après les calculs hydrauliques, le collecteur fonctionnerait en surcharge même pour une période de retour de 5 ans. Son diamètre actuel de 600-800 serait nettement inférieur aux normes.

On doit noter que le passage en dessous du dalot de l'oued Ferrah présente un obstacle aux eaux de l'oued, qui chaque année provoquerait des inondations à ce niveau.

On propose donc de renouveler son tracé au dessous du lit de l'oued, pour éviter toute gêne à la circulation des eaux de l'oued.

A noter que les collecteurs secondaires (S15 et S16) de diamètre 800 doivent être redimensionnés.

V.8 Conclusion

Ce chapitre nous a permis d'avoir des informations sur l'état actuel du réseau d'assainissement de la commune des Eucalyptus, suite à un diagnostic approfondi.

La commune des Eucalyptus, de par sa situation géographique occupe une place importante dans la wilaya d'Alger.

A cause de sa topographie et de son relief très plat, le réseau d'assainissement qui est relativement développé connaît des situations de submersions. En effet, certains collecteurs sont sous-dimensionnés et ne répondent pas aux normes hydrauliques en vigueur, certains collecteurs passent par des sous-bâtis.

De plus, la majorité de ces collecteurs rejettent des rejets importants dans le milieu naturel, qui accentuent la pollution des oueds.

C'est dans cette optique qu'une réhabilitation du réseau d'assainissement et un redimensionnement des collecteurs principaux s'avèrent utiles.

De plus la projection d'un nouveau système de relevage va permettre d'éliminer tous les rejets à ciel ouvert, et de les acheminer vers la station d'épuration de Baraki.

Chapitre VI : Aménagement du réseau d'assainissement de la ville des Eucalyptus.

VI.1 Introduction

Dans le chapitre précédent, nous avons établi l'état des lieux physique et hydraulique du réseau d'assainissement de la ville des Eucalyptus

Dans ce chapitre, il est question de l'aménagement du réseau d'assainissement. Une grande partie des collecteurs notamment principaux nécessitent un redimensionnement, en particulier le collecteur qui assainit la cité Zouaoui et la cité El Amir. Cependant, la projection de nouveaux collecteurs doit obéir à la mission du projet qui est l'élimination des rejets dans le milieu naturel et acheminer la totalité vers la STEP de Baraki.

VI.2 Bases des calculs hydrauliques

Avant de détailler l'aménagement de ces collecteurs, il est impératif de préciser les bases de calculs qui serviront au dimensionnement des collecteurs projetés.

Les collecteurs en surcharge ont été désignés dans le chapitre précédent, (les calculs sont résumés dans le tableau V.7

Les débits totaux qui transitent dans ces collecteurs seront calculés pour une période de retour de 5 et 10 ans.

VI.2.1 Conception du réseau

La conception d'un réseau d'assainissement au niveau d'une agglomération doit obéir aux exigences techniques et hydrauliques.

Exigences techniques :

- Choisir le tracé le plus court possible.
- Choisi le cheminement des voiries existantes.

- Eviter les contres pentes.
- Eviter certaines contraintes telles que les sous-bâtis.

Les collecteurs sont définis par leurs :

- -Diamètres (intérieur et extérieur).
- -Pentes.
- -Emplacements (en plan).
- -Profondeurs.

Les regards de visite et de jonction sont également définis par leurs :

- -Emplacements (en plan).
- -Profondeurs.
- -Côtes.

b- Exigences hydrauliques :

Dans le cadre de l'assainissement, le dimensionnement du réseau d'assainissement du type unitaire doit dans la mesure du possible permettre l'entraînement des sables par les débits pluviaux pour empêcher leur décantation et éviter les dépôts, sans provoquer l'érosion de la paroi de la conduite.

Les conditions d'auto curage doivent être satisfaites. Il faut assurer une vitesse minimale de l'ordre :

Au moins 0,6 m/s pour le dixième du débit de pleine section.

Au moins 0,3 m/s pour le un centième du débit de pleine section.

VI.2.2 Prise en compte des eaux parasites :

Etant donné la de la vulnérabilité de la zone aux inondations par submersion et aux remontées de la nappe, nous avons pris en considération les eaux parasites que nous avons estimées à 5-10% selon les cas, ceci pour mieux prendre en compte l'infiltration des eaux dans le réseau.

VI.2.3 Dimensionnement hydraulique

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

$$Q = V.S \quad (6-1)$$

Avec :

Q : Débit (m³/s).

S : Section mouillée (m²).

V : Vitesse d'écoulement moyenne (m/s).

Cette vitesse se calcule par différentes expressions, nous avons la calculé par l'expression de Manning-Strickler qui est donnée par la formule suivante :

$$V = K_s . R^{\frac{2}{3}} . \sqrt{I_m} \quad (6-2)$$

Où :

- I_m (m/m) : Pente motrice nécessaire à l'écoulement d'un débit Q donné.
- R (m) : Rayon hydraulique.
- K_s : Coefficient de rugosité dépend de la nature des parois, les coefficients K sont présentés sur le tableau suivant :

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

Nature des parois	Ks
Fossé à parois en herbe	30
Fossé à parois en terre	40
Canal en maçonnerie	60
Conduite en béton	71
Conduite en fibre ciment	80
Conduite en fonte ou en grés	90
Conduite en PVC	100

Le débit est estimé selon la relation de Manning :

$$Q = K_s \cdot S_m \cdot R_h^{\frac{3}{2}} \cdot \sqrt{I} \quad (6.3)$$

Le diamètre du collecteur calculé est déduit comme suit:

$$D_{cal} = \left[\frac{3,2 * Q_t}{K_s * \sqrt{I}} \right]^{3/8} \quad (6-4)$$

Où :

$$Q_t = Q_{eu} + Q_{pl}, \text{ avec :}$$

Q_{eu} (m³/s): Débit d'eaux usées.

Q_{pl} (m³/s): Débit d'eaux pluviales.

Le débit en pleine section est donné donc par la relation :

$$Q_{ps} = V_{ps} * \frac{\pi * (D_{nor})^2}{4} \quad (6-4)$$

Avec :

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

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

La vitesse en pleine section est calculée à partir de la relation (VI-2), avec le rayon hydraulique $R = \frac{D_{nor}}{4}$.

$$V_{PS} = K_s \cdot (D_{nor}/4)^{\frac{2}{3}} \cdot \sqrt{I_m} \tag{VI-5}$$

Les paramètres hydrauliques dans la conduite en écoulement sont calculés à partir des relations suivantes :

- Rapport des débits $R_Q = \frac{Q_t}{Q_{PS}}$

- Rapport des vitesses $R_V = \frac{V}{V_{PS}}$

- Rapport des hauteurs $R_h = \frac{h}{D_{nor}}$

Avec : V : Vitesse moyenne d'écoulement de l'eau.

D'après la méthode des régressions polynomiales et à partir des formules de Bazin nous avons établi les relations entre R_q et R_v , ainsi entre R_q et R_h . [17]

Les relations sont les suivantes :

$$R_v = -25,63 \cdot R_q^6 + 93,647 \cdot R_q^5 - 134,25 \cdot R_q^4 + 95,24 \cdot R_q^3 - 35,151 \cdot R_q^2 + 7,0395 \cdot R_q + 0,2263 \dots (6.7)$$

$$R_h = -11,423 \cdot R_q^6 + 40,641 \cdot R_q^5 - 55,497 \cdot R_q^4 + 37,115 \cdot R_q^3 - 12,857 \cdot R_q^2 + 2,8373 \cdot R_q + 0,0359 \dots (6.8)$$

Elles permettent de connaître le taux de remplissage du collecteur ainsi que la vitesse à partir de la vitesse pleine section. [6]

- –Redimensionnement des collecteurs principaux
- Le redimensionnement des collecteurs se fera en se basant sur deux périodes de retour : 5 et 10 ans.
- Les calculs hydrauliques pour une intensité décennale sont détaillés comme suit dans le tableau suivant VI.2 :

Note : Les calculs pour une période de retour de 5 ans sont dans l'annexe n°3

COLLECTEUR 1																		
Tron	CT,am (m)	CT,av (m)	CR,am (m)	CR,av (m)	Dist (m)	I (m/m)	Qt (m ³ /s)	Dcal (mm)	Dnor (mm)	Vps (m/s)	Qps (m ³ /s)	Rq	Rv	Rh	V (m/s)	Vmin (m/s)	Vmin 100eme	Vitesse Autocurage
R11-R12	29.94	29.82	25.44	24.92	176	0.003	0.558	753.31	800	1.30	0.654	0.85	1.131	0.71	1.472	0.825	0.3824	Autocurage vérifie
R12-R54	29.82	29.33	24.92	24.68	141	0.004	1.335	987.12	1000	1.76	1.379	0.97	1.140	0.78	2.002	1.114	0.5163	Autocurage vérifie
R54-R58	29.33	28.93	24.68	24.08	121	0.005	1.335	948.15	1000	1.96	1.536	0.87	1.135	0.72	2.219	1.240	0.5748	Autocurage vérifie
R58-R64	28.93	28.4	24.08	23.3	131	0.006	1.578	975.47	1000	2.14	1.683	0.94	1.139	0.76	2.442	1.359	0.6299	Autocurage vérifie
R64-R212	28.4	27.88	23.3	23.08	60.9	0.004	1.578	1071.28	1200	1.89	2.131	0.74	1.089	0.64	2.054	1.196	0.5540	Autocurage vérifie
R212-R215	27.88	27.98	23.08	22.98	59	0.003	1.578	1109.26	1200	1.72	1.942	0.81	1.117	0.68	1.920	1.089	0.5049	Autocurage vérifie
R215-R219	27.98	27.71	22.98	22.9	61	0.003	1.578	1109.26	1200	1.72	1.942	0.81	1.117	0.68	1.920	1.089	0.5049	Autocurage vérifie
R219-R222	27.71	27.28	22.9	22.58	61	0.004	1.578	1051.01	1200	1.98	2.243	0.70	1.077	0.62	2.137	1.258	0.5830	Autocurage vérifie
R222-R224	27.28	27.15	22.58	21.9	128	0.004	1.578	1051.01	1200	1.98	2.243	0.70	1.077	0.62	2.137	1.258	0.5830	Autocurage vérifie
R224-R238	27.15	25.78	21.9	20.28	238	0.007	1.608	1058.04	1200	2.29	1.799	0.89	1.138	0.73	2.608	1.453	0.6735	Autocurage vérifie
R238-R3977	25.78	25.48	20.28	20.04	114	0.003	2.225	1261.80	1500	1.99	3.522	0.63	1.058	0.57	2.109	1.264	0.5859	Autocurage vérifie
R3977-R3982	25.48	24.12	20.04	19.42	273	0.003	3.219	1449.23	1500	1.99	3.522	0.91	1.139	0.75	2.271	1.264	0.5859	Autocurage vérifie
R3982-R3984	24.12	23.56	19.42	19.26	175	0.005	4.203	1455.39	1500	2.57	4.546	0.92	1.139	0.75	2.933	1.632	0.7563	Autocurage vérifie
R3984-R3989	23.56	23.01	19.26	18.81	186	0.005	4.203	1484.43	1500	2.44	4.313	0.97	1.140	0.79	2.784	1.548	0.7175	Autocurage vérifie
R3989-R3990	23.01	22.95	18.81	18.35	30	0.007	4.203	1366.41	1500	3.05	5.379	0.78	1.105	0.67	3.366	1.931	0.8949	Autocurage vérifie

SUIITE COLLECTEUR C1																		
R3990-R3992	22.95	22.63	18.35	18.13	100	0.005	4.203	1455.39	1500	2.57	4.546	0.92	1.139	0.75	2.933	1.632	0.7563	Autocurage vérifié
R3992-R3996	22.63	22.09	18.13	17.89	182	0.003	4.649	1663.42	1800	2.25	5.726	0.81	1.117	0.68	2.515	1.428	0.6616	Autocurage vérifié
R3996-R3999	22.09	21.86	17.89	17.72	88	0.003	4.649	1663.42	1800	2.25	5.726	0.81	1.117	0.68	2.515	1.428	0.6616	Autocurage vérifié
R3999-R3933	21.86	20.53	17.72	16.62	289	0.004	4.649	1590.81	1800	2.54	6.450	0.72	1.082	0.63	2.745	1.608	0.7452	Autocurage vérifié

COLLECTEUR2																		
Tron	CT,am (m)	CT,av (m)	CR,am (m)	CR,av (m)	Dist (m)	I (m/m)	Qt (m³/s)	Dcal (mm)	Dnor (mm)	Vps (m/s)	Qps (m³/s)	Rq	Rv	Rh	V (m/s)	Vmin (m/s)	Vmin 100eme	Vitesse Autocurage
R2170-R2171	26.58	26.67	22.92	22.7	41	0.005	2.3000	1160.90	1200	2.22	2.507	0.92	1.139	0.75	2.527	1.397	0.6518	Autocurage vérifié
R2171-R2178	26.67	26.65	22.7	22.65	73	0.003	2.3000	1277.59	1500	1.99	3.522	0.65	1.064	0.58	2.121	1.256	0.5859	Autocurage vérifié
R2178-R2190	26.65	26.49	22.65	22.39	67	0.005	4.4700	1489.40	1500	2.57	4.546	0.98	1.141	0.79	2.937	1.622	0.7563	Autocurage vérifié
R2190-R3256	26.49	26.33	22.39	21.43	186	0.005	4.6000	1496.56	1500	2.62	4.619	1.00	1.142	0.81	2.988	1.648	0.7685	Autocurage vérifié
R3256-R104	26.33	26.12	21.43	21.2	32	0.007	4.6000	1406.46	1500	3.09	5.451	0.84	1.128	0.70	3.482	1.944	0.9068	Autocurage vérifié
R104-R2714	26.12	25.14	21.2	20.84	63	0.006	4.6000	1468.27	1500	2.75	4.860	0.95	1.139	0.77	3.135	1.734	0.8086	Autocurage vérifié
R2714-R2711	25.14	24.89	20.84	20.5	79	0.004	6.1700	1728.67	1800	2.70	6.859	0.90	1.139	0.74	3.070	1.699	0.7924	Autocurage vérifié
R3145-R3146	24.67	24.57	20.44	20.3	83	0.002	3.1380	1599.10	1800	1.69	4.294	0.73	1.086	0.63	1.833	1.064	0.4961	Autocurage vérifié
R3146-R3147	24.57	24.46	20.3	20.1	65	0.003	3.1300	1434.07	1800	2.25	5.726	0.55	1.026	0.52	2.311	1.418	0.6616	Autocurage vérifié
R3147-R3149	24.46	24.12	20.1	19.99	63	0.002	3.1300	1587.26	1800	1.72	4.369	0.72	1.081	0.62	1.857	1.082	0.5047	Autocurage vérifié

COLLECTEUR 3																		
Tron	CT,am (m)	CT,av (m)	CR,am (m)	CR,av (m)	Dist (m)	I (m/m)	Qt (m ³ /s)	Dcal (mm)	Dnor (mm)	Vps (m/s)	Qps (m ³ /s)	Rq	Rv	Rh	V (m/s)	Vmin (m/s)	Vmin 100eme	Vitesse Autocurage
R3183-R1382	24.97	24.91	23.47	23.38	65	0.003	1.457	1076.56	1200	1.72	1.942	0.75	1.093	0.65	1.878	1.082	0.5049	Autocurage vérifie
R1382-R1381	24.91	24.72	23.38	23.24	65	0.002	1.457	1145.57	1200	1.46	1.646	0.89	1.137	0.73	1.656	0.917	0.4278	Autocurage vérifie
R1381-R1379	24.72	24.58	23.24	23.18	71	0.003	1.457	1076.56	1200	1.72	1.942	0.75	1.093	0.65	1.878	1.082	0.5049	Autocurage vérifie
R1379-R1378	24.58	24.6	23.18	23.1	64	0.002	1.457	1161.60	1200	1.40	1.586	0.92	1.139	0.75	1.598	0.884	0.4122	Autocurage vérifie
R1378-R357	24.6	24.43	23.1	22.88	38	0.006	1.457	951.71	1200	2.39	2.698	0.54	1.023	0.52	2.442	1.504	0.7014	Autocurage vérifie
R357-R358	24.43	24.33	22.88	22.27	104	0.006	1.457	949.39	1200	2.40	2.716	0.54	1.021	0.52	2.453	1.514	0.7060	Autocurage vérifie
R4001-R4002	23.71	23.41	21.96	21.77	38	0.005	1.457	978.23	1200	2.22	2.507	0.58	1.042	0.54	2.310	1.397	0.6518	Autocurage vérifie
R4002-R4003	23.41	23.38	21.77	21.35	48	0.009	1.969	986.09	1200	2.93	3.317	0.59	1.046	0.55	3.070	1.849	0.8623	Autocurage vérifie
R4029-R3602	21.89	22.4	18.74	18.56	35	0.005	1.969	1089.42	1200	2.25	2.543	0.77	1.102	0.66	2.480	1.417	0.6610	Autocurage vérifie
R3602-R3657	22.4	20.47	18.56	18.43	96	0.004	2.14	1178.21	1200	1.98	2.243	0.95	1.139	0.77	2.260	1.250	0.5830	Autocurage vérifie
R3657-R3681	20.92	20.75	17.6	16.79	89	0.009	2.18	1016.94	1200	2.99	3.383	0.64	1.061	0.58	3.176	1.885	0.8794	Autocurage vérifie
R3686-R3687	21.79	21.65	17.75	17.55	50	0.004	2.219	1194.33	1200	1.98	2.243	0.99	1.142	0.80	2.265	1.250	0.5830	Autocurage vérifie
R3687-R3790	21.65	21.58	17.55	17.5	50	0.003	2.219	1260.52	1500	1.99	3.522	0.63	1.058	0.57	2.108	1.256	0.5859	Autocurage vérifie
R3790-R3791	21.58	21.45	17.5	17.38	50	0.002	2.219	1314.38	1500	1.78	3.150	0.70	1.077	0.62	1.921	1.123	0.5240	Autocurage vérifie

SUITE COLLECTEUR 3

R3791-R3792	21.45	21.12	17.38	17.31	50	0.001	2.219	1454.16	1500	1.36	2.406	0.92	1.139	0.75	1.552	0.858	0.4002	Autocurage vérifie
R3792-R373	21.12	21.11	17.31	17.26	50	0.002	2.219	1360.09	1500	1.63	2.875	0.77	1.101	0.66	1.793	1.026	0.4784	Autocurage vérifie
R3799-R3800	20.23	19.91	17.09	17.01	50	0.002	2.09	1386.71	1500	1.46	2.572	0.81	1.118	0.68	1.627	0.917	0.4279	Autocurage vérifie
R3800-R3801	19.91	19.71	17.01	16.86	50	0.003	2.09	1232.53	1500	1.99	3.522	0.59	1.046	0.55	2.086	1.256	0.5859	Autocurage vérifie
R3801-R3802	19.71	19.51	16.86	16.81	50	0.003	2.09	1232.53	1500	1.99	3.522	0.59	1.046	0.55	2.086	1.256	0.5859	Autocurage vérifie
R3802-R3803	19.51	19.32	16.81	16.7	50	0.002	2.09	1306.33	1500	1.71	3.016	0.69	1.074	0.61	1.834	1.076	0.5017	Autocurage vérifie
R3803-R3804	19.32	199.27	16.7	16.77	50	0.003	2.09	1232.53	1500	1.99	3.522	0.59	1.046	0.55	2.086	1.256	0.5859	Autocurage vérifie

COLLECTEURS SECONDAIRES																		
Collecteurs	CT,am (m)	CT,av (m)	CR,am (m)	CR,av (m)	Dist (m)	I moyenne (m/m)	Qt (m ³ /s)	Dcal (mm)	Dnor (mm)	Vps (m/s)	Qps (m ³ /s)	Rq	Rv	Rh	V (m/s)	Vmin (m/s)	Vmin 100eme	Vitesse Autocurage
S16	25.13	24.60	22.1	21.4	101	0.005	1.47	981.50	1000	1.96	1.542	0.95	1.139	0.77	2.238	1.238	0.5772	Autocurage vérifié
S15	26.11	25.10	23.1	22.2	228	0.004	1.08	913.96	1000	1.75	1.370	0.79	1.108	0.67	1.934	1.100	0.5129	Autocurage vérifié
S18	25.02	23.46	22.4	21.6	403.0	0.002	0.43	736.07	800	1.07	0.536	0.80	1.114	0.68	1.188	0.672	0.3134	Autocurage vérifié
S23	20.30	19.24	18.56	17.44	283.0	0.005	1.54	998.77	1000	1.96	1.542	1.00	1.143	0.79	2.245	1.238	0.5772	Autocurage vérifié

VI.3 Conclusion

De ce chapitre, nous avons abordé l'aménagement et le redimensionnement des collecteurs principaux et certains collecteurs secondaires les plus importants. En effet, trois collecteurs principaux ainsi que 4 collecteurs secondaires ont été diagnostiqués pour différentes périodes de retour.

Il reflète de cette étude, que certains tronçons des collecteurs fonctionnent en surcharge, et ne sont pas conformes aux normes hydrauliques. De plus, les rejets à ciel ouvert, polluent les oueds.

Il est donc nécessaire et urgent de faire des travaux d'aménagement et de redimensionnement des principaux collecteurs de la commune des Eucalyptus et opter pour des diamètres importants.

Etant donné, la proximité des oueds, ces collecteurs projetés seront équipés de déversoirs d'orages pour évacuer l'excédent pluvial et assurer un écoulement gravitaire vers la station de relevage projetée.

Chapitre VII : ETUDE DE LA STATION DE RELEVAGE

VII.1 Introduction :

Le système d'évacuation des eaux usées en zone urbaine consiste à prendre en charge les rejets d'eaux usées et pluviales, et de les acheminer à travers un réseau de canalisation vers les stations de traitement et d'épuration vers

L'acheminement des eaux usées des habitations vers le lieu du traitement (station) se fait généralement en écoulement gravitaire. Cependant, dans certains cas, la topographie ne permet un écoulement gravitaire des eaux usées. Dans cette situation, un pompage des eaux usées vers la station ou un point le plus haut s'avère indispensable, ceci est fait par le biais d'une station de relevage ou de refoulement.

La commune des Eucalyptus, par sa topographie relativement connaît des rejets d'eaux usées à ciel ouvert, qui ont amplement polluée les oueds. Dans ce cas la projection d'un système de relevage vers une station de traitement la plus proche permet

VII.2 Présentation du système de relevage projeté

Conformément au schéma directeur d'assainissement établi par la SAFEGE (2006), il est prévu un système de relevage des eaux usées, qui va collecter les eaux usées de toute la commune des Eucalyptus vers la STEP de Baraki, située à l'extrémité Nord de la commune.

Dans ce schéma, il est prévu donc d'éliminer tous les rejets d'eaux usées à travers un système de collecte d'eaux gravitaires et sous-pression.

VII.3 Présentation de la STEP de Baraki

La STEP actuelle de Baraki a une capacité épuratoire de 900 000 Eq.Hab, pour un débit moyen théorique de 147.000 m³/j. Initialement mise en service en 1989, cette station n'a plus fonctionné pendant une longue période, jusqu'à sa réhabilitation récente. Une extension est en cours de réalisation pour doubler sa capacité de traitement. Le programme défini dans le Schéma Directeur prévoit le raccordement de gros collecteurs (Pointe Pescade) sur le réseau alimentant la STEP de Baraki.

Deux extensions ultérieures sont prévues, ce qui portera sa capacité à 1 800 000 Eq.hab en 2015 et 3 600 000 Eq.hab à l'horizon 2020.

Cette station a reçu en moyenne 63.400 m³/jour en 2013 et produit 12.200 tonnes de boues à 23.9 % de siccité. Les performances de traitement permettent de garantir une conformité du rejet supérieur à 99% et un rendement d'élimination de la pollution supérieur à 95%.

Cette extension permettra de traiter les eaux usées de diverses communes de la wilaya d'Alger telles que les Eucalyptus, Braki, Khraicia, Birtouta etc.



Figure VII.1-Station d'épuration de de Baraki

VII.4 - Variante d'aménagement :

L'objectif de l'étude est de collecter les eaux usées de la partie aval du sous-bassin versant de la commune des Eucalyptus et de les acheminer vers la station d'épuration de Baraki.

Ainsi, nous proposons les variantes d'aménagement appropriées au développement urbanistique de la zone d'étude.

VII.4.1 Variante I :

Cette variante consiste à projeter un collecteur gravitaire qui prend naissance au niveau du déversoir d'orage projeté situé à proximité du point d'intersection entre RN61 et le CV06 sur un linéaire de 6100ml.

Le collecteur projeté interceptera tout les rejets et les acheminera gravitairement vers la station de relevage projetée située au niveau de l'échangeur (Auto route - CW 115). Coté gauche de la rocade sud.

Le collecteur projeté longera la route (CV 06) parallèlement au collecteur existant (Ø800) en premier lieu, puis en parallèle à l'autoroute vers Blida, enfin ce collecteur sera raccordé la station de relevage projetée.

Cette station refoule les eaux usées de la commune des eucalyptus (2Qts) à travers une conduite de refoulement sur un linéaire de 700m pour atteindre le regard d'arrivée du collecteur Baraki (2.4*2.5).

Deux déversoirs d'orage projetés permettront d'évacuer les débits excédentaires lors de fortes précipitations.

Un premier déversoir (DVO1) au niveau de l'intersection entre la RN 08 et le CV 06 (à proximité de la gendarmerie nationale).

Un second déversoir (DVO2) projeté au niveau de l'échangeur de RN 08 vers l'autoroute vers Dar El baida.

Pour ces deux ouvrages, les eaux déversées devront ensuite être acheminées vers l'oued Smar pour les DVO (1) et(2).

VII.4.2 - Variante II:

Cette variante consiste à projeter un collecteur gravitaire qui prend naissance au niveau du déversoir d'orage projeté situé à proximité du point d'intersection entre RN61 et le CV06 sur un linéaire de 6100ml.

Le collecteur projeté interceptera tout les rejets et les acheminera gravitairement vers la station de relevage projetée située au niveau de l'échangeur (Auto route - CW 115), coté gauche de la rocade sud.

Le collecteur projeté longera la route reliant entre l'autoroute Zéralda-Boumerdes et la rocade sud, puis parallèlement à la rocade sud, et l'autoroute vers Blida, enfin ce collecteur sera raccordé la station de relevage projetée.

La station de relevage sera projetée à proximité de l'échangeur de CW115 vers l'autoroute de Blida. Cette station refouler les eaux usées de la commune des eucalyptus (2Qts) à travers une conduite de refoulement sur un linéaire de 600m pour atteindre le regard d'arrivée du collecteur de Baraki (2.4*2.5).

Deux déversoirs d'orage projetés permettront d'évacuer les débits excédentaires lors de fortes précipitations.

Un premier déversoir (DVO1) au niveau de l'intersection entre la RN 08 et le CV 06 (à proximité de la gendarmerie nationale).

Un second déversoir (DVO2) projeté sur le collecteur existant (2.2*2.4), situé à proximité de l'échangeur de RN 08 vers l'autoroute de Dar el baida.

Pour ces deux ouvrages, les eaux déversées devront ensuite être acheminées vers l'oued Smar pour les DVO (1) et(2).

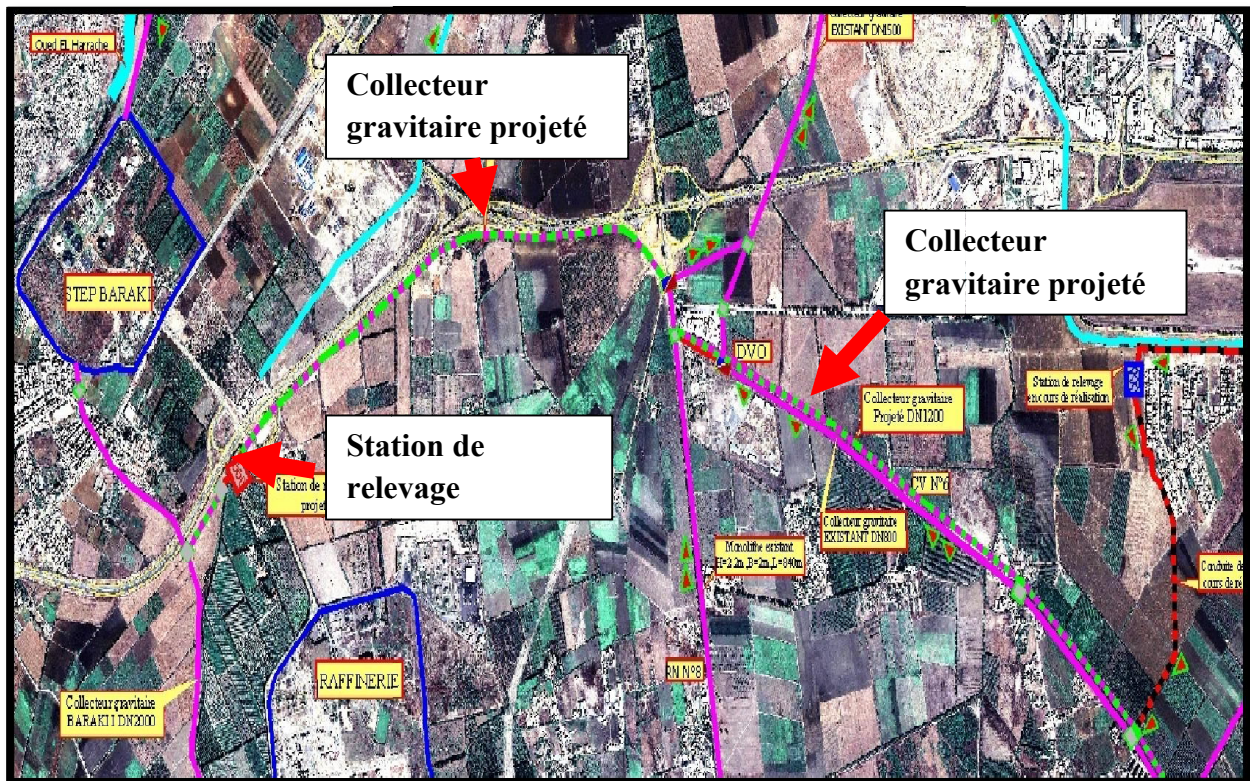


Figure VII.2 -Variantes d'aménagement du système de relevage de la commune des Eucalyptus

La comparaison entre les deux variantes est détaillée dans le tableau VII.1

Tableau VII.1- Comparaison entre les variantes :

Variante	Avantage	Inconvénient
Variante I	<ul style="list-style-type: none"> -Éviter de traverser les EAC. -le transfert des eaux usées se fait gravitairement sur tout le tracé. 	<ul style="list-style-type: none"> -Plus grande longueur de refoulement
Variante II	<ul style="list-style-type: none"> --Éviter de traverser les EAC. -le transfert des eaux usées se fait gravitairement sur tout le tracé. 	<ul style="list-style-type: none"> - Difficulté de mise en place d'un D.O

❖ Choix de la variante :

Après avoir vérifié les deux variantes présentées, et suite à notre diagnostic effectué sur le terrain, on recommande la variante II. Cette variante, Présente un avantage du point de vue tracé par rapport à la 1ere variante, de plus elle permet d'acheminer les eaux usées à la une station de relevage sur une hauteur de 11m, et évite un linéaire de refoulement important.

VII.5 Dimensionnement du collecteur gravitaire

Le calcul hydraulique a été effectué en utilisant la formule universelle de Manning-Strickler :

$$Q = K \times R_h^{2/3} \times I^{1/2} \times S = V \times S$$

K : Coefficient de rugosité, dans notre cas, $K= 70$ (Conduite en béton).

S : Section du collecteur (m)

Rh : Rayon Hydraulique: Donné par le quotient de la surface mouillée (S) et du périmètre

$$\text{mouillé (P)} : R_h = \frac{S_M}{P_M}$$

- Rh : est égal à $D/4$ dans le cas d'une section circulaire.
- I : Pente du Collecteur (m/m)
- SM : Surface mouillée : c'est la portion de la section occupée par le liquide.
- PM : Périmètre mouillé.

- Calcul des vitesses et des hauteurs de remplissage :

Vitesse d'écoulement : est déterminé par le produit suivant :

$$V_e = r_v \times V_{ps}$$

Où :

V_e : la vitesse d'écoulement (m/s).

V_{ps} : la vitesse a pleine section (m/s).

r_v : rapport de vitesse.

Connaissant le rapport des débits :

$$r_Q = \frac{Q_{Tot}}{Q_{ps}}$$

Où :

Q_{Tot} : Débit d'écoulement (m³/s).

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

➤ **La hauteur de remplissage : est déterminé par le produit suivant :**

$$H_{\text{rempl}} = r_h \times D$$

Où :

- H_{rempl} : hauteur de remplissage (m).
- r_h : rapport hauteur/ diamètre.
- D : diamètre de la conduite (m).

➤ **Conditions sur l'écoulement :**

Afin d'assurer le bon fonctionnement du réseau, il faut tenir compte de certaines conditions telles que :

L'Évacuation des matières en suspension et la Vérification de l'aération des conduites.

Dans ce sens, le calcul hydraulique s'effectue en respectant lors de l'évacuation du débit maximum, les conditions suivantes :

- Le taux de remplissage n'excède pas une certaine valeur bien déterminée ;
- La vitesse d'écoulement devra être supérieure à la vitesse d'auto-curage.

Dimensionnement et vérification des conduites d'auto-curage :

➤ **Vitesse d'auto-curage :**

Cette vitesse est déterminée afin de vérifier les conditions d'entraînement des particules en suspension dans les eaux chargées et éviter ainsi la formation de dépôt.

Pour un débit égal à 1/10 de débit à pleine section et une vitesse supérieure ou égale à 0.6m/s.

$$r_Q = 0.1 \Rightarrow r_v = 0.55$$

$$\text{Et donc : } V_{a-c} = 0.55 \times V_{ps} \text{ m / s}$$

Va-c : vitesse d'auto- curage.

Tableau VII.2: Dimensionnement du collecteur gravitaire

Collecteur	Tronçon	Qtot (m3/s)	Pente (col)	Diam,théo (mm)	Diam (mm)	Qps (l/s)	Vps (m/s)	V(1/10 Qps)	Auto-curage
A	1---DVO2	0.6	0.0015	875	1000	857.1	1.09	0.70	Oui
	DVO2---SR	1.06	0.0015	1.089	1200	1350	3.75	1.30	Oui

VII.5.1 Conclusion :

Le collecteur de refoulement aura un diamètre final de 1200 mm.

VII.6 Dimensionnement de la station de relevage :

La station de relevage sera projetée pour prendre en charge tous les rejets de la commune des Eucalyptus.

Le calcul des débits d'eaux usées a été fait dans le chapitre V : le tableau suivant récapitule les résultats ;

Tableau VII.3- Récapitulatif des débits de points de temps sec:

Débits de points de temps sec	Q pts (l/s)	2Q pts (l/s)	2Q pts (m3/s)
Débits d'eau usée domestiques	476.53	953.06	0.933

Débites d'eau usée d'autres rejets	54.08	108.16	0.108
Débit total	530	1060	1.06

Le débit en temps sec est de : $Q_{Ts} = 530 \text{ l/s}$

VII.6.1 Calcul du Débit de dilution Q_d

Le débit de dilution que la station de relevage doit refouler est calculé en prenant en considération le débit des petites pluies, dans notre cas, nous prenons une dilution des eaux usées égale à 2 fois le débit en temps sec c'est-à-dire :

- $Q_d = 2 \times Q_{Ts}$
- $Q_d = 2 \times 530,5 = 1060 \text{ l/s}$

On prend $2 Q_{Ts} = 1.06 \text{ m}^3/\text{s}$

VII.6.2 Dimensionnement de la fosse réceptrice (puisard)

Le volume utile de la fosse réceptrice de la station de relevage dépend du nombre ou des fréquence de démarrage que peuvent assurer les, pompes.

Le volume de la bache est donné selon la formule suivante [3]

$$V = \frac{Q \cdot \left(\frac{1}{f}\right)}{4(N-1)} \dots\dots\dots(\text{VII.1})$$

Avec :

- Q_{\max} : débit de la pompe en m^3/h

- T : nombre de démarrages par heure, $Z = 4 \text{ h}^{-1}$
- N : Nombre de pompe identiques excluant la pompe de secours

D'où le volume théorique de la fosse = $\frac{3816 \cdot 1/4}{4 \cdot 6}$

$V=79.5$, on prend **80 m³**

Les dimensions de la fosse sont comme suit:

Long = 11 m, Lar =7.5

Le volume réel de la fosse est = **82.5 m³**

VII.6.3 Dimensionnement du Degrilleur de la station

Pour le calcul de la grille, on utilise la méthode de KIRSCHMER. D'où La largeur de la grille est donnée par l'expression : $L = \frac{S \sin \alpha}{h_{\max} \delta(1-\beta)}$ (VII.2)

Caractéristiques du dégrilleur :

- Epaisseur des barreaux : 20 mm ;
 - Ecartement des 0barreaux : 35 mm ;
 - Inclinaison des grilles : 60° (mesuré par rapport à l'horizontale, dans le sens inverse du flux).
- L : Largeur de la grille (m).
 - α : Angle d'inclinaison de la grille avec l'horizontal : 60° à 80°.
 - h_{\max} : Hauteur maximum admissible sur une grille : 0.5 à 1.8 (m).
 - σ : Coefficient de colmatage de la grille Pour une grille manuelle $\sigma= 0.10$ à 0.3

- Pour une grille mécanique $\sigma = 0,4$ à $0,5$
- β : Fraction de surface occupée par les barreaux.

$$\beta = \frac{d}{e+d}$$

Tels que :

d : épaisseur des barreaux (cm).

e : espacement des barreaux (cm)

La surface de la grille est donnée par :

$$S = \frac{Qt}{v}$$

Q_T : Débit total d'entrée en m^3/s ;

V : Vitesse d'entrée $V = (0.5 \text{ à } 1.4) \text{ m/s}$ (on prendra 1 m/s) ;

La largeur de la grille est donc : $L = \frac{Qt \sin \alpha}{v h \max \delta(1-\beta)}$

$$\beta = 0.36$$

$$L = \frac{1 * \sin 60}{1 * 1.5 * 0.4(1-0.36)} = 2.25 \text{ m}$$

Conclusion : La largeur du dégrilleur est de 2.25 m

VII.7 Choix du système de pompage

VII.7.1 Calcul du diamètre économique

Pour le calcul du diamètre économique de la conduite de refoulement, on utilise les deux formules approchées :

Le débit d'équipement

Le diamètre avec la formule de Bonin comme première approximation

La station de pompage refoule un débit de **1,06m³/s**.

Pour dimensionner la conduite de refoulement, on applique la formule de Bonin pour une première approximation :

$$D = \sqrt{Q} \dots\dots(VII.3)$$

Avec: D : Diamètre intérieur de la conduite en m

Q : Débit véhiculé par la conduite en m³/s

$$D = \mathbf{1,019m}$$

Le diamètre calculé obtenu est de 1000 mm, une analyse technico-économique, incluant plusieurs paramètres, devra nous orienter vers le meilleur diamètre.

Pour un débit de 1.04m³/s on obtient un diamètre normalisé **DN 1000 mm**

VII.7.2 Calcul de la hauteur manométrique totale (HMT)

Pour le calcul de la hauteur manométrique totale nous avons les données suivantes :

- H_g : Hauteur géométrique.
- H_g = (Côte d'arrivée – Côte de départ de l'axe de la pompe)

La cote du terrain naturel de la station est fixée à 11.5 m NGA

Un puisard sera réalisé dans la station pour collecter les eaux usées, en prenant une hauteur de 4m, et une hauteur de manœuvre (ouverture et fermeture du SAS) à 2 m, la hauteur totale sera de 6.5 m.

Le système de pompage des eaux sera implanté à une cote NGA :

$$\mathbf{11.5- 6.5= 5 m}$$

Donc ce cas nous avons :

-Côte axe de la pompe: **C départ = 5 m**

-Côte a l'arrivée du regard de réception: **C arrivée= 16.5 m**

Hg = 11.5 m

Les pertes de charge sont calculées comme suit :

$$\Delta H_l = I * L = \lambda \frac{L}{D} \frac{V^2}{2g} \dots\dots\dots(VII.4) \quad [9]$$

- L : longueur du tronçon en (m).

-V: vitesse moyenne d'écoulement en (m/s).

- ΔH_l : Pertes de charge linéaires en (m) :

-I: gradient hydraulique en (m/m)

Le coefficient λ est obtenu par la formule suivante:

$$\lambda = (1,14 - 0,86Ln \frac{\xi}{D})^{-2} \quad (\text{Formule de Nikuradzé})$$

ξ : Rugosité absolue ; 0.2 mm. (Conduite en fonte)

VII.7.2.i *Pertes de charge singulières :*

Elles sont occasionnées par les singularités des différents accessoires de la conduite (Coude, vannes, clapets,.....) Elles sont estimées à 10 % des pertes de charge linéaires pour une adduction ou conduite longue.

$$\Delta H_s = 0,1 * \Delta H_l$$

VII.7.3 *Calcul du diamètre économique :*

Les données requises pour le calcul du diamètre économique sont :

- Prix du mètre linéaire de pose de la canalisation.
- Prix du Kwh
- Rendement de la station de pompage

Tableau VII.4– Prix par mètre linéaire de la pose de canalisation en Dinar

D(mm)	10	125	150	200	250	30	40	50	60
Ki	21	225	250	300	387	44	57	72	86

Le bilan en TTC (DA) est calculé comme suit :

Tableau VII.5: Calcul du diamètre économique

Diamètre en (mm)	INVES	EXPLOI	BILAN
600	751480,1	10183862,6	10935342,7
700	892715,7	7703606,1	8596321,8
800	975858,2	6691315,2	7667173,3
900	1026223,3	6227860,0	7254083,3
1000	1202368,1	5996022,0	7198390,1
1200	1402762,8	5800846,9	7203609,7

D'après le l'analyse technico-économique, on s'aperçoit que le diamètre optimal est de D=1000 mm

Tableau VII.6: Caractéristiques hydrauliques de la conduite de refoulement

Diamètre en (mm)	V (m/s)	Λ	I (m/m)	L (m)	ΔH_f (m)	HMT (m)
1000	1,35	0,0013	0,0013	600	0,86	12,36

Conclusion : On prend une HMT de 12.5 m.

Tableau VII.7: Caractéristiques de la conduite de refoulement

<i>Q: Débit (l/s)</i>	1060
<i>Conduite Refoulement DN 1000 Fonte Ductile</i>	
<i>V: Vitesse d'écoulement pour conduite (m/s)</i>	1.35
<i>D: diamètre de la conduite (mm)</i>	1000
<i>L : la longueur de la conduite (m)</i>	600
<i>Résultats du calcul</i>	
<i>Côte d'arrivée de la conduite refoulement RJ (m)</i>	16.5
<i>Côte de l'axe de la pompe station de relevage (m)</i>	5
<i>Hg(m)</i>	11.5
<i>Hmt: Hauteur manométrique totale (m)</i>	12.5

VII.7.4 Choix de la pompe

VII.7.4.i Choix du type et de nombre de pompe pour la station de pompage (SP)

Les groupes seront de types submersibles avec installation noyée à poste fixe avec un dispositif de suspension. Les groupes seront installés dans la fosse réceptrice enterrée de forme rectangulaire, équipés au fond de deux pieds d'assises pour le raccordement sur la canalisation et complété par les dispositifs de levage.

La fosse de réceptrice sera couverte avec une dalle et des trappes d'accès pour les pompes et le panier de dégrillage.

D'après les données recueillies et le choix du diamètre économique, nous avons :

- Le débit d'équipement qui est de **1060 l/s**.
- La hauteur manométrique totale nécessaire à l'adduction elle est de **12.5 m**
- la conduite de refoulement a un linéaire de **600 m**.

Dans notre cas, nous avons utilisé le logiciel **CAPRARI** pour le choix du type et du nombre des pompes. Le tableau VII.8 englobe le type, le nombre et les caractéristiques de chaque pompe choisie.

Tableau VII.8- : Caractéristiques des pompes disponibles

N_Pomp es+1 secours	Q (l/s)	HMT (m)	Type de Pompe (eaux usées)	H_Ref (m)	η %	Vitesse (tr/min)	P _{abs} (Kw)	(NPSH) _r (m)	Ø
1	-	-	-	-	-	-	-	-	-
2	-	-	-	-	-	-	-	-	-
3	-	-	-	-	-	-	-	-	-
4	315	12.5	KCD300R 45062RB	12.3	76.	982	49.7	3.71	300
5	315	12.5	KCD300R 45062RB	12.8	76.	982	49.6	3.66	300

Pour choisir la meilleure option les critères à respecter dans le choix sont :

- Nombre minimal de pompes et type de pompe.
- Meilleur rendement.
- NPSH requis minimal.
- Puissance absorbée minimale

Le nombre de tours par minute plus important (vitesse de rotation)

D'après le tableau précédent, on voit que la variante 5 présente de meilleures caractéristiques hydrauliques. Nous prenons donc un groupe submersible pour liquides chargés constitué de cinq (5) pompes, (quatre + 1 de secours). Le point de fonctionnement et les caractéristiques de la pompe sont présentés graphiquement ci-dessous :

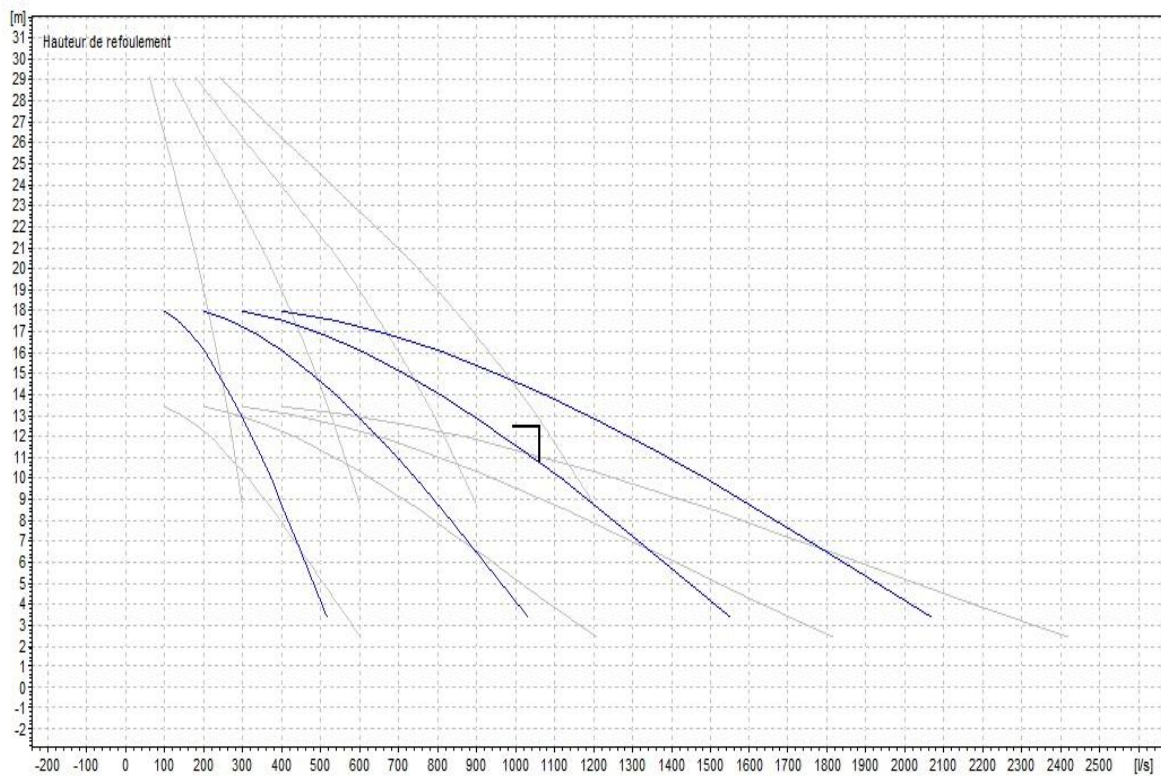


Figure VII.3 - Courbes caractéristique des la pompe

Tableau VII.9 : Caracteristiques de la pompe

Débit (l/s)	302
Hauteur de refoulement (m)	12.8
Puissance absorbée (Kwh)	49.6
Rendement (%)	76.4
Hauteur manométrique à q=0	18
Orif. De refoulement	300
Installation	Accouplement auto immergé
Roue	2-canaux
Passage libre	143 mm

VII.7.5 Choix du moteur électrique :

VII.7.5.i Critères du choix du moteur :

Puisque la pompe demande un moteur électrique pour la faire tourner, il faut des critères pour choisir le moteur le plus adapté avec la pompe choisie. Parmi ces critères on peut citer les suivants :

- Prendre en considération la puissance absorbée.
- Position de l'arbre de moteur (vertical ou horizontal).
- Vérification de nombre de tours de moteur.
- La tension d'alimentation du moteur électrique.
- Prendre en considération la variation de la vitesse.

VII.7.5.ii Puissance fournie par le moteur électrique :

La puissance du moteur électrique est calculée par la formule suivante :

$$P_m = \frac{\varpi \cdot Q_{\max} \cdot HMT \cdot K}{\eta_p \cdot \eta_{tr} \cdot \eta_m} \dots\dots\dots(VII.6)$$

Avec :

P_m : puissance du moteur (watt) ;

ϖ : Poids volumique de l'eau, $\varpi = 9810 \text{ N/m}^3$;

Q_{app} : débit refoulé par une pompe (m^3/s), $Q = 1.06 \text{ m}^3/\text{s}$

HMT : hauteur manométrique totale minimum (m);

$\eta = 1$ rendement de l'accouplement.

η_m : Rendement du moteur (0,92 – 0,95) on le prend 0.93

η_p : Rendement de la pompe (0.76)

K : Coefficient de correction, il est déterminé en fonction de la puissance du moteur, les valeurs du coefficient K sont données dans le tableau VII.9 :

Tableau VII.10-Variation du coefficient K en fonction de la puissance P

P (KW)	1÷2	2÷10	10÷50	50÷100	100÷200	>200
K	2	2÷1,3	1,3÷1,2	1,2÷1,1	1,1÷1,05	1,05

Pour $P = 50 \text{ KW}$; $K=1.2$.

$$P_m = \frac{9810 \cdot 1.06 \cdot 12.5 \cdot 1.06}{1000 \cdot 0.93 \cdot 0.76} = 195. \text{kw}$$

D'après le logiciel Caprari, Nous avons choisi un moteur, présentant les caractéristiques suivantes :

Tableau VII.11: caractéristiques du système de pompage

Nombre de pôles	constructeur	Rendement	Fréquence (hz)	Couple Nominal (Nm)	Taille moteur	Puissance nominale
5	Caprari	76.7	50	982	300	195 kw

VII.7.6 Vérification du risque de la cavitation

Le seul moyen d'empêcher les effets indésirables de la cavitation c'est de s'assurer que le NPSH disponible dans le système est plus élevé que le NPSH requis par la pompe.

-(NPSH) r : Charge nette d'aspiration requise, elle est fournie par le constructeur ;

-(NPSH) d : Charge nette d'aspiration disponible, elle est fournie par l'installateur.

$$(\text{NPSH})_d = (\text{NPSH})_r + r$$

r : marge de sécurité, $r = (0,3 - 0,5) \text{ m}$.

On prend : $r = 0,5 \text{ m}$.

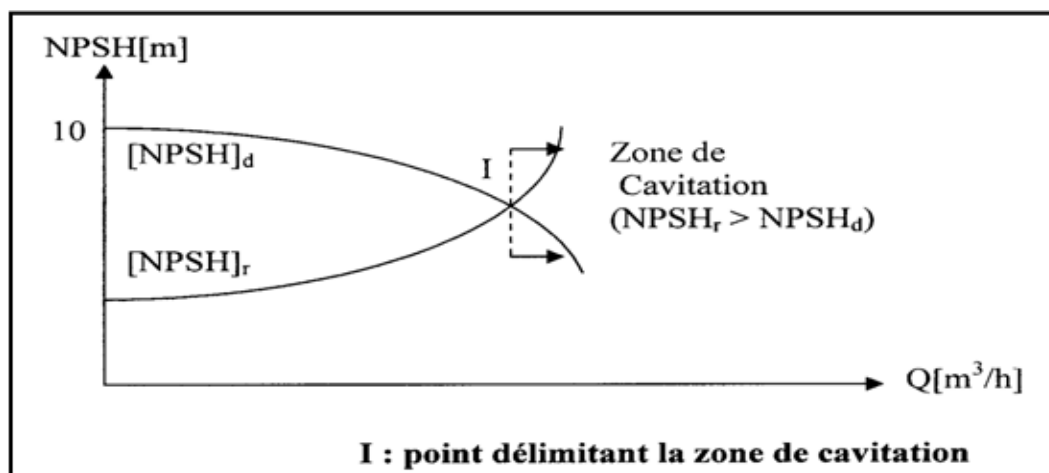


Figure VII.4 Graphe des courbes de la zone de cavitation.

On détermine la hauteur admissible d'aspiration :

Nous avons :

$$(NPSH)_d = (NPSH)_r + 0,5$$

$$(NPSH)_d = \frac{Pat}{\varpi} - \frac{Pv}{\varpi} - \sum h_p^{asp} - \frac{V_{asp}}{2g} - h_{adm}^{asp} = (NPSH)_r + 0,5$$

$$\Rightarrow h_{adm}^{asp} = \frac{Pat}{\varpi} - \frac{Pv}{\varpi} - \sum h_p^{asp} - \frac{V_{asp}}{2g} - (NPSH)_r - 0,5$$

Donc :

La longueur d'aspiration $L_{asp} = 2m$, on a une perte de charge linéaire de 4m pour 1000m

$$\sum h_{asp}^{lin} = \frac{2 * 4}{1000} = 0,008 m$$

et :

$$\sum h_p^{sing} = (0,10 \div 0,15) \cdot \sum h_p^{lin}$$

$$\sum h_p^{sing} = 0,15 \cdot 0,008 = 0,0012$$

$$\sum h_p^{asp} = 0,008 + 0,0012 = 0,0092m$$

$$V_{asp} = \frac{4 \cdot Q}{\pi \cdot (1,5 D_a)^2} = \frac{4 * 0,3}{3,14 \cdot (1,5 * 0,3)^2} = 1,88 m/s$$

$$\frac{V_{asp}^2}{2 \cdot g} = \frac{1,88^2}{2 \cdot 9,81} = 0,18m$$

$$\frac{Pv}{\varpi} = 0,183 \quad \text{à } 18^\circ c$$

Donc :

$$\begin{aligned} \Rightarrow h_{adm}^{asp} &= \frac{Pat}{\varpi} - \frac{Pv}{\varpi} - \sum h_p^{asp} - \frac{V_{asp}}{2g} - (NPSH)_r - 0,5 \\ &= 10,33 - 0,183 - 0,0092 - 0,18 - 3,66 - 0,5 = 5,88m \end{aligned}$$

$$(NPSH)_d = \frac{Pat}{\varpi} - \frac{Pv}{\varpi} - \sum h_p^{asp} - \frac{V_{asp}}{2g} - h_{adm}^{asp}$$

$$(\text{NPSH})_d = 10.33 - 0.183 - 0.0092 - 0.18 - 5.88 = 4.08 \text{ m}$$

Donc : $(\text{NPSH})_d = 4.08 \text{ m} > 3.66 \text{ m} = (\text{NPSH})_r$

Conclusion : notre pompe est protégée contre le risque de cavitation

VII.8 .Protection contre les coups de béliers

On appelle coups de bélier les variations de pression provoquées par une prompt modification du régime d'un liquide s'écoulant à l'intérieur d'une canalisation.

Le coup de bélier est un phénomène transitoire oscillatoire dont les causes les plus fréquentes sont les suivantes

- Arrêt brutal d'un ou de plusieurs groupes electro-pompes. alimentant une conduite de refoulement débutant en un réservoir.
- démarrage d'une pompe.
- Fermeture instantanée ou trop rapide d'une vanne de sectionnement.

Les conduites de refoulement doivent toujours être examinées du point de vue protection contre les coups de bélier. Il en sera de même pour les conduites d'adduction dont le débit se trouve réglé à l'aval par un robinet vanne.

VII.8.1 Méthode ou dispositifs de protection contre les coups de béliers

Les principaux systèmes de sécurité anti-bélier sont :

- Réservoirs (ballons) sous pression avec matelas d'air (réservoirs d'eau sous pression d'air) ;
- Volants d'inertie sur les pompes ;
- Soupapes d'aération et de purge d'air ;
- Clapets anti-retour ;
- Château d'eau (cheminée d'équilibre).

VII.8.2 . Calcul du volume du réservoir d'air

Dans notre cas, on opte pour une protection par l'installation d'un réservoir

Les différentes méthodes de calcul de réservoir d'air sont comme suit :

VII.8.2.i Méthode de Vuibert :

La méthode de Vuibert donne de bons résultats pour les petites installations et risque de donner des volumes de réservoirs d'air, important dans le cas de grandes installations.

VII.8.2.ii Méthode de Bergeron :

Une méthode graphique qui a été développée dans son principe pour traiter les coups de bélier d'ondes, puis elle sera étendue aux stations de pompage avec leurs dispositifs de protection anti bélier..

La méthode de Bergeron est la plus répandue, elle donne de bons résultats que ce soit pour les petites ou pour les grandes installations. [9]

VII.8.3 Calcul de la célérité d'ondes :

Nous allons effectuer le calcul de la célérité est la vitesse de propagation des ondes .Elle est donnée par la formule d'ALLIEVI :

$$a = \frac{9900}{\sqrt{48,3 + K \frac{D}{e}}} (m/s) \quad \dots\dots\dots (VII)$$

.7)

Où :

- D : diamètre intérieur de la conduite en (m).
- e : épaisseur du tuyau en (m).
- K : coefficient dépendant du matériau constituant la canalisation.
- K= 0.5 pour l'acier.
- K= 1 pour la fonte.
- K= 5 pour le plomb et le béton.
- K= 33 pour le PVC.

$$a = \frac{9900}{\sqrt{48,3 + 1 * \frac{1}{0.03}}} = 1105 (m/s)$$

Cette méthode a pour base l'utilisation d'un abaque simple qui à l'origine de la formule suivante :

$$U_0 = \frac{V_0}{2 \cdot g \cdot H_0} \cdot \frac{L \cdot S}{f\left(\frac{H}{H_0}\right)}$$

(Voir l'abaque de VIBERT en page 124).

- U_0 : volume d'air initial en m^3 .
- V_0 : vitesse initiale de l'écoulement en m/s.
- H_0 : hauteur de pression absolue dans le réservoir en régime permanent.
- H : hauteur de la pression dans le réservoir après formation du coup de bélier.

L'utilisation de l'abaque résume les étapes suivantes :

- Calcul de $\frac{V_0}{2g}$ et $\frac{h_0}{H_0}$.
- calcul de $\frac{H_{\max}}{H_0}$.
- la fixation des points $\frac{H_{\max}}{H_0}$ et $\frac{h_0}{H_0}$ sur l'abaque, puis on relie ces deux points par une droite et on lit la valeur correspondante de $\frac{U_0}{L \cdot S}$ qui est l'intersection de cette droite et l'axe $\frac{U_0}{L \cdot S}$.

détermination de U_0 .

détermination de la valeur de $\frac{H_{\max}}{H_0}$ en suite H_{\min} .

calcul du U_{\max} qui est le volume maximum du réservoir.
$$U_{\max} = \frac{U_0 \cdot H_0}{H_{\min}}$$

calcul du volume réel du réservoir d'air. $UR = K \cdot U_{\max}$ $K = (1.1 \text{ à } 1.3)$

Calcul par la méthode de Vibert :

Pour :

- $H_g = 11.5\text{m}$
- $D = 1000\text{ mm.}$
- $Q = 1.04\text{m}^3/\text{s.}$

$$v_0 = \frac{4.Q}{\pi.D^2} = 1.27\text{m/s}$$

$$P_N = 10\text{ bars} = 100\text{ m.}$$

$$H_0 = H_g + 10 = 21.5\text{ m.}$$

Calcul de h_0 :

$$\triangleright h_0 = \frac{V_0}{2g} = \frac{1.27^2}{2 * 9.81} = 0.082\text{ m}$$

$$\triangleright \frac{h_0}{H_0} = 0.54.10^{-2}$$

Calcul de $\frac{H_{\max}}{H_0}$: $H_{\max} = H_g + \frac{a.V_0}{2g} = 83\text{m}$

$$\frac{H_{\max}}{H_0} = \frac{83}{22.5} = 3.7$$

Dans notre cas, la méthode graphique de Vibert ne s'adapte pas à nos conditions hydrauliques : Débit à refouler élevé et HMT faible.

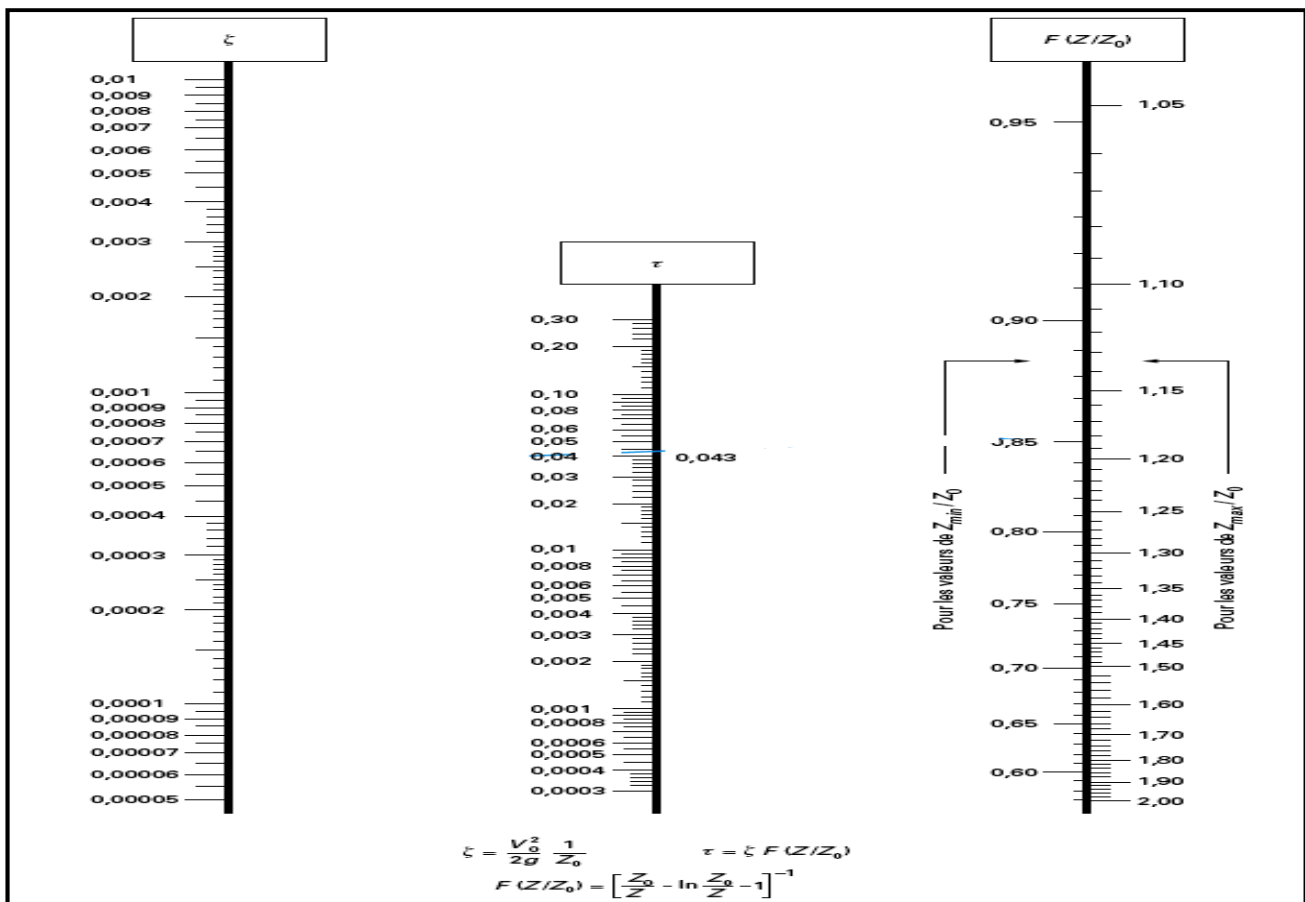


Figure VII.5-Diagramme de Vibert

VII.8.4 Méthode de Bergeron :

Avant l'apparition des logiciels de simulation, le graphique de la méthode de Bergeron a été souvent employé et a produit des résultats de surpression assez fiables. L'utilisation de cette méthode est limitée aux systèmes comprenant une seule conduite. [KSB Know-how series, volume 1 Water Hammer, 2006]

La méthode de Louis Bergeron permet de déterminer dans les installations hydrauliques les variations de pression et de débit dues aux coups de bélier. Un programme de simulation informatique permet de calcul le volume du réservoir d'air :

Simulation
Epure de BERGERON
Oscillogramme
Profil des pressions
Quitter

Données de l'Adduction

Diametre m

Débit m³/s

H géomet m

Long. Cond. m

coef. K

Epaisseur e m

C Haz Will

Résultats

Vitesse m/s

Section m²

Célérité a m/s

B m

Hmax m

Hmin m

periode θ s

H₀ m

PDC δ m

a/g s

Données du Réservoir d'air

Volume U₀ m³

K PDC entr Vf²

K PDC sort Vf²

Exposant

Résultats des variations du volume d'air

U_{max} m³

U_{min} m³

Pression de l'air

pres. air Z /U^Λ

Résultats des pressions

Surpression m

Dépression m

Figure VII.6- Données de calculs pour la méthode de Bergeron

Visualiser le profil avec l'animation
Retour

Inserer sept (7) points marquant le profil en long de la conduite. (le tableau doit etre complet)

Distances cumulées (m)	0	673	1511	1768	2917	3281	3550
Cotes des points (m)	0	42	59	116	185	169	203
Désignation du point	Pompe	1	2	3	4	5	Réservoir

Le volume maximum de l'air est : m³

La pression maximale au sol est : m

La pression minimale au sol est : m Pression acceptable

Figure VII.7- Résultats de la méthode de Bergeron

VII.8.5 Volume d'air du réservoir anti bélier

Le volume d'air estimé après plusieurs itérations est de 29.6, on prend des valeurs de 30m³, soit donc deux réservoirs de 15 000 litres.

VII.9 Conclusion

Dans ce chapitre nous avons étudié l'aménagement du système de relevage de la commune des Eucalyptus, destiné à refouler les eaux usées vers la station de traitement des eaux usées de Baraki. Pour ce qui est de la conduite de refoulement, elle est calculée pour des dimensions de 1000mm et cela vu le débit d'eaux usées à refouler qui est de 1.06 m³/s.

La station de relevage comprend un groupe électropompe submersible de 5 pompes, dont une de secours.

La protection contre les coups de bélier a été faite en se basant sur le procédé par réservoirs, le volume estimé par la méthode Bergeron est de 30 m³.

Chapitre VIII : Pose de canalisations

VIII.1 Introduction :

Une fois l'étude de réhabilitation du réseau d'assainissement terminée et qu'on possède en main toutes les données relatives aux canalisations, on passe à une étape très importante qui est la pose de canalisation du réseau d'assainissement. A cet effet il faut toutes les dispositions utiles pour qu'aucun problème ne se pose en ce qui concerne les canalisations.

Les réseaux d'évacuation des eaux usées sont constitués des conduites soumises à de nombreuses contraintes dont on cite :

- Le poids propre du remblai.
- Le poids de liquide contenu, les charges abrasives transportées.
- Les charges fixes et mobiles sur le remblai
- Les tassements différentiels du terrain
- L'action des racines des arbres
- Les variations du niveau de la nappe phréatique
- Les chocs lors de la mise en œuvre
- Les tassements et vibrations dus au trafic routier
- La canalisation doit être enterré sous une couverture d'au moins 80 cm au départ portée à 1 m dans le cas des diamètres supérieurs à 400 mm.

VIII.2 Emplacement des canalisations :

Les conduites seront placées dans l'axe de la chaussée dans le cas des rues de moins de 15 m de largeur. Dans les cas des rues larges, il est préférable que la pose de canalisation s'effectue sous trottoir.

Dans la pratique les canalisations sont enterrées dans le sous sol du domaine public, pour le cas des intercepteurs ils passent dans des milieux non urbanisés.

VIII.3 Exécution des travaux :

Les principales opérations pour la réalisation du réseau d'égout est par ordre chronologique sont comme suit :

- Décapage de la couche végétale.
- Implantation des axes des canalisations sur terrain.
- Excavation des tranchées et des fouillés pour les regards.
- Aménagement du lit de pose des conduites.
- Pose des joints et des conduites essai hydraulique.
- Remblaiement des tranchées.
- Exécution des regards.

VIII.3.1 Décapage de la couche végétale :

Le décapage se fait par un bulldozer ou angledozer, le volume de la couche végétale est calculée comme suit :

$$V = b \cdot h \cdot L \quad (\text{m}^3)$$

Avec :

- b: longueur de la couche végétale (m)
- h : hauteur de la couche végétale (h = 0.2 m)
- L : longueur des tranchées de même diamètre (m)

VIII.3.2 Implantation des regards et des axes des tranchées :

On matérialise l'axe des tranchées sur le terrain par des jalons ou des piquet suivant les tracés du plan de masse, les jalons doivent être placés aussi dans chaque point d'emplacement d'un regard, c'est-à-dire à chaque changement de direction ou pente, et à chaque branchement ou jonction de canalisation, pour cela on a besoin des instruments suivants : les jalons, les niveaux, les théodolites, les mires

VIII.3.3 Excavation des tranchées et des fouilles pour les regards :

Les travaux d'excavation des tranchées se font mécaniquement, on doit suivre les pentes des conduites même si les tranchées sont très profondes (3 à 4 m), il faut veiller à ce que la conduite d'assainissement soit plus basse que celle d'eau potable, pour éviter la contamination de l'eau en cas de fuite d'eau usée. Pour les regards et les autres ouvrages, la tranchée sera généralement creusée de façon qu'entre la surface extérieure de la maçonnerie et la paroi de la tranchée reste un espace libre.

A/ Profondeur de la tranchée :

Il faut avoir une profondeur de telle manière à éviter toute intercommunication avec les autres conduites, la profondeur est donnée par :

$$H = e + D + h \quad (\text{m})$$

Avec :

- H : profondeur de la tranchée (m)
- e : hauteur des lits de pose (m)
- D : diamètre de la conduite (mm)
- h : hauteur du remblai au dessus de la conduite (m)

B/ Largeur de la tranchée :

La section transversale de la tranchée peut être trapézoïdal ou bien rectangulaire selon la nature de terrain et la profondeur de la tranchée.

Rectangulaire si la profondeur de la tranchée est inférieure ou égale à 2 m.

trapézoïdal si la profondeur de la tranchée est supérieure ou égale à 2 m. La largeur de la tranchée elle est donnée par la formule suivante :

$$B = D + 2a \quad (\text{m})$$

Avec :

$$a = 0.3$$

D : diamètre de la conduite (m)

C/ Volume des déblais des tranchées :

- Forme rectangulaire : $V = b \cdot H \cdot L \quad (\text{m}^3)$

Ou : L : longueur total de la tranchée.

- forme trapézoïdale : $V = S \cdot L \quad (\text{m}^3)$

Ou : S : aire de la section transversale de la fouillé (m²).

D/ Profondeur des regards :

La profondeur des regards est la différence entre la cote tampon du regard et le site départ de conduite de ce regard.

$$H = C_t - C_d \text{ (m)}$$

- Avec :
- H : profondeur du regard (m)
- C_t : cote tampon (m)
- C_d : cote de départ de la conduite (m)

Dans la plupart des cas on ajoutera 20 cm pour permettre le dépôt des corps solides véhiculés.

$$H : C_t - C_d + 0.2 \text{ (m)}$$

La pente entre les regards est :

$$p = \frac{C_d^{\text{ram}} - C_a^{\text{rav}}}{d}$$

Avec :

- P : pente entre deux regards consécutifs (m/m)
- C_d^{ram} : cote d'arrivée du regard amont (m)
- C_a^{rav} : cote de départ du regard aval (m)
- D : distance entre deux regards (m)

E/ Volume des déblais des regards :

la cote du regard est : $a = D + 0.6$ (m)

Avec :

- a : cote du regard (m)
- D : le diamètre le plus grand arrivant ou partant du regard (m)
- 0.6 m : réserve de part et d'autre de la génératrice extérieure de la conduite.

la profondeur d'excavation des regards est : $H = h + e_r + 0.1$ (m)

Avec :

- H : profondeur d'excavation (m)
- h : profondeur du regard (m)
- e_r : épaisseur du radier du regard (m)
- 0,1: marge de sécurité

le volume d'excavation pour chaque regard sera donc :

$$V = a^2 H \text{ (m}^3\text{)}$$

Avec :

- a : cote du regard (m)
- H : profondeur du regard (m)

F/ Choix des engins de terrassement :

Afin d'avoir rendement et une rentabilité meilleur des travaux, on utilisera pour l'excavation des tranchée et des fouillés des regards, une pelle équipé en rétro.

Les avantages de la pelle en rétro sont :

- creuser au dessous de la surface d'appui ;

- creuser rapidement et précisément les tranchées à talus vertical ;
- creuser à une profondeur importante ;
- creuser dans la direction de la machine ;



Figure VIII.1 Pelle Retro

VIII.3.4 Aménagement du lit de pose :

Le lit de pose de 0.15 à 0.2 m, au fond de la tranchée, il sera fait de façon que la conduite soit rectiligne. Pour ça il faut que le lit soit bien pilonné et bien nivelé.

- Du sable ou du gravier pour les terrains ordinaires.
- De la pierre cassée pour les terrains imperméable et rocheux.
- Du béton maigre dans les parties rocheuses à très fortes pentes.

Mais si les terrains sont peu consistants, le fond des tranchées sera consolidé, chaque tuyau repose sur deux briques placées sur le fond, le vide doit être rempli de sable.

VIII.3.5 Mise en place des canalisations :

La pose de canalisation d'assainissement s'opère de l'aval vers l'amont. Avant la mise en place des conduites en fouillées on procède à un triage des conduites de façon à éliminer celles qui ont subi des chocs importants, ou des fissurations, on doit s'assurer au préalable qu'aucun corps étranger ne se trouve à l'intérieur des conduites.

On doit vérifier l'état de revêtement intérieur et extérieur des tuyaux. Une conduite doit toujours être posée avec une légère pente afin de créer des points pour évacuer l'air entraîné, soit lors du remplissage, ou pendant le fonctionnement des conduites.

- Les tuyaux seront posés en fouillés au moyen d'une grue ou d'une pose tube, la descente des tuyaux doit être faite lentement et dans l'ordre.
- Il faut vérifier régulièrement l'alignement des tuyaux.
- Il faut aligner les tuyaux pour les coller, en coulant dans les terres meubles seulement.

Pour de grands diamètres notamment à l'aval de l'agglomération, on fait appel si l'occupation du sol le permet aux Pipelayers, qui sont des engins dont la fonction est de porter les canalisations du bord vers le fond de la tranchée :



Figure VIII.2- Pipelayer

VIII.3.6 Essais des joints des canalisations :

L'épreuve de joint permet de détecter les fuites d'eau, l'épreuve à l'eau s'avère nécessaire pour les conduites de faibles diamètres (jusqu'à 500 mm).

Lors de l'essai à l'eau les conduites seront obtenues des deux cotes, avec des robinets à l'extrémité basse pour le remplissage, et un autre à récupérer l'eau d'essai pour sa réutilisation.

L'épreuve consiste en un remplissage total du tronçon, sans que le niveau d'eau diminue, la pression d'essai est de 1 bar maintenu pendant 30 minutes.

Dans le cas des grands diamètres (> 500 mm), on utilise de l'air et on mesure la variation de pression, il ne faut pas que cela dépassé 0.1 à 0.2 bars.

VIII.3.7 Remblai des tranchées :

Après avoir effectué la pose des canalisations dans les tranchées, on procède au remblaiement par la méthode suivante :

- L'enrobage de (10 : 15 cm) au-dessus de la génératrice supérieure de la conduite,
- Le matériau utilisé est constitué par des déblais expurgés des pierres grossières ;
- A l'aide des engins on continue à remblayer par des couches successives de 0,25 m compactées l'une après l'autre. Pour cette étape on utilise la terre des déblais ;

Pour que les conduites résistent aux forces extérieures dues à des charges fixes et mobiles et au remblai il faut choisir des matériaux qui garantissent la résistance à ce dernier.

VIII.3.8 Contrebutée latérale :

C'est une opération très délicate pour la stabilité du tuyau.

Le remblayage latéral s'effectue sur toute la largeur, le matériau de remblayage doit être compactable et exempt de pierres et blocs, il peut être du sable ou du gravier contenant moins de 12 % d'éléments inférieurs à 0.1 mm et ne contenant pas d'élément supérieure à 30 mm.

La mise en place d'un tel remblai réclame beaucoup de soin et se fait symétriquement par couches soigneusement damé à la main, afin de ne pas mettre en péril la stabilité du tuyau et ceux jusqu'à obtenir une couche de 0.2 m au dessous de la génératrice supérieure de la conduite.

VIII.3.9 Les remblais supérieurs :

Le matériau utilisé généralement est similaire à celui mis en œuvre pour le remblayage latéral. L'épaisseur maximale de chaque couche de remblai ne doit pas excéder 0.30 m, le compactage jusqu'à 75 cm au dessous de la génératrice supérieure du tuyau doit être effectuée par damage manuel, l'utilisation d'un engin de compactage nécessite des couches de remblai supérieur à 0.75 m.

VIII.3.10 Construction des regards :

Les regards sont généralement de forme cubique dont les dimensions varient en fonction des collecteurs. La profondeur et l'épaisseur varient d'un regard à un autre.

Les différentes opérations pour l'exécution d'un regard sont les suivantes :

- Réglage du fond du regard.
- Exécution de la couche du béton de propreté.
- Ferrailage du radier du regard.
- Bétonnage du radier.
- Ferrailage des parois.
- Coffrage des parois.
- Bétonnage des parois.
- Décoffrage des parois.
- Coffrage de la dalle.
- Ferrailage de la dalle.
- Bétonnage de la dalle.
- Décoffrage de la dalle.

VIII.4 Conclusion :

Nous avons exposé les différentes façons de pose selon les cas ainsi que les conditions à respecter.

Pour assurer le bon fonctionnement de notre réseau, la pose de canalisation doit être d'une manière correcte.

Pour que les conduites résistent aux forces dues aux charges fixes ou mobiles ainsi qu'au remblai il faut choisir des matériaux qui garantissent la résistance à ces derniers.

Chapitre IX : Gestion, entretien et exploitation du réseau

IX.1 Introduction :

Un réseau d'assainissement fonctionnel nécessite une surveillance continue et une exploitation dans les normes tant les dysfonctionnements aussi petits soient-ils peuvent avoir de lourdes conséquences sur l'environnement et la santé publique.

Nous tenterons dans ce chapitre de donner des indications à suivre pour une meilleure gestion et exploitation du réseau, afin de garantir la pérennité des ouvrages et leur bon fonctionnement ainsi qu'une meilleure préparation face aux imprévus (dégâts accidentels, catastrophes naturelles...)

C'est dans cet esprit certaines indications concernant le domaine d'exploitation et gestion des réseaux d'assainissement seront précisés dans ce qui suit et seront pratiquement applicables à notre projet (plus ou moins).

IX.1-La connaissance du réseau

La première condition pour une exploitation rationnelle du système d'assainissement est de connaître :

- Le tracé exact de celui-ci.
- Toutes ces caractéristiques hydrauliques (débit, vitesse...etc.).
- Toutes ces caractéristiques topographiques. (pente, côte...etc.).

IX.2 Surveillance du réseau d'assainissement

Toute mise en place d'un système quelconque de surveillance nécessite au préalable l'établissement de la carte d'identité du réseau que l'on désire contrôler. Elle apportera une

connaissance en fonction des résultats recherchés et des caractéristiques du réseau :

- Les caractéristiques géographiques et géométriques
- pour les réseaux : Situation en plan, type ou section, côtes de sol et de fil d'eau, pentes etc....
- Pour les bassins : surface, coefficient de ruissellement, pente moyenne.
- Les caractéristiques hydrauliques :
- Pluviométrie ;
- Consommation d'eau ;
- Débit entrant dans le réseau ;

La surveillance d'un réseau répond à plusieurs objectifs, parmi ceux-ci on citera :

- La sécurité du personnel ;
- La maintenance du réseau ;
- La protection du milieu urbain et de l'environnement ;

IX.3 - Les moyens d'exploitation :

Dés que l'on parle d'exploitation, il convient de séparer deux cas :

- Celui des ouvrages visitables.
- Celui des ouvrages non visitables.

Par ailleurs, exploiter un égout, c'est le débarrasser de tout ce qui peut entraver son bon fonctionnement. C'est à dire de tout ce qui peut empêcher le transit de l'effluent vers la station d'épuration ou vers le milieu naturel.

IX.3.1 - Curage des dépôts

L'ennemi principal des réseaux d'assainissement est le dépôt des matières en suspension, surtout le sable. Le curage peut se faire automatiquement par des regards de chasse, mais ces derniers ont montré leur limite d'utilisation, donc il vaut mieux prévoir des chasses hydrodynamique ou faire un curage mécanique.

IX.3.2 -Détection des fuites

Les causes principales des fuites sont :

- Les fissures au niveau des collecteurs ou au niveau des regards.
- Les joints qui ne remplissent plus leur rôle.

IX.3.3 -Détection des eaux parasites

Les eaux parasites proviennent des nappes ou du réseau d'alimentation en eaux potable, la détection se fait à la nuit et on reconnaît les eaux parasites par leur clarté.

IX.3.4 Rénovation des joints et des conduites défectueuses :

Dans la majeure partie des cas lorsqu'on détecte un élément défectueux on le répare, mais l'expérience a montré qu'il est préférable de le changer. Pour travailler à sec lors de la réparation du réseau on utilise un coussin gonflable qui sert d'obturateur

IX.3.5 -Entretien du réseau par télévision :

Le diagnostic des désordres constatés sur les canalisations non visitables est extrêmement difficile. Il est pratiquement impossible d'avoir une vue directe pour examen par source lumineuse et miroir, sur un tronçon de canalisation entre deux regards espacés de 40 à 50 mètres, lorsque le diamètre est inférieur à 600 millimètres ou lorsqu'une anomalie est décelée au passage d'un engin de curage .On ne peut pas savoir s'il s'agit d'un joint dégradé, d'une fissure, d'un branchement particulier en saillie, d'un dépôt incrustant ou d'un corps étranger. L'inspection des égouts non visitables est possible par l'utilisation des circuits fermés de télévision. Le principe de cette technique est : une caméra tractée par un câble initialement passé entre deux regards de visite donne de l'intérieur de la canalisation visitée une image visible sur l'écran du téléviseur. Il est évident que ce matériel de visite des canalisations apporte beaucoup d'efficacité lors de l'exploitation d'un réseau.



Figure IX.1- Camera utilisée lors de l'inspection televisuelle

- L'inspection télévisée apporte énormément dans de nombreux autres domaines
- La détection rapide de la nature des anomalies ainsi que leur repérage précis ;
- Le suivi de l'évolution des matériaux constitutifs des tuyaux ;
- La validité dans le temps des techniques de pose de canalisation ;
- La possibilité de contrôle des instructions d'eau de nappe dans le réseau ;
- L'élaboration à moyen terme de programme de nettoyage des canalisations en fonction de leur vitesse d'encrassement ;
- Le contrôle de l'efficacité des têtes d'hydro-curage et la détermination du matériel le mieux adapté au nettoyage en fonction des déchets perturbant. [3]

IX.3.6 -Travaux spécifiques :

IX.3.6.i Désodorisation

Le réseau d'égouts est un milieu favorable à la formation de bactéries qui dégagent des mauvaises odeurs, pour y remédier il faut bien aérer le réseau ou injecter de l'oxygène liquide

IX.3.6.ii Lutte contre la corrosion de l'H₂S

Comme les conduites de notre réseau sont en béton un matériau plus sensible à l'attaque de l'acide sulfurique, il faut empêcher la formation de ce dernier par des moyens hydrauliques ou chimiques qu'on a cité précédemment. (Aération, injection de nitrate de calcium)

IX.4 Exploitation du réseau:

L'exploitation est la somme des exigences physiques assurant le bon fonctionnement du réseau au profit des usagés et des collectivités. C'est pourquoi la fiabilité de l'ensemble de ces

ouvrages et appareillages mécaniques repose sur un certain nombre de conditions et d'actions auxquelles le responsable de cet équipement public doit satisfaire :

- la connaissance complète des objectifs relatifs à l'efficacité des installations, au respect de l'environnement et du milieu récepteur
- la compétence technique relative au fonctionnement et à l'aménagement du réseau existant permettant en déduire toute la capacité pour l'extension de l'agglomération provoqué par l'urbanisation.
- La pratique des travaux d'entretien concernant le réseau, les ouvrages annexes et la conduite souvent délicate des stations d'épuration.
- La protection du personnel et l'amélioration des conditions de travail.
- L'obligation de la surveillance et du contrôle des appareillages en vue d'assurer le niveau de qualité exigée par les collectivités avant tout rejet dans le milieu naturel.
- La nécessité de créer une organisation rationnelle des services (personnel, matériel, véhicules et matière). Permettant le fonctionnement de l'équipe publique aux moindres coûts, en respectant l'équilibre des dépenses et des recettes sans oublier les économies d'énergie possibles

On admet que les modalités d'exploitation que l'on vient d'énumérer sont aussi importantes que la conception des équipements et ouvrages d'assainissement.

IX.4.1 - Technique d'exploitation du réseau :

Les réseaux d'assainissement, qui véhiculent à faible vitesse des débits de temps et de petites pluies nécessitent pour qu'ils soient protégés des dépôts et de l'encrassement, des opérations de curage.

Les techniques et les moyens susceptibles d'être mis en œuvre sont variables en fonction des contraintes, la plus importante de celle-ci est l'accessibilité à l'intérieur des ouvrages.

Aussi on est amené à distinguer les interventions périodiques suivantes :

IX.4.1.i Curage mécanique des égouts visitables :

Dans le domaine du curage mécanique des égouts visitables, nous envisagerons successivement les moyens mécaniques avec :

- 1- les ouvrages en eau (ouvrages eaux usées en séparatif ou en unitaire)
- 2 -les ouvrages à sec (ouvrage d'eaux pluviales).

A)- Curage mécanique en présence d'eau :

A)-1 Périodicité des travaux de curage :

La périodicité du curage est fonction :

- Du site où se trouve la bouche d'égout (marchés,...) ;
- De l'état de la voirie,
- Du type de voie, avec caniveaux ou sans, bordée ou non d'arbres;
- De la nature du roulage et des transports de produits pouvant se répandre sur la chaussée (sables, graviers...);

A) - 2 - Principe de curage :

Le curage s'effectue à l'aide d'une vanne mobile susceptible de se déplacer longitudinalement dans l'égout à nettoyer.

La vanne a une forme semblable à la coupe transversale de l'égout (partie inférieure limitée par une horizontale située environ au niveau de la naissance de la voûte).

Les sédiments sont déplacés vers l'aval à une distance variant de quelques centimètres à quelques dizaines de mètres en fonction de la vitesse de l'eau d'une part, de la granulométrie et de la densité des sédiments d'autre part.

B - Curage mécanique sans présence d'eau :

Le curage ne peut être exécuté en utilisant l'énergie de l'eau puisque le débit de temps sec est très insuffisant. Donc on doit extraire cette matière accumulée dans l'égout au moyen des techniques rustiques basées sur les bras, la pelle et la pioche.

IX.4.1.2-Curage des égouts non visitables:

Les réseaux d'égout non visitables font appel pour le curage à deux types de procédés:

A - Procédé manuel.

B - Procédé hydrodynamique.

A)- Les procédés manuels de curage :

L'entretien réalisé selon ces procédés impose au personnel d'être directement en contact avec l'effluent.

A.1 - La chasse d'eau :

Ce procédé consiste à réaliser une retenue en amont par obstruction de la canalisation au moyen d'un bâtard d'eau. L'ouverture rapide de cette retenue crée en aval une chasse qui entraîne une grande partie des dépôts existants.

Ce procédé présente un certain nombre d'inconvénients, parmi lesquels: la mise en charge du réseau qui se répercute sur les branchements particuliers ainsi que le phénomène du

dépôt dans la partie amont pendant la retenue.

A) - 2 - Le curage par la boule :

A) - 2 - 1 - La boule flottante :

Ce procédé est utilisé pour le curage du siphon ou de grands émissaires non visitables, car il est constamment en charge, une boule en bois dur, d'un diamètre légèrement inférieur au diamètre de la canalisation à curer est introduite par un ouvrage spécial. Cette boule, suit la génératrice supérieure du tuyau et se met en rotation du fait de la poussée amont et de la pression de l'eau sous la boule. Le courant d'eau, ainsi créé, entraîne les dépôts gênants l'avancement de la boule jusqu'à l'ouvrage de sortie qui permettra de la récupérer et d'éliminer les matières entraînées.

A) - 2 - 2 - La boule roulante :

Elle active l'auto curage du collecteur. La boule a un diamètre de l'ordre de 50 cm et comporte des bourrelets en forme de (S). Le lâchage quotidien d'une boule dans les collecteurs entraînée par le courant remet en suspension et entraîne les dépôts.

B) - Le procédé hydrodynamique :

Le curage hydrodynamique est généralement exécuté par des aspiratrices ou par des cureuses hydromécaniques.

1-Cureuses hydromécaniques :

Ce sont des appareils qui se déplacent de l'amont vers l'aval du collecteur, un jet central désagrège les boues tandis d'autres jets latéraux poussent les boues émulsionnées vers le regard afin d'être aspirées.

2 - les aspiratrices :

Ces équipements, montés sur châssis camion, se composent d'une cuve d'un volume de 4 à 25 m³ mise en dépression par une pompe à vide, d'un débit variant entre 500 et 1000 m³/h. Les matières déposées sur le radier de l'ouvrage sont ainsi aspirées par l'intermédiaire d'un tuyau souple raccordé à l'arrière de la cuve.

Les aspiratrices sont principalement utilisées pour le nettoyage des bouches d'engouffrement, des bacs de dessablement.

Elles sont également, utilisées lors du curage des collecteurs visitables, car leur puissance d'aspiration permet d'aller chercher les sables assez loin par allongement des tuyaux d'aspiration. [3]

IX.4.2 -Le fraisage des obstacles

C'est une technique d'élimination de divers obstacles, notamment les racines.

Cette fraise entraînée par un hydro-cureur engendre la rotation d'un disque de fraisage de diamètre légèrement inférieur au diamètre de la canalisation.

IX.4.3 -L'injection des produits colmatant

Cette technique est utilisée pour les conduites de gros diamètres, elle consiste à projeter par centrifugation une couche de mortier de ciment où résine hypoxydique qui se stabilise à l'état de gel ce qui permet d'obturer tout trous ou fissure.

IX.4.4 le tubage intérieur

On adopte cette technique pour les conduites ayant un diamètre de 1000 mm ou plus, son principe consiste à placer des tuyaux à l'intérieur de la canalisation. L'assemblage se fait par collage, par emboîtement, par joint caoutchouc ou par thermo-soudage.

IX.4.5 Le gainage intérieur

Ce procédé est utilisé pour les conduites de diamètre allant de 200 mm à 1000 mm, avant la mise en place de la gaine on procède à une inspection de la canalisation par une caméra TV. On place à l'intérieur de la conduite une gaine qu'on gonfle avec de l'air sous pression (de 0,1 à 0,5 bar).

IX.4.6 Le chemisage extérieur

L'opération est appliquée pour les canalisations traversant des terrains marécageux, ou des soles agressifs. Elle consiste à enrober la canalisation d'une gaine étanche et qui résiste aux attaques chimiques, la gaine est en suite entourée par une couche de sable pour faciliter le drainage des eaux qui se stagnent autour de la conduite.

IX.5 -Maladies liées à l'eau usée

Plusieurs maladies d'origine bactérienne et virales sont transmises à l'homme lorsque ce dernier consomme une eau contaminée. Ces maladies sont connues sous le nom de maladies à transmission hydrique (MVH), parmi elles on citera

- Le cholera.
- La fièvre typhoïde.

- La fièvre paratyphoïde.
- La diarrhée infectieuse.

Il est à noter que les principaux symptômes des MVH sont :

- Diarrhée, ou rarement la constipation.
- Fièvre.
- Crampe abdominale.
- Vomissement.

IX.6 - Recommandations pour la gestion et l'exploitation de notre réseau

- Notre réseau est caractérisé par des pentes assez faibles est en proie au problème de dépôt. D'où l'importance de la surveillance des paramètres d'écoulement (niveau d'eau dans les regards, débit à l'exutoire ...)
- La modernisation des méthodes de gestion et de contrôle sont préconisées, tels que les systèmes d'information géographiques à portée du personnel afin de gagner du temps dans le repérage des dysfonctionnements
- L'utilisation de caméras devra prendre de plus en plus d'ampleur dans le contrôle du réseau. Notamment pour palier aux problèmes de perte d'étanchéité.

La surveillance du niveau piézométrique de la nappe souterraine qui est assez haut dans notre zone d'étude (jusqu'à 2 mètres de profondeur) peut représenter une contrainte non négligeable sur les canalisations et contribue aussi à l'augmentation du débit d'eaux parasites.

IX.7 Conclusion :

Nous sommes parvenus à rassembler les dispositions les plus importantes à prendre en compte par l'organisme gestionnaire et exploitant du réseau d'assainissement en passant par les moyens à mobiliser et les méthodes à suivre. Ces dispositions sont déduites à partir des problèmes que rencontrent les réseaux d'assainissement en général mais aussi à partir des spécificités de notre réseau et celles du niveau actuel de développement de notre politique de gestion des voiries.

CONCLUSION GENERALE

On peut conclure que ce travail a nécessité de multiples étapes pour atteindre l'objectif principal, à savoir le diagnostic et le redimensionnement du réseau d'assainissement de la commune des Eucalyptus.

Après la présentation de la dite agglomération, une étape concernant le diagnostic du réseau d'évacuation existant a été entamée ayant pour but le recensement de toutes les anomalies physiques et hydrauliques responsables du dysfonctionnement de ce réseau.

Un redimensionnement des collecteurs a été proposé par la suite, censé faire face à la l'augmentation des rejets de débits d'eaux usées et pluviales. Ainsi qu'un système de relevage afin de mettre un terme aux rejets polluants à ciel ouvert.

Nous espérons que le travail que nous venons d'élaborer soit utile dans l'optique de la protection des nos cours d'eau et notre environnement en général. Puisse t-il modestement contribuer aussi à la modernisation de la politique de gestion des effluents urbains en Algérie.

REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES

- 1- **BOURRIER, R.** : Les réseaux d'assainissement - calculs, applications, perspectives
5ème éd 2008.
- 2- **WAYOU, T.** Diagnostic du fonctionnement du réseau d'assainissement de la commune de
Yopougon : cas du quartier Niangon en Côte d'ivoire (2010).
- 3- **SATIN, M. et SELMI, B.** Guide technique de l'assainissement 2ème Edition, 40p.
(2006)
- 4- **BENKINA B.** Dimensionnement d'un réseau de drainage dans la region d'El-Menia
(W. Ghardaia) (2011)
- 5- **VALIRON F. et TABUCHI, J.P** : Maitrise de la pollution urbaine par temps de pluie,
Editions Lavoisier (1992)
- 6- **GUERIDI. A** : Mémoire de fin d'études : Etude du schéma directeur de la ville de Draa
Smar (W.Medea) (2008)
- 7- **DAGNELIE, P.** : Statistique théorique et appliquée, t. 1 : Statistique descriptive et base de
l'inférence statistique, Paris et Bruxelles, De Boeck et Larcier, (2007)
- 8- **SALAH. B,** Cours assainissement 4^{ème} année (E.N.S.H 2014)
- 9- **ABDI. I,** Mémoire de fin d'études : Etude du transfert du barrage de Boussiaba (W.Jijel)
vers le barrage de Beni Haroun (W.Mila) (2011)
- 10- **Y. BERNUDE,** Carte des gites minéraux d'Algérie, Services géologiques d'Algérie 1965
- 11- **BENNIE & PARTNERS,** Schéma d'aménagement des ressources en eau dans la région
d'Alger, 1983

Annexes

Annexe n°1 : Calcul des débits dans chaque sous bassin pour une période de retour de 5 ans :

COLLECTEUR1

Assemblage	Bassin	Ba	Long (m)	C,	A (ha)	Tc (min) = t1+t2	i (l/s/ha)	M	b	Q pluv corrigé	Q parasite	Pop	Qmoy l/s	C.pte	Q equip	Qpte (l/s)	Qtot (m3/s)	Pente (col)	Diam,théo (mm)	Diam exis (mm)	Diagnostic
Bassin S1	S1		363	0.45	6.6	15.00	137.32	1.4	1.2	469.0	0.1	2204	3.83	2.78	2.2	12.80	0.505	0.003	724.3	800	Conforme
Bassin S2	S2		334	0.65	8.5	15.00	137.32	1.1	1.5	1138.1	0.3	4100	7.12	2.44	2.8	20.15	1.215	0.003	1006.5	1000	Surcharge
SERIE_1	S1//S2	F1	697	0.55	15.1	16.62	128.75	1.8	1.0	1069.2	0.4	6304	10.94	2.26		24.69	1.147	0.003	985.1	1000	Conforme
S3	S3		135	0.65	4.2	15.00	137.32	0.7	1.5	562.3	0.1	2031	3.53	2.83	1.4	11.36	0.602	0.003	773.3	1000	Conforme
SERIE_2	F1//S3	F2	832	0.55	19.3	18.87	118.85	1.9	1.0	1261.6	0.5	8335	14.47	2.16		31.22	1.356	0.003	1048.7	1000	Surcharge
S4	S4		281	0.60	2.1	15.00	137.32	2.0	1.0	169.7	0.1	920	1.60	3.00	0.7	5.46	0.184	0.003	495.6	1000	Conforme
S5	S5		511	0.30	12.0	15.00	137.32	1.5	1.2	593.2	0.2	2679	4.65	2.66	4.0	16.32	0.639	0.003	791.0	1000	Conforme
Parallèle 4/5	4//5	p4,5	511	0.34	14.1	15.00	137.32	1.4	1.2	796.9	0.2	3599	6.25	2.50		15.62	0.852	0.003	881.2	1000	Conforme
SERIE_3	F2//p4,5	F3	1 343	0.46	33.4	27.38	93.99	2.3	0.8	1161.7	0.8	11934	20.72	2.05		42.46	1.262	0.003	1020.9	1000	Surcharge
S6	S6		472	0.50	6.4	15.00	137.32	1.9	1.0	439.4	0.2	2381	4.13	2.7	2.1	13.38	0.475	0.003	707.5	1000	Conforme

SERIE_4	F3//S6	F4	1 815	0.47	39.8	35.25	80.16	2.9	0.8	1166.2	0.9	14315	24.85	2.0		49.74	1.274	0.003	1024.6	1000	Surcharge
S7	S7		143	0.60	13.6	15.00	137.32	0.4	1.5	1680.8	0.4	6071	10.54	2.3	4.5	28.40	1.793	0.003	1164.6	1000	Surcharge
SERIE_5	F4//S7	F5	1 945	0.50	53.4	37.42	77.21	2.7	0.9	1759.5	1.3	20386	35.39	1.9		67.96	1.915	0.003	1193.8	1000	Surcharge
S8	S8		314	0.65	20.0	15.00	137.32	0.9	1.1	1963.7	0.7	9673	16.79	2.1	6.6	42.02	2.104	0.003	1236.5	1000	Surcharge
SERIE_6	F5//S8	F6	2 259	0.54	73.4	42.65	72.24	2.6	0.9	2588.3	2.0	30059	52.19	1.8		96.34	2.814	0.003	1379.0	1000	Surcharge
S9	S9		378	0.6	28.0	15.0	137.3	0.7	1.2	2768.4	0.8	12500.0	21.7	2.0	9.2	53.41	2.960	0.003	1405.5	1200.0	Surcharge
SERIE_7	F6//S9	F7	2637	0.56	101.4	48.95	66.61	2.6	0.9	3393.6	2.8	42559	73.89	1.8		132.32	3.696	0.003	1527.4	1200	Surcharge
S10	S10		475	0.3	41.7	15.0	137.3	0.9	1.0	2290.5	0.6	15513.0	26.9	2.0	13.7	67.07	2.472	0.003	1313.6	1200.0	Surcharge
SERIE_8	F7//10	F8	3112.0	0.48	143.1	56.87	61.88	2.6	0.9	4036.2	3.5	58072	100.82	1.7		176.33	4.414	0.003	1632.6	1200	Surcharge

COLLECTEUR 2

Assemblage	Bassin	Bas. equiv	Long (m)	C _r ruissel	A (ha)	Tc (min) = t1+t2	i (l/s/ha)	M	b	Q pl corrigé	Q parasite	Pop	Qmoy l/s	Chp	Q eq	Qpte (l/s)	Qtot (m3/s)	Pente (col)	Diam,théo (mm)	Diam exis (mm)	Diagnostic
S15	S15		540.0	0.50	12.0	15.00	137.32	1.6	1.1	906.3	0.3	4464	7.75	2.4	3.9	22.48	1.521	0.003	1094.9	800	Surcharge
S16	S16		318.0	0.60	12.6	15.00	137.32	0.9	1.4	1453.4	0.4	1875	3.26	2.9	1.7	11.09	0.446	0.007	589.8	800	Conforme
S17	S17		297.0	0.40	6.0	15.00	137.32	1.2	1.1	362.5	0.1	1786	3.10	2.9	2.0	11.02	0.875	0.003	889.9	1200	Conforme
S20	S20		436.0	0.40	14.0	15.00	137.32	1.2	1.1	845.9	0.3	4167	7.23	2.4	4.6	22.18	1.072	0.003	960.3	1200	Conforme
Serie 1'	S20/S17	G1	733.0	0.40	20.0	17.22	125.90	1.6	1.0	1007.2	0.4	5953	10.34	2.3		23.54	0.941	0.003	914.5	1200	Conforme
S19	S19		654.0	0.65	10.6	15.90	132.37	2.0	1.0	866.4	0.3	5126	8.90	2.3	3.5	24.30	4.367	0.003	1626.0	800	Surcharge
parallèle 2'	S15/S1/G1/S19	G2	733.0	0.52	55.2	17.22	125.90	1.0	1.2	4298.3	1.4	17418	30.24	2.0		59.11	1.770	0.003	1158.9	1200	Conforme
S14	S14		402.0	0.60	15.1	15.00	137.32	1.0	1.2	1493.0	0.5	6741	11.70	2.2	5.0	31.08	3.946	0.005	1422.5	1200	Surcharge
Serie 2'	G2/S14	G3	1135.0	0.53	70.3	23.92	102.35	1.4	1.0	3839.3	1.9	24159	41.94	1.9		79.10	4.115	0.003	1590.2	1200	Surcharge
S13	S13		898.0	0.20	28.0	19.97	114.68	1.7	0.9	578.0	0.3	4167	7.23	2.4	9.2	26.78	0.635	0.003	788.9	1200	Conforme
Serie3'	G3/S13	G4	2033.0	0.44	98.3	15.00	75.36	2.1	0.9	2826.4	2.2	28326	49.18	1.9		91.30	3.066	0.003	1424.0	1200	Surcharge
S12	S12		300.0	0.20	12.6	15.00	137.32	0.8	1.4	484.5	0.1	1875	3.26	2.9	4.1	13.53	0.523	0.003	733.6	1200	Conforme
Serie4'	G4/S12	G5	2333.0	0.41	110.9	43.88	69.83	2.2	0.8	2517.2	2.3	30201	52.43	1.8		96.75	2.748	0.003	1366.8	1200	Surcharge
S11	S11		340.0	0.50	14.8	15.00	137.32	0.9	1.5	1524.3	0.4	5506	9.56	2.3	4.9	26.94	1.629	0.003	1123.5	1200	Conforme
Serie5'	G5/S11	G6	2673.0	0.42	125.7	49.55	64.68	2.4	0.8	2709.9	2.7	35707	61.99	1.8		112.67	2.969	0.003	1407.0	2000	Conforme

COLLECTEUR 3

Assemblage	Bassin	Bas. equiv	Long (m)	C ,ruissel	A (ha)	Tc (min) = t1+t2	i (l/s/ha)	M	b	Q pluv corrigé	Q parasite	Pop	Qmoy l/s	Chp	Q eq	Qpte (l/s)	Qtot (m3/s)	Pente (col)	Diam ,théo (mm)	Diam exis (mm)	Diagnostic
S18	S18		300.0	0.40	5.5	15.00	137.32	1.3	1.1	332.3	0.1	1637	2.84	3.0	1.8	10.28	0.401	0.003	664.4	400	Surcharge
S21	S21		453.0	0.60	12.0	15.00	137.32	1.3	1.1	1087.6	0.4	6250	10.85	2.3	4.0	28.46	1.172	0.003	993.0	800	Surcharge
Serie 1"	S18/S21	H1	753.0	0.54	17.5	17.55	124.39	1.8	1.0	1169.3	0.5	7887	13.69	2.2		29.79	1.231	0.003	1011.3	800	Surcharge
S22	S22		573.0	0.40	20.5	15.00	137.32	1.3	1.1	1238.7	0.4	6101	10.59	2.3	6.8	30.77	1.335	0.003	1042.7	800	Surcharge
Serie 2"	S22/H1		1326.0	0.46	38.0	27.10	94.60	2.2	1.0	1581.8	0.9	13988	24.28	2.0		48.75	1.646	0.003	1127.7	800	Surcharge
S23	S23		402.0	0.60	13.0	15.00	137.32	1.1	1.2	1285.3	0.4	6771	11.76	2.2	4.3	30.48	1.349	0.003	1046.7	800	Surcharge
Serie3"	H1/S23	H2	1728.0	0.50	51.0	33.80	82.31	2.4	0.9	1881.7	1.3	20759	36.04	1.9		69.07	2.001	0.003	1213.4	800	Surcharge
S24	S24		320.0	0.40	6.2	15.00	137.32	1.3	1.3	442.7	0.1	1845	3.20	2.9	2.0	11.28	0.513	0.003	728.5	800	Conforme
serie4"	S24/H2	H3	2048.0	0.49	57.2	39.13	75.05	2.7	0.9	1778.6	1.4	22604	39.24	1.9		74.53	1.887	0.003	1187.1	800	Surcharge
S25	S25		382.0	0.50	9.1	15.00	137.32	1.3	1.0	624.8	0.2	3385	5.88	2.5	3.0	17.88	0.703	0.004	776.8	800	Conforme
serie5"	S25/H3	H4	2430.0	0.49	66.3	45.50	68.25	3.0	0.8	1660.1	1.6	25989	45.12	1.9		84.47	2.313	0.003	1281.2	800	Surcharge

ANNEXE II - Redimensionnement des collecteurs principaux pour une période de retour de 05 ans :

COLLECTEUR 1																		
Tron	CT,am (m)	CT,av (m)	CR,am (m)	CR,av (m)	Dist (m)	I (m/m)	Qt (m ³ /s)	Dcal (mm)	Dnor (mm)	Vps (m/s)	Qps (m ³ /s)	Rq	Rv	Rh	V (m/s)	Vmin (m/s)	Vmin 100eme	Vitesse Autocurage
R11-R12	29.94	29.82	25.44	24.92	176	0.003	0.505	725.64	800	1.30	0.654	0.77	1.101	0.66	1.433	0.825	0.3824	Autocurage vérifie
R12-R54	29.82	29.33	24.92	24.68	141	0.004	1.147	864.24	1000	2.15	1.689	0.68	1.070	0.60	2.303	1.364	0.6323	Autocurage vérifie
R54-R58	29.33	28.93	24.68	24.08	121	0.005	1.147	895.69	1000	1.96	1.536	0.75	1.092	0.64	2.135	1.240	0.5748	Autocurage vérifie
R58-R64	28.93	28.4	24.08	23.3	131	0.006	1.256	895.46	1000	2.14	1.683	0.75	1.091	0.64	2.339	1.359	0.6299	Autocurage vérifie
R64-R212	28.4	27.88	23.3	23.08	60.9	0.004	1.256	983.41	1000	1.67	1.311	0.96	1.139	0.77	1.902	1.059	0.4906	Autocurage vérifie
R212-R215	27.88	27.98	23.08	22.98	59	0.003	1.256	964.80	1000	1.76	1.379	0.91	1.139	0.74	2.001	1.114	0.5163	Autocurage vérifie
R215-R219	27.98	27.71	22.98	22.9	61	0.003	1.256	964.80	1000	1.76	1.379	0.91	1.139	0.74	2.001	1.114	0.5163	Autocurage vérifie
R219-R222	27.71	27.28	22.9	22.58	61	0.004	1.256	964.80	1000	1.76	1.379	0.91	1.139	0.74	2.001	1.114	0.5163	Autocurage vérifie
R222-R224	27.28	27.15	22.58	21.9	128	0.004	1.350	991.27	1000	1.76	1.379	0.98	1.140	0.79	2.004	1.114	0.5163	Autocurage vérifie
R224-R238	27.15	25.78	21.9	20.28	238	0.007	1.415	913.19	1000	2.29	1.799	0.79	1.107	0.67	2.537	1.453	0.6735	Autocurage vérifie
R238-R3977	25.78	25.48	20.28	20.04	114	0.003	1.419	1065.95	1200	1.72	1.942	0.73	1.086	0.63	1.865	1.089	0.5049	Autocurage vérifie

R3977-R3982	25.48	24.12	20.04	19.42	273	0.003	1.915	1192.77	1200	1.72	1.942	0.99	1.141	0.80	1.961	1.089	0.5049	Autocurage vérifie
R3982-R3984	24.12	23.56	19.42	19.26	175	0.005	2.800	1249.77	1500	2.57	4.546	0.62	1.053	0.56	2.712	1.632	0.7563	Autocurage vérifie
R3984-R3989	23.56	23.01	19.26	18.81	186	0.005	3.690	1413.71	1500	2.44	4.313	0.86	1.131	0.71	2.763	1.548	0.7175	Autocurage vérifie
R3989-R3990	23.01	22.95	18.81	18.35	30	0.007	3.690	1301.31	1500	3.05	5.379	0.69	1.072	0.60	3.265	1.931	0.8949	Autocurage vérifie
R3990-R3992	22.95	22.63	18.35	18.13	100	0.005	3.690	1386.06	1500	2.57	4.546	0.81	1.117	0.68	2.876	1.632	0.7563	Autocurage vérifie
R3992-R3996	22.63	22.09	18.13	17.89	182	0.003	3.690	1525.38	1800	2.25	5.726	0.64	1.061	0.58	2.390	1.428	0.6616	Autocurage vérifie
R3996-R3999	22.09	21.86	17.89	17.72	88	0.003	4.410	1630.82	1800	2.25	5.726	0.77	1.101	0.66	2.478	1.428	0.6616	Autocurage vérifie
R3999-R3933	21.86	20.53	17.72	16.62	289	0.004	4.410	1559.64	1800	2.54	6.450	0.68	1.072	0.60	2.717	1.608	0.7452	Autocurage vérifie

COLLECTEUR 2

Tron	CT,am (m)	CT,av (m)	CR,am (m)	CR,av (m)	Dist (m)	I (m/m)	Qt (m ³ /s)	Dcal (mm)	Dnor (mm)	Vps (m/s)	Qps (m ³ /s)	Rq	Rv	Rh	V (m/s)	Vmin (m/s)	Vmin 100eme	Vitesse Autocurage
R2170-R2171	26.58	26.67	22.92	22.7	41	0.005	0.9400	829.98	1000	1.96	1.542	0.61	1.052	0.56	2.065	1.238	0.5772	Autocurage vérifie
R2171-R2178	26.67	26.65	22.7	22.65	73	0.003	0.9400	913.41	1000	1.52	1.194	0.79	1.107	0.67	1.685	0.959	0.4471	Autocurage vérifie
R2178-R2190	26.65	26.49	22.65	22.39	67	0.005	1.3060	979.03	1000	1.76	1.379	0.95	1.139	0.77	2.002	1.107	0.5163	Autocurage vérifie
R2190-R3256	26.49	26.33	22.39	21.43	186	0.005	1.8000	1052.66	1200	2.25	2.548	0.71	1.078	0.62	2.429	1.420	0.6622	Autocurage vérifie
R3256-R104	26.33	26.12	21.43	21.2	32	0.007	1.8000	1023.36	1200	2.43	2.747	0.66	1.064	0.59	2.586	1.531	0.7140	Autocurage vérifie
R104-R2714	26.12	25.14	21.2	20.84	63	0.006	1.8000	1058.94	1200	2.22	2.507	0.72	1.082	0.62	2.399	1.397	0.6518	Autocurage vérifie
R2714-R2711	25.14	24.89	20.84	20.5	79	0.004	1.8000	1089.14	1200	2.06	2.326	0.77	1.102	0.66	2.268	1.297	0.6047	Autocurage vérifie
R3145-R3146	24.67	24.57	20.44	20.3	83	0.002	2.7480	1501.14	1800	1.69	4.294	0.64	1.060	0.58	1.790	1.064	0.4961	Autocurage vérifie
R3146-R3147	24.57	24.46	20.3	20.1	65	0.003	2.7480	1503.90	1800	1.84	4.676	0.59	1.044	0.55	1.919	1.158	0.5402	Autocurage vérifie
R3147-R3149	24.46	24.12	20.1	19.99	63	0.002	2.7480	1511.64	1800	1.72	4.369	0.63	1.057	0.57	1.816	1.082	0.5047	Autocurage vérifie

COLLECTEUR 3

Tron	CT,am (m)	CT,av (m)	CR,am (m)	CR,av (m)	Dist (m)	I (m/m)	Qt (m ³ /s)	Dcal (mm)	Dnor (mm)	Vps (m/s)	Qps (m ³ /s)	Rq	Rv	Rh	V (m/s)	Vmin (m/s)	Vmin 100eme	Vitesse Autocurage
R3183-R1382	24.97	24.91	23.47	23.38	65	0.003	1.161	988.68	1000	1.52	1.194	0.97	1.140	0.78	1.735	0.959	0.4471	Autocurage vérifie
R1382-R1381	24.91	24.72	23.38	23.24	65	0.002	1.161	988.68	1000	1.52	1.194	0.97	1.140	0.78	1.735	0.959	0.4471	Autocurage vérifie
R1381-R1379	24.72	24.58	23.24	23.18	71	0.003	1.161	988.68	1000	1.52	1.194	0.97	1.140	0.78	1.735	0.959	0.4471	Autocurage vérifie
R1379-R1378	24.58	24.6	23.18	23.1	64	0.002	1.261	966.24	1000	1.76	1.379	0.91	1.139	0.75	2.002	1.107	0.5163	Autocurage vérifie
R1378-R357	24.6	24.43	23.1	22.88	38	0.006	1.261	901.52	1000	2.11	1.659	0.76	1.097	0.65	2.318	1.332	0.6211	Autocurage vérifie
R357-R358	24.43	24.33	22.88	22.27	104	0.006	1.261	899.32	1000	2.13	1.670	0.76	1.095	0.65	2.329	1.340	0.6252	Autocurage vérifie
R4001-R4002	23.71	23.41	21.96	21.77	38	0.005	1.261	926.65	1000	1.96	1.542	0.82	1.119	0.69	2.199	1.238	0.5772	Autocurage vérifie
R4002-R4003	23.41	23.38	21.77	21.35	48	0.009	1.725	938.37	1000	2.60	2.040	0.85	1.129	0.71	2.933	1.637	0.7636	Autocurage vérifie
R4029-R3602	21.89	22.4	18.74	18.56	35	0.005	1.725	1036.69	1200	2.25	2.543	0.68	1.070	0.60	2.407	1.417	0.6610	Autocurage vérifie
R3602-R3657	22.4	20.47	18.56	18.43	96	0.004	1.725	1086.71	1200	1.98	2.243	0.77	1.100	0.66	2.183	1.250	0.5830	Autocurage vérifie
R3657-R3681	20.92	20.75	17.6	16.79	89	0.009	1.725	931.47	1200	2.99	3.383	0.51	1.006	0.50	3.012	1.885	0.8794	Autocurage vérifie
R3686-R3687	21.79	21.65	17.75	17.55	50	0.004	1.811	1106.71	1200	1.98	2.243	0.81	1.116	0.68	2.213	1.250	0.5830	Autocurage vérifie
R3687-R3790	21.65	21.58	17.55	17.5	50	0.003	1.859	1179.57	1200	1.72	1.942	0.96	1.139	0.77	1.958	1.082	0.5049	Autocurage vérifie
R3790-R3791	21.58	21.45	17.5	17.38	50	0.002	1.859	1229.97	1500	1.78	3.150	0.59	1.045	0.55	1.864	1.123	0.5240	Autocurage vérifie
R3791-R3792	21.45	21.12	17.38	17.31	50	0.001	1.859	1360.77	1500	1.36	2.406	0.77	1.102	0.66	1.500	0.858	0.4002	Autocurage vérifie

R3792-R373	21.12	21.11	17.31	17.26	50	0.002	1.859	1272.74	1500	1.63	2.875	0.65	1.062	0.58	1.729	1.026	0.4784	Autocurage vérifie
R3799-R3800	20.23	19.91	17.09	17.01	50	0.002	1.941	1348.78	1500	1.46	2.572	0.75	1.095	0.65	1.594	0.917	0.4279	Autocurage vérifie
R3800-R3801	19.91	19.71	17.01	16.86	50	0.003	1.941	1198.81	1500	1.99	3.522	0.55	1.029	0.53	2.051	1.256	0.5859	Autocurage vérifie
R3801-R3802	19.71	19.51	16.86	16.81	50	0.003	1.941	1198.81	1500	1.99	3.522	0.55	1.029	0.53	2.051	1.256	0.5859	Autocurage vérifie
R3802-R3803	19.51	19.32	16.81	16.7	50	0.002	1.941	1270.60	1500	1.71	3.016	0.64	1.061	0.58	1.812	1.076	0.5017	Autocurage vérifie
R3803-R3804	19.32	199.27	16.7	16.77	50	0.003	1.981	1208.02	1500	1.99	3.522	0.56	1.034	0.53	2.061	1.256	0.5859	Autocurage vérifie