

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE

ECOLE NATIONALE SUPERIEURE D'HYDRAULIQUE -ARBAOUI Abdellah-

DEPARTEMENT D'HYDRAULIQUE URBAINE

MEMOIRE DE FIN D'ETUDES

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

Option: ASSAINISSEMENT

THEME :

**DIAGNOSTIC ET REHABILITATION DU RESEAU
D'ASSAINISSEMENT DE LA VILLE DE AIN SOLTANE
W.AIN DEFLA**

PRESENTE PAR :

Mr. FATHA Youssouf

Devant les membres du jury

Nom et Prénoms	Grade	Qualité
M ^r . AMMARI.A	M.C.B	Président
M ^r . BOUFEKANE.A	M.A.A	Membre
M ^{me} . BELLABAS.S	M.A.A	Membre
M ^r . YAHIAOUL.S	M.A.B	Membre
M ^r . ZAIBAK.I	M.A.B	Promoteur

Avril 2015

ملخص

الهدف من هذه المذكرة هو تشخيص شبكة التطهير للتجمع السكاني لبلدية عين السلطان الواقعة بولاية عين الدفلى قصد إجراء عملية التهيئة، إعادة التهيئة و توسيع شبكة التطهير مع القضاء على نقاط الصرف العشوائي في الوسط الطبيعي. و في نهاية الدراسة توصلنا إلى مخطط تنفيذي قابل للإنجاز متبوعا بسياسة تسيير، صيانة وكذا استغلال الشبكة.

RESUME

L'objectif de cette étude est le diagnostic du réseau d'assainissement de l'agglomération de la commune de Ain soltane située dans la wilaya de Ain Defla afin de prévoir des travaux d'aménagement , de réhabilitation et d'extension du réseau existant avec l'élimination de tous les points de rejets anarchiques dans le milieu naturel .

En fin de l'étude nous sommes arrivés à un projet d'exécution accompagné d'une politique de gestion, d'entretien et d'exploitation du réseau.

ABSTRACT

This study focuses on the diagnosis of the sewage network of the agglomeration of Ain soltane situated in the wilaya of Ain Defla in order to provide specific works, rehabilitation and extension of the existing network with the elimination of all of the anarchic rejections points toward the natural fields.

In the end of our study, we have arrived in a functional executive project of the sewage system coming with management politic, maintain and exploitation of the network.

Remerciements

Avant tout, je remercie Mon DIEU ALLAH qui a illuminé mon chemin et qui m'a armé de courage et de patience pour achever mes études. AL HAMDO LILLAH.

Je remercie mes très chers parents que dieu les garde, qui ont sacrifiés Leur vie pour notre bien,

A l'issue de ce modeste travail, je tiens à exprimer mes sincères remerciements à :

- ✚ Mon promoteur, M^r I.ZAIBAK pour m'avoir ouvert ses portes et qui a contribué à l'élaboration de ce mémoire.
- ✚ Mon enseignant Mr. A. AMMARI pour ses aides et ses orientations pour l'élaboration de ce mémoire.
- ✚ Je profite de l'occasion pour remercier tous mes enseignants de l'ENSH de la première année jusqu'à la cinquième année, ainsi que toutes les personnes qui m'ont aidé à réaliser ce projet.
- ✚ Mes respects aux membres du jury qui me feront l'honneur d'apprécier ce travail.
- ✚ Sans oublier de remercier toutes mes amis.

Youssef FATHA

Dédicaces

Je rends un grand hommage à travers ce modeste travail qui est l'accomplissement de longues années d'études, en particulier à :

Ma très chère mère et **Mon** très cher père pour leurs aides, leurs conseils et leurs soutiens moraux et matériels. Pour tous les sacrifices qu'ils ont consentis pour que je réussisse.

A toute **Ma** famille.

A tous **Mes** amis sans exception.

FATHA Yousseuf

Table Des Matières

INTRODUCTION GENERALE

Chapitre I : Présentation de la zone d'étude

I	Introduction -----	01
I.1	Situation géographique -----	01
I.2	Données naturelles du site -----	02
I.2.1	Topographie -----	02
I.2.2	Analyse géologique -----	03
I.2.4	Sismicité -----	03
I.3	Données climatiques -----	03
I.3.1	Les vents -----	03
I.3.2	Les températures -----	04
I.3.3	La pluviométrie -----	04
I.4	Situation hydraulique -----	04
I.4.1	Alimentation en eau potable -----	04
I.4.2	Assainissement -----	05
I.5	Situation démographique -----	05
	Conclusion -----	05

Chapitre II : Etude hydrologique

	Introduction -----	06
II.1	Choix de la période de retour -----	06
II.2	Détermination de l'intensité moyenne des précipitations -----	06
II.2.1	Analyse des données pluviométriques et choix de la loi d'ajustement -----	07
II.2.1.1	Analyse des données statistiques -----	07
II.2.1.2	Les caractéristiques empiriques de la série pluviométrique -----	09
II.2.1.3	Choix de la loi d'ajustement -----	09
II.2.2	Calcul des paramètres de la loi choisie -----	09
II.2.2.1	Ajustement de la série pluviométrique à la loi de GUMBEL -----	09
	a) Procédure d'ajustement -----	10
	b) Calcul des paramètres d'ajustement par la loi de GUMBEL -----	11

	<i>c) Résultats de l'ajustement par la loi de GUMBEL</i> -----	12
II.2.2.2	<i>Ajustement de la série pluviométrique à la loi de Galton</i> -----	13
	<i>a) Procédure d'ajustement</i> -----	14
	<i>b) Calcul des paramètres d'ajustement par la loi de Galton</i> -----	14
	<i>c) Résultats de l'ajustement par la loi de Galton</i> -----	15
II.2.3	<i>Calcul de l'intensité de la pluie de durée de 15 minutes et de période de retour de 10 ans par la formule de MONTANARI</i> -----	16
	<i>Conclusion</i> -----	17

Chapitre III : Calcul de base

	<i>Introduction</i> -----	18
III.1	<i>Situation démographique</i> -----	18
III.2	<i>Découpage de l'aire d'étude en sous bassins élémentaires</i> -----	19
III.3	<i>Systèmes d'évacuation</i> -----	19
III.4	<i>Choix du système d'évacuation</i> -----	20
III.5	<i>Schémas d'évacuation</i> -----	24
III.6	<i>Choix du schéma d'évacuation du projet</i> -----	26
III.7	<i>Choix du coefficient de ruissellement</i> -----	26
III.7.1	<i>Coefficient de ruissellement pondéré</i> -----	26
III.7.4	<i>Coefficient de ruissellement en fonction de la catégorie d'urbanisation</i> -----	26
III.7.3	<i>Coefficient de ruissellement relatif à diverses surfaces</i> -----	27
	--	
III.7.2	<i>Coefficient de ruissellement en fonction de la densité de population</i> -----	27
III.7.5	<i>Coefficient de ruissellement en fonction de la zone d'influence</i> -----	28
III.8	<i>Calcul du nombre d'habitants pour chaque sous bassin</i> -----	29
III.8.1	<i>Coefficient de ruissellement pondéré</i> -----	29
III.8.2	<i>Calcul de la densité partielle</i> -----	29
	<i>Conclusion</i> -----	30

Chapitre IV : Evaluation des débits à évacué

	<i>Introduction</i> -----	31
IV.1	<i>Evaluation des débits d'eaux usées</i> -----	31
IV.1.1	<i>Définition</i> -----	31

<i>IV.1.2</i>	<i>Nature des eaux usées à évacué</i> -----	<i>31</i>
<i>IV.1.2.1</i>	<i>Les eaux usées d'origine domestique</i> -----	<i>31</i>
<i>IV.1.2.2</i>	<i>Les eaux des services publics</i> -----	<i>31</i>
<i>IV.1.2.3</i>	<i>Les eaux usées industrielles</i> -----	<i>31</i>
<i>IV.1.2.4</i>	<i>Eaux usées d'équipements</i> -----	<i>31</i>
<i>IV.1.2.5</i>	<i>Les eaux claires parasites</i> -----	<i>32</i>
<i>IV.1.3</i>	<i>Evaluation de la quantité d'eaux usées à évacuer</i> -----	<i>32</i>
<i>IV.1.3.1</i>	<i>Évaluation du débit moyen journalier</i> -----	<i>33</i>
<i>IV.1.3.2</i>	<i>Évaluation du débit de pointe</i> -----	<i>33</i>
<i>IV.2</i>	<i>Evaluation des débits d'eaux pluviales</i> -----	<i>36</i>
<i>IV.2.1</i>	<i>La méthode rationnelle</i> -----	<i>36</i>
<i>IV.2.1.1</i>	<i>hypothèses de la méthode</i> -----	<i>37</i>
<i>IV.2.1.2</i>	<i>Validité de la méthode rationnelle</i> -----	<i>37</i>
<i>IV.2.1.3</i>	<i>Temps de concentration</i> -----	<i>37</i>
<i>IV.2.2</i>	<i>la méthode superficielle (méthode de Caquot)</i> -----	<i>38</i>
<i>IV.2.2.1</i>	<i>hypothèses et base de calcul du modèle</i> -----	<i>41</i>
<i>IV.2.2.2</i>	<i>Validité de la méthode superficielle</i> -----	<i>41</i>
<i>IV.3</i>	<i>Choix de la méthode de calcul</i> -----	<i>41</i>
<i>IV.4</i>	<i>Calcul des débits pluviaux</i> -----	<i>41</i>
	<i>a)Calcul des coefficients a (f) et b (f)</i> -----	<i>41</i>
	<i>b)Calcul des coefficients d'expressions</i> -----	<i>42</i>
<i>IV.5</i>	<i>Procédure d'assemblage</i> -----	<i>44</i>
	<i>Conclusion</i> -----	<i>44</i>

Chapitre V : Calcul hydraulique du réseau d'assainissement

	<i>Introduction</i> -----	<i>45</i>
<i>V.1</i>	<i>Conditions d'implantation des réseaux</i> -----	<i>45</i>
<i>V.2</i>	<i>Conditions d'écoulement et de dimensionnement</i> -----	<i>45</i>
<i>V.3</i>	<i>Mode de calcul</i> -----	<i>46</i>
<i>V.4</i>	<i>Dimensionnement du réseau d'assainissement</i> -----	<i>47</i>
<i>V.5</i>	<i>Interprétations</i> -----	<i>48</i>
<i>V.6</i>	<i>Présentation de variante du schéma directeur projeté</i> -----	<i>48</i>
<i>V.7</i>	<i>Dimensionnement du réseau d'assainissement à horizon 2030</i> -----	<i>48</i>
	<i>Conclusion</i> -----	<i>48</i>

Chapitre VI : Diagnostic Du Système D'évacuation existant

	<i>Introduction</i> -----	49
<i>VI.1</i>	<i>Schéma directeur</i> -----	49
<i>VI.2</i>	<i>Description du réseau existant</i> -----	49
<i>VI.2.1</i>	<i>Collecteurs des quartiers Nord (ZEMELLA)</i> -----	49
<i>VI.2.2</i>	<i>Collecteurs des quartiers du centre ville</i> -----	51
<i>VI.2.3</i>	<i>Collecteurs des quartiers sud</i> -----	52
<i>VI.3</i>	<i>Diagnostic et expertise du réseau</i> -----	52
<i>VI.3.1</i>	<i>Les canalisations</i> -----	53
<i>VI.3.2</i>	<i>Les regards</i> -----	54
<i>VI.3.3</i>	<i>Etat des bouches d'égout</i> -----	57
<i>VI.3.4</i>	<i>Les rejets</i> -----	57
	<i>Les rejets des effluents de la ville</i> -----	57
<i>VI.4</i>	<i>Solutions proposées</i> -----	60
<i>VI.5</i>	<i>Vérification du dimensionnement du réseau d'assainissement existant</i> -----	61
<i>VI.5.1</i>	<i>Dimensionnement hydraulique</i> -----	61
<i>VI.6</i>	<i>Recommandations</i> -----	61
	<i>Conclusion</i> -----	64

Chapitre VII : Éléments constitues le réseau d'égout

	<i>Généralités</i> -----	65
<i>VII.1</i>	<i>Les ouvrages principaux</i> -----	65
<i>VII.1.1</i>	<i>Canalisations</i> -----	65
	<i>A / Conduites en fonte</i> -----	65
	<i>B / Conduite en amiante ciment</i> -----	65
	<i>C / Conduite en grés</i> -----	66
	<i>D / Conduite en matières plastique</i> -----	66
	<i>E / Conduite en béton armé</i> -----	67
	<i>E – 1 / Fabrication</i> -----	68
	<i>E – 2 / classification</i> -----	68
<i>VII.1.2</i>	<i>Choix de type de conduite</i> -----	68
<i>VII.1.3</i>	<i>Différents actions supportées par la canalisation</i> -----	69

	<i>A / Actions mécanique</i> -----	69
	<i>B / Action statique</i> -----	69
	<i>C / Action chimique</i> -----	69
VII.1.4	<i>Moyens de protection de la conduite</i> -----	69
VII.1.5	<i>Epreuves sur les canalisations en béton</i> -----	69
VII.2	<i>Les ouvrages annexes</i> -----	70
VII.2.1	<i>Les branchements</i> -----	70
VII.2.2	<i>Les caniveaux</i> -----	70
VII.2.3	<i>Les regards</i> -----	71
VII.2.3.1	<i>Espacement et emplacement des regards</i> -----	71
VII.2.3.2	<i>Types des regards</i> -----	71
VII.2.4	<i>Les bouches d'égout</i> -----	71
VII.2.5	<i>Déssableur</i> -----	73
VII.2.6	<i>Les siphons</i> -----	73
VII.2.7	<i>Déversoir d'orage</i> -----	73
VII.2.7.1	<i>Les types des déversoirs</i> -----	73
VII.2.7.2	<i>Dimensionnement des déversoirs d'orage</i> -----	74
VII.3	APPLICATION	
	<i>Vérification du Résistance des conduites aux forces dues au charges fixes où mobiles</i> -----	76
VII.3.1	<i>Présentation du programme</i> -----	76
VII.3.2	<i>Application du programme dans le cas le plus défavorable de notre projet</i> -----	77
	<i>Conclusion</i> -----	79

Chapitre VIII : Estimations économique du projet

	<i>Introduction</i> -----	80
VIII.1.	<i>Détermination des différents volumes</i>	80
VIII.1.1	<i>Volumes des déblais des tranchées « vp »</i>	80
VIII.1.2	<i>Volume du découvert « v »</i>	81
VIII.1.3	<i>Volume occupé par le lit de pose « V_{LP} »</i>	81
VIII.1.4	<i>Volume de la conduite « V_c »</i>	81
VIII.1.5	<i>Volume d'eurobanque tamisée « Ve.t »</i>	81
VIII.1.6	<i>Volume du remblai « V_R »</i>	82
VIII.2	<i>Détermination du devis estimatif et quantitatif</i>	82

Chapitre IX : Gestion, entretien et exploitation du réseau

	<i>Introduction</i> -----	85
<i>IX .2</i>	<i>La connaissance du réseau</i> -----	85
<i>IX .3</i>	<i>Surveillance du réseau d'assainissement</i> -----	85
<i>IX .4</i>	<i>Organisation de l'entretien du réseau</i> -----	86
<i>IX .4. 1</i>	<i>Curage des dépôts</i> -----	86
<i>IX .4. 2</i>	<i>Détection des fuites</i> -----	86
<i>IX .4. 3</i>	<i>Détection des eaux parasites</i> -----	86
<i>IX .4. 4</i>	<i>Entretien des joints</i> -----	86
<i>IX .4. 5</i>	<i>Entretien du réseau non visitables</i> -----	86
<i>IX .4. 6</i>	<i>Travaux spécifiques</i> -----	87
<i>IX .5</i>	<i>Exploitation du réseau</i> -----	88
<i>IX .5.1</i>	<i>Technique d'exploitation du réseau</i> -----	88
<i>IX .6</i>	<i>Réhabilitation du réseau</i> -----	91
<i>IX .6.1</i>	<i>Le fraisage des obstacles</i> -----	91
<i>IX .6.2</i>	<i>L'injection des produits colmatant</i> -----	91
<i>IX .6.3</i>	<i>le tubage intérieur</i> -----	91
<i>IX .6.4</i>	<i>Le gainage intérieur</i> -----	92
<i>IX .6.5</i>	<i>Le chemisage extérieur</i> -----	92
<i>IX .7</i>	<i>Les risques courus par les travailleurs de l'eau usée</i> -----	92
<i>IX .7.1</i>	<i>Risque liés au gaz toxiques</i> -----	92
<i>IX .7.2</i>	<i>Autres risques que courent ces travailleurs</i> -----	92
<i>IX .7.3</i>	<i>Maladies liées à l'eau usée</i> -----	92
<i>IX .8</i>	<i>Gestion informatique du réseau</i> -----	93
<i>IX .9</i>	<i>Recommandations pour la gestion et l'exploitation de notre réseau</i> -----	93
	<i>Conclusion</i> -----	94

Conclusion générale

Références Bibliographiques

Annexes

LISTE DES FIGURES

Chapitre I : Présentation de la zone d'étude

Figure I.1 *Situation géographique de la commune de Ain Soltane* 02

Figure I.2 *Carte de zonage sismique du territoire national* 03

Chapitre II : Etude hydrologique

Figure II.1 *Ajustement de la série pluviométrique à la loi de GUMBEL* 13

Figure II.2 *Ajustement de la série pluviométrique à la loi de Galton* 16

Chapitre III : Calcul de base

Figure III.1 *divers systèmes d'évacuation* 23

Figure III.2 *Schéma perpendiculaire* 24

Figure III.3 *Schéma par déplacement latéral* 24

Figure III.4 *Schéma à Collecteur Transversal ou Oblique* 25

Figure III.5 *Schéma à Collecteur Etagé* 25

Figure III.6 *Schéma type radial* 25

Chapitre IV : Evaluation des débits à évacué

Figure IV.1 *Découpage d'un bassin en secteur* 36

Chapitre VI : Diagnostic Du Système D'évacuation existant

Figure VI.1 *Etat du Rejet du collecteur (1.0.0) dans l'Oued* 50

Figure VI.2 *Partie reprise du collecteur (1.0.0)* 51

Figure VI.3 *exemple de boite de branchement réalisée sur la conduite* 54

Figure VI.4 *Regard de visite à sec et sans aucun branchement* 55

Figure VI.5 *Regard de visite à sec et sans aucun branchement* 55

Figure VI.6 *Regard remplie d'eau stagnante avec ferrailage apparent* 55

Figure VI.7 *Regard à sec et rempli d'objets solides* 56

Figure VI.8 *Regard rempli d'objets solides et avec un matériau non adéquat* 56

Figure VI.9 *Regard remplie d'eau stagnante* 56

Figure VI.10 *Regard de visite à sec et sans aucun branchement* 57

Figure VI.11 *L'eau usée dans le milieu naturel (Oued)* 58

Chapitre VII : Éléments constitues le réseau d'égout

Figure VII.1	Assemblage des tubes PVC	67
Figure VII.2	Principe d'armature d'un tuyau en béton armé	67
Figure VII.4	Point de raccordement avec inclusion	70
Figure VII.5	Branchements et bouches d'égout	72
Figure VII.6	Emplacement des bouches d'égout	72
Figure VII.7	Repérage des pavés	77
Figure VII.8	Aperçu du programme de Vérification de la résistance mécanique	78

LISTE DES TABLEAUX

Chapitre I : Présentation de la zone d'étude		
<i>Tableau I.1</i>	<i>Moyennes mensuelles des vitesses du vent</i>	<i>04</i>
<i>Tableau I.2</i>	<i>Variations des températures mensuelles</i>	<i>04</i>
<i>Tableau I.3</i>	<i>Forages d'AEP de Ain Soltane</i>	<i>05</i>
<i>Tableau I.4</i>	<i>Estimation de la polulation</i>	<i>05</i>
Chapitre II : Etude hydrologique		
<i>Tableau II.1</i>	<i>Identification de la station de AIN SOLTANE</i>	<i>07</i>
<i>Tableau II.2</i>	<i>Précipitations maximales journalières (station de AIN SOLTANE)</i>	<i>08</i>
<i>Tableau II.3</i>	<i>Ajustement de la série pluviométrique à la loi de GUMBEL</i>	<i>12</i>
<i>Tableau II.4</i>	<i>Caractéristiques de l'échantillon</i>	<i>12</i>
<i>Tableau II.5</i>	<i>Ajustement de la série pluviométrique à la loi de Galton</i>	<i>15</i>
Chapitre III : Calcul de base		
<i>Tableau III.1</i>	<i>Estimations du nombre d'habitants</i>	<i>18</i>
<i>Tableau III.2</i>	<i>Avantages et inconvénients des trois systèmes de réseaux</i>	<i>21</i>
<i>Tableau III.3</i>	<i>Coefficients de ruissellement en fonction de la catégorie d'urbanisation</i>	<i>27</i>
<i>Tableau III.4</i>	<i>Coefficient de ruissellement en fonction de surface drainée</i>	<i>27</i>
<i>Tableau III.5</i>	<i>Coefficient de ruissellement en fonction de la densité de population</i>	<i>28</i>
<i>Tableau III.6</i>	<i>Coefficient de ruissellement en fonction de la zone d'influence</i>	<i>28</i>
<i>Tableau III.7</i>	<i>Coefficient de ruissellement pour chaque sous bassins</i>	<i>28</i>
<i>Tableau III.8</i>	<i>Nombre d'habitants de chaque sous bassin</i>	<i>29</i>
Chapitre IV : Evaluation des débits a évacué		
<i>Tableau IV.1</i>	<i>Evaluation des débits d'eaux usées des équipements</i>	<i>34</i>
<i>Tableau IV.2</i>	<i>Evaluation des débits d'eau usée totaux de chaque sous bassin</i>	<i>35</i>
<i>Tableau IV.3</i>	<i>Evaluation des paramètres équivalents d'un groupement des bassins</i>	<i>40</i>
<i>Tableau IV.4</i>	<i>Evaluation des débits d'eau pluviale</i>	<i>43</i>
<i>Tableau IV.5</i>	<i>Tableau récapitulatif des eaux usées et pluviales</i>	<i>44</i>
Chapitre VI : Diagnostic Du Système D'évacuation existant		
<i>Tableau VI.1</i>	<i>Récapitulation des collecteurs a renouvelé et a conservé</i>	<i>62</i>
<i>Tableau VI.2</i>	<i>Récapitulation des collecteurs a renouvelé et a conservé (suite)</i>	<i>63</i>

Chapitre VII : Éléments constitues le réseau d'égout_____

Tableau VII.1 Récapitulation des Caractéristiques des déversoirs d'orage (type latéral) ____ 76

Chapitre VIII : Estimations économique du projet

Tableau VIII.1 Détermination du devis quantitatif et estimatif du projet_____ 83

LISTE DES ANNEXES

ANNEXE I : Vérification hydraulique du réseau d'assainissement existant.

ANNEXE II : Calculs hydraulique du réseau d'assainissement à l'horizon.

LISTE DES PLANCHES

Planche N°1 : plan de masse avec tracé existant du réseau existant de ville de Ain soltane W.AIN DEFLA.

Planche N°2 : plan de masse avec tracé du réseau projeter de ville de Ain soltane W.AIN DEFLA.

Planche N°3 : Profile en long du collecteur (1.0.0) 1ére tranche.

Planche N°4 : Profile en long du collecteur (1.0.0) 2éme tranche.

Planche N°5 : Profile en long du collecteur (2.0.0) 2éme tranche.

Planche N°6 : Ouvrages annexes.

INTRODUCTION

GÉNÉRALE

INTRODUCTION GENERALE

L'Assainissement des eaux usées est devenu impératif pour les sociétés modernes. En effet, le développement rapide de la population en milieu urbain ainsi que l'évolution du mode de vie entraînent un accroissement rapide des structures urbaines impliquant des besoins en eau importants qui s'accompagnent inévitablement d'une production croissante des rejets polluants. L'abondance et la densité des produits nocifs contenus dans les eaux usées, neutralisent de plus en plus la masse limitée de la ressource globale en eau dans les nappes et les cours d'eau.

Le réseau d'assainissement de la ville de Ain Soltane est en mauvais état, les risques de pollution du milieu naturel par les rejets anarchiques ainsi que les nappes souterraines sont très grands.

A cet effet, le but de notre étude réside sur le diagnostic du réseau d'évacuation afin de déceler des dysfonctionnements entraînant des débordements pouvant causer des désagréments à la population et des problèmes de pollution de l'environnement .

Le diagnostic du réseau d'assainissement de la ville de Ain Soltane nous mènera à donner plusieurs recommandations pour assurer à l'avenir un meilleur fonctionnement de ce dernier.

CHAPITRE I :

Présentation de la zone d'étude

CHPITRE I : PRESENTATION DE LA ZONE D'ETUDE

Introduction :

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

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

- les données naturelles du site ;
- les données relatives à l'agglomération ;
- les données relatives au développement futur de l'agglomération,
- les données propres à l'assainissement ;

Donc la présentation de l'agglomération est une phase importante pour procéder à l'élaboration de l'étude du diagnostic et de la réhabilitation du réseau d'assainissement de la ville de Ain Soltane.

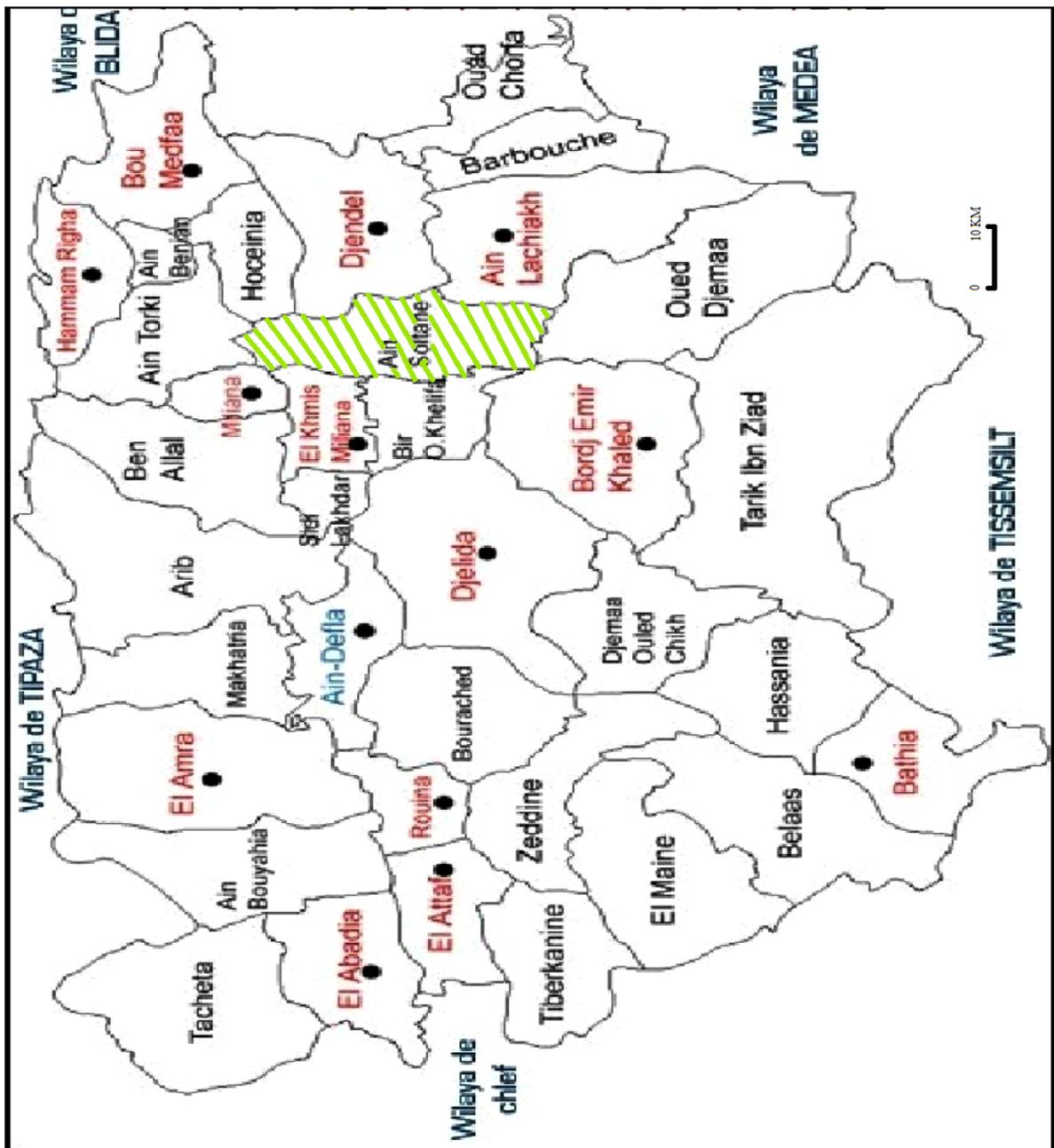
I.1 Situation géographique :

L'agglomération du chef lieu de Ain Soltane se situe dans la vallée d'Oued Cheliff dans la wilaya de Ain Defla,

La ville de Ain Soltane est issue du découpage administratif de 1984 et donc a été comptée parmi les territoires de la commune de Khemis Miliana.

Située à (40) kilomètres environ du côté sud Est du chef lieu de Ain Defla, elle est limitée par (Fig. I.1) :

- La commune de Ain Torki et Hoceinia au Nord.
- La commune Oued Djemaa et Bordj Emir Khaled au Sud.
- La commune Djendel et Ain Lachiakh à l'Est.
- La commune de Khemis Miliana et Bir O. Khellifa à l'Ouest.



(Source de la carte :DREW.AIN DEFLA)

Figure I.1 : Situation géographique de la commune de Ain Soltane

I.2 Données naturelles du site :

I.2.1 Topographie :

Vu que l'évacuation des eaux usées et même celle des eaux pluviales se fait généralement par gravité, il sera donc impératif de connaître la topographie de la région à étudier.

La ville de Ain Soltane est caractérisée par un relief accidenté, avec des altitudes Variant de (410 à 490 m NGA) favorisant ainsi l'écoulement cité précédemment.

Tableau I.1 : moyennes mensuelles des vitesses du vent

Mois	Sept	Oct	Nov	Déc	Janv	Fév	Mars	Avril	Mai	Juin	Juil	Aout
V(m/s)	1.9	1.8	1.9	1.9	1.6	1.1	2	2.3	2.4	2.5	3.2	2.2

Source : ONM (10 années d'observation).

Une analyse des valeurs moyennes observées montre une stabilité de la vitesse des vents tout au long de l'année.

I.3.2 Les températures :

Les plaines du Cheliff ont un climat spécial de type Continental malgré la proximité de la mer. C'est un climat marqué par des étés chauds et secs, aux hivers assez froids, tempérés et pluvieux, un printemps assez long et un automne très bref.

Les résultats des mesures élaborés sont donnés sur le tableau(I.2),

Tableau I.2 : Variations des températures mensuelles (°c)

Mois	Sept	Oct	Nov	Déc	Janv	Fév	Mars	Avril	Mai	Juin	Juil	Aout
Tmin(°C)	17.9	13.8	9.1	7	5.1	6.4	7.1	9.6	12.7	17.3	20.5	20
Tmoy(°C)	24.6	19.4	14	11.2	9.8	11.1	13	15.6	18.9	24.6	28.6	29
Tmax(°C)	32.4	26.2	20.1	16.5	15.7	17	19.6	22.2	25.7	32.2	37.2	38

Source d'information : ONM (10années d'observation).

I.3.3 La pluviométrie :

La pluviométrie est d'un régime variable et irrégulier suivant les mois et les années, sachant que les pluies moyennes annuelles sont de l'ordre de (430) mm dans la région du haut Cheliff.

Après l'analyse des données pluviométriques, on remarque la plus grande partie des précipitations étant concentrées sur la période comprise entre le mois de septembre et celui de mai.

Les pluies en Juin, Juillet et Août sont pratiquement négligeables.

I.4 Situation hydraulique :

I.4.1 Alimentation en eau potable :

La ville de Ain Soltane est alimentée à partir des eaux souterraines et actuellement par un seul forage F1, qui alimente par refoulement un réservoir ayant une capacité de (400 m³) (Réservoir El AGUEUR) à l'aide d'une conduite d'adduction de diamètre (250) mm et d'une longueur de plus de (2022 ml). Ce réservoir étant semi enterré se trouvant à l'est de la ville de Ain Soltane à côté d'oued EL AGUEUR.

Les caractéristiques du forage F1 sont mentionnées dans le tableau (I.3),

Tableau I.3: Forages d'AEP de Ain Soltane.

N° des forages	Prof (m)	ND (m)	NS (m)	Débit exploité (l/s)	Année de réalisation
F ₁	220	80	52	2.5	1992

Source d'information : D.R.E.W (Ain Defla)

Avec :

ND : le niveau dynamique mesuré depuis le bord supérieur du forage, en période de pompage.

NS : le niveau statique mesuré en période d'arrêt de pompage.

I.4.2 Assainissement :

La ville de Ain Soltane dispose d'un réseau d'assainissement vétuste. Les écoulements des eaux pluviales et usées se font dans la direction Nord – Sud avec (06) points de rejets qui déversent anarchiquement dans le milieu naturel (Oued EL AGUEUR).

I.5 Situation démographique :

La ville de Ain Soltane est d'aspect rural à vocation agricole et ne possède aucune activité industrielle. D'après le cinquième recensement général de la population et l'habitat effectué en (2008), la population a été évaluée comme le montre le tableau (I.4).

Tableau I.4 : Estimation de la population (2008).

	Agglomération en chef lieu	Agglomération secondaire	En Zone Eparse	Population Nomade	Population Totale
Nombre d'habitant (hab.)	8502	5640	1050	50	15 242

Source : O.N.S (2008)

Conclusion :

Dans cette partie, nous avons défini les données nécessaires de la région d'étude du point de vue topographie, géologie, démographie ainsi que la situation hydraulique et une vue générale sur le réseau d'assainissement. Cela va nous aider une bien entamer la phase diagnostic du réseau d'assainissement existant de la ville de Ain Soltane.

CHAPITRE II :

Etude hydrologique

CHAPITRE II : ETUDE HYDROLOGIQUE

Introduction :

Les ouvrages d'assainissement doivent assurer un degré de protection suffisant contre les inondations causées par la pluie. Une protection absolue nécessiterait la construction de réseaux aux dimensions excessives par les dépenses de premier établissement et d'entretien qu'elles impliqueraient; de tels ouvrages seraient en outre d'une exploitation défectueuse parce qu'ils risqueraient de favoriser la formation de dépôts fermentescibles.

Le caractère plus ou moins exceptionnel d'un événement pluvieux (h en millimètres pendant une Durée de t en minutes) s'apprécie par sa fréquence de dépassement « F » ou sa période de retour « T = 1/F ».

L'estimation des débits des eaux pluviales a pour objectif de pouvoir dimensionner le réseau d'assainissement et les ouvrages annexes (déversoir d'orage, bassin de retenue ...) ainsi que les conditions favorables de leur fonctionnement dans le temps.

On entend par averse, une période de forte pluie ininterrompue. L'averse est caractérisée par son intensité, c'est-à-dire par la quantité de pluie ΔH tombé en un temps Δt . [1]

II.1 Choix de la période de retour

La période de retour de suffisance du réseau d'assainissement est le résultat d'un compromis entre le coût de sa construction et celui de son entretien. Elle est généralement prise égale à 10 ans, cette période est prise comme base de calcul. [1]

II.2 Détermination de l'intensité moyenne des précipitations

L'analyse de cette intensité moyenne maximale est très importante dans le dimensionnement des réseaux d'égout.

Lors de l'étude d'une averse, il convient de déterminer les intensités moyennes maximales qui se définissent par le rapport de la hauteur d'eau tombée et la durée Δt .

Soit :

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

Avec : I_m : intensité moyenne en mm/h. [1]

Δh : hauteur de pluie tombée pendant la durée Δt .

Pour le calcul de l'intensité, on doit :

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

II.2.1: Analyse des données pluviométriques et choix de la loi d'ajustement :

II.2.1.1 : Analyse des données statistiques :

Pour l'étude des précipitations en assainissement, nous avons besoin d'une série pluviométrique qui comporte les précipitations maximales journalières pour la période la plus longue possible.

La station de la ville de Ain Soltane est prise comme station de référence, son identification est présentée dans le tableau suivant :

Tableau II.1 : Identification de la station de AIN SOLTANE[2].

Station	Code	X (Km)	Y (Km)	Z (m) NGA	Nombre d'observations	Période d'observations
AIN SOLTANE	011512	4011.56	335.95	285	34	1978 à 2012

Source ANRH (Blida)

L'analyse statistique des données pluviométriques consiste à déterminer les caractéristiques empiriques d'un échantillon d'une série des précipitations maximale journalières, de 34 ans donnée dans le tableau suivant :

Tableau II.2 : Précipitations maximales journalières (station de Ain soltane).

Années d'observation	P max.j
1978-1979	59.4
1979-1980	72.5
1980-1981	40.6
1981-1982	35.2
1982-1983	34.6
1983-1984	44.2
1984-1985	43.4
1985-1986	32.5
1986-1987	26.5
1987-1988	34.6
1988-1989	27.5
1989-1990	26.9
1990-1991	53.2
1991-1992	29.1
1992-1993	24.4
1993-1994	76.8
1994-1995	89.5
1995-1996	25.8
1996-1997	56.3
1997-1998	53.5
1998-1999	28.8
1999-2000	47.3
2000-2001	24.7
2001-2002	19.4
2002-2003	18.5
2003-2004	26
2004-2005	39
2005-2006	32.4
2006-2007	38.8
2007-2008	33
2008-2009	23.4
2009-2010	26.9
2010-2011	30.2
2011-2012	26.9

Source A.N.R.H (BLIDA)

II.2.1.2. Les caractéristiques empiriques de la série pluviométrique :

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

$$\overline{P_{max, j}} = \frac{\sum_{i=1}^n P_{max, j}}{n} = 38,29\text{mm} \dots \dots \dots (II.2)$$

- **L'écart type** « $\sigma_{P_{max, j}}$ » ; Pour n supérieur à 30 ans, on a :

$$\sigma_{P_{max, j}} = \left[\sqrt{\frac{\sum_{i=1}^n (P_{max, j} - \overline{P_{max, j}})^2}{n}} \right] = 16.8\text{mm} \dots \dots \dots (II.3)$$

- **Le coefficient de variation** « CV » :

$$C_V = \frac{\sigma_{P_{max, j}}}{\overline{P_{max, j}}} = 0,439 \dots \dots \dots (II.4)$$

- **Exposant climatique** :

Il est donné par l'A.N.R.H de Blida $b = 0,34$.

II.2.1.3 Choix de la loi d'ajustement :

Les lois d'ajustement sont nombreuses et ne peuvent être appliquées à un échantillon que si les conditions homogénéité - stationnarité sont réunies.

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

Les critères de choix d'une loi sont liés à un ajustement graphique d'abord et ensuite à un test de dispersion. L'allure des points sur du papier à probabilité permet de prime abord d'accepter ou de rejeter la loi (Toute sinuosité, mauvaise courbure ou cassure de pente est considérée comme un mauvais ajustement).[6]

II.2.2 Calcul des paramètres de la loi choisie :

II.2.2.1 Ajustement de la série pluviométrique à la loi de GUMBEL :

La fonction de répartition de la loi de GUMBEL est :

$$F(X) = e^{-e^{-\frac{(x-x_0)}{\alpha}}} \dots \dots \dots (II.5)$$

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

α, x_0 : Coefficients d'ajustement.

x_0 : Paramètre de position (mode).

α : Paramètre d'échelle différent de zéro et positif appelé aussi « gradex » ;

Par changement de variable $y = \frac{x - x_0}{\alpha}$, la loi de GUMBEL s'écrit :

$$F(x) = e^{-e^{-y}} \dots\dots\dots (II.6)$$

L'intervalle de variation de x est ; $x \in]-\infty, +\infty [$.

L'équation présent sous la forme : $x = \left(\frac{1}{\alpha}\right)y + x_0$.

Est l'équation d'une droite qui représente la loi de GUMBEL sur papier à probabilité GUMBEL.

a) Procédure d'ajustement : [6]

- Classement des valeurs par ordre croissant en leur affectant un numéro d'ordre m.
- Calculer la fréquence expérimentale en utilisant la formule de HAZEN qui s'applique pour les lois normales et quasi normales :

$$F(x) = \frac{m - 0.5}{n} \dots\dots\dots (II.7)$$

- Calculer les caractéristiques empiriques de la série (moyenne, écart type ...).
- Calculer la variable de GUMBEL pour chaque valeur observée.

$$y = -\left[Ln(-LnF(x))\right] \dots\dots\dots (II.8)$$

Reporter les valeurs observées sur papier GUMBEL.

- Calculer le coefficient de corrélation entre les valeurs observées et la variable de GUMBEL dont la formule générale est :

$$r = \frac{\sum_{i=1}^n (x_i - \bar{x})(y_i - \bar{y})}{\sqrt{\sum_{i=1}^n (x_i - \bar{x})^2 \sum_{i=1}^n (y_i - \bar{y})^2}} \dots\dots\dots (II.9)$$

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

- Si la corrélation est bonne, Calculer les paramètres d'ajustement de la droite de GUMBEL .la droite de régression ou droite de GUMBEL est :

$$x = \left(\frac{1}{\alpha}\right)y + x_0 \dots\dots\dots (II.10)$$

Les paramètres $\frac{1}{\alpha}$ et de x_0 peuvent être aussi déterminés par la méthode de moindres carrés.

- Tracer la droite de régression sur papier GUMBEL.
- Calculer l'intervalle de confiance.

b) Calcul des paramètres d'ajustement par la loi de GUMBEL :

$$\frac{1}{\alpha} = \frac{\sqrt{6}}{\pi} * \sigma_x = 0.78 * \sigma_x$$

$$\frac{1}{\alpha} = 0,78 \times 16.8 = 13.1; \text{ donc } \frac{1}{\alpha} = 13.1 \text{ mm.}$$

$$\bar{y} = \frac{\sum_{i=1}^{N=34} y_i}{n} = 0,54 \text{ mm}$$

$$x_0 = \bar{x} - \frac{1}{\alpha} \bar{y} \Rightarrow x_0 = 38.29 - 13.1(0,54) = 31.22 \text{ mm}$$

Donc ; la droite de GUMBEL devient :

$$x = 13,1y + 31,22$$

D'où : $P_{\max, p\%} = 13.1y + 31.22$

Le coefficient de corrélation $r = 0.96$.

Remarque

La corrélation est satisfaisante donc à partir du graphe nous tirons la précipitation maximale journalière pour une fréquence au non dépassement de 10%. Le tracé de la droite est représenté sur papier GUMBEL : (Voir graphe N°II-1).

La variable réduite est égale à :

$$y = -Ln(-LnF(90\%)) = 2,25$$

L'intervalle de confiance du quantile :

$$P_{\max, 10\%} \Rightarrow p [48.4 < 60.2 < 72.0] = 95\% \text{ (voir tableau II-4)}$$

c) Résultats de l'ajustement par la loi de GUMBEL :

- GUMBEL (Maximum de vraisemblance)

Nombre d'observations:34

Quantiles :

$q = F(X)$ (probabilité au non dépassement)

$T = 1 / (1-q)$;

Tableau II.3: Ajustement de la série pluviométrique à la loi de GUMBEL.

T (ans)	Q	XT (mm)	Ecart-type	INTERVALLE DE CONFIANCE (95%)
50.0	0.9800	74.4	6.79	61.1 - 87.7
20.0	0.9500	64.1	5.45	53.4 - 74.8
10.0	0.9000	56.1	4.44	47.4 - 64.8
5.0	0.8000	47.8	3.44	41.0 - 54.5

Avec

T : période de retour (T=10ans).

Q : probabilité au non dépassement.

XT : précipitation maximale journalière pour une probabilité P% .

Tableau II.4 : Caractéristiques de l'échantillon.

	Caractéristiques. de l'échantillon
Minimum	18.5mm
Maximum	89.5mm
Moyenne	38.29mm
Ecart-type	16.8mm
Médiane	32.75mm
Coefficient de variation (Cv)	0,439
Coefficient d'asymétrie (Cs)	1,48

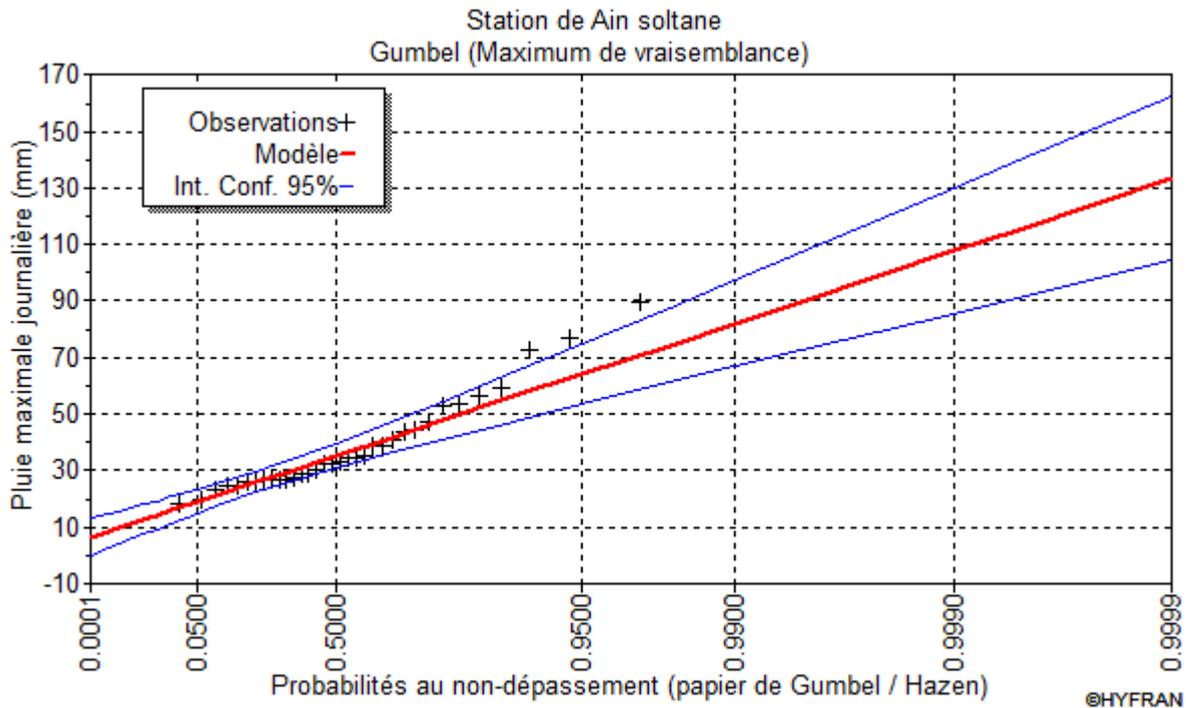


Figure II-1 : Ajustement de la série pluviométrique à la loi de GUMBEL.

II.2.2.2 Ajustement de la série pluviométrique à la loi de Galton : [6]

Une variable aléatoire a une distribution log normale lorsque $y = \ln(x)$ est normale. La loi de Galton résulte de la loi normale mais est rendue dissymétrique par un changement de variables. Sa fonction de répartition est donnée par :

$$F(x) = \frac{1}{\sqrt{2\pi}} \int_{-\infty}^u e^{-\frac{1}{2}u^2} du \dots\dots\dots(II.11)$$

F(x) : Fréquence au non dépassement.

La variable réduite est de la forme :

$$u = \frac{\ln x - \overline{\ln x}}{\sigma_{\ln x}} \dots\dots\dots(II.12)$$

L'équation de la variable réduite présentée sous la forme : $\ln x = \overline{\ln x} + u \cdot \sigma_{\ln x}$

Est l'équation d'une droite sur papier GAUSSO-LOGARITHMIQUE avec en abscisse l'échelle gaussienne et en ordonnée l'échelle logarithmique.

a) Procédure d'ajustement :

- 1- Classement des valeurs par ordre décroissant (fréquence au non dépassement).
- 2- Calcul de la fréquence expérimentale.
- 3- Calcul des caractéristiques empiriques de la série initiale \bar{x} et σ
- 4- Calcul des caractéristiques de la série transformée en logarithme $\overline{\ln x}$ et $\sigma_{\ln x}$.
- 5- Report des valeurs sur papier GAUSSO-LOGARITHMIQUE.
- 6- Détermination de la droite de Galton $\ln x = \overline{\ln x} + u \cdot \sigma_{\ln x}$
- 7- Détermination de la valeur extrême soit graphiquement sur la droite, soit analytiquement par :

$$x_{p\%} = e^{\ln p\%} = e^{\overline{\ln x} + u_{p\%} \cdot \sigma_{\ln x}} \dots\dots\dots(\text{II.13})$$

b) Calcul des paramètres d'ajustement par la loi de Galton :

$$\overline{\ln x} = \frac{\sum \ln x_i}{N} \Rightarrow \overline{\ln x} = 3.58 \text{ mm} ;$$

$$\sigma_{\ln x_i} = 0,386 \text{ mm}$$

L'équation totale devient :

$$\ln x = 3.58 + u * 0,386$$

$$u=1,28 \quad P_{\max,10\%} = 58.1 \text{ mm.}$$

La droite de Galton est représentée sur le graphe (II-2) ;

L'intervalle de confiance du quantile :

$$P_{\max j, 10\%} \Rightarrow p [47.9 < 58.1 < 68.4] = 95\% \quad (\text{voir tableau II-6})$$

c) Résultats de l'ajustement par la loi de Galton :

Log normale (Maximum de vraisemblance) ;

Nombre d'observations: 34.

Quantiles :

$q = F(X)$ (probabilité au non dépassement) ;

$T = 1 / (1 - q)$;

Tableau II.5: Ajustement de la série pluviométrique à la loi de Galton.

T (ans)	Q	XT (mm)	Ecart-type	INTERVALLE DE CONFIANCE (95%)
50.0	0.9800	78.3	9.24	60.2 - 96.4
20.0	0.9500	66.9	6.85	53.4 - 80.3
10.0	0.9000	58.1	5.23	47.9 - 68.4
5.0	0.8000	49.0	3.79	41.6 - 56.5

Avec :

T : période de retour (T=10ans).

Q : probabilité au non dépassement.

XT : précipitation maximale journalière.

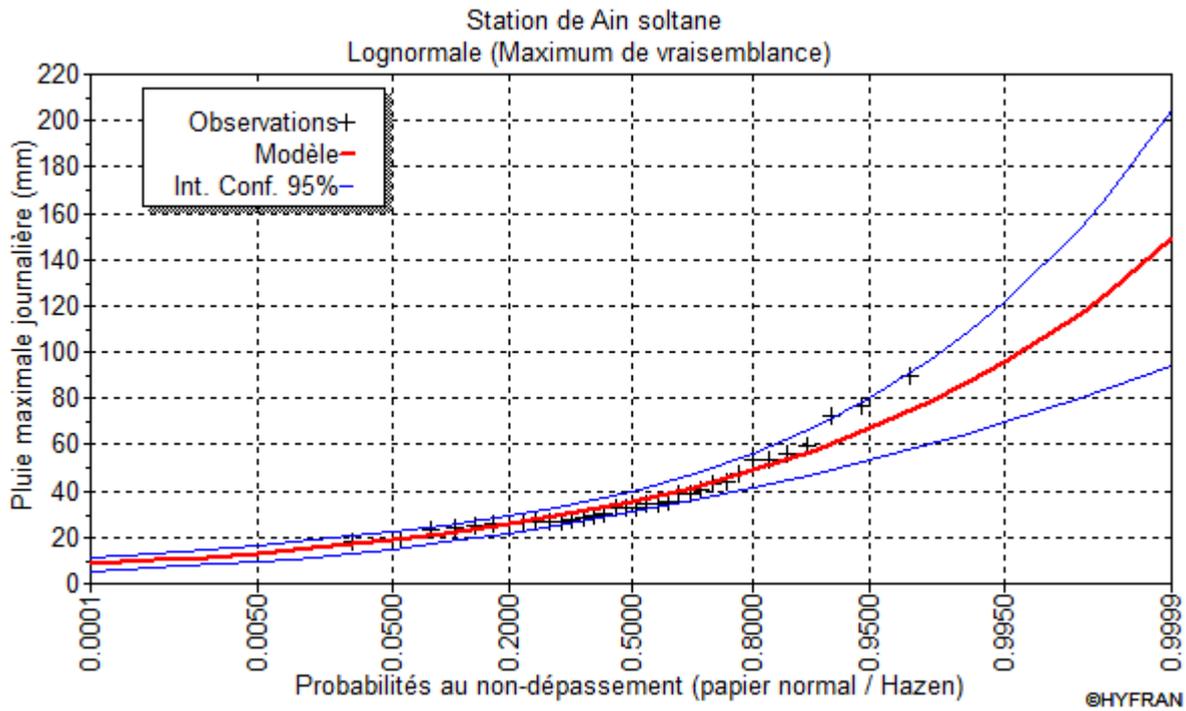


Figure II.2 : Ajustement de la série pluviométrique à la loi de Galton.

II.2.3 Calcul de l'intensité de la pluie de durée de 15 minutes et de période de retour de 10 ans par la formule de MONTANARI :

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

$$I_{t_{15 \text{ min}}, p \%} = I_{24, p \%} \left(\frac{t}{24}\right)^{b-1} \dots\dots\dots(\text{II.14})$$

I_{t15 min,p%} : Intensité moyenne de précipitation pour une durée de 15min d' une averse de fréquence (p%).

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

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

b: exposant climatique de la région (b=0.34),

Nous aurons donc :

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

➤ **D'après la loi de GUMBEL :**

$$I_{15 \text{ min}, 10\%} = \frac{56,1}{24} \left(\frac{0,25}{24} \right)^{0,34-1} = 47,54 \text{ mm / h}$$

$$I_{15 \text{ min}, 10\%} = 47,54 \text{ mm / h}$$

➤ **D'après la loi de GALTON :**

$$I_{15 \text{ min}, 10\%} = \frac{58,1}{24} \left(\frac{0,25}{24} \right)^{0,34-1} = 49,23 \text{ mm / h}$$

$$I_{15 \text{ min}, 10\%} = 49,23 \text{ mm / h}$$

Conclusion :

L'étude hydrologique nous a permis de déterminer l'intensité moyenne des précipitations. Nous observons que les résultats obtenus par les deux lois d'ajustement (loi de GUMBEL et loi de GALTON) soit analytiquement ou graphiquement sont très rapprochés.

Pour le dimensionnement de notre réseau d'assainissement on va prendre la valeur obtenue par la loi de **GALTON** car il le plus adéquate a l'ajustement et on déterminera la valeur de l'intensité pluviale qui est le débit spécifique.

$$I = \frac{49,23 * (10000)}{3600} = 136,75 \text{ l / s / ha}$$

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

CHAPITRE III :

Calcul de base

CHAPITRE III : CALCUL DE BASE

Introduction :

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

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

Au sein de cette phase on fait l'estimation du nombre d'habitants pour un horizon de calcul donné, le choix du système d'assainissement ainsi que le schéma de collecte et d'évacuation des eaux.

III.1 Situation démographique :

L'évolution de la population suit la loi des accroissements finis basée sur un taux d'accroissement moyen annuel $t=3.5\%$. Il est donné par la formule ci-dessous :

$$P_n = P_o(1+t)^n \dots\dots\dots(III.1)$$

Avec : P_n : Population future à estimer (hab).

P_o : Population de l'année de référence (hab).

t : Taux d'accroissement.

n : Nombre d'années entre les deux horizons (ans).

L'évolution de la population selon les différents horizons est estimée comme suit :

Tableau III.1: Estimation du nombre d'habitants ;

Centre	Population 2008 (Hab)	Population 2015 (Hab)	Population 2020 (Hab)	Population 2030 (Hab)	Taux d'accroissement
Chef lieu de AIN SOLTANE	8502	10 817	12847	18 122	3.5%

(Source : DRE W. AIN DEFLA)

III.2 Découpage de l'aire d'étude en sous bassins élémentaires :

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

Le découpage du site en sous bassins élémentaires doit être fait selon :

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

Pour notre projet ; le découpage de la zone à étudier se fait suivant la nature du sol et la densité des habitants. Les routes et les voiries existantes ; les courbes de niveaux, ainsi que les pentes et les contres pentes.

Pour le calcul des débits eaux pluviales du réseau d'assainissement de la ville d'Ain Soltane, le découpage de la ville a été fait en (08) sous bassin suivant les collecteurs principaux d'assainissement. Ce découpage a été faite du nord vers le sud de la ville.

III.3 Systèmes d'évacuation :

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

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

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

- Système unitaire.
 - Système séparatif.
 - Système pseudo séparatif.
- ✓ **Système séparatif :**

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

✓ Système unitaire :

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

✓ Système mixte :

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

✓ Système pseudo séparatif :

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

✓ Système composite :

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

III.4 Choix du système d'évacuation :

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

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

Remarque :

Dans notre travail nous avons opté pour le système unitaire

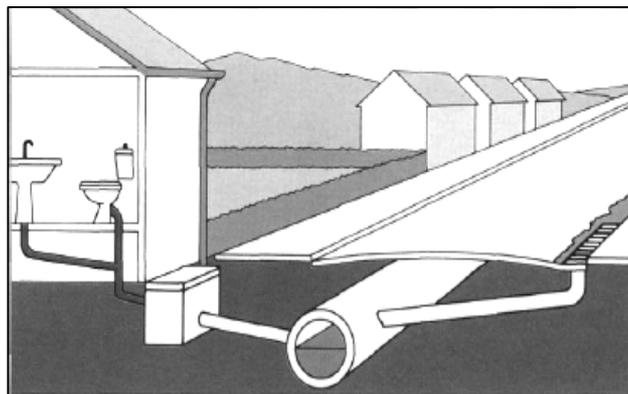
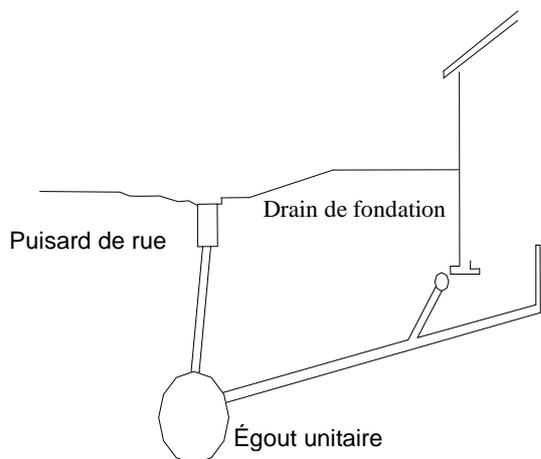
Tableau III.2: Avantages et inconvénients des trois systèmes de réseaux.

Système	Domaine d'utilisation privilégié	Avantages	Inconvénients	Contraintes d'exploitation
Unitaire	<ul style="list-style-type: none"> - milieu récepteur éloigné des points de collecte. - topographie à faible relief. - imperméabilisation importante et topographie accentuée de la commune. - débit d'étiage du cours d'eau récepteur important. 	<ul style="list-style-type: none"> - conception simple : un seul collecteur, un seul branchement par immeuble. - encombrement réduit du sous-sol. - à priori économique (dimensionnement moyen imposé par les seules eaux pluviales). - aspect traditionnel, dans l'évolution historique des cités. - pas de risque d'inversion de branchement. 	<ul style="list-style-type: none"> - débit à la station d'épuration très variable. - lors d'un orage, les eaux usées sont diluées par les eaux pluviales. - apport de sable important à la station d'épuration. - acheminement d'un flot de pollution assez important lors des premières pluies après une période sèche. - rejet direct vers le milieu récepteur du mélange " eaux usées - eaux pluviales " au droit des déversoirs d'orage. 	<ul style="list-style-type: none"> - entretien régulier des déversoirs d'orage et des bassins de stockage. - difficulté d'évaluation des rejets directs vers le milieu récepteur.
Séparatif	<ul style="list-style-type: none"> - petites et moyennes agglomérations. - extension des villes. - faible débit d'étiage du cours d'eau récepteur. 	<ul style="list-style-type: none"> - diminution du diamètre moyen du réseau de collecte des eaux usées. - exploitation plus facile de la station d'épuration. - meilleure préservation de l'environnement des flux polluants domestiques. - certains coûts d'exploitation sont limités (relevage des effluents notamment). 	<ul style="list-style-type: none"> - encombrement important du sous-sol. - coût d'investissement élevé. - risque important d'erreur de branchement. 	<ul style="list-style-type: none"> - Surveillance accrue des branchements. - entretien d'un linéaire important de collecteurs (eaux usées et pluviales). - entretien des ouvrages particuliers (siphons, chasses d'eau, avaloirs). - entretien des postes de relèvement et des chambres à sables.

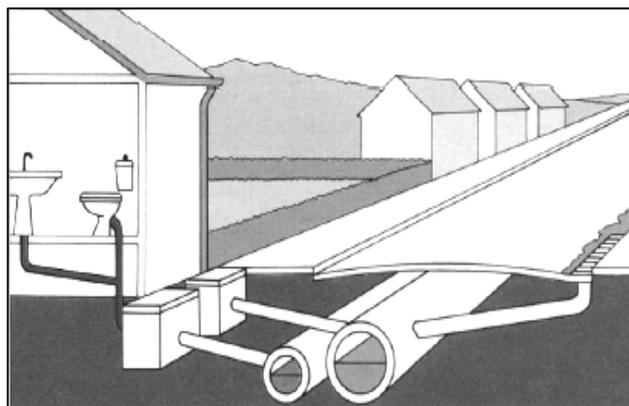
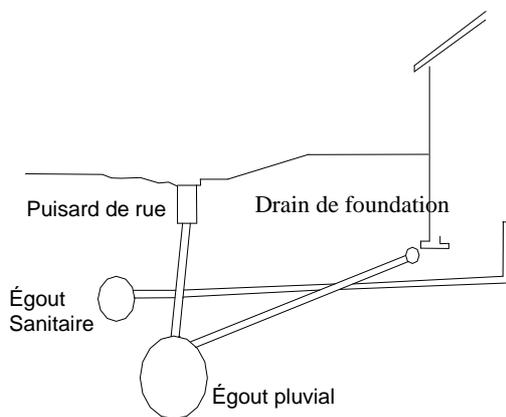
Avantages et inconvénients des trois systèmes de réseaux (la suite du tableau III.2)

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

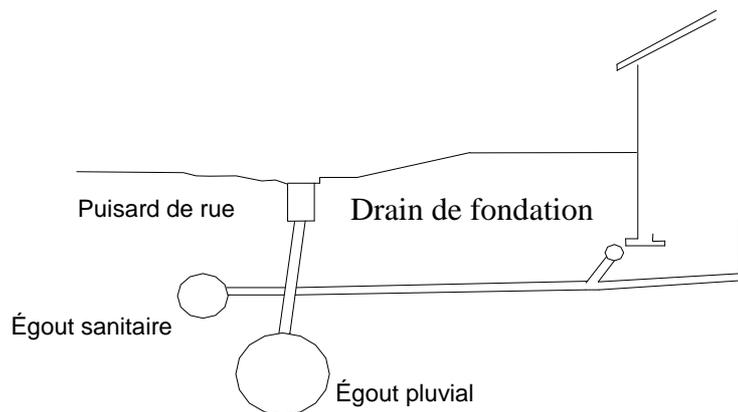
(Source : Office International de l'Eau - Janvier 2000).



Réseau unitaire



Réseau séparatif



Réseau pseudo séparatif

Figure III. 1 : divers systèmes d'évacuation.

III.5 Schémas d'évacuation :

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

III.5.1 Schéma perpendiculaire :

Ce schéma consiste à amener perpendiculairement à la rivière un certain nombre de collecteurs. Il ne permet pas la concentration des eaux vers un point unique d'épuration, il convient lorsque l'épuration n'est pas jugée nécessaire et aussi pour l'évacuation des eaux pluviales en système séparatif.

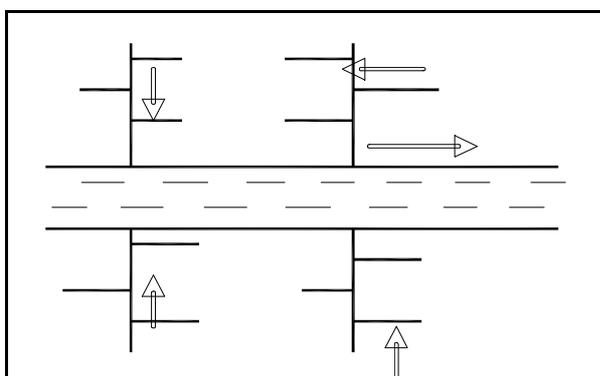


Figure III.2 : Schéma perpendiculaire.

III.5.2 Schéma par déplacement latéral :

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

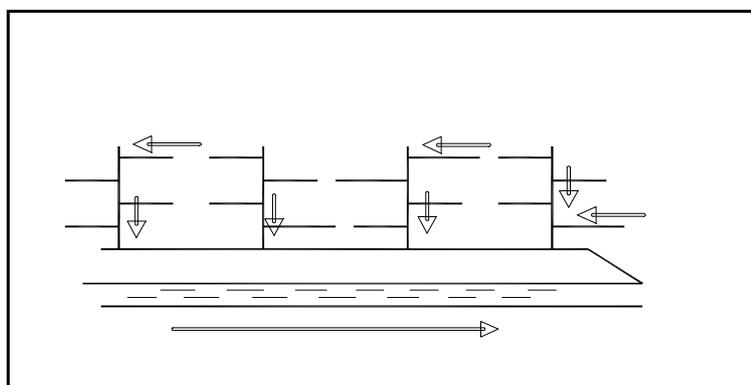


Figure III.3 : Schéma par déplacement latéral.

III.5.3 Schéma à collecteur transversal ou oblique :

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

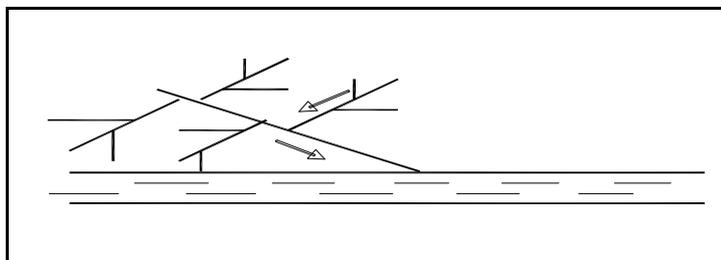


Figure III.4 : Schéma à Collecteur Transversal ou Oblique.

III.5.4 Schéma à collecteur étagé :

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

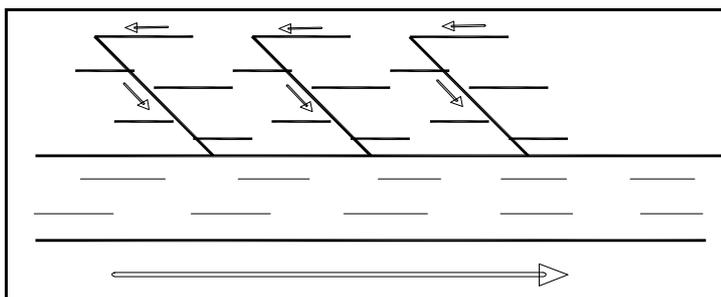


Figure III.5 : Schéma à Collecteur Etagé.

III.5.5 Schéma type radial :

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

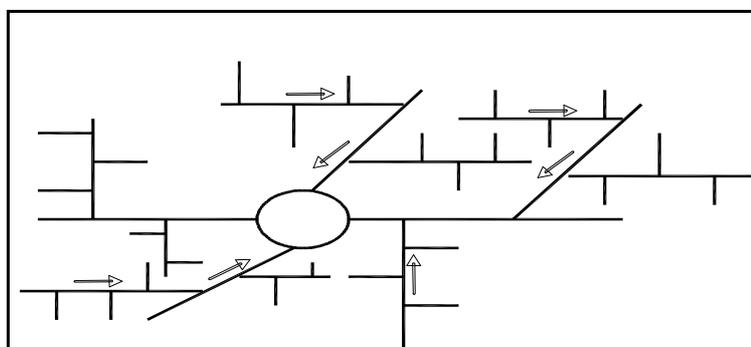


Figure III.6 : schéma type radial.

III.6 Choix du schéma d'évacuation du projet :

Pour notre agglomération, on adoptera le réseau d'eau usée avec schéma à déplacement latéral.

III.7 Choix du coefficient de ruissellement :

Le coefficient de ruissellement « Cr » sera pris égal au taux d'imperméabilisation. Si « A » est la surface totale du bassin versant, « A' » la superficie de surface revêtue

$$C = A' / A \dots\dots\dots(III.2)$$

Ce coefficient a la possibilité de faire varier le débit d'eau pluviale du simple au double, c'est pour cela que lors du découpage des sous bassins il faut que ces derniers soient aussi homogènes que possible, pour minimiser les erreurs commises sur l'évaluation du coefficient de ruissellement.

Il dépend de plusieurs facteurs :

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

On peut dire d'une façon générale, que le coefficient de ruissellement est considéré comme étant le taux d'imperméabilisation du sous bassin.

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

III.7.1 Coefficient de ruissellement pondéré :

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

$$C_{rp} = \frac{\sum A_i * C_{ri}}{A} \dots\dots\dots(III.3)$$

III.7.2 Coefficient de ruissellement en fonction de la catégorie d'urbanisation :

Le coefficient de ruissellement augmente avec l'accroissement de la population car on aura une augmentation de la surface couverte par rapport à celle perméable. Ce qui donne un ruissellement important.

Tableau III.3: Coefficients de ruissellement en fonction de la catégorie d'urbanisation

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

(Source : Bourrier R.1985 Calculs application et perspective des réseaux d'assainissement.)

III.7.3 Coefficient de ruissellement relatif à diverses surfaces :

Tableau III.4 : Coefficient de ruissellement en fonction de surface drainée

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 : Bourrier R.1985 Calculs application et perspective des réseaux d'assainissement.)

III.7.4 Coefficient de ruissellement en fonction de la densité de population :

Le coefficient de ruissellement augmente avec l'accroissement de la population car on aura une augmentation de la surface couverte par rapport à celle qu'est perméable. Ce qui donne un ruissellement important.

Tableau III.5 : Coefficient de ruissellement en fonction de la densité de population.

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

(Source : Bourrier R.1985 Calculs application et perspective des réseaux d'assainissement)

III.7.5 Coefficient de ruissellement en fonction de la zone d'influence

Tableau III.6 : Coefficient de ruissellement en fonction de la zone d'influence.

Zones d'influence	Cr
Surface imperméable	0.90
Pavage à larges joints	0.60
Voirie non goudronnées	0.35
Allées en gravier	0.20
Surfaces boisées	0.05

(Source : Bourrier R.1985 Calculs application et perspective des réseaux d'assainissement)

Remarque :

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

Tableau III.7: Coefficient de ruissellement pour chaque sous bassins

N° de SB	Aire (ha)	Cr
1	66	0.54
2	26.6	0,6
3	2	0,7
4	17	0,65
5	5.4	0,60
6	7	0.55
7	7	0.4
8	20.6	0.4

III.8 Calcul du nombre d'habitants pour chaque sous bassin

A défaut de connaître le nombre exact d'habitants de chaque sous bassins, on suit les étapes suivantes afin de pouvoir estimer ce dernier.

- 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.

III.8.1 Coefficient de ruissellement pondéré:

$$C_{rp} = \frac{\sum A_i * C_{ri}}{A} = \frac{82.12}{151.6} = 0,542 \dots\dots\dots(III.4)$$

$$C_{rp} = 0,542$$

III.8.2 Calcul de la densité partielle :

$$D_i = \frac{C_{ri} \cdot P_t}{C_{rp} \cdot A} \dots\dots\dots (III.5)$$

A=151.6 ha.

P_t : nombre total d'habitants (hab) à l'horizon 2030 = 18 122 hab.

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

$$P_i = D_i \cdot A_i \dots\dots\dots (III.6)$$

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

Tableau III.8 : nombre d'habitants de chaque sous bassin

N° : S-B	Surface A (ha)	Cri	Di	Nbre d'habitant
1	66	0.54	119.08	7859
2	26.6	0.6	132.31	3519
3	2	0,7	154.36	309
4	17	0,65	143.34	2437
5	5.4	0,6	132.31	714
6	7	0.55	121.28	849
7	7	0.4	88.21	617
8	20.6	0.4	88.21	1817
Total :				18122

Conclusion :

Dans ce chapitre, nous avons passé en revue différents systèmes d'évacuation, et décidé du choix du système et du schéma d'évacuation à adopter et répartir les habitants par sous bassin (8 sous bassins) afin de pouvoir faire une évaluation des débits usées et pluviaux afin d'avoir un calcul hydraulique adéquat.

CHAPITRE IV :

Évaluation des débits à évacuer

CHAPITRE IV : EVALUATION DES DEBITS A EVACUER

Introduction :

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

IV.1. Evaluation des débits d'eaux usées :

IV.1.1.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.1.2.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:

IV.1.2.1.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).

IV.1.2.2.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.

IV.1.2.3.Les eaux usées industrielles :

Ces eaux proviennent de diverses usines .Elles contiennent des substances chimiques (acide, basique) et toxiques.

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

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

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

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

IV.1.2.4.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.

IV.1.2.5.Les eaux claires parasites :

C'est 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 considéré comme Eaux Claires Parasites Permanentes (ECP), modifie les propriétés hydrauliques tel 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.

Remarque :

Notre projet ne comporte pas d'industrie ; les eaux usées provenant de l'agglomération sont d'origine domestique et du service public.

IV.1.3.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. (source A.P.C.), et nous considérons que les 80% de l'eau consommée sont rejetée comme eaux usées dans le réseau d'évacuation.

IV.1.3.1.Évaluation du débit moyen journalier :

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

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

Avec:

$Q_{\text{moy},j}$: 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 hab;

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

IV.1.3.2.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 :

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

Avec :

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

$$\begin{cases} K_p = 1.5 + \frac{2.5}{\sqrt{Q_{\text{moy},j}}} & \text{si } Q_{\text{moy},j} \geq 2.8 \text{ l/s} \dots \dots \dots \text{(IV-3)} \\ K_p = 3 & \text{si } Q_{\text{moy},j} < 2.8 \text{ l/s} \end{cases}$$

Tableau IV.1 : Evaluation des débits d'eaux usées des équipements.(source APC).

N° du sous bassin	Equipement	Unité de mesure	Nbre d'effectif	dotation l/j/effectif	Q usé équipt. l/s	Qusé équipement (l/s)
1	Ecole	Elèves	450	10	0.042	0.2
	APC	Employés	20	15	0.003	
	Gendarmerie	agent	20	15	0.003	
	PTT	Employés	5	15	0.001	
	Mosquée	Fidèles	400	10	0.04	
	CEM	Elèves	1200	10	0.111	
4	Ecole	Elèves	450	10	0.042	0.304
	Stade	M ²	1200	20	0.222	
	Mosquée	Fidèles	400	10	0.04	

Tableau IV.2 : Evaluation des débits d'eau usée totaux de chaque sous bassin.

sous bassin N	Nombre d'habitant	Dot (l/j.hab)	Kr	Qmoy,j (l/s)	KP	Qpte, usé (l/s)	Qequip (l/s)	Qinf (l/s/ha)	A (ha)	Qinf (l/s)	Qusé du sous bassin (l/s)	Qcumulé (l/s)
1	7859	150	0.8	10.92	2.257	24.646	0.2	0.15	66	9.9	34.746	34.746
2	3519	150	0.8	4.89	2.631	12.866	0	0.15	26.6	3.99	16.856	51.602
3	309	150	0.8	0.43	3	1.29	0	0.15	2	0.3	1.59	53.192
4	2437	150	0.8	3.39	2.858	9.689	0.304	0.15	17	2.55	12.54	65.732
5	714	150	0.8	0.99	3	2.97	0	0.15	5.4	0.81	3.78	69.512
6	849	150	0.8	1.18	3	3.54	0	0.15	7	1.05	4.59	74.102
7	617	150	0.8	0.86	3	2.5	0	0.15	7	1.05	3.55	77.652
8	1817	150	0.8	2.52	3	7.56	0	0.15	20.6	3.09	10.65	88.302

Signification des colonnes :

Dot : Dotation en eau potable (l/j/hab.) ; **KP :** Coefficient de pointe ;

Kr : Coefficient de rejet ; **Qcumulé :** Débit d'eau usée Cumulé (l/s) ;

Qequip: Débit d'eau usée d'équipement (l/s) ; **Qinf :** Débit d'infiltration (l/s/ha) ou (l/s) ;

Qpte: Débit d'eau usée de pointe (l/s) ; **Qmoy, j :** Débit d'eau usée moyen (l/s) ;

A : Surface du sous bassin (ha) ; **Qdom :** Débit d'eau usée domestique (l/s) ;

IV.2. Evaluation des débits d'eaux pluviales :

Pour l'estimation des eaux pluviales, on fait un découpage de l'aire de l'agglomération en sous bassin, 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.2.1. 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.

De ce point de vue, la méthode rationnelle est une méthode de convergence permettant d'optimiser les résultats.

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 IV.1.

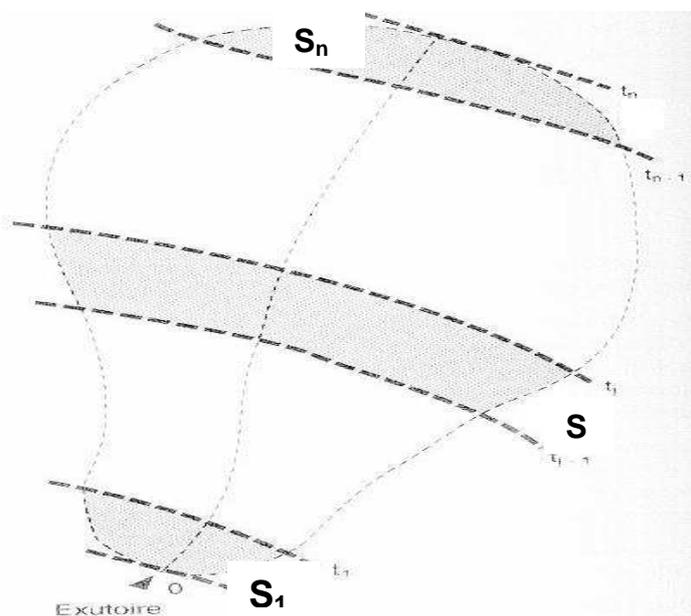


Figure IV.1: découpage d'un bassin en secteur.

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 :

$$Q = C_r \cdot i \cdot S \dots \dots \dots (IV-4)$$

Cependant, si on tient compte que l'intensité n'est pas uniforme (que l'averse à une épaisseur 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'épicentre.

On obtiendra alors la relation :

$$Q = Cr \cdot \alpha \cdot i \cdot S \dots\dots\dots (IV-5)$$

Avec:

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.2.1.1. hypothèses de la méthode :

- Le débit de pointe Q_p est observé à l'exutoire seulement si la durée de l'averse est supérieure au temps de concentration du bassin versant.
- Le débit de pointe à la même période de retour que l'intensité moyenne qui le provoque.
- Le débit de pointe est proportionnel à l'intensité moyenne sur une durée égale au temps de concentration du bassin versant.

IV.2.1.2. Validité de la méthode rationnelle :

Cette méthode est utilisée pour des surfaces limitées (généralement inférieures à 10 ha) le résultat est encore plus fiable du fait de la bonne estimation du coefficient de ruissellement, ainsi elle est applicable pour des zones où le temps de concentration ne dépasse pas 30 minutes. Par contre, elle n'est pas susceptible d'être utilisée que pour les zones étendues, car les calculs deviendraient fastidieux.

IV.2.1.3. 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.

$$T_c = t_1 + t_2 + t_3 \dots\dots\dots (IV-6)$$

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

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

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 :

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

Avec :

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

où :

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

I : Pente moyenne (m/m),

IV.2.2.la méthode superficielle (méthode de Caquot) :

L'expression littérale du débit provenant d'un bassin versant urbanisé pour une fréquence « F » donnée a été établie à partir des travaux de **M. Caquot**. Les études les plus récentes, Confirmées par des vérifications expérimentales, ont permis de fixer la valeur numérique des coefficients de cette expression.

La formule superficielle du débit de fréquence de dépassement « F » Cette formule se présente sous la forme suivante :

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

Dans laquelle les divers paramètres sont des fonctions de **a (F)** et (ou) de **b (F)** qui sont eux-mêmes. Les paramètres de la relation.

$$i(t.F) = a(F)tb(F) \dots \dots \dots \text{(IV-11)}$$

Où **i (t, F)** est l'intensité maximale de la pluie de durée **t**, de fréquence de dépassement **F**, **i** est exprimé en millimètres par minute et t en minutes est compris entre 5 minutes et 120 minutes.

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 :

$$K = \frac{(0.5)^{b(f)} \cdot a(f)}{6.6} \quad \text{(IV-12)}$$

$$v = 0.41 \cdot b(f) \quad \text{(IV-13)}$$

$$u = 1 + 0.287 \cdot b(f) \quad \text{(IV-14)}$$

$$w = 0.95 + 0.507 \cdot b(f) \quad \text{(IV-15)}$$

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

$$I(t, f) = a(f) \cdot t^b(f) \quad \text{(IV-16)}$$

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

Cette formule est valable pour des bassins versants d'allongement moyen « $M=2$ »

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

$$I = \frac{C_{am} - C_{av}}{L} \quad \text{(IV-17)}$$

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

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

L : longueur du collecteur (m) ;

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

$$I_{eq} = \left[\frac{\sum_{i=1}^N L_i}{\sum_{i=1}^N \left(\frac{L_i}{\sqrt{I_i}} \right)} \right]^2 \quad \text{(IV-18)}$$

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 :

$$I_{eq} = \left[\frac{\sum_{i=1}^N I_i Q_i}{\sum_{i=1}^N Q_i} \right] \dots\dots\dots (IV-19)$$

I_i : Pente du tronçon i ;

Q_i : Débit du tronçon i ;

N : Nombre des tronçons.

Tableau IV.3 :Evaluation des paramètres équivalents d'un groupement des bassins.

Paramètres Equivalents	A _{eq}	C _{eq}	I _{eq}	M _{eq}
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	$\sum_{i=1}^N A_i$	$\left[\frac{\sum_{i=1}^N C_i \cdot A_i}{\sum_{i=1}^N A_i} \right]$	$\left[\frac{\sum_{i=1}^N I_i Q_i}{\sum_{i=1}^N Q_i} \right]$	$\left[\frac{L (Q_{pj} \max)}{\sqrt{\sum_{i=1}^N A_i}} \right]$

Remarque

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

$$Q_{(f) \text{ corrigé}} = m Q_{(f) \text{ brute}} \dots\dots\dots (IV-20)$$

Avec :

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

$$m = \left(\frac{M}{2} \right)^{\frac{0.84 \cdot b(f)}{1+0.287 \cdot b(f)}} = \left(\frac{M}{2} \right)^b \quad (IV-21)$$

Avec : **b(t)** :paramètre de la relation(IV-11)

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

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

A : Surface du bassin considéré en (m²).

IV.2.2.1. 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.2.2.2. Validité de la méthode superficielle :

Dans le domaine actuel de vérification de l'ajustement du modèle de M. Caquot, les formules d'expression du débit, quelle que soit la période de retour d'insuffisance choisie, sont valables dans les conditions suivantes :

- une superficie totale < 200 ha
- la pente doit être comprise entre (0.2 < I < 5) %
- le coefficient de ruissellement (0.2 < Cr < 1)
- le coefficient d'allongement (0.8 < M < 2)

IV.3. Choix de la méthode de calcul :

Toutefois selon les conditions aux limites de chacune de ces méthodes, nous choisissons la méthode superficielle pour l'évaluation des débits pluviaux de notre agglomération, car elle est mieux adoptée aux critères de notre site d'étude.

IV.3.1. Pluie maximale journalière :

L'intensité moyenne maximale est déterminée dans le chapitre de l'Etude hydrologique égale à $i=51.01\text{mm/h}$, soit un débit spécifique de $q=141.69\text{ l/s/ha}$.

IV.4 Calcul des débits pluviaux

a) Calcul des coefficients a (f) et b (f).

L'intensité moyenne de pluie peut être représentée approximativement par la formule

$$i(t, f) = a(f) \cdot t^{b(f)} \quad (\text{IV.22})$$

Alors que la formule de MONTANARI s'écrit comme suit :

$$i_{t(f)} = \frac{i_{24(f)}}{60} \cdot \left(\frac{t}{24 \cdot 60} \right)^{b-1} \quad (\text{IV.23})$$

b : exposant climatique $b=0.34$

i : intensité de pluie.

Par analogie entre les deux formules on tire :

$$b(f) = b - 1 = 0.34 - 1 = -0.66 \quad (\text{IV.24})$$

$$a(f) = \frac{P_{24(f)}}{24 \times 60} \cdot \left(\frac{1}{24.60} \right)^{b-1} \quad (\text{IV.25})$$

P24 (f) : pluie maximale journalière (P24 = 60.2 mm/j).

b : exposant climatique b=0.34

$$a(f) = \frac{60.2}{24.60} \left(\frac{1}{24.60} \right)^{-0.66} = 5.08$$

Donc :

$$a(f) = 5.08$$

$$b(f) = -0.66$$

b) Calcul des coefficients d'expressions

$$K = \frac{(0,5)^{b(f)} \cdot a(f)}{6.6} = 1.22 \quad (\text{IV.26})$$

$$v = -0,41b(f) = 0.264$$

$$u = 1 + 0,287 b(f) = 0.811$$

$$w = 0,95 + 0,507 b(f) = 0.615$$

Ce qui nous amène à avoir la formule de MONTANARI sous la forme :

$$Q(f) = K^{\frac{1}{u}} I^{\frac{v}{u}} \cdot C_r^{\frac{1}{u}} \cdot A^{\frac{w}{u}} = 1,28 I^{0.326} \cdot C_r^{1.233} \cdot A^{0.758} \quad m^3 / s$$

Le débit pluvial corrigé est égal :

$$Q(f) \text{ corrigé} = m Q(f) \text{ brute}$$

Avec :

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

$$m = \left(\frac{M}{2} \right)^{\frac{0.84 * b(f)}{1 + 0.287 * b(f)}} = \left(\frac{M}{2} \right)^{-0.684} \quad (\text{IV.27})$$

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau (V.4).

Tableau IV.4: évaluation des débits d'eau pluviale

S -B	Surface (ha)	L(m)	I	C _r	K ^{1.23}	I ^{0.326}	Cr ^{1.233}	A ^{0.758}	Q _{brute} (m ³ /s)	M	m	Q _{coriger} (m ³ /s)
1	66	1506.42	0.045	0.54	1.28	0.3639	0.4678	23.95	5.219	1.85	1.05	5.505
2	26.6	744	0.043	0,6	1.28	0.3585	0.5327	12.02	2.938	1.44	1.25	3.678
3	2	190	0.048	0,7	1.28	0.3716	0.6442	1.69	0.518	1.34	1.32	0.681
4	17	685.32	0.025	0,65	1.28	0.3004	0.5879	8.56	1.935	1.66	1.14	2.198
5	5.4	207.50	0.022	0,60	1.28	0.2882	0.5327	3.59	0.705	0.893	1.74	1.224
6	7	454	0.035	0.55	1.28	0.3353	0.4785	4.37	0.897	1.72	1.11	0.994
7	7	392	0.032	0.4	1.28	0.3256	0.3231	4.37	0.589	1.48	1.23	0.724
8	20.6	590	0.046	0.4	1.28	0.3665	0.3231	9.91	1.502	1.30	1.34	2.017
total	151.6								14.303			17.109

Signification des colonnes :

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

m : Coefficient d'influence.

Q_{coriger} : Débit pluvial corrigé.

C_r : Coefficient de ruissellement pour chaque sous bassin ;

A_i : Surface du sous bassin (ha) ;

Q_{brute} : Débit pluvial brute de chaque sous bassin (m³/s);

IV.5. Procédure d'assemblage :

L'évaluation des débits suivant l'assemblage des bassins (en série ou en parallèle) sont illustrés dans le tableau (IV.5).

Tableau V.5 :Tableau récapitulatif des eaux usées et pluviales.

N° de SB	A(ha)	Q pluvial (m ³ /s)	Q usé (m ³ /s)	Q total (m ³ /s)
1	66	5.505	0.0348	5.540
2	26.6	3.678	0.0169	3.695
3	2	0.681	0.00159	0.683
4	17	2.198	0.0125	2.211
5	5.4	1.224	0.0038	1.228
6	7	0.994	0.0046	0.999
7	7	0.724	0.0036	0.727
8	20.6	2.017	0.0107	2.027

Conclusion :

Dans ce chapitre nous avons calculé les différents débits (eaux pluviales et Eaux usées) pour chaque sous bassins.

D'après les valeurs des débits obtenues, on constate que les débits d'eaux usées ne représentent qu'une faible fraction des débits pluviaux. Par conséquent le choix du système d'assainissement doit être judicieux afin d'assurer l'auto curage dans le cas de débit minimum.

CHAPITRE V :

**Calcul Hydraulique du
réseau**

CHAPITRE V : CALCUL HYDRAULIQUE DU RESEAU D'ASSAINISSEMENT

Introduction :

Une fois que la totalité des débits fut déterminée, on passe au dimensionnement proprement dit des ouvrages tout en respectant certaines normes d'écoulement

Du point de vue sanitaire les réseaux d'assainissement devront assurer :

- L'évacuation rapide des matières fécales hors de l'habitation ;
- Le transport des eaux usées dans des conditions d'hygiène satisfaisantes ;

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

V.1 Conditions d'implantation des réseaux :

L'implantation des réseaux est étudiée en donnant aux canalisations amont des pentes permettant l'auto curage. La pente minimale souhaitable est de $0,005 m/m$.

La profondeur des ouvrages doit permettre le raccordement des immeubles riverains au moyen de branchements. En général, le drainage des caves et sous sols est exclu, dans la mesure où cette position entraînerait un approfondissement excessif du réseau, les effluents éventuels en provenance devraient être relèves vers ce dernier.

Par ailleurs, cette profondeur doit être faite de façon à ce que le recouvrement soit compatible avec le type d'ouvrage envisagé et la nature des charges à supporter.

V.2 Conditions d'écoulement et de dimensionnement :

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.

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

0.6m/s pour le (1/10) du débit de pleine section, et une vitesse de 0.3 m / s pour le (1/100) de ce même débit avec un diamètre minimal de 300 mm.

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

A l'opposé des considérations relatives à l'auto curage, le souci de prévenir la dégradation des joints sur les canalisations circulaires et leur revêtement intérieur, nous conduit à poser des limites supérieures aux pentes admissibles.

Donc, il est déconseillé de dépasser des vitesses de l'ordre de (4à5) m/s à pleine section.

V.3 Mode de calcul

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

- L'écoulement est uniforme à surface libre, le gradient hydraulique de perte de charge est égal à la pente du radier.
- La perte de charge engendrée est une énergie potentielle égale à la différence des côtes du plan d'eau en amont et en aval.

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

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

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

Avec :

Q : Débit (m^3/s).

S : Section mouillée (m^2).

V : Vitesse d'écoulement (m/s).

Cette vitesse se calcule par différentes expressions

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

$$V = K_s * R^{\frac{2}{3}} * \sqrt{I_i} \quad (V.2)$$

Où :

I_i (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.

Et on tire l'expression du débit :

$$Q = K_s S R^{\frac{2}{3}} \sqrt{I_i} \quad (V.3)$$

D'où le diamètre est calculé par la formule :

$$D_{cal} = \left(\frac{3,2036 \cdot Q_t}{K_s \cdot \sqrt{I_i}} \right)^{\frac{3}{8}} \quad (V.4)$$

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

$$Q_{ps} = V_{ps} \cdot \frac{\pi \cdot (D_{nor})^2}{4} \quad (V.5)$$

V.4 Dimensionnement du réseau d'assainissement :

Le dimensionnement de tous les collecteurs et la détermination de leurs paramètres hydrauliques sont résumés dans les tableaux dans l'annexe I ; C'est le dimensionnement du réseau actuel aux débits de long terme 2030 (vérification de la capacité du réseau actuel au débit du long terme)

Le taux de remplissage (rapport entre la hauteur d'écoulement et le diamètre) ne devrait pas dépasser environ les 80 %.

V.5 Interprétations :

Le grand problème qui menace notre réseau c'est qu'il existe plusieurs tronçons qui sont en charge, c'est une chose inadmissible en assainissement, car il y'a le risque de débordement et altération des composante du système d'assainissement et la contamination de l'environnement aussi le développement des maladies et mauvaises odeurs dans les différents quartiers de l'agglomération, et tout ceci va jouer sur le confort des habitants, pour remédier à ce problème on est obligé de redimensionner certain tronçon sinon tout Comme conclusion à ce diagnostic, on va changer toutes les canalisations qui sont en charge et ceux qui endommagé, les regards et aussi on va changer encore le tracé pour drainé le plus de surface possible et lutter contre les contre pentes trouvées dans le réseau existant.

V.6 Présentation de variante du schéma directeur projeté :

Le tracé du réseau d'assainissement devra finalement comprendre un schéma à long terme sans oublier la réservation du terrain à l'implantation des ouvrages.

Pour tracer le réseau il faut suivre le chemin des oueds qui existent et qui permettent de décharger le réseau tout en déversant les eaux pluviales. Il est préférable d'envisager plusieurs variantes si possibles et de choisir la plus avantageuse en tenant compte de plusieurs facteurs (géologie, topographie, économique) ; Après que le diagnostic est fait, à courte terme, notre variante consiste à maintenir le schéma du tracé existant. Néanmoins, certains collecteurs qui se trouvent sous les habitations devront être abandonnés et remplacés par d'autres tracés. Mais pour long terme nous doit obliger de redimensionner à nouveau le réseau d'évacuation. Ainsi éviter les rejets anarchiques vers l'oued EL AGUEUR.

V.7 Dimensionnement du réseau d'assainissement à horizon 2030:

On a vu qui est préférable de garder le même tracé pour des raisons techniques et économique, donc on redimensionne en se basant sur les prévisions de 2030 établies dans le chapitre précédent.

Les résultats de calcul du réseau à l'horizon est mentionnées dans l'annexe II ;

Conclusion :

Dans ce chapitre, nous avons fait les calculs hydrauliques de notre réseau et nous avons projetons 5 déversoirs d'orage pour l'aspect économique sur le réseau réduction du diamètre par le déchargement des débits pluviaux.

Et les diamètres des tronçons sont compris entre 300 et 1400mm.

CHAPITRE VI :

**Diagnostic du système
d'évacuation existant**

CHAPITRE VI : DIAGNOSTIC DU SYSTEME D'EVACUATION EXISTANT

Introduction :

Les réseaux d'assainissement peuvent au bout de quelques années présenter des anomalies susceptibles qui perturbé le fonctionnement du système d'évacuation, de restreindre la pérennité des ouvrages ou de nuire à l'environnement.

L'objectif des études de diagnostic est d'acquérir une bonne connaissance de l'état et du fonctionnement des réseaux, des installations et des ouvrages, en vue de les réhabiliter et de les restructurer afin d'éliminer les rejets et d'améliorer la collecte des eaux usées et pluviales vers un seul rejet.

Ain Soltane est une ville ancienne. De ce fait, elle possède un réseau d'assainissement vétuste qui s'avère insuffisant devant le développement qu'elle a connu en matière d'urbanisme et de mode de vie de ses habitants.

Pour cela un diagnostic du réseau d'assainissement existant de la ville de Ain Soltane s'avère obligatoire.

VI.1 Schema directeur :

Avant d'aborder la question des propositions concernant le futur schéma directeur, nous procédons à une critique générale du schéma actuel.

Cette critique tient comptes des points suivants :

- 1- L'état du réseau
- 2- L'état des ouvrages de réception
- 3- Le rejet
- 4- La capacité d'évacuation du réseau.

VI.2. Description du réseau existant :

VI.2.1.Collecteurs des quartiers Nord (ZEMELLA) :

Les eaux de cette partie de la ville sont véhiculées par le collecteur principal (1.0.0). Le réseau de Zemella est séparatif, vu l'absence total d'avaloir et aussi la non viabilisation de ces ruelles (les eaux pluviales ne sont pas prises en considération).

Une partie de Zemella est assainie par le collecteur principal (2.0.0).

D'après le diagnostic, nous avons constaté plusieurs anomalies sur ce collecteur :

- ces collecteurs ont été réalisés il y'a une dizaine d'années en buse ciment comprimé, qui ne résiste pas bien à la compression surtout dans les parties proches des oueds, plusieurs parties de ce collecteur ont été repris dernièrement.
- Vu la vocation agricole de cette partie de la ville et l'absence de structures de viabilisation (route goudronnée, trottoirs,..), ce collecteur est plusieurs fois envasé durant l'année.
- Les branchements illicites des habitants directement vers le collecteur sans des ouvrages de jonction ont altéré l'état du collecteur.
- Le collecteur traverse en plusieurs parties des terrains privés
- La longueur totale de ce collecteur en diamètre 300 mm est de 147 ml et il ne compte que deux regards et aucun avaloir. Alors qu'on pratique, un regard de visite doit construit chaque (40) mètre linéaire, ce qui nous donne environ (04) regards.
- La longueur totale de ce collecteur de diamètre (400 mm) est de (1440 ml) et il ne compte que (19 regards) et aucun avaloir au lieu de (36 regards) environ.
- On signale aussi que le rejet des eaux du collecteur (1.0.0) se fait à proximité des habitations, ce qui pose un réel problème d'hygiène et de santé publique. Ce rejet n'a pas aussi d'ouvrage.



(Figure VI.1):Etat du Rejet du collecteur (1.0.0) dans l'Oued



(Figure VI.2): Partie reprise du collecteur (1.0.0)

Compte tenu des remarques précédentes, nous gardons le réseau tel qu'il est sous réserve des modifications que le calcul de l'avant projet pourrait imposer. De toute façon, un curage général sera recommandé ainsi que le remplacement des dalles actuelles par des tampons en fonte ou par des dalles en béton armé mais d'un poids inférieur.

VI.2.2. Collecteurs des quartiers du centre ville :

Les eaux de cette partie de la ville sont véhiculées par :

- A) le collecteur principal (3.0.0). qui fonctionne en système séparatif aussi vu l'absence totale d'avaloirs malgré la viabilisation de ces ruelles.
- B) Les quartiers qui se trouvent au Nord du siège de l'APC sont assainis par des collecteurs secondaires du collecteur (1.0.0)

Nous avons constaté les mêmes problèmes des collecteurs de la partie Nord de la ville

- Ses collecteurs ont été réalisés pendant les années (70).
- Ses collecteurs souffrent d'envasement et ça à cause de l'absence totale d'avaloirs.
- Les branchements illicites des habitants directement dans le collecteur sans des ouvrages de jonction ont détérioré l'état du collecteur.
- Le collecteur traverse en plusieurs parties des terrains privés
- On signale le manque des ouvrages de réception (regard de visite) sur ce collecteur.
- La longueur totale de ce collecteur en diamètre (400 mm) est de (1440 ml) et il ne compte que (19 regards) au lieu de (36 regards).

➤ On signale aussi que le rejet des eaux du collecteur (3.0.0) se fait loin des habitations directement dans l'oued. Ce rejet n'a pas aussi d'ouvrage.

VI.2.3. Collecteurs des quartiers sud

Les eaux de cette partie de la ville sont véhiculées par :

- A) le collecteur principal (4.0.0). qui fonctionne en système séparatif aussi vu l'absence totale d'avaloirs. il véhicule les eaux des quartiers EL AGUEUR vers le Sud.
- B) Le collecteur (5.0.0) véhicule une petite partie des quartiers d'EL AGUEUR vers le Sud (Oued EL AGUEUR).
- C) Le quartier des (80 logements) sont véhiculé par le collecteur (6.0.0)

Toujours on constate les mêmes problèmes :

- Ses collecteurs ont été réalisés pendant les années (70).
- Ses collecteurs souffre d'envasement et ça à cause de l'absence total d'avaloir.
- Les branchements illicites des habitants directement vers le collecteur sans des ouvrages de jonction ont détérioré l'état du collecteur.
- Le collecteur traverse en plusieurs parties des terrains privés.
- Nous signalons le manque des ouvrages de réception (regard de visite) sur ce collecteur.
- La longueur totale de ce collecteur en diamètre (400mm) est de (1440 ml) et il ne compte que (19 regards) au lieu de (36 regards).
- Nous signalons aussi que le rejet des eaux du collecteur (3.0.0) se fait loin des habitations directement dans l'oued. Ce rejet n'a pas aussi d'ouvrages.

VI.3. Diagnostic et expertise du réseau :

Les réseaux d'assainissement peuvent au bout de quelques années exposées des anomalies susceptibles de perturber le fonctionnement du système d'évacuation, délimiter la durée de vie des ouvrages ou de nuire à l'environnement.

L'étude d'expertise d'un nouveau réseau recouvre :

- les épreuves d'étanchéité par essai de mise en pression d'eau ou d'air ;
- les inspections télévisuelles (caméra TV autotractée) ou visuelles ;
- la vérification de la conformité des branchements sur les réseaux séparatifs (absence de raccordements d'eaux pluviales sur les collecteurs d'eaux usées, absence de rejets d'effluents pollués dans les collecteurs pluviaux).

Les techniques d'investigations sont :

- tests à la fumée ;
- injection de traceurs colorés.

Mais dans le cadre d'expertise de réseaux anciens (comme dans notre cas), cette étude d'expertise recouvre le diagnostic des désordres physiques.

Le réseau de l'agglomération de chef lieu de Ain soltane, dans son état actuel, présente plusieurs défauts remettant en cause la fiabilité du système de collecte notamment des eaux usées mis en place.

VI.3.1. Les canalisations :

Dans son ensemble, le tracé du réseau dans cette zone est judicieusement choisi : Il est d'une façon générale placé au milieu des chaussées. Il a été ainsi remarqué que les pentes sur l'ensemble des tronçons qui composent le réseau, sont suffisantes et admissibles (Supérieure à 3 pour mille). Mais il existe beaucoup d'anomalies et des dysfonctionnements tel que :

- Dans certains endroits, des constructions et des équipements empiètent sur les canalisations, on remarque Le passage des collecteurs sous un Stade, une école primaire, des habitations...etc. rendant l'accessibilité difficile pour l'entretien et l'exploration.
- Lors de l'exploration de l'état actuel du réseau, il a été constaté le non-respect de l'ordre croissant des diamètres d'amont en aval.
- le problème de la distance importante entre les regards (jusqu'à 111m)
- Encore dans des tronçons, il a été remarqué que la profondeur du fil d'eau de départ est inférieure à celle d'arrivée.
- Le réseau d'assainissement est sous-dimensionné, d'où le débordement des regards et le retour d'eau chez l'habitant est inévitable surtout en période d'averse.
- des branchements sont directement opérés sur les conduites ou avec des boites rudimentaires de branchement réalisées sur les conduites par les usagers.



Figure VI.3. boîte de branchement réalisée sur la conduite

VI.3.2. Les regards :

Le réseau en question comprend 258 regards en béton armé de section carrée et circulaire, couvert avec des tampons en fonte. La profondeur maximale est de 4m et la distance entre les regards arrive jusqu'à 111 m.

Sur l'ensemble des regards qui ont été explorés on a remarqué les problèmes suivants :

- Regards toujours remplis d'eaux usées ;
- Absence de tampons pour certains regards ;
- Avaloires obstrués et bouchés ;
- Regards à sec ;
- Regard à sec et rempli d'objets solides ;
- Regards construits avec un matériau non adéquat(maçonnerie) ;
- Regards avec ferrailage apparent ;
- Des regards sont sous une couche de goudron ce qui rend l'intervention impossible.



Figure VI.4.Regard de visite avec un tampon cassé



Figure VI.5.Regard couvre par une dalle très poids.



Figure VI.6.Regard envasée d'objets solide avec ferrailage apparent



Figure VI.7.Regard à sec et rempli d'objets solides



Figure VI.8.Regard rempli d'objets solides et avec un matériau non adéquat



Figure VI.9.Regard remplie d'eau stagnante



Figure VI.10. Absence totale du couvercle du regard

VI.3.3. Etat des bouches d'égout

La plus part des bouches d'égout sont en mauvaise état, obturées par les boues ou par des déchets solides, cela est dû à l'absence d'entretien et de nettoyage, elles sont dans leurs majorité de type carrées.

VI.3.4. Les rejets :

➤ Les rejets des effluents de la ville :

Comme il été déjà signalé, l'exécutoires des rejets se fait anarchiquement dans les affluents de l'oued EL AGUEURE ,la qualité d'eau déversée ainsi dans le milieu naturel pose des problèmes d'ordre d'hygiène et salubrité. En effet, l'eau usée dans ce point de rejet demeure polluée et chargée. Cela affecte le milieu naturel et l'environnement immédiat notamment par les mauvaises odeurs et les risques de maladies à transmission hydrique.

En dépit de sa protection par une clôture en maçonnerie, l'ouvrage demeure exposé aux visites indésirables, parce que la même clôture n'est pas équipée par un portail de fermeture.



Figure VI.11. L'eau usée dans le milieu naturel (Oued)

VI.4. Solutions proposées :

En fonction des anomalies relevées, des solutions sont proposées. Ces solutions visent à résoudre toutes les difficultés qui entravent le fonctionnement optimal du système de collecte des eaux usées. Les réseaux, dans toutes leurs composantes, pour qu'ils contribuent à améliorer le cadre de vie des populations et à préserver le milieu naturel et environnemental, doivent être fiables et optimaux dans leur fonctionnement.

Pour cela, les réseaux doivent collecter le maximum des eaux usées de la zone de l'étude. Ils doivent également être placés dans des endroits accessibles pour leur assurer facilement entretien et curage périodiques. Les regards doivent être judicieusement placés, particulièrement aux endroits des raccordements à l'égout. Les conduites vétustes soulèvent des problèmes récurrents, leur rénovation est donc nécessaire. L'épuration et le traitement des eaux usées avant leur rejet dans le milieu naturel, est un gage de salubrité et d'hygiène. Enfin, il est primordial d'associer la population utilisatrice en la sensibilisant sur les conséquences néfastes d'introduction de matières incompatibles avec les effluents ou d'objets solides dans les regards, notamment quand ils sont traînés dans le réseau.

Donc on propose les solutions suivantes :

- aménagement d'une traversée de l'oued et une traversée de route;
- Eliminer et remplacer les tronçons que les constructions empiètent, en optant à de nouveaux tracés ;
- Réhabiliter les tronçons où l'ordre croissant d'amont en aval des diamètres n'est pas respecté et ceux dont la profondeur du fil d'eau de départ est inférieure à celle d'arrivée ;
- Remplacer les tronçons sous-dimensionner ;
- construire des regards intermédiaires dans les longs tronçons pour diminuer la distance entre eux.
- Nettoyer et entretenir les regards remplis d'objets solides et placer de nouveaux regards aux endroits où le raccordement à l'égout est opéré directement sur les canalisations ;
- Nettoyer les avaloires et s'il y a lieu rénover leurs conduites de leurs raccordements aux regards de visites ;

VI.5. Vérification du dimensionnement du réseau d'assainissement existant :

Cette vérification a pour but de déterminer de la capacité d'évacuation des collecteurs d'assainissement actuel de la ville de Ain Soltane afin de prévoir un diagnostic hydraulique du système.

VI.5.1. Dimensionnement hydraulique :

Pour le calcul hydraulique, nous vérifions les capacités du réseau actuel aux débits de l'horizon 2030 (le débit max total pour l'année 2030). Voir (annexe I) ;

VI.6.Recommandations :

Après avoir illustré en globalité les inconvénients du schéma directeur actuel, et la vérification du dimensionnement du réseau nous allons proposer des solutions à fin d'améliorer le schéma existant. Parmi ces propositions :

- 1) Le type d'assainissement proposé sera le type unitaire vu son avantage économique.
- 2) Faire des travaux de réfection du réseau actuel comme les rehausse de tous les regards enterrés surtout les regards du centre de la ville, curage du réseau, changement des dalles par d'autre de petites tailles ou des tampons, réfection des regards existant.
- 3) Diminuer le nombre de rejet de six rejets principaux à un seul rejet par la réalisation de collecteurs.
- 4) Reprendre plusieurs collecteurs à travers la ville pour diverses raisons (état du collecteur, insuffisance de la pente, diamètres sous dimensionnés,) soit en suivant le même cheminement ou par nécessité on change le tracé.

Toutes ces projections seront représentées sur le plan du schéma directeur du réseau de la ville.

D'après les résultats de calcul représentés en annexe N°I, nous avons pu établir une récapitulation des collecteurs à conservés et les collecteurs à renouvelés.

Tableau VI.1 : récapitulation des collecteurs a renouvelé et a conservé :

Nom des collecteurs	Collecteur a maintenir	Collecteur a renouvelé	Cause de renouvellement
Coll. 1.0.0		X	Sous dimensionnement – Mauvais état
Coll. 1.1.0	X		
Coll. 1.1.1	X		
Coll. 1.1.2	X		
Coll. 1.1.3	X		
Coll. 1.2.0		X	Sous dimensionnement
Coll. 1.2.1	X		
Coll. 1.3.0		X	Sous dimensionnement
Coll. 1.3.1	X		
Coll. 1.4.0		X	Sous dimensionnement
Coll. 1.4.1	X		
Coll. 1.5.0		X	Sous dimensionnement
Coll. 1.5.1		X	Sous dimensionnement
Coll. 1.5.2	X		
Coll. 1.5.3	X		
Coll. 1.5.4	X		
Coll. 1.5.5	X		
Coll. 1.5.6	X		
Coll. 1.5.6.1	X		
Coll. 1.6.0	X		
Coll. 1.6.1	X		
Coll. 1.6.2	X		
Coll. 1.6.3	X		
Coll. 1.7.0		X	Sous dimensionnement
Coll. 1.7.1	X		
Coll. 1.7.2	X		
Coll. 1.7.2.1	X		
Coll. 1.7.3	X		
Coll. 1.8.0	X		
Coll. 1.8.1	X		
Coll. 1.8.2	X		
Coll. 1.8.3	X		
Coll. 1.9.0	X		
Coll. 1.9.1	X		

Tableau VI.2 : récapitulation des collecteurs a renouvelé et a conservé (suite)

Nom des collecteurs	Collecteur a maintenir	Collecteur a renouvelé	Cause de renouvellement
Coll. 1.10.0		X	Sous dimensionnement – Mauvais
Coll. 1.10.1	X		
Coll. 1.11.0		X	Sous dimensionnement
Coll. 1.11.1	X		
Coll. 1.11.2	X		
Coll. 1.11.3	X		
Coll. 1.11.4	X		
Coll. 1.11.5	X		
Coll. 1.12.0	X		
Coll. 1.13.0		X	Sous dimensionnement
Coll. 1.14.0	X		
Coll. 2.0.0	X		
Coll. 3.0.0	X		
Coll. 3.1.0		X	Mauvais état
Coll. 3.2.0		X	Mauvais état
Coll. 3.2.1		X	Mauvais état
Coll. 3.2.2		X	Mauvais état
Coll. 3.3.0		X	Mauvais état
Coll. 3.3.1		X	Mauvais état
Coll. 3.3.2		X	Mauvais état
Coll. 3.4.0		X	Mauvais état
Coll. 3.5.0		X	Mauvais état
Coll. 3.5.1	X		
Coll. 3.5.2	X		
Coll. 3.5.2.1	X		
Coll. 3.5.3	X		
Coll. 3.5.3.1	X		
Coll. 3.5.4	X		
Coll. 3.6.0	X		
Coll. 4.0.0	X		
Coll. 5.0.0	X		
Coll. 6.0.0		X	Sous dimensionnement
Coll. 6.1.0		X	Sous dimensionnement
Coll. 6.1.1		X	Sous dimensionnement
Coll. 6.2.0		X	Sous dimensionnement

Conclusion :

Ce chapitre, consacré au diagnostic du réseau d'assainissement et des rejets d'eaux usées dans la nature, il nous a permis de connaître l'état et le fonctionnement du réseau et des ouvrages qui le constitue, de manière à mettre en évidence leurs dysfonctionnements.

Enfin à l'issue de ce diagnostic, différentes solutions ont été proposées.



CHAPITRE VII :
Éléments constitutifs du
réseau d'égout

CHAPITRE VII : LES ELEMENTS CONSTITUTIFS DU RESEAU D'EGOUT**Généralités :**

Les ouvrages utilisés au niveau du réseau d'assainissement devras assurent :

- Une évaluation correcte, rapide et sans stagnation des eaux de pluies.
- Le transport des eaux usées, susceptibles de provoquer des pétrifications (oueds), dans des conditions d'hygiènes favorables.

On distingue :

- ouvrages principaux
- ouvrages annexes

VII .1 : Les ouvrages principaux :

Correspondants aux ouvrages d'évacuation des effluents vers le point de rejet, ou vers la STEP. Ils comprennent les conduites, joints et ouvrage visitable.

VII. 1. 1 : Canalisations :

Les canalisations constituant les collecteurs principaux et secondaires sont de sections circulaires, désigner par leur diamètre normalisé intérieur exprimé en millimètres, les conduites ovoïde sont désignées par leur hauteur intérieur, dite normale exprimée en centimètre.

Du point de vue matériau, on distingue plusieurs types :

- Conduites en fonte
- Conduites en amiante ciment
- Conduites en béton armé et conduites en P.V.C ;

A / Conduites en fonte :

Ce type de conduite est rarement utilisée en assainissement sauf pour des cas spéciaux tels que :

- les cas de refoulement
- traversée des oueds par conduites siphon

B / Conduite en amiante ciment :

L'amiante ciment est constitué d'amiante et de ciment, le ciment utilisé est du ciment portland normal ou bien du ciment portland de fer, pour donner au matériau des propriétés spécifiques, ce genre de tuyau se fabriquent en deux types selon le mode d'assemblage :

- tuyau avec emboîtement
- tuyau sans emboîtement avec deux bouts lisse.

Les diamètres utilisés variant entre 80 mm et 500 mm pour les longueurs de 0.5m à 5 m Selon le diamètre.

L'assemblage de cette conduite se fait par un joint roulant pour des tuyaux avec un emboîtement de diamètre variant entre 100 et 600 mm, il se fait aussi par un joint glissant pour des tuyaux sans emboîtement de diamètre variant entre 700 et 800 mm.

Ces conduites résistent bien à la corrosion électrochimique, mais l'inconvénient réside dans leurs non disponibilités sur le marché pour des diamètres importants.

C / Conduite en grés :

Ce type de tuyau est obtenu par un mélange d'argile contenant de la silice, l'alumine et des fondants du sable. Il possède des avantages d'être très imperméable et inattaquable par les agents chimiques sauf l'acide fluorhydrique.

L'inconvénient c'est qu'il résiste mal aux tassements.

L'assemblage se fait par :

- Joint au mortier de ciment
- Joint avec corde goudronnée et mortier de ciment
- Joint à doubles anneaux

D / Conduite en matières plastique :

Les matières plastiques sont classées en deux catégories principales :

- les conduites en matières thermodurcissables
- les conduites en matières thermoplastiques

Elles présentent les caractéristiques suivantes :

- ✓ Résistances aux chocs
- ✓ Résistances au gel
- ✓ Résistances à l'attaque des agents chimiques
- ✓ Adaptation à la déformation
- ✓ Facilité de pose et de transport

L'assemblage de ces types des tuyaux se fait par collage, soit par bagues d'étanchéité.

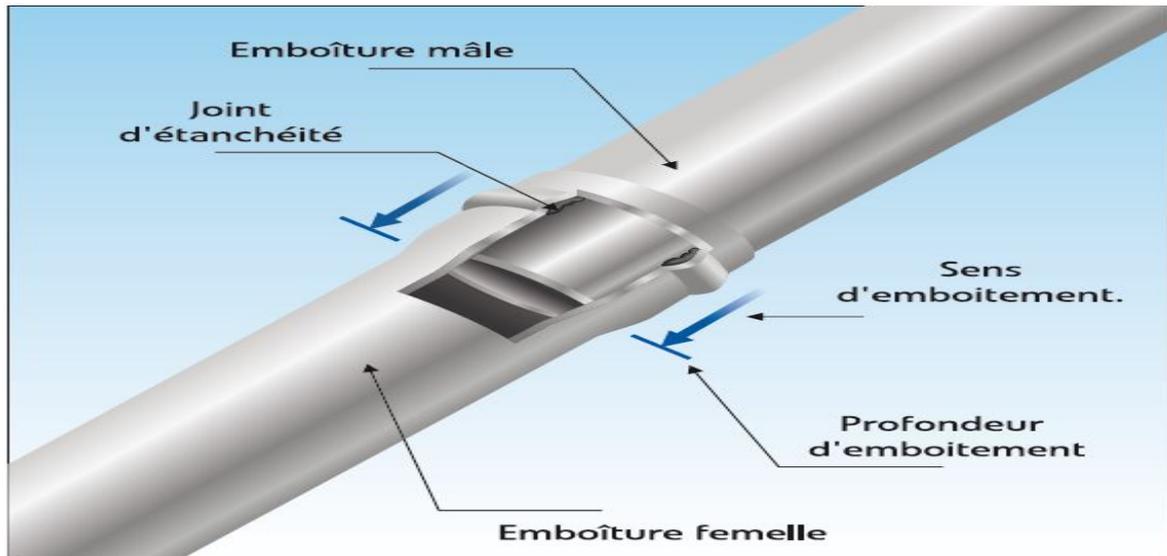


Figure (VII.1).Assemblage des tubes PVC.

E / Conduite en béton armé :

Une conduite en béton est dite armée si elle contient en plus du béton deux séries d'armatures, génératrice et des cercles soudés à écartement maximal de 15 cm, ou bien disposées en hélices à pas de 15 cm au maximum.

Ce sont les plus utilisées en pratique.

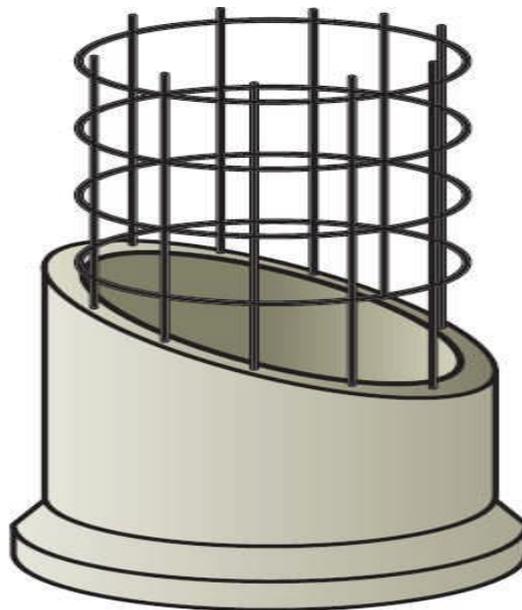


Figure (VII.2).Principe d'armature d'un tuyau en béton armé.

E. 1 / Fabrication :

Les tuyaux en béton sont fabriqués selon les procédés suivantes :

✓ **vibration :**

Les conduites obtenues par vibration sont en béton armé, leurs diamètres sont compris entre 200 et 1200 mm

✓ **captage :**

En générale, ces procédés ne sont utilisés que pour des tuyaux ayant de longueurs inférieures à 4 m, avec des diamètres variés entre 100 et 1200 mm.

✓ **centrifugation :**

Les tuyaux centrifugés sont armés, ils sont obtenus par collage de béton dans un moule à vitesse variable.

E. 2 / classification :

Les tuyaux en béton sont classés selon trois critères à savoir :

- leur utilisation : tuyaux circulaires ou ovoïde, pour la réalisation du réseau d'assainissement ou à usage divers (drainage, transfert.....)
- leur nature : tuyaux armés ou non

VII. 1 .2 : Choix de type de conduite :

Le choix de la conduite à utiliser doit être fait en tenant compte des données suivantes :

- De la nature du sol traversée
- Du volume des effluents (réseau unitaire) qui véhicule des eaux usées et pluviaux
- Des diamètres utilisés
- Des efforts dus au remblai
- De la nature chimique des eaux usées

Remarque :

Pour notre projet, les conduites utilisées sont en béton armées de profil circulaire qui est adaptées, vu les avantages qu'elles présentent :

- Etanchéité primordiale
- Résistance aux efforts mécanique et aux attaques chimiques
- La disponibilité dans le marché et ayant une large durée de vie

VII .1 .3 .Différents actions supportées par la canalisation :

Du fait que les canalisations sont sujettes à différents actions (extérieures et intérieures), le choix des matériaux de fabrication doit être approprié, ces actions sont :

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

B / Action statique : elles dues aux surcharges des trafics, le remblai, le mouvement de l'eau dans la conduite.

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

Une baisse de PH favorise le développement des bactéries anaérobique qui produisent de l'acide sulfurique (H₂S) très corrosif et néfaste aux conduites.

VII. 1. 4. Moyens de protection de la conduite :

Pour remédier aux effets nuisibles dus aux :

- effet corrosif des sulfures H₂S
- effet corrosif des sables

A / Protection contre les effets corrosifs de H₂S :

Pour protéger les conduites contre les effets corrosifs H₂S on doit :

- Réduire le temps de rétention des eaux dans les conduites
- Addition des réactifs chimique
- Assurer une bonne aération pour réduire la teneur en H₂S
- Elimination régulière des dépôts
- Faire des revêtements intérieurs des conduites par du ciment lumineux ou le ciment sulfaté.

B / Protection contre les effets corrosifs des sables

Les sables et gravillons pénètrent dans le réseau avec les eaux pluviaux des voiries, à travers les bouches d'égouts, pour éviter qu'ils soient véhiculé le long des conduites on devra les maintenir au niveau des bouches d'égouts grâce à des décanteurs, on prévoit aussi un dessableurs à l'amont du réseau.

VII .1. 5. Epreuves sur les canalisations en béton :

Les conduites provenant des usines peuvent être soumise à des essais obligatoires tels que les essais d'étanchéité et d'écrasement.

A / Essai à l'étanchéité :

L'essai d'étanchéité se fait avec de l'eau, avec une pression d'eau de 1 bar maintenu durant 30 minutes, aucun soutènement n'est toléré surtout au niveau des joints.

B / Essai à l'écrasement :

Les conduites doivent être soumises à l'essai d'écrasement avec enregistrement des efforts qui doivent être repartis uniformément sur la génératrice supérieure de la canalisation.

La mise en charge est effectuée jusqu'à rupture par écrasement à une vitesse de 1000 da N / m de la longueur et par minute, cet essai permet de déterminer la charge de rupture par mètre de longueur utile.

VII .2. Les ouvrages annexes :

Les ouvrages annexes sont nécessaires pour l'entretien et exploitation du réseau d'égout.

VII.2.1. Les branchements :

Ce sont des conduites de diamètre inférieur au diamètre de canalisation publique (environ 7 / 10) reliant le réseau verticale d'eau usées et pluvial des immeubles à cette dernière.

Le raccordement du cote égout peut être perpendiculaire en présence de galerie visitable et inclinée en général à 60° sur les canalisations pour ne pas perturber l'écoulement, le tracé de la conduite de branchement doit avoir une pente d'environ 3 % pour favoriser un écoulement avec rinçage interne la conduite.

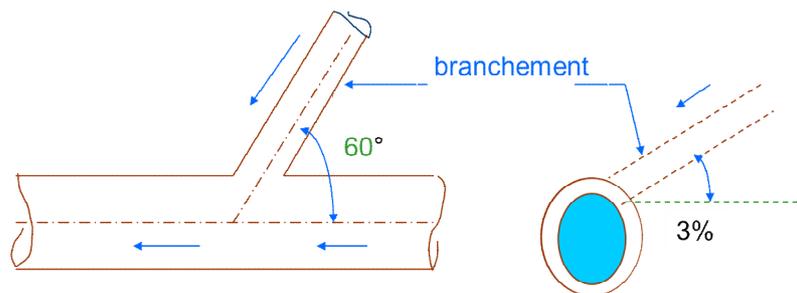


Figure (VII.4) : point de raccordement avec inclusion

VII .2.2. Les caniveaux :

Ils sont destinés à véhiculer jusqu'à des bouches d'égout les eaux de ruissellement de voiries, chaussées et parkings, ou évacuer les eaux pluviales directement dans le milieu naturel. Ils sont constitués par une bordure et une surface pavée ou une dalle préfabriquée.

VII. 2.3. Les regards :

Les regards sont les ouvrages d'accès au réseau, qui permettront au personnel d'assurer l'entretien et la surveillance, ils assurent aussi l'aération des canaux, un débordement et un nettoyage des ouvrages.

VII. 2.3.1. Espacement et emplacement des regards :

Selon la topographie du site et la nature des ouvrages, la distance entre deux regards successifs varie comme suit :

- Dans les terrains plats, l'espacement entre deux regards arrive jusqu'à 80 m.
- Pour les ouvrages visitables (grands diamètres) on peut laisser une distance de l'ordre de 200 à 300 m.
- Pour les canalisations non visitables en terrains à pente régulière, elle varie de 50 à 80 m.

Un regard doit être installé sur les canalisations :

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

VII. 2.4 : Les bouches d'égout :

Les bouches d'égout servent à l'introduction dans un égout des eaux de pluie et lavage des chaussées, et permettent une meilleure aération du réseau.

Les bouches d'égout peuvent être classées selon deux chiffres :

- Le mode du recueil des eaux, bouche d'accès latéral et bouche à accès sur le dessus.
- Le mode de retenue des déchets solides c'est-à-dire avec un ou sans décantation.

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

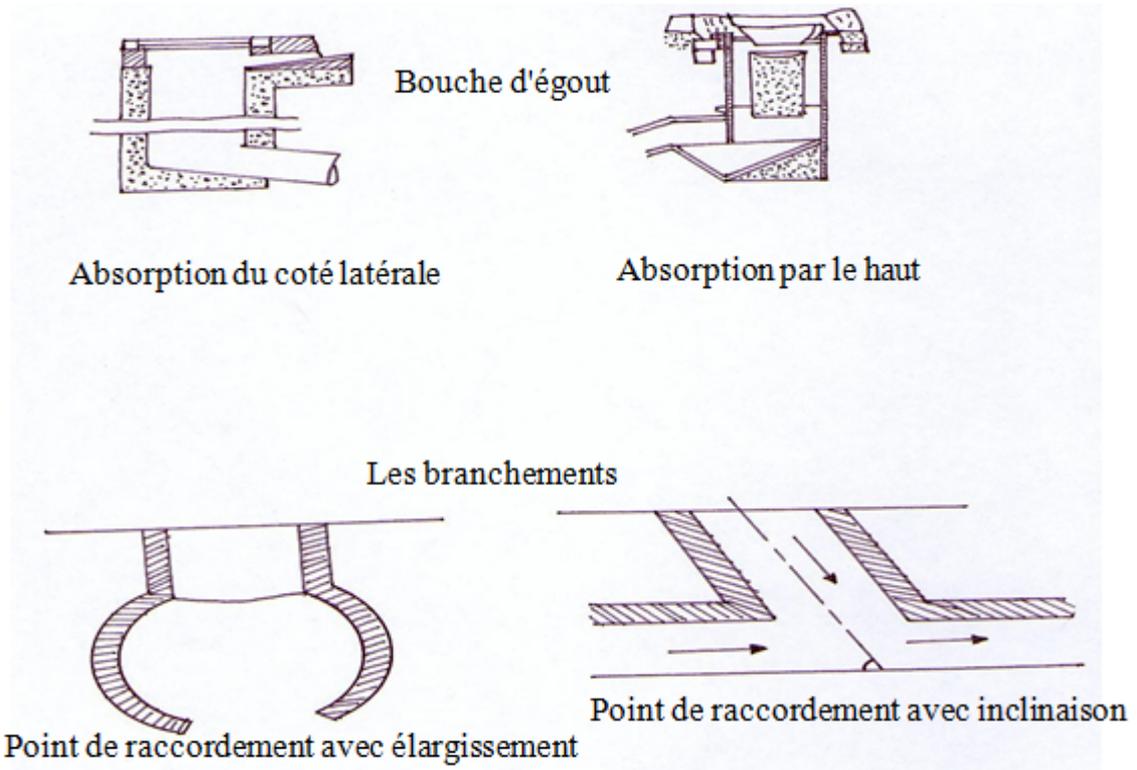


Figure (VII.5) : Branchements et bouches d'égout.

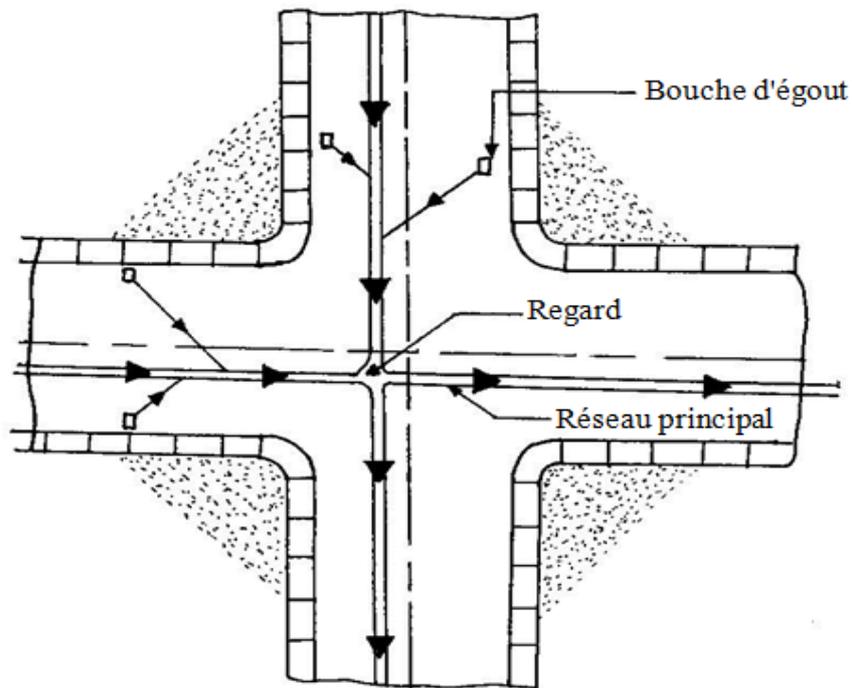


Figure (VII.6) : Emplacement des bouches d'égout.

VII.2.5. Dessableurs :

En principe, les sables devraient être retenus par les bouches avec décantation, il pourra néanmoins être nécessaire de disposer des dessableurs sur le réseau, en particulier les collecteurs secondaires avant leur raccordement au collecteur général (principal).

VII .2 .6. Les siphons :

Les siphons sont des ouvrages destinés au franchissement d'obstacle, ils s'intègrent parfaitement sur le réseau des lors que des circonstances particulières s'opposent à la réalisation des conditions normales des écoulements (cours d'eau, voie ferrée.....).

VII .2.7. Déversoir d'orage :

En hydraulique urbaine, un déversoir est un dispositif dont la fonction réelle est d'évacuer par les voies les plus directes, les pointes exceptionnelles des débits d'orage vers le milieu récepteur. Par conséquent, un déversoir est un ouvrage destiné à décharger le réseau d'une certaine quantité d'eaux pluviales de manière à réagir sur l'économie d'un projet en réduction du réseau aval.

Les déversoirs sont appelés à jouer un rôle essentiel notamment dans la conception des réseaux en système unitaire.

Leur rôle est de limiter les diamètres des différents ouvrages qui se trouvent à l'aval des réseaux. (Homogénéiser le fonctionnement des réseaux).

VII. 2.7.1 .Les types des déversoirs :

Les déversoirs les plus couramment utilisés selon la topographie du site sont :

- déversoir à seuil latéral.
- déversoir à seuil frontal
- déversoir à Ouverture de fond.
- déversoir Automatique.
- déversoir By-pass.

Remarque :

Dans notre étude nous avons projeté (05) déversoirs d'orage pour la décharge des eaux pluviales excédentaires afin de diminuer les dimensions des diamètres du collecteur aval projeté dont (03) D.O. va être installé dans le collecteur (1.0.0) et les (02) autres vont être installés dans le collecteur (2.0.0) tous les (05) déversoirs sont de type latéral à cause de son meilleur fonctionnement dans le déchargement des eaux pluviales et le réglage du débit aval.

VII. 2.7.2 : Dimensionnement des déversoirs d'orage :

Pour notre cas nous optons pour la cinquième dilution, c'est à dire, une partie d'eau usée domestique et quatre parties d'eau pluviale sera continuera vers l'aval jusqu'à l'exutoire. Le débit excédentaire sera rejeté vers l'oued par des conduites et par la suite l'ouvrage de rejet vers l'oued qui est au voisinage du collecteur principal.

Mode de calcul :**Calcul des paramètres de dimensionnement des 03 déversoirs sur la collecteur (1.0.0) :**

Pour le calcul des déversoirs d'orage à seuil latérale et conduite aval libre.

On doit adopter :

- Le débit total de dimensionnement qui est égal à la somme des débits en temps sec (Q_{EU}) et du débit pluvial (Q_{PL}) .

$$Q_T = Q_{PL} + Q_{EU}$$

- Débit de pointe transité vers le collecteur principale qui transporte les eaux vers la conduite aval :

$$Q_{c\text{ aval}} = 5 \cdot Q_{EU} \text{ (on prend la dilution Cinque fois le débit de temps sec) ;}$$

- Le débit rejeté vers l'Oued:

$$Q_R = Q_T - Q_{c\text{ aval}}$$

- On détermine la valeur de la lame déversée (Hd)

La hauteur (Hseuil) et la longueur (L) du seuil déversant.

Pour le déversoir D.O. N°1 :

Les données de base sont les suivantes :

- Diamètre d'entrée : $D_e = 1400 \text{ mm}$.
- Débit total à l'entrée : $Q_t = 4152.39 \text{ l/s}$.
- Débit pluvial : $Q_{\text{pluvial}} = 4138.77 \text{ l/s}$.
- Débit de temps sec : $Q_{eu} = 13.62 \text{ l/s}$.
- Débit à pleine section : $Q_{ps} = 4507.10 \text{ l/s}$.
- Débit de pointe continuer vers le collecteur aval :

$$Q_{c\text{ aval}} = 5 Q_{EU} = 68.10 \text{ l/s}$$

- Débit rejeté (déversé) vers l'oued: $Q_d = 4084.29 \text{ l/s}$.
- Hauteur d'eau à l'entrée : $H_e = 1064 \text{ mm}$.car $R_q = 0.921$ et $R_h = 0768$;

- La pente amont $i=0.0115$ m/m ;

Hauteur d'eau continuant vers le réseau aval :

Pour calculer la hauteur d'eau continuant vers le réseau aval on doit passer au calcul de :

$$RQ = \frac{Q_c \text{ aval}}{Q_{ps}} \quad \text{Et} \quad Rh = \frac{H_c \text{ aval}}{De}$$

D'après un calcul du logiciel (organigramme) Excel :

$$RQ = 0.015 \text{ et } Rh = 0,075$$

$$H_{\text{aval}} = De \cdot R_h = 1400 \cdot 0.075 = 105 \text{ mm}$$

$$H_{\text{aval}} = 105 \text{ mm}$$

Pour éviter le problème de dépôts au niveau de seuil et pour le bon fonctionnement du déversoir, nous supposons que la hauteur du seuil de déversoir (D.O N° 1) est égale à :

$$H_s = H_{\text{aval}} + 20\% H_{\text{aval}} \approx 130 \text{ mm}.$$

Nous remarquons que la hauteur du seuil est très petite dans tous les déversoirs, Pour une solution d'un projet réalisable nous excavons au dessous du déversoir avec une pente régulièrement descendant de l'amont vers l'aval pour atteindre à une hauteur de seuil d'au moins supérieure à 0.5m.

- **Hauteur de la lame déversante :**

$$H_d = \frac{H_e - H_s}{2} = \frac{1064 - 130}{2} = 467 \text{ mm}$$

H_e : hauteur de remplissage dans la conduite amont (mm).

H_s : hauteur Du seuil du déversoir (mm).

- **Détermination de seuil déversant :**

On applique la formule de BAZIN :

$$Q_d = \frac{2}{3} \mu L \sqrt{2g} H_d^{3/2} \quad (\text{VII.2})$$

Avec :

μ : coefficient de débit de la lame déversante qui tient compte de l'écoulement ($\mu=0,6$)

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

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

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

Donc :

$$L = \frac{3}{2} \cdot \frac{Q_d}{0,60 (2.g)^{0,5} (H_d)^{1,5}} \quad (\text{VII.3})$$

$$L = \frac{3}{2} \cdot \frac{4.04829}{0,6(2.9,81)^{0,5} (0.467)^{1,5}} = 7.16m$$

Pour dimensionner les autres déversoirs on utilise La même procède que celui utilisé pour le (D.O.1)

Tableau VII.1 : Récapitulation des caractéristiques des déversoirs d'orage (type latéral).

	D _e mm	Q _t m ³ /s	Q _{Ps} m ³ /s	Q _C AVAL m ³ /s	Q déversé m ³ /s	H déversé mm	H seuil calculer m	L calculer m	H seuil projeter m	L projeter m
DO1	1400	4.1524	4.507	0.0681	4.0843	467	0.630	7.16	0.65	2x3.75
DO2	1400	6.0708	6.332	0.0996	5.972	500	0.630	9.53	0.65	2x5.00
DO3	1400	3.863	4.327	0.063	3.799	456.4	0.626	6.95	0.65	2x3.5
DO4	1200	1.787	2.949	0.032	1.755	291.5	0.595	6.29	0.65	2x3.25
DO5	1000	1.566	2.140	0.0257	1.540	283	0.580	6.23	0.65	2x3.25

Remarque : nous utiliserons des déversoirs latéraux à double seuil.

VII.3 .APPLICATION :

Vérification du Résistance des conduites aux forces dues au charges fixes où mobiles :

La vérification du résistance des conduites contre les forces dues au charges fixes ou mobile est très indispensable avant la pose surtout dans les rues qui attester des grands mouvements des charges roulents ou dans les taranchées ou on à de très grande profondeur du projet.

Pour la vérification du résistance mécanique(dimensionnement mécaniques) des conduites lors de pose,nous avons utilisé un programme de simulation s'appelle(STR-PVC crée par le syndicat europeène des tubes et raccords en pvc) dans les cas les plus défavorables.

VII.3.1.Présentation du programme :

Le module mécanique se présente sous la forme d'une feuille de calcul unique qui comporte plusieurs pavés, repérés de 1 à 5 sur la figure (VII.7)

 Le pavé n° 1 : comprend les références de l'affaire (titre, maitre d'ouvrage...)

- ✚ Le pavé n° 2 comprend les caractéristiques du tuyau (matériau, type, diamètre...)
- ✚ Le pavé n° 3 comprend les caractéristiques de la tranchée et du sol.
 - H : La hauteur du sol au-dessus de la conduite.
 - B : La largeur de la tranchée.
 - (q4, q5, CNV, NC) : Le niveau de compactage du sol d'enrobage.
 - (G1, G2, G3, G4) : Les groupes de sol du matériau d'enrobage de la conduite et du sol en place.
- ✚ Le pavé n° 4 comprend les caractéristiques de pose et de charges d'exploitation.
- ✚ Le pavé n° 5 présente les résultats des justifications demandées par le fascicule 70.

The screenshot shows the STR PVC software interface with the following sections:

- 1**: Project information fields including 'Titre de l'affaire', 'Maître d'oeuvre', 'Entreprises', 'Rédacteur', and 'Date' (10/09/2014).
- 2**: Pipe properties section with 'Matériau', 'Type', 'DN', and 'Dénomination commerciale produit / fabricant'.
- 3**: Trench and soil parameters section showing a cross-section diagram with fields for 'H' (0,8 m), 'B' (1,1 m), soil strength 'q' (18 kN/m3), and soil groups (q4, q5, CNV, NC, G1-G5). It also includes 'Géotextile' and trench dimensions.
- 4**: Installation and loading section with 'Mode de pose' (Tranchée selected), 'Blindage' options (S, C, CR, CSG, CDG), 'Retrait' (Cas 1), 'e' (0,1 m), and 'Charges' (Chaussée checked, Roulantes: BC).
- 5**: Results and navigation section with 'Résultats du calcul' field, 'Nappe' and 'Déjaugage' checkboxes, and buttons for 'Ouvrir', 'Imprimer (Aperçu)', 'Aide', 'Enregistrer', and 'Fermer'.

Figure (VII.7). Repérage des pavés.

VII.3.2. Application du programme dans le cas le plus défavorable de notre projet :

Dans notre étude, nous allons choisir le cas le plus défavorable pour vérifier la résistance mécanique des conduites en béton armé (béton armé 135A).

Les résultats de calcul de la vérification de la résistance mécanique de tronçon Rp36-Rp37 du collecteur (1.0.0) sera dans la figure (VII.8)



Système des Tubes et Raccords en PVC

NOTE DE CALCUL

DIMENSIONNEMENT MECANIQUE DES CANALISATIONS D'ASSAINISSEMENT SELON LA METHODE DU FASCICULE 70

Caractéristiques de l'affaire

- Titre de l'Affaire	: Vérification de la résistance mécanique des conduites	
- Maître d'oeuvre	: ENSH	
- Entreprise(s)	: ENSH	
- Rédacteur	: FATHA Youssouf	Date : 23/03/2015

Caractéristiques du tuyau

- Nature du matériau	: Béton Armé
- Type de canalisation	: 135A
- Identification du produit	:
- Diamètre nominal	: 300
- Diamètre intérieur	: 300 mm
- Epaisseur de calcul	: 30 mm
- Classe de résistance	: 40.5 kN/m

Caractéristiques du sol

- Groupe sol d'enrobage	: G4
- Poids volumique	: 18 kN/m ³
- Qualité du compactage	: Non Contrôlé
- Présence Géotextile	: Non
- Groupe sol en place	: G4

Caractéristiques de la mise en oeuvre et charges de surface

- Type de pose	: Tranchée	- Nappe phréatique	: Non
- Hauteur de remblai	: 3.4 m	- Chaussée	: Oui
- Largeur de la tranchée	: 0.96 m	- Charges roulantes	: Système Bc
- Epaisseur du lit de pose	: 0.25 m	- Charges permanentes	: 0 kN/m ²
- Profondeur de tranchée	: 4.01 m	- Charges de chantier	: 0 kN/m ²
- Type de blindage	: sans blindage		

Résultats des calculs

- Comportement de la canalisation	: Rigide	- Moment fléchissant ultime à court terme	: 1.45 kN.m/ml
- Pression verticale totale	: 112.4 kN/m ²	- Moment fléchissant de service à court terme	: 1.16 kN.m/ml
- Pression moyenne d'étreinte	: 56.2 kN/m ²		

VERIFICATION DE LA SECURITE ET DE LA DURABILITE

Etat limite ultime (ELU)

- Force portante ultime	: 27.67 kN/m (Limite : 28.93 kN/m)
- Coefficient de sécurité	: 1.05

Etat limite de service (ELS)

- Force portante de service	: 22.13 kN/m (Limite : 27 kN/m)
-----------------------------	---------------------------------

CONCLUSION : **LA SECURITE D'EMPLOI EST SATISFAISANTE**

Note de calcul établie avec le logiciel STR PVC Assainissement.

Figure (VII.8). Aperçu du programme de Vérification de la résistance mécanique.

Conclusion :

Pour une exploitation rationnelle de notre réseau d'assainissement, il est nécessaire de faire un bon choix des conduites qui le constituent et ceci selon la forme et le matériau par lequel elles sont construites.

Ainsi dans notre cas et après avoir exposé les divers types de conduites, on a opté pour des conduites circulaires en béton armé car elles sont satisfaisantes aux conditions de notre projet.

De l'autre part pour l'aspect technico-économique du projet nous avons implanté (05) déversoirs d'orages pour décharger les eaux pluviales et réduire les dimensions aval.

Et à la fin nous concluons par une petite application qui vérifie la résistance mécanique des conduites contre les forces dues aux charges fixes ou mobiles lors de la pose (au dessus de la conduite poids de remblai et poids des trafics roulants).

CHAPITRE VIII :

**DEVIS QUANTITATIF
ESTIMATIF
DU PROJET**

CHAPITRE VIII : DEVIS QUANTITATIF ESTIMATIF

Introduction

Afin d'avoir une idée sur le coût de réalisation de notre projet, il faut passer par le calcul du devis quantitatif et estimatif.

Ce calcul consiste à déterminer les quantités de toutes les opérations effectuées sur le terrain pour la réalisation du projet, ensuite les multiplier par le prix unitaire correspondant.

Le calcul du devis quantitatif et estimatif permet d'effectuer une estimation du coût de notre projet, il est utile également dans le cas de choix entre deux ou plusieurs variantes c'est-à-dire faire une étude technico-économique.

L'estimation est réalisée au stade du schéma de principe, par mètre linéaire de canalisation posée.

VIII.1. Détermination des différents volumes :

VIII.1.1. Volumes des déblais des tranchées « vp » :

a) Forme rectangulaire :

Le volume des déblais des tranchées « vp » pour ce type de tranchée est donné par la relation suivante :

$$V_D = b.L.H_{tr} \quad (m^3)$$

Avec : b : largeur de la tranchée (m) ;

$$B = D + 2.a ; (a = 0.30m)$$

a : distance entre la conduite et l'extrémité de la fouille ;

L : longueur totale de la tranchée (m) ;

H_{tr} : profondeur de la tranchée (m)

$$H_{tr} = e + h + D \quad (m)$$

Ou : e : épaisseur de la couche du lit de pose ; e = 0.10m

H : profondeur minimale au dessus de la génératrice supérieure de la couche (m) ;

D : diamètre nominal de la conduite (m)

VIII.1.2 Volume du découvert « v »

Le volume de la couche végétale à décaper est calculé comme suit :

$$V=b.h'.L \quad (m^3)$$

Avec : V : volume de la couche végétale (m^3) ;

b: la largeur de la couche végétale (m) ;

h' :la hauteur de la couche végétale (m) ; h=0.20m

L : longueur totale de la tranchée (m).

VIII.1.3 Volume occupé par le lit de pose « V_{LP} »

Ce volume est donné par la formule suivante :

$$V_{LP}=e.b.L \quad (m^3)$$

Avec : e :épaisseur de la couche du lit de pose ; e=0.10m

b :largeur de la tranchée(m) ;

L : longueur totale de la tranchée (m).

VIII.1.4 Volume de la conduite « V_c »

Le volume occupé par la conduite dans la tranchée est donné par la relation suivante :

$$V_c = \frac{\pi.D^2}{4}.L$$

Avec :D : diamètre de la conduite (m) ;

L : longueur totale de la tranchée (m).

VIII.1.5 Volume d'eurobanque tamisée « $V_{e,t}$ »

Ce volume est exprimé par la formule suivante :

$$V_{e,t} =b. (D+0.20).L.V_c \quad (m^3)$$

Avec :b :largeur de la tranchée (m) ;

D : diamètre de la conduite (m) ;

VIII.1.6 Volume du remblai « V_R »

Le volume du remblai de la conduite est donné par l'expression suivante :

$$V_R = V_{D.F} - V_{\text{evacué}} \quad (\text{m}^3)$$

Avec : V_{D.F} : volume des déblais foisonnés.

$$V_{D.F} = V_D \cdot K_f \quad (\text{m}^3); K_f = 1.25 \text{ (Coefficient de foisonnement)}$$

$$V_{\text{evacué}} = V_{LP} + V_c + V_{e.t} \quad (\text{m}^3)$$

Ou : V_{LP} : volume occupé par le lit de pose (m³) ;

V_c : volume de la conduite (m³) ;

V_{e.t} : volume d'enrobage tamisé (m³) ;

VIII.2. Détermination du devis estimatif et quantitatif :

La base de ce devis est la détermination de la quantité des matériaux utilisés dans le cadre de ce projet que ce soit les moyens humains ou bien matériels

L'estimation du coût total du projet nécessite une connaissance des prix actuels du marché chose qui n'est pas évidente.

L'aspect quantitatif du devis revient au calcul des différentes composantes du réseau ainsi que les moyens nécessaires afin de le réaliser

Dans le chapitre du calcul hydraulique, les tableaux annexe II..... Nous indique les différentes longueurs et diamètre des tronçons qui ont été utilisés que ce soit les conduites projeté ou bien les conduites de rénovation. Et dans ce même chapitre on a calculé le nombre des regards projetés.

Tableau VIII.1 Détermination du devis quantitatif et estimatif du projet.

N°	Désignation des travaux	Unité	Quantité	Prix unitaire (DA)	Montant (DA)
A	Travaux de terrassement				
1	Décapage de la tranchée	m ³	2268.6	150	340290
2	Déblai	m ³	18376.66	300	5512998
3	Pose du lit de sable	m ³	850.725	1200	1020870
4	Remblai de a tranchée	m ³	14333.93	150	2150089,5
5	Evacuation des déblais excédentaire	m ³	4042.73	300	1212819
B	Canalisation				
1	Fourniture, transport et pose de canalisation				
	Canalisation en béton armé				
	300	ml	375,29	1500	562935
	400	ml	1530,1	2000	3060200
	500	ml	661,94	2200	1456268
	600	ml	427,11	2300	982353
	800	ml	1415,12	2500	3537800
	1000	ml	847,13	7100	6014623
	1200	ml	328,26	8000	2626080
	1500	ml	86,55	8834	764582,7
C	Construction				
1	Construction des regards en béton armé	U	48	55000	264000
2	Exécution des déversoirs d'orage	U	1	300000	300000
	THT				29805908,2
	TVA 17%				5067004 ,39
	TTC				34872912,59

Conclusion :

Le système d'assainissement est constitué de plusieurs ouvrages hydrauliques, tels que les conduites de différents diamètres, les regards de visite, les regards de jonction, regards de chute, des avaloirs et les déversoirs d'orages.

La bonne qualité des matériaux de ces ouvrages rend le système d'assainissement plus fonctionnel. Ainsi, le choix des conduites, en tenant compte de leur disponibilité sur le marché national.

On a évalué le coup du projet qui est de l'ordre de : 34872912,59DA TTC.

C'est une valeur approximative qui est loin d'être la valeur exact, cela est du aux différentes difficultés trouvées lors de l'évaluation des prix des matériaux car le marché n'est pas stable.

CHAPITRE IX :

Gestion-entretien et exploitation de réseau

CHAPITRE IX: GESTION, ENTRETIEN ET EXPLOITATION DU RESEAU

Introduction

La mise en service du réseau et de ses installations s'effectue progressivement. Au cours de cette opération s'exécutent toutes les mises au point, les vérifications de fonctionnement correct du réseau et les contrôles des performances des ouvrages d'évacuation des effluents.

En effet la tendance actuelle, pour une meilleure exploitation et gestion des réseaux d'assainissement tend vers la recherche d'une approche qui tient compte à la pérennité des ouvrages et l'entretien courant des réseaux, les techniques et les moyens susceptibles d'être mise en œuvre sont variables en fonction des contraintes, la plus importante de celle-ci est l'accessibilité à l'intérieur des ouvrages.

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 .3.Surveillance du réseau d'assainissement

Toute mise en place d'un système quelconque de surveillance nécessite au préalable l'établissement de la carte d'identité du réseau que l'on désire contrôler. Elle apportera une connaissance en fonction des résultats recherchés et des caractéristiques du réseau :

1. 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.
2. 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 .4. Organisation de l'entretien du réseau

En assainissement, l'entretien est une nécessité quotidienne de bon fonctionnement. Le curage du réseau, l'extraction des boues, l'évacuation des déchets, la révision des organes mécaniques des matériels et des installations, sont autant d'opérations indispensables au fonctionnement normal.

L'organisation de l'entretien des réseaux doit être fondée sur une parfaite connaissance du réseau dans tous ses éléments constitutifs et dans son fonctionnement.

Un programme de visite s'avère indispensable afin de mener dans de bonnes conditions des opérations d'entretien, de curage et de contrôle des réseaux.

IX .4.1. Curage des dépôts

L'ennemi premier 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 manuel

IX .4.2. 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 .4.3. Détection des eaux parasites :

Les eaux parasites proviennent des nappes ou du réseau d'alimentation en eaux potables, la détection se fait la nuit. On reconnaît les eaux parasites par leur clarté. Pour cette opération on utilise le PERISCOPE (caméra) cette dernière ne détecte pas tout objet dépassant 30m (distance entre regards max 30m) ainsi que dans le changement de direction (virage).

IX.4.4. Entretien des joints :

Les ouvrages (canalisation) peuvent présenter des défauts d'étanchéité et même des ruptures dues aux mouvements du sol.

Les défauts généralement se manifestent au niveau des joints. L'entretien consiste à réparer les joints en mauvais état, supprimer les intrusions des racines, réparer les sections corrodées par des déversements chimiques, procéder à l'étanchement des conduites, tant pour les eaux provenant de l'extérieur que de l'intérieur des égouts

IX .4.5. Entretien du réseau non visitables :

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, ou fissurer, 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.

- 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 perturbants.

IX.4.6. Travaux spécifiques :

- **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.

- **Lutte contre la corrosion de l'H₂S :**

Comme les conduites de notre réseau sont en béton qu'est 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.

IX.5. 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 de déduire toute la capacité pour l'extension de l'agglomération provoquée 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 La nécessité de créer une organisation rationnelle des services (personnel, matériel, véhicules...). 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 des ouvrages d'assainissement.

IX.5.1. Technique d'exploitation du réseau :

Les réseaux d'assainissement, qui véhiculent à faible vitesse des débits à temps sec et des 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 :

- **Curage mécanique des égouts visitables :**
- Dans le domaine du curage mécanique des égouts visitables, nous envisagerons successivement les moyens mécaniques avec :
 - les ouvrages en eau (ouvrages eaux usées en séparatif ou en unitaire)
 - 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, trottoirs en gravier ou pas ;
- - Du type de voie, avec caniveaux ou sans, bordée ou non d'arbres;
- - De la nature 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).

Cette vanne comporte à sa partie inférieure, au niveau du radier de l'égout, une lumière obturée par une vanne secondaire. On ouvre alors la lumière qui constitue un ajutage de section réglable par lequel s'échappe un jet d'eau tangent au radier de l'égout, la vitesse de l'eau étant proportionnelle à la racine carrée de la dénivelée entre les plans d'eau amont et aval.

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.

➤ 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)- Procédés manuels de curage des collecteurs :

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 ils sont 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 permettra de la récupérer et d'éliminer les matières entraînées.

a-2-2) La boule roulante :(hérisson)

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 et 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.

IX.6.Réhabilitation du réseau :

Un réseau d'assainissement est considéré comme inexploitable lorsque les préjudices qu'il cause au milieu naturel ou aux citoyens ne sont plus tolérables, dans un tel cas on a deux choix : soit le réparer ou le changer. Le remplacement d'un réseau d'assainissement s'avère très coûteux et les travaux de réalisation causent beaucoup plus de désagrément que lors de la réparation. Les travaux de réhabilitation qui entreprend le gestionnaire sont :

- Le fraisage des obstacles intérieurs.
- Le tubage intérieur.
- Le graissage intérieur.
- L'injection de produits colmatant.

IX.6.1. Le fraisage des obstacles :

C'est une opération destinée à l'élimination des racines d'arbres qui s'introduisent par les joints, l'opération est effectuée par une brosse circulaire dure qui est actionnée par un mouvement de rotation autour d'un axe horizontal. Le mouvement de rotation est assuré par un moteur électrique.

IX.6.2.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 ou résine hypoxydique qui se stabilise à l'état de gel ce qui permet d'obturer tous trous ou fissure.

IX.6.3. le tubage intérieur :

On adopte cette technique pour les conduites ayant un diamètre de 1000 mm ou plus, son principe est 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.6.4. 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.6.5. Le chemisage extérieur :

L'opération est appliquée pour les canalisations traversant des terrains marécageux, ou des sols 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 stagnent autour de la conduite.

IX.7 Les risques courus par les travailleurs de l'eau usée :**IX.7.1. Risque liés au gaz toxiques :**

Les travailleurs de l'eau, et particulièrement les égoutiers, courent des risques en ce qui concerne leur santé et leur vie parce qu'ils peuvent être en contact avec des gaz toxique ou explosifs, ou avec des substances volatiles toxiques. Par ailleurs ils peuvent être asphyxiés par manque d'oxygène.

Pour chaque gaz, substances toxiques où les vapeurs il y a des concentrations à ne pas dépasser.

Parmi ces gaz toxiques on citera : NH_3 , CO , CH_4 , vapeur d'essence, H_2S , et le CH_4

IX.7.2. Autres risques que courent ces travailleurs :

Les travailleurs affectés à la construction et à la réalisation des systèmes d'assainissement courent les mêmes risques que les travailleurs de n'importe quel chantier : risque de chute, d'électrocution, etc. C'est pour quoi ils doivent, selon le risque, porter des casques protecteurs, des bottes à embout d'acier, des lunettes protectrices, vêtements étanches, utiliser des détecteurs de gaz portables, en plus de rester tout le temps attentif.

IX.7.3. 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.8. Gestion informatique du réseau :

Pour une bonne gestion il n'y a pas mieux qu'une gestion informatisée, mais pour pouvoir la faire il faut une connaissance totale du réseau et son comportement dans différentes situations (temps sec et temps de pluie). La première chose à faire est d'entreprendre une campagne de mesure pour créer une banque de données qui servira de référence aux événements futurs, ainsi détecter chaque fonctionnement anormal du réseau. Pour perfectionner ce système on peut placer des capteurs de plusieurs paramètres (débit, vitesse, ...etc.), au niveau des points les plus sensibles du réseau, qui seront connectés à des commandes automatiques ou semi-automatiques à distance.

IX.9. Recommandations pour la gestion et l'exploitation de notre réseau :

La première opération qu'il faut entreprendre, pour une bonne gestion et exploitation de notre réseau, est une campagne de collecte de données et une série de mesures concernant le réseau ; tracé, débit, pente, ...etc. L'objectif de cette opération est de déceler tout fonctionnement incorrect du réseau que l'on doit compléter par des travaux de remise en état, comme le curage, réparation ou remplacement des éléments défectueux ou les différentes actions citées dans les travaux spécifiques, selon la nature de l'anomalie.

Une fois que l'opération de remise à niveau du réseau terminée, on établit un calendrier annuel de toutes les opérations de surveillance et de contrôle ; à titre d'exemple ; il faut prévoir le curage de tous les regards et bouches d'égouts avant les premières pluies de l'automne.

Conclusion :

En Algérie, la gestion des réseaux d'assainissement est presque inexistante ; c'est l'absence totale de la maintenance préventive par manque de moyens matériels. Jusqu'à présent, on procède uniquement à la maintenance curative qui concerne toutes les opérations nécessaires pour remettre en état un ouvrage ; il s'agit donc essentiellement d'opérations de nettoyage.

Cette maintenance est effectuée pour les réseaux visitable par des grandes entreprises, par contre pour les réseaux non visitable c'est l'A.P.C qui s'en charge des travaux d'entretiens.

Durant les dernières décennies, l'investissement a représenté l'effort principal des collectivités locales. L'entretien et la conservation des patrimoines, jusqu'ici quelque peu négligés, représentent pour l'avenir une nouvelle voie d'intérêt. En effet si on veut optimiser le coût global, on doit trouver un équilibre entre, d'une part les ouvrages neufs et d'autre part, les travaux de conservation les mieux conduits possible, c'est-à-dire des économies en effectuant des réparations sans attendre que l'importance des dégradations majore le coût de restauration.

CONCLUSION

GÉNÉRALE

CONCLUSION GENERALE

Nous remarquons que la ville de Ain Soltane connaît un développement de population considérable dans ces dernières années, ce qui engendre une augmentation des besoins en eau donc une augmentation de la quantité des eaux rejetées.

Le réseau d'assainissement existant de la ville de Ain Soltane est en majeure partie vétuste et incapable de véhiculer les nouveaux débits. Aussi, nous avons remarqué l'existence de plusieurs rejets anarchiques qui déversent directement sur l'oued EL AGUEUR.

Devant ce constat, la rénovation de certains tronçons et la projection des tracés des collecteurs qui sert à l'élimination de ces rejets y sont imposées. Notre choix s'est porté sur un système unitaire et un schéma d'évacuation par déplacement Latérale.

Cependant, quelques tronçons des collecteurs secondaires, toujours en bon état, ont pu être récupérés et réutilisés dans notre réseau.

Ainsi, nous sommes parvenus à implanter Cinq déversoirs d'orages pour but de diminuer les diamètres des collecteurs aval par le déchargement des débits pluviaux et par conséquent, il y aurait des retombées économiques sur la réhabilitation du réseau.

Ce projet servira à évacuer les eaux usées et pluviales de cette ville vers un seul point de rejet sur Oued EL AGUEUR qui est très loin à des habitations.

En outre, nous recommandons aux exploitants d'assurer les curages périodiques du réseau d'évacuation à pour but de prolonger sa longévité au-delà de l'horizon de l'étude.

REFERENCES
BIBLIOGRAPHIQUES

Bibliographie

[1] **Bourrier R.** Calculs application et perspective des réseaux d'assainissement. 5^{ème} édition 2002, Lavoisier, Paris.

[2] **DRE W AIN DEFLA 2014**

[3] **GOMELLA.C ET GUERREE.H. 1986** «Guide technique de l'assainissement dans les agglomérations urbaines et rurales». 61, Boulevard Saint-Germain. 75005 Paris. France.

[4] **MARC. S ET BECHIR. S 1990** « Guide technique de l'assainissement 3^{ème} édition ». Le Moniteur Editions ; Paris. France.

[5] **MEMOIRE DE FIN D'ETUDE (ENSH) 2014** Diagnostic et expertise du réseau d'assainissement du centre de Ras isly w.Sétif

[6] **TOUAIBIA. B. 2004** « Manuel pratique d'hydrologie». Presse Madani Frères. Blida. Algérie.

ANNEXES

ANNEXE I

**Vérification hydraulique de la capacité
d'évacuation du réseau D'assainissement
existant Pour le débit max totale à l'horizon
de 2030 ;**

ANNEXE I

Tableau V.1.1 : Calcul hydraulique du réseau d'assainissement existant :

N° du collecteur	N° des regards	Côte TN	POSE	distance	Côte radier	Pente	Diamètre exist ant	débit total max	Dcal (mm)	Dnorm (mm)	Dimensionnement
-	-	m	m	m	m	m/m	mm	m3/s	mm	mm	-
COLLECTEUR 1.0.0	R1	486.82	0.8	0.00	486.02		300	0.00			
	R2	484.15	1.25	146.30	482.9	0.0213	300	0.18	338.46	400.00	Sous dimen
	R3	472.78	1.2	153.20	471.58	0.0739	400	0.59	420.48	500.00	Sous dimen
	R4	462.15		123.70		0.0859	400	1.15	524.33	600.00	Sous dimen
	R5	457.39		143.42		0.0332	400	1.70	727.31	800.00	Sous dimen
	R6	453.16	1.7	153.55	451.46	0.0400	400	3.40	910.61	1000.00	Sous dimen
	R7	452.75	2.04	5.00	450.71	0.1500	400	3.57	723.61	800.00	Sous dimen
	R8	449.55		72.67		0.0440	400	3.66	918.93	1000.00	Sous dimen
	R9	446.23		49.80		0.0667	400	3.72	855.41	1000.00	Sous dimen
	R10	442.94		70.47		0.0467	400	5.42	1053.16	1200.00	Sous dimen
	R11	441.58		63.22		0.0215	400	6.59	1310.63	1400.00	Sous dimen
	R12	439.22		115.11		0.0205	400	7.01	1353.41	1400.00	Sous dimen
	R13	436.22		102.04		0.0294	400	7.25	1281.08	1400.00	Sous dimen
	R14	434.65		49.09		0.0320	400	7.37	1268.68	1400.00	Sous dimen
	R15	432.06		64.00		0.0405	400	7.62	1229.41	1400.00	Sous dimen
	R16	431.69		34.50		0.0405	400	8.41	1275.12	1400.00	Sous dimen
	R17	431.05		21.55		0.0297	400	8.43	1353.06	1400.00	Sous dimen
	R18	429.17		47.70		0.0394	400	8.68	1297.12	1400.00	Sous dimen
	R19	427.26		50.55		0.0378	400	8.74	1310.88	1400.00	Sous dimen
	R20	424.36		72.20		0.0402	400	8.83	1300.80	1400.00	Sous dimen
REJET N°1	422.89		48.45		0.0303	300	8.89	1374.47	1400.00	Sous dimen	
COLLECTEUR 1.1.0	R21	475.72	1.3	0.00	474.42	0.0500	300	0.16	280.11	300.00	BON
	R3	472.78	1.2	51.00	471.58	0.0557	300	0.23	309.50	400.00	Sous dimen

Tableau V.1.2 : Calcul hydraulique du réseau d'assainissement existant (Suite) :

N° du collecteur	N° des regards	Côte TN	Pr	distance	Côte radier	Pente	Diamètre	debit total max	Dcal (mm)	Dnorm (mm)	Dimensionnement
-	-	M	m	m	m	m/m	mm	m3/s	mm	mm	-
COLLECTEUR 1.1.1	<i>Pas de regards apparents</i>			25.00		0.0032	300	0.03	249.01	300.00	BON
COLLECTEUR 1.1.2	<i>Pas de regards apparents</i>			38.05		0.1000	300	0.05	152.88	300.00	BON
COLLECTEUR 1.1.3	<i>Pas de regards apparents</i>			72.20		0.0400	300	0.09	230.82	300.00	BON
COLLECTEUR 1.2.0	R22	480.36	1.2	0.00	479.16		300				
	R23	476.48	1.2	44.05	475.28	0.0881	300	0.05	165.39	300.00	BON
	R24	471.31		71.20		0.0726	300	0.14	245.97	300.00	BON
	R4	462.15		128.30		0.0714	300	0.41	367.84	400.00	Sous dimen
COLLECTEUR 1.2.1	R25	476.19		0.00			300				
	R26	474.68		18.05		0.0837	300	0.02	119.51	300.00	BON
	R24-R4	468.59		72.63		0.0838	300	0.11	218.83	300.00	BON
COLLECTEUR 1.3.0	R27	487.04	1.5	0.00	485.54		300				
	R28	480.96	1.2	68.17	479.76	0.0848	300	0.08	196.22	300.00	BON
	R29	477.51	0.8	44.55	476.71	0.0685	300	0.14	246.64	300.00	BON
	R30	477.78	1.4	49.30	476.38	0.0067	300	0.20	437.00	500.00	Sous dimen
	R31	478.36	2	33.75	476.36	0.0006	300	0.24	739.13	800.00	Sous dimen
	R32	478.24	2	29.50	476.24	0.0041	300	0.33	585.75	800.00	Sous dimen
	R33	477.56	2.3	62.90	475.26	0.0156	300	0.41	491.83	800.00	Sous dimen
	R34	469.11		139.70		0.0605	300	0.58	434.10	800.00	Sous dimen
	R35	464.43		85.00		0.0551	300	0.68	469.76	800.00	Sous dimen
R5-R6	457.55		223.86		0.0307	300	0.96	594.07	800.00	Sous dimen	

Tableau V.1.3 : Calcul hydraulique du réseau d'assainissement existant (Suite) :

N° du collecteur	N° des regards	Côte TN	Pr	distance	Côte radier	Pente	Diamètre	debit total max	Dcal (mm)	Dnorm (mm)	Dimensionnement
-	-	M	m	m	m	m/m	mm	m3/s	mm	mm	-
COLLECTEUR 1.3.1	R36	481.5	1.3	0.00	480.2		300				
	R32	478.36	2	50.60	476.36	0.0759	300	0.06	179.15	300.00	BON
COLLECTEUR 1.4.0	R37A	483.7		0.00			300				
	R37	480.43	0.9	58.15	479.53	0.0562	300	0.07	199.66	300.00	BON
	R38	481.15	2	19.50	479.15	0.0195	300	0.09	271.44	300.00	BON
	R39	480.56		22.90		0.0258	300	0.19	334.51	300.00	BON
	R40	475.29	1	41.60	474.29	0.0267	300	0.24	271.17	300.00	BON
	R41	471.41		23.76		0.0633	300	0.27	269.82	300.00	BON
	R42	457.76		87.24		0.0565	300	0.37	308.10	400.00	Sous dimen
	R5-R6	456.68		7.90		0.1367	300	0.38	319.01	400.00	Sous dimen
COLLECTEUR 1.4.1	R43	483.63		0.00	483.63		300				
	R44	482.93	1.8	22.95	481.13	0.0305	300	0.03	158.01	300.00	BON
	R39	480.56		32.35	480.56	0.0733	300	0.07	186.45	300.00	BON
COLLECTEUR 1.5.0	R45A	483.5		0.00	483.5	0.0400	300	0.11	255.03	300.00	BON
	R45	477.86	1.2	128.30	476.66	0.0440	300	0.27	345.84	300.00	BON
	R46	475.39	1.2	105.90	474.19	2.3324	300	0.44	197.53	300.00	BON
	R47	470.12		82.65	470.12	0.0638	300	0.59	431.44	500.00	Sous dimen
	R48	461.92	1.2	87.10	460.72	0.0941	300	0.69	426.75	500.00	Sous dimen
	R49	459.88		43.00	459.88	0.0474	300	1.26	606.93	800.00	Sous dimen
	R10	442.94		295.17	442.94	0.0574	300	1.61	643.39	800.00	Sous dimen
COLLECTEUR 1.5.1	<i>Pas de regards apparent</i>			94.20		0.014		0.11	310.51	400.00	Sous dimen
COLLECTEUR 1.5.2	<i>Pas de regards apparent</i>			35.54		0.066		0.04	161.09	300.00	BON

Tableau V.1.4 : Calcul hydraulique du réseau d'assainissement existant (Suite) :

N° du collecteur	N° des regards	Côte TN	Pr	distance	Côte radier	Pente	Diamètre	debit total max	Dcal (mm)	Dnorm (mm)	Dimensionnement
-	-	M	m	m	m	m/m	mm	m3/s	mm	mm	-
COLLECTEUR 1.5.3	R52	471.85		0.00			300				
	R47	470.12		36.67		0.0472	300	0.04	173.58	300.00	BON
COLLECTEUR 1.5.4	R50	474		0.00			300				
	R51	463	1	62.30	462	0.1766	300	0.08	165.33	300.00	BON
	R48	461.92	1.2	69.15	460.72	0.0185	300	0.16	333.89	400.00	Sous dimen
COLLECTEUR 1.5.5	R53	464.49		0.00			300				
	R54	464.24		14.00		0.0179	300	0.02	145.14	300.00	BON
	R55	463.81		21.70		0.0198	300	0.04	202.19	300.00	BON
	R56	463.51		11.20		0.0268	300	0.06	211.67	300.00	BON
	R57	462.96	1	13.15	461.96	0.0418	300	0.07	213.61	300.00	BON
	R58	461.74		28.90		0.0422	300	0.11	247.09	300.00	BON
	R49	459.88		48.20		0.0386	300	0.17	295.59	300.00	BON
COLLECTEUR 1.5.6	<i>Pas de regards apparent</i>			128.75		0.057		0.19	286.77	300.00	BON
COLLECTEUR 1.5.6.1	<i>Pas de regards apparent</i>			25.00		0.005		0.03	229.02	300.00	BON
COLLECTEUR 1.6.0	R59A	469		0.00	469		300				
	R59	459.77	1.2	105.30	458.57	0.0877	300	0.17	257.24	300.00	BON
	R6	453.16	1.7	127.72	451.46	0.0557	300	0.56	434.91	500.00	BON
COLLECTEUR 1.6.1	<i>Pas de regards apparent</i>			37.40		0.009		0.05	238.57	300.00	BON
COLLECTEUR 1.6.2	<i>Pas de regards apparent</i>			128.40		0.11		0.16	236.95	300.00	BON
COLLECTEUR 1.6.3	<i>Pas de regards apparent</i>			62.50		0.104		0.08	182.80	300.00	BON

Tableau V.1.5 : Calcul hydraulique du réseau d'assainissement existant (Suite) :

N° du collecteur	N° des regards	Côte TN	Pr	distance	Côte radier	Pente	Diamètre	debit total max	Dcal (mm)	Dnorm (mm)	Dimensionnement
-	-	M	m	m	m	m/m	mm	m3/s	mm	mm	-
COLLECTEUR 1.7.0	R61	476.14	1.3	0.00	474.84		300				
	R62	470.57	1.35	53.06	469.22	0.1059	300	0.04	138.83	300.00	BON
	R63	467.71		22.40		0.0277	300	0.05	152.97	300.00	BON
	R64	466.52		49.70		0.0239	300	0.09	253.12	300.00	BON
	R65	465.4		69.35		0.0161	300	0.13	321.51	300.00	BON
	R66	463.2		65.00		0.0338	300	0.27	360.82	400.00	Sous dimen
	R67	459.57		187.85		0.0193	300	0.43	479.26	500.00	Sous dimen
	R68	457.01		85.92		0.0298	300	1.00	607.63	800.00	Sous dimen
	R69	451.83		57.07		0.0908	300	1.04	500.32	800.00	Sous dimen
	R11	441.58		82.60		0.0241	300	1.10	481.41	800.00	Sous dimen
COLLECTEUR 1.7.1	R70A	464.99		0.00			300				
	R70	464.55		21.10		0.0209	300	0.01	133.24	300.00	BON
	R66	463.24		102.40		0.0128	300	0.09	283.26	300.00	BON
COLLECTEUR 1.7.2	R71A	473.45		0.00			300			300.00	
	R71	471.51		25.60		0.0758	300	0.02	112.47	300.00	BON
	R72	466.68		84.20		0.0574	300	0.08	204.58	300.00	BON
	R73	464.28	1	108.60	463.28	0.0221	300	0.15	316.61	400.00	Sous dimen
	R74	464.09		19.34		0.0098	300	0.16	380.50	400.00	Sous dimen
	R75	463.27		94.12		0.0087	300	0.23	441.02	500.00	Sous dimen
	R76	460.83		86.54		0.0282	300	0.46	458.64	500.00	Sous dimen
	R68	457.01		76.90		0.0497	300	0.51	429.77	500.00	Sous dimen

Tableau V.1.6 : Calcul hydraulique du réseau d'assainissement existant (Suite) :

N° du collecteur	N° des regards	Côte TN	Pr	distance	Côte radier	Pente	Diamètre	debit total max	Dcal (mm)	Dnorm (mm)	Dimensionnement
-	-	m	m	m	m	m/m	mm	m3/s	mm	mm	-
COLLECTEUR 1.7.2.1	R76A	466.25		0.00			300			300.00	
	R76B	461.45		177.46		0.0270	300	0.12	282.01	300.00	BON
	R76	460.83		66.90		0.0093	300	0.17	388.67	400.00	Sous dimen
COLLECTEUR 1.7.3	R67A	463.44		0.00			300			300.00	
	R67	459.57		46.08		0.0840	300	0.03	137.53	300.00	BON
COLLECTEUR 1.8.0	R77A	456.05		0.00			300			300.00	
	R77	452.35		58.64		0.0631	300	0.06	184.03	300.00	BON
	R78	449.89		79.80		0.0308	300	0.18	320.49	300.00	BON
	R79	441.85		40.03		0.2008	300	0.25	254.39	300.00	BON
	R12	439.22		36.00		0.0731	300	0.28	318.48	300.00	BON
COLLECTEUR 1.8.1	<i>Pas de regards apparents</i>			28.20		0.005		0.02	194.16	300.00	BON
COLLECTEUR 1.8.2	R80	456.94		0.00	456.94		300			300.00	
	R81	454.56		74.32	454.56	0.0320	300	0.05	197.13	300.00	BON
	R78	449.89		25.50	449.89	0.1831	300	0.07	158.78	300.00	BON
COLLECTEUR 1.8.3	<i>Pas de regards apparents</i>			60.9		0.005		0.04	259.15	300.00	BON
COLLECTEUR 1.9.0	<i>Pas de regards apparents</i>			142.67		0.005		0.12	379.97	300.00	BON
COLLECTEUR 1.9.1	<i>Pas de regards apparents</i>			26.3		0.005		0.02	189.15	300.00	BON

Tableau V.1.7 : Calcul hydraulique du réseau d'assainissement existant (Suite) :

N° du collecteur	N° des regards	Côte TN	Pr	distance	Côte radier	Pente	Diamètre	debit total max	Dcal (mm)	Dnorm (mm)	Dimensionnement
-	-	m	m	m	m	m/m	mm	m3/s	mm	mm	-
COLLECTEUR 1.10.0	R81A	439.04	1.2	0.00	437.84		300				
	R82	439.5	1.7	35.40	437.8	0.0011	300	0.02	279.45	300.00	BON
	R83	439.8	2.2	35.00	437.6	0.0057	300	0.05	266.86	300.00	BON
	R84	439.88	2.3	22.70	437.58	0.0009	300	0.06	420.77	400.00	Sous dimen
	R85	439.66	2.3	38.70	437.36	0.0057	300	0.10	350.29	400.00	Sous dimen
	R86	435.53	2	54.27	433.53	0.0706	300	0.14	246.08	400.00	Sous dimen
	R87	432.81	1.7	25.95	431.11	0.0933	300	0.16	244.52	400.00	Sous dimen
COLLECTEUR 1.10.1	R15	432.06		28.75		0.0261	300	0.18	324.80	400.00	Sous dimen
	R88	439.77	1.7	0.00	438.07		300			300.00	
COLLECTEUR 1.11.0	R85	439.66	1.8	13.25	437.86	0.0158	300	0.01	117.82	300.00	BON
	R89	460.83		0.00			300				
	R90	458.66		39.80		0.0545	300	0.03	141.16	300.00	BON
	R91	455.2		63.55		0.0544	300	0.07	201.95	300.00	BON
	R92	453.28		63.40		0.0303	300	0.12	269.72	300.00	BON
	R93	451	1	53.15	450	0.0429	300	0.15	280.30	300.00	BON
	R94	450	1.1	48.10	448.9	0.0229	300	0.23	370.39	300.00	BON
	R95	449.8	1.4	15.60	448.4	0.0321	400	0.30	384.01	300.00	BON
	R96	440	1.3	60.00	438.7	0.1617	400	0.35	297.43	300.00	BON
	R97	437.21	1	25.53	436.21	0.0975	400	0.51	378.69	400.00	Sous dimen
	R98	435.61	1.3	56.85	434.31	0.0334	400	0.61	494.92	500.00	Sous dimen
	R98A	433.21	0.9	28.30	432.31	0.0707	400	0.63	435.20	500.00	Sous dimen
	R99	432.93	1.3	19.20	431.63	0.0354	400	0.71	517.16	600.00	Sous dimen
R100	431.19	1.5	35.60	429.69	0.0545	400	0.73	483.18	600.00	Sous dimen	
R16	431.69		11.05		0.0050	400	0.74	759.12	800.00	Sous dimen	

Tableau V. 1.8 : Calcul hydraulique du réseau d'assainissement existant (Suite) :

N° du collecteur	N° des regards	Côte TN	Pr	distance	Côte radier	Pente	Diamètre	debit total max	Dcal (mm)	Dnorm (mm)	Dimensionnement
-	-	m	m	m	m	m/m	mm	m3/s	mm	mm	-
COLLECTEUR 1.11.1	R101	453	1.5	0.00	451.5		300			300.00	
	R102	452	1.3	34.80	450.7	0.0230	300	0.02	157.83	300.00	BON
	R94	450	1.1	34.80	448.9	0.0517	300	0.05	175.81	300.00	BON
COLLECTEUR 1.11.2	R103	453	1.3	0.00	451.7		300				
	R104	452	1.5	32.25	450.5	0.0372	300	0.02	140.14	300.00	BON
	R105	450.2		29.40		0.0612	300	0.04	162.76	300.00	BON
	R95	449.8	1.4	25.20	448.4	0.0159	300	0.06	238.39	300.00	BON
COLLECTEUR 1.11.3	R106	450.21	1	0.00	449.21		300				
	R107	448.61		30.90		0.0518	300	0.02	129.63	300.00	BON
	R108	441.48	1	85.30	440.48	0.0836	300	0.08	194.73	300.00	BON
	R109	440.45	1	20.30	439.45	0.0507	300	0.09	227.14	300.00	BON
	R97	437.21	1	77.55	436.21	0.0418	300	0.15	278.86	300.00	BON
COLLECTEUR 1.11.4	R110	445	1	0.00	444		300				
	R111	443.04	1.1	20.90	441.94	0.0986	300	0.01	99.22	300.00	BON
	R112	441.04	1.2	20.80	439.84	0.1010	300	0.03	127.98	300.00	BON
	R113	439.02	1.1	19.40	437.92	0.0990	300	0.04	148.25	300.00	BON
	R98	435.61	1.3	26.40	434.31	0.1367	300	0.06	159.64	300.00	BON
COLLECTEUR 1.11.5	R114	448	1	0.00	447		300				
	R115	440	1.1	32.80	438.9	0.2470	300	0.02	98.90	300.00	BON
	R116	435	1	26.80	434	0.1828	300	0.04	130.90	300.00	BON
	R99	432.93	1.3	32.10	431.63	0.0738	300	0.06	182.37	300.00	BON
COLLECTEUR 1.12.0	R117A	436.78		0.00			300				
	R117	436.19		36.90		0.0160	300	0.03	172.70	300.00	BON
	R14	434.65		47.60		0.0324	300	0.06	206.46	300.00	BON

Tableau V. 1.9 : Calcul hydraulique du réseau d'assainissement existant (Suite) :

N° du collecteur	N° des regards	Côte TN	Pr	distance	Côte radier	Pente	Diamètre	debit total max	Dcal (mm)	Dnorm (mm)	Dimensionnement
-	-	m	m	m	m	m/m	mm	m3/s	mm	mm	-
COLLECTEUR 1.13.0	R118	440.33		0.00			300				
	R119	440.22	1.7	37.40	438.52	0.0029	300	0.03	238.42	300.00	BON
	R120	439.46	1.5	36.60	437.96	0.0153	300	0.05	226.05	300.00	BON
	R121	439.24	1.6	28.80	437.64	0.0111	300	0.07	271.51	300.00	BON
	R122	438.73	1.2	29.50	437.53	0.0037	300	0.09	366.26	400.00	Sous dimen
	R18	429.17		141.45		0.0676	300	0.19	279.44	400.00	Sous dimen
COLLECTEUR 1.14.0	R123	456.18	1.05	0.00	455.13		300				
	R124	454.49	1.4	52.63	453.09	0.0388	300	0.06	206.23	300.00	BON
	R125	454.33	1.65	27.10	452.68	0.0151	300	0.10	287.47	300.00	BON
	R7	452.97	2.04	52.95	450.93	0.0331	300	0.16	300.55	400.00	Sous dimen
COLLECTEUR 2.0.0	R126	478.89	1.3	0.00	477.59		400				
	R127	476.94		45.60		0.0428	400	0.03	150.76	300.00	BON
	R128	475.27	1.5	25.75	473.77	0.0649	400	0.05	164.92	300.00	BON
	R129	471.09	1.3	81.85	469.79	0.0486	400	0.10	231.84	300.00	BON
	R130	469.51	1.4	45.23	468.11	0.0371	400	0.13	268.69	300.00	BON
	R131	467.11		32.30		0.0743	400	0.15	249.66	300.00	BON
	REJET N°2	452.92		132.00		0.1075	400	0.23	276.03	300.00	BON

Tableau V.1.10 : Calcul hydraulique du réseau d'assainissement existant (Suite) :

N° du collecteur	N° des regards	Côte TN	Pr	distance	Côte radier	Pente	Diamètre	debit total max	Dcal (mm)	Dnorm (mm)	Dimensionnement
-	-	M	m	m	m	m/m	mm	m3/s	mm	mm	-
COLLECTEUR 3.0.0	R132	476.8	0.9	0	475.9		300				
	R133	471.59	0.9	52.45	470.69	0.0993	300	0.01	91.19	300.00	BON
	R134	468.19	1.2	83.96	466.99	0.0441	300	0.03	151.98	300.00	BON
	R135	466.92	1.4	100.7	465.52	0.0146	300	0.05	230.04	300.00	BON
	R136	460.89	2.3	58.95	458.59	0.1176	300	0.16	237.15	300.00	BON
	R137	459.67	2.5	24.6	457.17	0.0577	300	0.17	274.37	300.00	BON
	R138	457.33		74.55		0.0314	300	0.28	371.08	400.00	Sous dimen
	R139	455.82		34.65		0.0436	400	0.31	366.01	400.00	Sous dimen
	R140	435.11		296.9		0.0698	600	0.72	457.41	500.00	BON
	R141	426.93	1.4	143.3	425.53	0.0571	600	0.79	493.59	500.00	BON
	REJET N°3	420.15		350.7	420.15	0.0193	600	0.87	626.19	800.00	Sous dimen
COLLECTEUR 3.1.0	R142A	474.5		0			400				
	R142	464.79	2.3	96.5	462.49	0.1006	400	0.08	185.87	300.00	BON
	R143	462.13	1.6	45.85	460.53	0.0427	400	0.09	228.47	300.00	BON
	R136	460.89	2.3	35.3	458.59	0.0550	400	0.10	225.01	300.00	BON
COLLECTEUR 3.2.0	R135	467.02	1.4	0	465.62	0.0100	300	0.02	161.17	300.00	BON
	R144	466.69	1.7	42.35	464.99	0.0149	300	0.04	209.47	300.00	BON
	R142	464.79	2.3	69.65	462.49	0.0359	300	0.06	200.02	300.00	BON
COLLECTEUR 3.2.1	R145	471.71	0.6	0	471.11		300				
	R144	466.69	1.7	68.1	464.99	0.0899	300	0.02	102.48	300.00	BON
COLLECTEUR 3.2.2	R146	471.49	1.2	0	470.29		300				
	R147	469.14		38		0.0618	300	0.01	88.32	300.00	BON
	R135	466.92	1.4	38	465.52	0.0584	300	0.02	115.76	300.00	BON

Tableau V.1.11 : Calcul hydraulique du réseau d'assainissement existant (Suite) :

N° du collecteur	N° des regards	Côte TN	Pr	distance	Côte radier	Pente	Diamètre	debit total max	Dcal (mm)	Dnorm (mm)	Dimensionnement
-	-	m	m	m	m	m/m	mm	m3/s	mm	mm	-
COLLECTEUR 3.3.0	R148	467.64		0			300				
	R149	467.43	1.3	48.73	466.13	0.0043	300	0.01	159.76	300.00	BON
	R150	467.2	1.7	38.65	465.5	1.6300	300	0.02	65.35	300.00	BON
	R151	467.11		32.95	467.11	0.0027	300	0.05	310.57	300.00	BON
	R152	467.22	2.9	19.5	464.32	0.0500	300	0.07	205.51	300.00	BON
	R153	464.58	3	42.85	461.58	0.0639	300	0.08	205.58	300.00	BON
COLLECTEUR 3.3.1	R138	457.33		47.8		0.1517	300	0.09	183.04	300.00	300.00
	R154A	467.67		0			300			300.00	
	R154	466.93		69.9		0.0106	300	0.02	154.54	300.00	BON
COLLECTEUR 3.3.2	R151	467.11		38.15		0.0100	300	0.02	183.91	300.00	BON
	R155	467.44	0.5	0	466.94		300				
	R156	467.85	1	41.5	466.85	0.0022	300	0.01	171.09	300.00	BON
COLLECTEUR 3.4.0	R152	467.22	2.9	35.5	464.32	0.0713	300	0.02	112.08	300.00	BON
	R157	467.49	1.8	0	465.69		300			300.00	
	R158	467.11	2	30.85	465.11	0.0188	300	0.01	102.11	300.00	BON
	R159	465.51	1.6	38	463.91	0.0316	300	0.02	125.19	300.00	BON
	R160	458.2	2.1	46.1	456.1	0.1694	300	0.03	110.73	300.00	BON
	R139	455.82		19.4		0.1227	300	0.03	124.72	300.00	BON

Tableau V.1.12 : Calcul hydraulique du réseau d'assainissement existant (Suite) :

N° du collecteur	N° des regards	Côte TN	Pr	distance	Côte radier	Pente	Diamètre	debit total max	Dcal (mm)	Dnorm (mm)	Dimensionnement
-	-	m	m	m	m	m/m	mm	m3/s	mm	mm	-
COLLECTEUR 3.5.0	R161	464.52		0			300			300.00	
	R162	460.97		84		0.0423	300	0.02	127.71	300.00	BON
	R163	456.46		95		0.0475	300	0.04	165.95	300.00	BON
	R164	450.67	1	50.8	449.67	0.1140	300	0.08	183.55	300.00	BON
	R165	448.2		50	448.2	0.0294	300	0.09	248.38	300.00	BON
	R166	444.24	1.3	68.7	442.94	0.0766	300	0.18	267.76	300.00	BON
	R167	438.09	1.3	61	436.79	0.1008	300	0.29	302.12	400.00	Sous dimen
	R168	435.68		39.85		0.0605	300	0.33	352.08	400.00	Sous dimen
COLLECTEUR 3.5.1	R140	435.41		28.7		0.0094	300	0.34	502.62	600.00	Sous dimen
	R169	460.5		0			300			300.00	
	R170	457.2	1.1	38.8	456.1	0.0851	300	0.01	83.85	300.00	BON
	R171	454.3	1.2	29.65	453.1	0.1012	300	0.02	100.42	300.00	BON
COLLECTEUR 3.5.2	R164	450.67	1	64.65	449.67	0.0531	300	0.03	145.44	300.00	BON
	R172	457.39		0			300			300.00	BON
	R173	455.07		56.3		0.0412	300	0.01	110.44	300.00	BON
	R174	451.99		72		0.0428	300	0.03	149.36	300.00	BON
	R175	449.15		41.55		0.0684	300	0.04	151.97	300.00	BON
	R176	445.79	1.3	41.8	444.49	0.0804	300	0.06	174.39	300.00	BON
	R166	440.24	1.3	66.7	438.94	0.0832	300	0.07	188.43	300.00	BON
COLLECTEUR 3.5.2.1	R176A	448.22		0	448.22		300				
	R176	445.79		54.2	445.79	0.0448	300	0.01	107.17	300.00	BON

Tableau V.1.13 : Calcul hydraulique du réseau d'assainissement existant (Suite) :

N° du collecteur	N° des regards	Côte TN	Pr	distance	Côte radier	Pente	Diamètre	debit total max	Dcal (mm)	Dnorm (mm)	Dimensionnement
-	-	m	m	m	m	m/m	mm	m3/s	mm	mm	-
COLLECTEUR 3.5.3	R173	455.07		0			300				
	R177	451.09		40.7		0.0978	300	0.01	83.16	300.00	BON
	R178	448.69		43.25		0.0555	300	0.02	121.33	300.00	BON
	R186	447.96	1.5	46.4	446.46	0.0157	300	0.06	242.85	300.00	BON
	R187	441.67	1.2	67.9	440.47	0.0882	300	0.08	190.47	300.00	BON
	R167	438.09	1.3	61.6	436.79	0.0597	300	0.09	217.67	300.00	BON
COLLECTEUR 3.5.3.1	R179	455.58	1.4	0	454.18		300				
	R180	455.51	1.4	13.8	454.11	0.0051	300	0.00	96.54	300.00	BON
	R181	455.19	1.4	20.5	453.79	0.0156	300	0.01	110.02	300.00	BON
	R182	454.98	1.4	24.4	453.58	0.0086	300	0.01	150.47	300.00	BON
	R183	454.74	1.4	18.65	453.34	0.0129	300	0.02	154.75	300.00	BON
	R183A	454.58	1.6	9.9	452.98	0.0364	300	0.02	133.25	300.00	BON
	R184	451.49	1.2	26.45	450.29	0.1017	300	0.03	121.35	300.00	BON
	R185	449.13	1.5	23.35	447.63	0.1139	300	0.03	127.41	300.00	BON
R186	447.96	1.5	17.05	446.46	0.0686	300	0.03	146.41	300.00	BON	
COLLECTEUR 3.5.4	R188A	445.6		0			300			300.00	BON
	R188	442.54		47.2		0.0648	300	0.01	94.95	300.00	BON
	R189	437.62		61.8		0.0796	300	0.02	125.05	300.00	BON
	R168	435.68		63.54		0.0305	300	0.04	177.80	300.00	BON

Tableau V.1.14 : Calcul hydraulique du réseau d'assainissement existant (Suite) :

N° du collecteur	N° des regards	Côte TN	Pr	distance	Côte radier	Pente	Diamètre	debit total max	Dcal (mm)	Dnorm (mm)	Dimensionnement
-	-	m	m	m	m	m/m	mm	m3/s	mm	mm	-
COLLECTEUR 3.6.0	R213	437.01	1.4	0	435.61		300			300.00	BON
	R214	435.83	1.7	13.8	434.13	0.1072	300	0.00	54.48	300.00	BON
	R215	434.65	1.5	15.4	433.15	0.0636	300	0.01	79.58	300.00	BON
	R216	433.7	1.5	14.6	432.2	0.0651	300	0.01	92.27	300.00	BON
	R217	432.48	1.5	15.09	430.98	0.0808	300	0.01	98.99	300.00	BON
	R218	431.55	1.5	14.55	430.05	0.0639	300	0.02	112.37	300.00	BON
	R219	429.74	1.3	23.05	428.44	0.0698	300	0.02	122.43	300.00	BON
	R141	426.93	1.4	111	425.53	0.0262	300	0.05	196.06	300.00	BON
COLLECTEUR 4.0.0	R190	419.72	1.5	0.00	418.22		300				
	R191	416.72	1.5	357.40	415.22	0.0084	300	0.35	521.16	600.00	Sous dimen
	R192 (REJET N°4)	412.33	1.2	191.80	411.13	0.0213	300	0.54	514.06	600.00	Sous dimen
COLLECTEUR 5.0.0	R193	420.29	1.1	0.00	419.19		300			300.00	
	R194	419.64	1.35	32.20	418.29	0.0280	300	0.04	182.66	300.00	BON
	R195	419.2	1.7	34.45	417.5	0.0229	300	0.08	249.02	300.00	BON
	R196	408.83	1.2	350.10	407.63	0.0282	300	0.51	476.37	500.00	Sous dimen
	REJET N°5	407.65	1.2	27.30	406.45	0.0432	300	0.54	450.28	500.00	Sous dimen

Tableau V.1.15 : Calcul hydraulique du réseau d'assainissement existant (Suite) :

N° du collecteur	N° des regards	Côte TN	Pose	distance	Côte radier	Pente	Diamètre	debit total max	Dcal (mm)	Dnorm (mm)	Dimensionnement
-	-	m	m	m	m	m/m	mm	m3/s	mm	mm	-
COLLECTEUR 6.0.0	R197	453.79		0.00			300			300.00	
	R198	452.3		33.16		0.0449	300	0.03	159.91	300.00	BON
	R199	449	1.6	7.20	447.4	0.4583	300	0.04	111.37	300.00	BON
	R200	435.28	0.6	72.50	434.68	0.1754	300	0.12	196.08	300.00	BON
	R201	434.3	1.1	21.25	433.2	0.0696	300	0.14	248.75	300.00	BON
	R202	424.22	1.4	150.00	422.82	0.0692	300	0.30	330.02	400.00	Sous dimen
	R203	422.92	1.7	27.00	421.22	0.0593	300	0.33	351.52	400.00	Sous dimen
	R204	422.29	1.5	24.35	420.79	0.0177	300	0.82	621.70	800.00	Sous dimen
R205	421.54	1.7	46.45	419.84	0.0205	300	1.04	662.48	800.00	Sous dimen	
	REJET N°6	-		522.80		0.8031	300	1.59	390.23	800.00	Sous dimen
COLLECTEUR 6.1.0	R206	454.33	0.8	0.00	453.53		300			300.00	
	R207	431.25		161.56		2.8072	300	0.17	133.38	300.00	BON
	R208	431.26	1.6	29.90	429.66	0.0100	300	0.20	409.06	500.00	Sous dimen
	R209	431.24	2	30.00	429.24	0.0140	300	0.41	503.53	600.00	Sous dimen
	R204	422.29	1.5	47.15	420.79	0.1792	300	0.46	325.70	600.00	Sous dimen
COLLECTEUR 6.1.1	R210A	441.51	0.9	0.00	440.61		300				
	R210	432.11	1.4	105.70	430.71	0.0937	300	0.11	215.21	300.00	BON
	R211	431.08	1.3	27.10	429.78	0.0343	300	0.14	283.01	300.00	BON
	R212	431.2	1.6	22.00	429.6	0.0082	300	0.16	392.20	400.00	Sous dimen
	R209	431.24	2	18.00	429.24	0.0200	300	0.18	345.65	400.00	Sous dimen

Tableau V.1.16 : Calcul hydraulique du réseau d'assainissement existant (Suite et fin) :

N° du collecteur	N° des regards	Côte TN	Pose	distance	Côte radier	Pente	Diamètre	debit total max	Dcal (mm)	Dnorm (mm)	Dimensionnement
-	-	m	m	m	m	m/m	mm	m3/s	mm	mm	-
COLLECTEUR 6.2.0	R213	420.5	1	0.00	419.5						
	R214	420.45	1	29.50	419.45	0.0017	300	0.03	282.96	300.00	BON
	R215	420.48	1	19.23	419.48	0.0016	300	0.05		300.00	BON
	R216	420.5	1.3	16.74	419.2	0.0167	300	0.07	248.39	300.00	BON
	R217	421.4	2.13	26.45	419.27	0.0026	300	0.10		300.00	BON
	R218	421.4	2.15	23.23	419.25	0.0009	300	0.12	535.39	600.00	Sous dimen
	R219	421.39	1.7	25.18	419.69	0.0050	300	0.15	414.60	600.00	Sous dimen
R205	421.54	1.7	26.75	419.84	0.0100	300	0.18	388.69	600.00	Sous dimen	

ANNEXE II

Calculs hydraulique du réseau

D'assainissement projeté à l'horizon

de 2030

Tableaux V. 2 : Calcul hydraulique du réseau d'assainissement à l'horizon2030 :

TableauV.2. 1 : Dimensionnement de la canalisation 1.0.0 :

Tronçon	Débit tronçon	Débit second	Qtotale	i	D	D.	Qps	Vps	Rq	Rh	Rv	H	Vr	Vaut
()	(l/s)	(l/s)	(l/s)	0/00	cal	Norm(mm)	l/s	m/s				(mm)	m/s	m/s
RP1 - RP2	52,62		52,62	80,70	0,16	300	274,72	3,89	0,19	0,25	0,680	96	2,64	2,33
RP2 - RP3	3,88	296,05	352,55	52,00	0,36	400	474,92	3,78	0,74	0,63	1,070	250	4,05	2,27
RP3 - RP4	36,33	71,99	460,87	97,20	0,35	400	649,31	5,17	0,71	0,62	1,060	250	5,48	3,10
RP4 - RP5	40,36		501,23	60,90	0,40	500	931,87	4,75	0,54	0,52	1,020	260	4,84	2,85
RP5 - RP6	40,91		542,14	10,4	0,37	500	1217,76	6,21	0,45	0,46	0,960	230	5,96	2,72
RP6 - RP7	41,34		583,49	11,40	0,57	600	655,62	2,32	0,89	0,74	1,120	440	2,60	1,39
RP7 - RP8	41,34		624,83	12,70	0,58	600	691,99	2,45	0,90	0,74	1,120	440	2,74	1,47
RP8 - RP9	40,35		665,18	68,50	0,43	600	1607,10	5,69	0,41	0,43	0,930	260	5,29	2,41
RP9 - RP10	47,83	786,92	1499,93	23,90	0,71	800	2044,40	4,07	0,73	0,63	1,070	500	4,35	2,44
RP10 - RP11	47,83		1547,76	29,70	0,69	800	2279,00	4,54	0,68	0,61	1,050	490	4,76	2,72
RP11 - RP12	56,56		1604,32	29,60	0,70	800	2275,16	4,53	0,71	0,62	1,060	500	4,80	2,72
RP12 - RP13	64,27	973,58	2642,17	38,90	0,80	1000	4728,99	6,02	0,56	0,53	1,030	530	5,20	3,61
RP13 - RP14	41,34		2683,52	50,90	0,77	1000	5409,44	6,89	0,50	0,50	1,000	500	5,89	4,13
RP14 - RP15	41,34		2724,86	63,40	0,74	1000	6037,23	7,69	0,45	0,46	0,960	460	5,38	4,61
RP15 - RP16	59,59		2784,45	32,40	0,85	1000	4315,85	5,50	0,65	0,58	1,050	580	5,77	3,30
RP16 - RP17	22,57	1304,77	4166,02	11,50	1,19	1400	6306,92	4,10	0,66	0,59	1,050	830	4,30	2,46
RP17 - RP18	69,02		4235,04	16,70	1,12	1400	7600,22	4,94	0,56	0,53	1,030	740	5,09	2,96
RP18 - RP19	40,35		4275,39	22,30	1,06	1400	8782,55	5,71	0,49	0,49	0,990	690	5,65	3,42
RP19 - RP20	40,70		4316,09	61,70	0,88	1400	14608,67	9,49	0,30	0,34	0,820	480	5,79	2,70
RP20 - RP21	30,56	3210,95	7557,61	21,60	1,33	1400	8643,61	5,62	0,87	0,73	1,110	1020	6,24	3,37
RP21 - RP22	48,65	393,03	7999,29	27,50	1,30	1400	9752,92	6,34	0,82	0,69	1,110	970	5,04	3,80
RP22 - RP23	51,82		8051,10	36,90	1,23	1400	11297,48	7,34	0,71	0,62	1,060	870	5,78	2,41
RP23 - RP24	51,97	159,96	8263,04	22,40	1,36	1400	8802,22	5,72	0,94	0,77	1,130	1080	5,46	3,43
RP24 - RP25	62,92	86,80	8412,76	56,70	1,15	1400	14004,25	9,10	0,60	0,55	1,040	770	5,47	2,46
RP25 - RP26	46,77	250,09	8722,66	18,50	1,44	1500	9615,15	5,44	0,91	0,75	1,120	1130	3,10	3,27
RP26 - RP27	10,31	512,62	9245,59	47,60	1,23	1500	15423,17	8,73	0,60	0,55	1,040	830	5,08	2,24
RP27 - RP28	67,09		9312,67	10,40	1,65	1800	11722,95	4,61	0,79	0,66	1,100	1190	5,07	2,77
RP27 - RP28	67,09		9312,67	10,40	1,65	1800	11722,95	4,61	0,79	0,66	1,100	1190	5,07	2,77
RP28 - RP29	44,47	900,50	10257,65	13,20	1,63	1800	13207,09	5,19	0,78	0,66	1,090	1190	5,66	2,12
RP29 - RP30	39,24		10296,89	12,90	1,64	1800	13056,15	5,13	0,79	0,66	1,100	1190	5,65	2,08
RP30 - RP31	38,69		10335,57	35,60	1,36	1800	21689,28	8,53	0,48	0,48	0,980	860	8,36	2,12
RP31 - RP32	42,33		10377,90	11,80	1,68	1800	12487,09	4,91	0,83	0,70	1,110	1260	5,45	2,95
RP32 - RP33	42,33		10420,23	11,40	1,69	1800	12273,62	4,83	0,85	0,72	1,110	1300	5,36	2,90

Tableau V.2.2: Dimensionnement de la canalisation 1.0.0 (suit)

Tronçon	Débit tronçon	Débit second	Qtotale	i	D	D	Qps	Vps	Rq	Rh	Rv	H	Vr	Vaut
()	(l/s)	(l/s)	(l/s)	0/00	Cal(m)	Norm(mm)	l/s	m/s				(mm)	m/s	m/s
RP33 - RP34	33.03		10453.26	11.50	1.69	1800	12327.33	4.85	0.85	0.72	1.110	1.30	5.38	2.91
RP34 - RP35	28.92		10482.18	16.10	1.59	1800	14585.89	5.73	0.72	0.62	1.060	1.12	5.08	3.44
RP35 - RP36	29.73	3813.62	14072.56	10.60	1.93	2000	15674.48	4.99	0.90	0.74	1.120	1.48	5.59	3.00
RP36 - RP37	70.06		14142.62	5.10	2.22	2500	19712.96	4.02	0.72	0.63	1.070	1.58	4.30	2.41
RP37 - RP38	48.39		14191.01	13.30	1.86	2500	31834.10	6.49	0.45	0.46	0.960	1.15	5.23	3.89
RP38 - RP39	51.25		14242.26	24.60	1.66	2500	43294.66	8.82	0.33	0.36	0.850	0.90	4.50	2.29
RP39 - RP40	39.67		14281.93	60.50	1.40	2500	67896.05	13.84	0.21	0.26	0.710	0.65	4.83	2.30
RP40 - RP41	59.06	165.53	14506.52	19.70	1.74	2500	38743.60	7.90	0.37	0.39	0.890	0.98	4.03	2.74
RP41 - RP42	59.06		14565.59	12.00	1.91	2500	30238.30	6.16	0.48	0.48	0.980	1.20	4.04	2.70
RP42 - RP43	51.01		14616.60	16.40	1.80	2500	35349.94	7.21	0.41	0.43	0.930	1.08	4.70	1.32
RP43 - RP44	106.97	1072.82	15796.39	61.50	1.45	2500	68454.87	13.95	0.23	0.28	0.730	0.70	4.19	1.37
RP44 - RP45	49.22		15845.61	30.80	1.65	2500	48444.24	9.87	0.33	0.36	0.850	0.90	4.39	1.92
RP45 - RP46	98.44		15944.04	10.60	2.02	2500	28419.72	5.79	0.56	0.53	1.030	1.33	5.97	1.48
RP46 - RP47	98.44		16042.48	11.90	1.98	2500	30112.05	6.14	0.53	0.52	1.020	1.30	5.26	1.68
RP47 - RP238	44.33		16086.81	39.30	1.59	2500	54722.14	11.15	0.29	0.33	0.800	0.83	5.92	1.69
RP238 - RP48	44.66	4197.92	20515.08	8.00	2.33	2500	24689.47	5.03	0.83	0.70	1.110	1.75	5.59	1.02

N.B: Afin de diminuer les dimensions des diamètres du collecteur projeté 1.0.0. Nous avons installé 03 déversoirs d'orage. Le tableau suivant nous donne les nouvelles dimensions du collecteur 1.0.0.

Tableau.2. 3:Dimensionnement de la canalisation 1.0.0 après installation des D.O

Tronçon	Débit tronçon	Débit second	Qtotal	i	D	D	Qps	Vps	Rq	Rh	Rv	H	Vr	Vaut
()	(l/s)	(l/s)	(l/s)	0/00	Cal(mm)	Norm(mm)	l/s	m/s				(mm)	m/s	m/s
RP1 - RP2	52.62		52.62	80.70	165.28	300	258.28	3.65	0.20	0.26	0.720	780	2.63	2.19
RP2 - RP3	3.88	296.05	352.55	52.00	366.25	400	446.39	3.55	0.79	0.67	1.100	268	3.91	2.13
RP3 - RP4	36.33	71.99	460.87	97.20	360.15	400	610.30	4.86	0.76	0.65	1.090	260	5.30	2.92
RP4 - RP5	40.36		501.23	60.90	405.72	500	875.55	4.46	0.57	0.54	1.020	270	4.55	2.68
RP5 - RP6	40.91		542.14	10.40	377.94	500	1144.17	5.83	0.47	0.48	0.980	240	5.71	3.50
RP6 - RP7	41.34		583.49	11.40	588.05	600	615.85	2.18	0.95	0.77	1.130	462	2.46	1.31
RP7 - RP8	41.34		624.83	12.70	591.25	600	650.01	2.30	0.96	0.78	1.130	468	2.60	1.38
RP8 - RP9	40.35		665.18	68.50	441.3	600	1509.61	5.34	0.44	0.45	0.950	270	5.07	3.20
RP9 - RP10	47.83	786.92	1499.93	23.90	729.29	800	1919.98	3.82	0.78	0.67	1.100	536	4.20	2.29
RP10 - RP11	47.83		1547.76	29.70	708.47	800	2140.31	4.26	0.72	0.63	1.080	504	4.60	2.56
RP11 - RP12	56.56		1604.32	29.60	718.52	800	2136.70	4.25	0.75	0.65	1.090	520	4.63	2.55
RP12 - RP13	64.27	973.58	2642.17	38.90	823.08	1000	4438.61	5.65	0.60	0.56	1.030	560	5.82	3.39
RP13 - RP14	41.34		2683.52	50.90	787.19	1000	5077.28	6.46	0.53	0.52	1.010	520	3.52	3.88
RP14 - RP15	41.34		2724.86	63.40	759.78	1000	5666.53	7.21	0.48	0.48	0.980	480	3.07	4.33
RP15 - RP16	59.59		2784.45	32.40	868.71	1000	4050.84	5.16	0.69	0.61	1.070	610	5.52	3.10
RP16 - RP17	22.57	1304.77	4166.02	11.50	1226.98	1400	5911.46	3.84	0.70	0.61	1.070	854	4.11	2.30
RP17 - RP18 (DO N°1)	69.02		68.10	16.70	244.62	300	117.49	1.66	0.58	0.55	1.030	165	1.71	1.00
RP18 - RP19	40.35		108.45	22.30	275.88	300	135.77	1.92	0.80	0.68	1.102	204	2.12	1.15
RP19 - RP20	40.70		149.15	61.70	256.9	300	225.84	3.19	0.66	0.59	1.050	177	3.35	1.91
RP20 - RP21	30.56	3210.95	3390.67	21.60	1009.18	1200	5434.05	4.80	0.62	0.57	1.040	684	4.99	2.88
RP21 - RP22	48.65	393.03	3832.35	27.50	1009.83	1200	6131.44	5.42	0.63	0.58	1.040	696	5.64	3.25
RP22 - RP23	51.82		3884.16	36.90	960.49	1200	7102.47	6.28	0.55	0.53	1.010	636	5.34	3.77
RP23 - RP24	51.97	159.96	4096.10	22.40	1075.95	1200	5533.76	4.89	0.74	0.64	1.090	768	5.33	2.93
RP24 - RP25	62.92	86.80	4245.82	56.70	916.25	1200	8804.16	7.78	0.48	0.48	0.980	576	3.62	4.67
RP25 - RP26	46.77	250.09	4555.72	18.50	1160.61	1200	5029.01	4.45	0.91	0.75	1.120	900	4.98	2.67
RP26 - RP27	10.31	512.62	5078.65	47.60	1012.58	1200	8066.77	7.13	0.63	0.58	1.040	696	5.42	4.28
RP27 - RP28	67.09		5145.73	10.40	1353.39	1400	5621.64	3.65	0.92	0.75	1.122	1050	4.10	2.19
RP28 - RP29	44.47	900.50	6090.70	13.20	1378.69	1400	6333.34	4.11	0.96	0.78	1.130	1092	4.64	2.47
RP29 - RP30 (D.O N°2)	39.24		99.55	12.90	296.04	300	103.26	1.46	0.96	0.78	1.130	234	1.65	0.88
RP30 - RP31	38.69		138.24	35.60	276.8	300	171.54	2.43	0.81	0.69	1.104	207	2.68	1.46
RP31 - RP32	42.33		180.56	11.80	376.34	400	212.64	1.69	0.85	0.71	1.110	284	1.88	1.01
RP32 - RP33	42.33		222.89	11.40	409.91	500	378.81	1.93	0.59	0.56	1.030	280	1.99	1.16
RP33 - RP34	33.03		255.92	11.50	431	500	380.47	1.94	0.67	0.60	1.060	300	2.06	1.16
RP34 - RP35	28.92		284.84	16.10	421.23	500	450.18	2.29	0.63	0.58	1.040	290	2.38	1.37
RP35 - RP36	29.73	3813.62	3875.23	10.60	1212.52	1400	5675.43	3.69	0.68	0.60	1.060	840	3.91	2.21

Tableau V.2. 4 : Dimensionnement de la canalisation 1.0.0 après installation des D.O.(suit) :

Tronçon	Débit tronçon	Débit second	Qtotal	i	D	D	Qps	Vps	Rq	Rh	Rv	H	Vr	Vaut
()	(l/s)	(l/s)	(l/s)	0/00	cal	Norm(mm)	l/s	m/s				(mm)	m/s	m/s
RP36 - RP37 (D.O N°3)	70.06		63.35	5.10	297.38	300	64.93	0.92	0.98	0.79	1.134	237	1.04	0.55
RP37 - RP38	48.39		111.74	13.30	307.38	400	225.75	1.80	0.49	0.49	0.990	196	1.78	1.08
RP38 - RP39	51.25		162.99	24.60	315.56	400	307.03	2.44	0.53	0.52	1.010	208	2.46	1.46
RP39 - RP40	39.67		202.66	60.50	289.25	400	481.49	3.83	0.42	0.44	0.940	176	3.60	2.30
RP40 - RP41	59.06	165.53	427.25	19.70	472.19	500	497.97	2.54	0.86	0.71	1.112	355	2.82	1.52
RP41 - RP42	59.06		486.31	12.00	543.96	600	631.85	2.23	0.77	0.66	1.100	396	2.45	1.34
RP42 - RP43	51.01		537.32	16.40	532.57	600	738.66	2.61	0.73	0.63	1.080	378	2.82	1.57
RP43 - RP44	106.97	1072.82	1717.12	61.50	642.63	800	3079.89	6.13	0.56	0.54	1.020	432	6.25	3.68
RP44 - RP45	49.22		1766.33	30.80	739.39	800	2179.58	4.34	0.81	0.69	1.104	552	4.79	2.60
RP45 - RP46	98.44		1864.77	10.60	921.64	1000	2317.00	2.95	0.80	0.68	1.102	680	3.25	1.77
RP46 - RP47	98.44		1963.21	11.90	919.43	1000	2454.97	3.13	0.80	0.68	1.102	680	3.45	1.88
RP47 - RP238	44.33		2007.54	39.30	741.09	1000	4461.38	5.68	0.45	0.46	0.960	460	5.45	3.41
RP238 - RP48	44.66	4197.92	2857.38	8.00	1140.2	1200	3307.06	2.92	0.86	0.71	1.112	852	3.25	1.75

Tableau V.2.5 : Dimensionnement de la canalisation 1.2.0 :

Tronçon	Débit tronçon	Débit second	Qtotal	i	D	D	Qps	Vps	Rq	Rh	Rv	H	Vr	Vaut
()	(l/s)	(l/s)	(l/s)	0/00	cal	Norm(mm)	l/s	m/s				(mm)	m/s	m/s
RP52 - RP53	20.63		20.63	61.40	122.46	300	225.29	3.19	0.09	0.14	0.500	42	1.60	1.91
RP53 - RP54	26.03	27.04	73.73	44.90	209.36	300	192.65	2.73	0.38	0.40	0.900	120	2.46	1.64
RP54 - RP55	51.72		125.45	17.50	304.91	400	258.96	2.06	0.48	0.48	0.980	192	2.02	1.24
RP55 - RP56	26.71	72.35	224.51	17.00	381.35	400	255.23	2.03	0.88	0.73	1.116	292	2.27	1.22
RP56 - RP57	40.86		265.37	94.40	294.41	400	601.44	4.79	0.44	0.45	0.950	180	4.55	2.87
RP57 - RP58	22.93		288.29	81.70	312.05	400	559.53	4.45	0.52	0.51	1.000	204	4.45	2.67
RP58 - RP59	42.43	67.33	398.05	13.80	491.56	500	416.79	2.12	0.96	0.78	1.130	390	2.40	1.27
RP59 - RP60	24.45		422.50	17.30	481.81	500	466.65	2.38	0.91	0.75	1.120	375	2.67	1.43
RP60 - RP61	19.60	208.49	650.59	17.20	567.09	600	756.46	2.68	0.86	0.71	1.112	426	2.98	1.61
RP61 - RP62	13.03		663.63	38.30	491.69	600	1128.81	3.99	0.59	0.56	1.030	336	4.11	2.39
RP62 - RP63	15.62		679.25	44.20	482.86	600	1212.64	4.29	0.56	0.54	1.020	324	4.38	2.57
RP63 - RP64	20.83		700.08	51.60	474.38	600	1310.22	4.63	0.53	0.52	1.010	312	4.68	2.78
RP64 - RP65	30.29		730.37	63.90	463.04	600	1458.04	5.16	0.50	0.50	1.000	300	5.16	3.10
RP65 - RP9	56.58		786.95	61.20	480.05	600	1426.91	5.05	0.55	0.53	1.010	318	5.10	3.03

Tableau V.2.6 : Dimensionnement de la canalisation 1.2.1 :

Tronçon	Débit tronçon	Débit second	Qtotal	i	D	D	Qps	Vps	Rq	Rh	Rv	H	Vr	Vaut
()	(l/s)	(l/s)	(l/s)	0/00	cal	Norm(mm)	l/s	m/s				(mm)	m/s	m/s
RP67 - RP53	27.04		27.04	16.90	172.62	300	118.19	1.67	0.23	0.28	0.750	84	1.25	1.00

Tableau V.2.7 : Dimensionnement de la canalisation 1.2.2 :

Tronçon	Débit tronçon	Débit second	Qtotal	i	D	D	Qps	Vps	Rq	Rh	Rv	H	Vr	Vaut
()	(l/s)	(l/s)	(l/s)	0/00	cal	Norm(mm)	l/s	m/s				(mm)	m/s	m/s
RP68 - RP69	39.28		39.28	98.80	142.6	300	285.78	4.04	0.14	0.21	0.610	63	2.46	2.42
RP69 - RP55	32.97		72.24	88.00	183.14	300	269.71	3.82	0.27	0.32	0.790	96	3.02	2.29

Tableau V.2.8 : Dimensionnement de la canalisation 1.2.3 :

Tronçon	Débit tronçon	Débit second	Qtotal	i	D	D	Qps	Vps	Rq	Rh	Rv	H	Vr	Vaut
()	(l/s)	(l/s)	(l/s)	0/00	cal	Norm(mm)	l/s	m/s				(mm)	m/s	m/s
RP70 - RP71	30.74		30.74	84.00	134.1	300	263.51	3.73	0.12	0.18	0.570	54	2.13	2.24
RP71 - RP58	36.41		67.15	62.30	190.11	300	226.93	3.21	0.30	0.34	0.820	102	2.63	1.93

Tableau V.2.9 : Dimensionnement de la canalisation 1.2.4 :

Tronçon	Débit tronçon	Débit second	Qtotal	i	D	D	Qps	Vps	Rq	Rh	Rv	H	Vr	Vaut
()	(l/s)	(l/s)	(l/s)	0/00	cal	Norm(mm)	l/s	m/s				(mm)	m/s	m/s
RP72 - RP73	53.16		53.16	25.40	206.06	300	144.90	2.05	0.37	0.40	0.900	120	1.85	1.23
RP73 - RP74	51.92		105.07	46.70	237.35	300	196.48	2.78	0.53	0.52	1.010	156	2.81	1.67
RP74 - RP75	13.36		118.43	28.80	271.79	300	154.29	2.18	0.77	0.66	1.100	198	2.40	1.31
RP75 - RP61	32.46	57.42	208.31	54.80	297.73	300	212.83	3.01	0.98	0.79	1.134	237	3.41	1.81

Tableau V.2.10 : Dimensionnement de la canalisation 1.2.4.1 :

Tronçon	Débit tronçon	Débit second	Qtotal	i	D	D	Qps	Vps	Rq	Rh	Rv	H	Vr	Vaut
()	(l/s)	(l/s)	(l/s)	0/00	Cal	Norm(mm)	l/s	m/s				(mm)	m/s	m/s
RP76 - RP75	57.42		57.42	54.30	183.95	300	211.86	3.00	0.27	0.32	0.790	96	2.37	1.80

Tableau V.2.11 : Dimensionnement de la canalisation 1.3.0 :

Tronçon	Débit tronçon	Débit second	Qtotal	i	D	D	Qps	Vps	Rq	Rh	Rv	H	Vr	Vaut
()	(l/s)	(l/s)	(l/s)	0/00	cal	Norm(mm)	l/s	m/s				(mm)	m/s	m/s
RP77 - RP78	29.18	49.22	78.40	15.20	262.47	300	112.09	1.59	0.70	0.61	1.070	183	1.70	0.95
RP78 - RP79	33.44		111.83	14.30	303.33	400	234.09	1.86	0.48	0.48	0.980	192	1.82	1.12
RP79 - RP80	48.30		160.14	10.30	369.06	400	198.67	1.58	0.81	0.69	1.104	276	1.74	0.95
RP80 - RP81	52.06	110.84	323.04	13.20	458.34	500	407.62	2.08	0.79	0.67	1.100	335	2.29	1.25
RP81 - RP82	52.00		375.05	10.70	504.19	600	596.64	2.11	0.63	0.58	1.040	348	2.19	1.27
RP82 - RP83	49.22		424.26	62.70	379.05	600	1444.29	5.11	0.29	0.34	0.810	201	4.14	3.07
RP83 - RP84	49.22		473.48	63.90	393.58	600	1458.04	5.16	0.32	0.36	0.840	216	4.33	3.10
RP84 - RP85	49.22		522.70	58.70	415	600	1397.46	4.94	0.37	0.40	0.900	240	4.45	2.96
RP85 - RP86	55.48		578.18	58.90	430.73	600	1399.84	4.95	0.41	0.43	0.930	258	4.60	2.97
RP86 - RP87	91.00	182.02	851.20	38.30	539.8	600	1128.81	3.99	0.75	0.65	1.090	390	4.35	2.39
RP87 - RP88	82.37		933.57	48.90	533.81	600	1275.48	4.51	0.73	0.63	1.080	378	4.87	2.71
RP88 - RP12	40.01		973.58	25.20	614.05	800	1971.51	3.92	0.49	0.49	0.990	392	3.88	2.35

Tableau V.2.12 : Dimensionnement de la canalisation 1.3.1

Tronçon	Débit tronçon	Débit second	Qtotal	i	D	D	Qps	Vps	Rq	Rh	Rv	H	Vr	Vaut
()	(l/s)	(l/s)	(l/s)	0/00	cal	Norm(mm)	l/s	m/s				(mm)	m/s	m/s
RP89 - RP90	55.76475371		55.76	12.00	241.47	300	99.60	1.41	0.56	0.54	1.020	162	1.44	0.85
RP90 - RP91	49.21867053		104.98	7.20	336.89	400	166.10	1.32	0.63	0.58	1.040	232	1.37	0.79
RP91 - RP92	49.21867053		154.20	13.70	344.92	400	229.12	1.82	0.67	0.60	1.060	240	1.93	1.09
RP92 - RP86	27.81839258		182.02	17.90	349.11	400	261.90	2.08	0.69	0.61	1.070	244	2.23	1.25

Tableau V.2.13 : Dimensionnement de la canalisation 1.4.0

Tronçon	Débit tronçon	Débit second	Qtotale	i	D	D	Qps	Vps	Rq	Rh	Rv	H	Vr	Vaut
()	(l/s)	(l/s)	(l/s)	0/00	cal	Norm(mm)	l/s	m/s				(mm)	m/s	m/s
RP93 - RP94	17.82		17.82	63.40	115.21	300	228.93	3.24	0.08	0.12	0.470	36	1.52	1.94
RP94 - RP95	20.98		38.79	73.80	149.92	300	246.99	3.49	0.16	0.23	0.640	69	2.23	2.09
RP95 - RP96	10.82		49.61	21.70	206.82	300	133.93	1.89	0.37	0.40	0.900	120	1.70	1.13
RP96 - RP98	7.64		57.25	13.30	239.2	300	104.85	1.48	0.55	0.53	1.010	159	1.49	0.89
RP98 - RP99	19.15		76.40	14.10	263.63	300	107.96	1.53	0.71	0.62	1.070	186	1.64	0.92
RP99 - RP100	22.52		98.92	16.90	280.75	300	118.19	1.67	0.84	0.70	1.110	210	1.85	1.00
RP100 - RP101	23.32	54.22	176.46	64.50	271.35	300	230.90	3.27	0.76	0.65	1.090	195	3.56	1.96
RP101 - RP102	17.71		194.17	124.20	248.74	300	320.41	4.53	0.61	0.57	1.040	171	4.71	2.72
RP102 - RP103	23.84		218.01	140.20	253.94	300	340.43	4.82	0.64	0.58	1.050	174	5.06	2.89
RP103 - RP104	43.39	60.45	321.85	140.30	293.85	300	340.55	4.82	0.95	0.77	1.130	231	5.45	2.89
RP104 - RP105	50.42		372.27	133.70	313.14	400	715.77	5.70	0.52	0.51	1.000	204	5.70	3.42
RP105 - RP106	40.22		412.49	3.80	634.45	800	765.58	1.52	0.54	0.53	1.010	424	1.54	0.91
RP106 - RP107	45.79		458.28	41.60	421.38	800	2533.06	5.04	0.18	0.25	0.680	200	3.43	3.02
RP107 - RP108	51.84		510.12	40.30	441.27	800	2493.16	4.96	0.20	0.26	0.720	208	3.57	2.98
RP108 - RP109	5.00	495.96	1011.08	37.40	578.37	800	2401.78	4.78	0.42	0.44	0.940	352	4.49	2.87
RP109 - RP110	71.52	130.60	1213.20	47.10	593.07	800	2695.31	5.36	0.45	0.46	0.960	368	5.15	3.22
RP110 - RP111	49.01		1262.21	76.20	550.02	800	3428.28	6.82	0.37	0.40	0.900	320	4.14	4.09
RP111 - RP16	42.55		1304.77	23.40	694.9	800	1899.79	3.78	0.69	0.61	1.070	488	4.04	2.27

Tableau V.2.14 : Dimensionnement de la canalisation 1.4.1

Tronçon	Débit tronçon	Débit second	Qtotale	i	D	D	Qps	Vps	Rq	Rh	Rv	H	Vr	Vaut
()	(l/s)	(l/s)	(l/s)	0/00	cal	Norm(mm)	l/s	m/s				(mm)	m/s	m/s
RP112 - RP113	30.69		30.69	49.70	147.87	300	202.69	2.87	0.15	0.22	0.620	66	1.78	1.72
RP113 - RP103	29.76		60.45	63.40	182.16	300	228.93	3.24	0.26	0.31	0.780	93	2.53	1.94

Tableau V.2.15 : Dimensionnement de la canalisation 1.5.0

Tronçon	Débit tronçon	Débit second	Qtotal	i	D	D	Qps	Vps	Rq	Rh	Rv	H	Vr	Vaut
()	(l/s)	(l/s)	(l/s)	0/00	cal	Norm(mm)	l/s	m/s				(mm)	m/s	m/s
RP114 - RP115	58.12		58.12	38.30	197.28	300	177.93	2.52	0.33	0.37	0.850	111	2.14	1.51
RP115 - RP116	16.53		74.65	52.50	204.25	300	208.32	2.95	0.36	0.39	0.890	117	2.63	1.77
RP116 - RP117	51.67	92.10	218.41	42.20	318.28	400	402.13	3.20	0.54	0.53	1.010	212	3.23	1.92
RP117 - RP118	49.22		267.63	24.60	380.06	400	307.03	2.44	0.87	0.72	1.115	288	2.72	1.46
RP118 - RP119	55.28		322.91	22.00	416.41	500	526.24	2.68	0.61	0.57	1.040	285	2.79	1.61
RP119 - RP120	43.76		366.67	55.40	367.3	500	835.08	4.25	0.44	0.45	0.950	225	4.04	2.55
RP120 - RP121	37.62	39.20	443.49	83.30	365.41	500	1023.99	5.22	0.43	0.45	0.950	225	4.96	3.13
RP121 - RP122	37.80	36.03	517.32	90.30	381.32	500	1066.15	5.43	0.49	0.49	0.990	245	5.38	3.26
RP122 - RP123	47.93		565.25	89.50	394.86	500	1061.41	5.41	0.53	0.52	1.010	260	5.46	3.25
RP123 - RP124	42.34	131.34	738.92	47.40	491.86	500	772.43	3.93	0.96	0.78	1.130	390	4.44	2.36
RP124 - RP125	10.29	151.39	900.59	75.30	485.7	500	973.58	4.96	0.93	0.76	1.125	380	5.58	2.98
RP125 - RP126	45.28	135.09	1080.96	12.80	725.1	800	1405.09	2.80	0.77	0.66	1.100	528	3.08	1.68
RP126 - RP127	45.55		1126.51	25.30	648.09	800	1975.42	3.93	0.57	0.54	1.020	432	4.01	2.36
RP127 - RP128	38.39		1164.90	10.80	769.86	800	1290.65	2.57	0.90	0.74	1.120	592	2.88	1.54
RP128 - RP129	36.90		1201.80	28.70	648.5	800	2103.97	4.19	0.57	0.54	1.020	432	4.27	2.51
RP129 - RP130	48.89		1250.70	29.30	655.72	800	2125.85	4.23	0.59	0.56	1.030	448	4.36	2.54
RP130 - RP131	25.30	1811.57	3087.57	68.50	784.76	800	3250.45	6.47	0.95	0.77	1.130	616	4.31	3.88
RP131 - RP132	48.35		3135.92	91.30	747.95	800	3752.61	7.47	0.84	0.70	1.110	560	5.29	2.48
RP132 - RP133	21.94		3157.86	95.80	743.17	800	3843.98	7.65	0.82	0.69	1.105	552	5.45	2.59
RP133 - RP134	16.87		3174.73	79.90	770.43	800	3510.52	6.98	0.90	0.74	1.120	592	5.82	2.19
RP134 - RP135	19.70		3194.43	69.90	791.83	800	3283.50	6.53	0.97	0.78	1.130	624	3.38	2.92
RP135 - RP20	16.52		3210.95	82.70	768.74	800	3571.50	7.11	0.90	0.74	1.120	592	3.96	2.27

Tableau V.2.16 : Dimensionnement de la canalisation 1.7.0

Tronçon	Débit tronçon	Débit second	Qtotale	i	D	D	Qps	Vps	Rq	Rh	Rv	H	Vr	Vaut
()	(l/s)	(l/s)	(l/s)	0/00	cal	Norm(mm)	l/s	m/s				(mm)	m/s	m/s
RP136 - RP137	52.24		52.24	10.49	156.92	300	294.47	4.17	0.18	0.25	0.680	75	2.84	2.50
RP137 - RP138	22.04		74.28	10.55	178.87	300	295.31	4.18	0.25	0.30	0.760	90	3.18	2.51
RP138 - RP139	48.93		123.21	23.90	285.67	300	140.56	1.99	0.88	0.73	1.116	219	2.22	1.19
RP139 - RP140	34.10		157.31	21.80	318.53	400	289.03	2.30	0.54	0.53	1.010	212	2.32	1.38
RP140 - RP141	34.18		191.49	25.30	333.46	400	311.36	2.48	0.62	0.57	1.040	228	2.58	1.49
RP141 - RP142	65.21		256.70	25.80	370.84	400	314.43	2.50	0.82	0.69	1.105	276	2.76	1.50
RP142 - RP143	46.27	100.80	403.77	20.20	460.12	500	504.25	2.57	0.80	0.68	1.102	340	2.83	1.54
RP143 - RP144	92.53		496.30	17.70	509.6	600	767.37	2.71	0.65	0.59	1.050	354	2.85	1.63
RP144 - RP145	46.14		542.44	21.70	507.13	600	849.67	3.01	0.64	0.58	1.050	348	3.16	1.81
RP145 - RP146	42.25	45.38	630.07	34.80	490.96	600	1075.99	3.81	0.59	0.56	1.030	336	3.92	2.29
RP146 - RP157	42.54		672.61	24.20	538.6	600	897.28	3.17	0.75	0.65	1.090	390	3.46	1.90
RP157 - RP130	29.28	1109.80	1811.69	88.30	612.68	800	3690.44	7.34	0.49	0.49	0.990	392	2.27	2.40

Tableau V.2.17 : Dimensionnement de la canalisation 1.7.2

Tronçon	Débit tronçon	Débit second	Qtotale	I	D	D	Qps	Vps	Rq	Rh	Rv	H	Vr	Vaut
()	(l/s)	(l/s)	(l/s)	0/00	cal	Norm(mm)	l/s	m/s				(mm)	m/s	m/s
RP148 - RP149	25.09		25.09	71.00	128.24	300	242.26	3.43	0.10	0.16	0.540	48	1.85	2.06
RP149 - RP150	52.03		77.13	39.30	218.31	300	180.24	2.55	0.43	0.45	0.950	135	2.42	1.53
RP150 - RP151	30.93		108.05	87.60	213.17	300	269.09	3.81	0.40	0.42	0.920	126	3.51	2.29
RP151 - RP152	35.56		143.61	24.60	300.93	400	307.03	2.44	0.47	0.48	0.980	192	2.39	1.46
RP152 - RP153	71.64	207.23	422.48	20.80	465.44	500	511.69	2.61	0.83	0.70	1.110	350	2.90	1.57
RP153 - RP154	19.04	174.05	615.57	10.80	606.09	800	1290.65	2.57	0.48	0.48	0.980	384	2.52	1.54
RP154 - RP155	92.65		708.22	13.80	610.11	800	1458.94	2.90	0.49	0.49	0.990	392	2.87	1.74
RP155 - RP156	85.22		793.43	23.70	575.27	800	1911.93	3.80	0.41	0.43	0.930	344	3.53	2.28
RP156 - RP157	75.64	240.70	1109.77	48.30	570.88	800	2729.43	5.43	0.41	0.43	0.930	344	3.05	2.26

Tableau V.2.18 : Dimensionnement de la canalisation 1.7.2.2

Tronçon	Débit tronçon	Débit second	Qtotale	I	D	D	Qps	Vps	Rq	Rh	Rv	H	Vr	Vaut
()	(l/s)	(l/s)	(l/s)	0/00	cal	Norm(mm)	l/s	m/s				(mm)	m/s	m/s
RP158 - RP159	61.72		61.72	8.20	269.4	300	82.33	1.16	0.75	0.65	1.090	195	1.26	0.70
RP159 - RP160	46.51		108.23	70.80	221.99	300	241.92	3.42	0.45	0.46	0.960	138	3.28	2.05
RP160 - RP153	65.82		174.05	26.50	318.94	400	318.66	2.54	0.55	0.53	1.010	212	2.57	1.52

Tableau V.2.19 : Dimensionnement de la canalisation 1.7.2.3:

Tronçon	Débit tronçon	Débit second	Qtotale	I	D	D	Qps	Vps	Rq	Rh	Rv	H	Vr	Vaut
()	(l/s)	(l/s)	(l/s)	0/00	cal	Norm(mm)	l/s	m/s				(mm)	m/s	m/s
RP161 - RP162	61.84		61.84	46.10	195.03	300	195.21	2.76	0.32	0.36	0.840	108	2.32	1.66
RP162 - RP163	34.49		96.33	82.40	206.54	300	260.98	3.69	0.37	0.40	0.900	120	3.32	2.21
RP163 - RP152	65.96	45.01	207.30	77.30	278.62	300	252.78	3.58	0.82	0.69	1.105	207	3.96	2.15

Tableau V.2.20 : Dimensionnement de la canalisation 1.7.2.3.1

Tronçon	Débit tronçon	Débit second	Qtotale	I	D	D	Qps	Vps	Rq	Rh	Rv	H	Vr	Vaut
()	(l/s)	(l/s)	(l/s)	0/00	cal	Norm(mm)	l/s	m/s				(mm)	m/s	m/s
RP165 - RP163	27.04		45.01	36.20	181.15	300	172.98	2.45	0.26	0.31	0.780	93	1.91	1.47

Tableau V.2.21 : Dimensionnement de la canalisation 1.10.0

Tronçon	Débit tronçon	Débit second	Qtotal	I	D	D	Qps	Vps	Rq	Rh	Rv	H	Vr	Vaut
()	(l/s)	(l/s)	(l/s)	0/00	cal	Norm(mm)	l/s	m/s				(mm)	m/s	m/s
RP166 - RP167	34.70		34.70	6.50	226.74	300	73.30	1.04	0.47	0.48	0.980	144	1.02	0.62
RP167 - RP168	34.62		69.32	7.50	286.13	300	78.74	1.11	0.88	0.73	1.116	219	1.24	0.67
RP168 - RP169	22.36		91.68	7.00	321.91	400	163.78	1.30	0.56	0.54	1.020	216	1.33	0.78
RP169 - RP170	38.06		129.74	5.50	383.63	400	145.17	1.16	0.89	0.74	1.118	296	1.30	0.70
RP170 - RP171	53.43	13.04	196.22	60.90	285.42	400	483.08	3.84	0.41	0.43	0.930	172	3.57	2.30
RP171 - RP172	25.60		221.82	86.30	279.94	400	575.06	4.58	0.39	0.41	0.910	164	4.17	2.75
RP172 - RP25	28.27		250.09	43.40	333.1	400	407.81	3.25	0.61	0.57	1.040	228	3.38	1.95

Tableau V.2.22 : Dimensionnement de la canalisation 1.11.0

Tronçon	Débit tronçon	Débit second	Qtotal	I	D	D	Qps	Vps	Rq	Rh	Rv	H	Vr	Vaut
()	(l/s)	(l/s)	(l/s)	0/00	cal	Norm(mm)	l/s	m/s				(mm)	m/s	m/s
RP173 - RP174	39.13		39.13	54.40	159.25	300	212.06	3.00	0.18	0.25	0.680	75	2.04	1.80
RP174 - RP175	62.53		101.66	51.10	230.5	300	205.52	2.91	0.49	0.49	0.990	147	2.88	1.75
RP175 - RP176	62.49		164.14	36.80	293.38	300	174.41	2.47	0.94	0.76	1.128	228	2.79	1.48
RP176 - RP177	52.48		216.62	59.00	297.97	300	220.84	3.12	0.98	0.79	1.134	237	3.54	1.87
RP177 - RP178	47.39		264.01	81.50	302.06	400	558.84	4.45	0.47	0.48	0.980	192	4.36	2.67
RP178 - RP179	15.59	68.37	347.98	71.10	343.7	400	521.97	4.15	0.67	0.60	1.060	240	4.40	2.49
RP179 - RP180	59.13	85.52	492.63	73.30	389.32	400	529.98	4.22	0.93	0.76	1.125	304	4.75	2.53
RP180 - RP181	25.14		517.77	12.53	358.72	400	692.92	5.51	0.75	0.65	1.090	260	5.01	3.31
RP181 - RP182	7.46	211.29	736.52	73.70	452.24	500	963.18	4.91	0.76	0.65	1.090	325	5.35	2.95
RP182 - RP183	51.23		787.74	31.40	544.24	600	1022.08	3.61	0.77	0.66	1.100	396	3.97	2.17
RP183 - RP28	44.39		832.13	88.90	457.06	600	1719.77	6.08	0.48	0.48	0.980	288	5.96	3.65

Tableau V.2.23 : Dimensionnement de la canalisation 1.13.0

Tronçon	Débit tronçon	Débit second	Qtotal	I	D	D	Qps	Vps	Rq	Rh	Rv	H	Vr	Vaut
()	(l/s)	(l/s)	(l/s)	0/00	cal	Norm(mm)	l/s	m/s				(mm)	m/s	m/s
RP184 - RP185	36.36		36.36	10.90	209.44	300	94.92	1.34	0.38	0.40	0.900	120	1.21	0.80
RP185 - RP186	36.43		72.79	16.90	250.25	300	118.19	1.67	0.62	0.57	1.040	171	1.74	1.00
RP186 - RP187	28.25		101.05	18.10	279.38	300	122.32	1.73	0.83	0.70	1.110	210	1.92	1.04
RP187 - RP188	29.01		130.06	17.30	309.73	400	257.47	2.05	0.51	0.50	1.000	200	2.05	1.23
RP188 - RP189	58.82		188.87	40.20	304.15	400	392.48	3.12	0.48	0.48	0.980	192	3.06	1.87
RP189 - RP190	36.97		225.84	92.30	278.31	400	594.72	4.73	0.38	0.40	0.900	160	4.26	2.84
RP190 - RP26	31.55		257.39	58.60	318.29	400	473.87	3.77	0.54	0.53	1.010	212	3.81	2.26

Tableau V.2.24 : Dimensionnement de la canalisation 1.15.0

Tronçon	Débit tronçon	Débit second	Qtotal	I	D	D	Qps	Vps	Rq	Rh	Rv	H	Vr	Vaut
()	(l/s)	(l/s)	(l/s)	0/00	cal	Norm(mm)	l/s	m/s				(mm)	m/s	m/s
RP191 - RP3	71.99		71.99	36.40	215.82	300	173.46	2.45	0.42	0.44	0.940	132	2.30	1.47

Tableau V.2.25 : Dimensionnement de la canalisation 2.0.0

Tronçon	Débit tronçon	Débit second	Qtotale	I	D	D	Qps	Vps	Rq	Rh	Rv	H	Vr	Vaut
()	(l/s)	(l/s)	(l/s)	0/00	cal	Norm(mm)	l/s	m/s				(mm)	m/s	m/s
RP192 - RP193	54.03		54.03	95.50	161.74	300	280.97	3.97	0.19	0.26	0.700	78	2.78	2.38
RP193 - RP194	15.97		70.00	7.30	288.64	300	77.68	1.10	0.90	0.74	1.120	222	1.23	0.66
RP194 - RP195	25.51		95.50	14.40	285.52	300	109.10	1.54	0.88	0.73	1.116	219	1.72	0.92
RP195 - RP196	50.68		146.18	19.60	316.12	400	274.05	2.18	0.53	0.52	1.010	208	2.20	1.31
RP196 - RP197	31.32		177.50	11.00	378.89	400	205.31	1.63	0.86	0.71	1.112	284	1.81	0.98
RP197 - RP198	36.50		214.00	19.00	366.83	400	269.83	2.15	0.79	0.67	1.100	268	2.37	1.29
RP198 - RP199	18.93		232.93	11.10	418.83	500	373.80	1.90	0.62	0.57	1.040	285	1.98	1.14
RP199 - RP200	41.73		274.66	11.90	439.75	500	387.03	1.97	0.71	0.62	1.070	310	2.11	1.18
RP200 - RP201	34.49	185.69	494.84	13.00	539.37	600	657.65	2.33	0.75	0.65	1.090	390	2.54	1.40
RP201 - RP202	37.46		532.30	23.60	495.69	600	886.09	3.13	0.60	0.56	1.030	330	3.22	1.88
RP202 - RP203	56.16		588.46	14.50	563.91	600	694.55	2.46	0.85	0.71	1.110	426	2.73	1.48
RP203 - RP204	14.95		603.41	88.40	405.6	600	1714.93	6.07	0.35	0.38	0.880	228	5.34	3.64
RP204 - RP205	37.09		640.50	88.90	414.33	600	1719.77	6.08	0.37	0.40	0.900	240	5.47	3.65
RP205 - RP206	37.40		677.90	10.10	636.36	800	1248.13	2.48	0.54	0.53	1.010	424	2.50	1.49
RP206 - RP207	58.90		736.79	11.60	639.72	800	1337.60	2.66	0.55	0.53	1.010	424	2.69	1.60
RP207 - RP208	48.46		785.25	45.30	507.5	800	2643.31	5.26	0.30	0.34	0.820	272	4.31	3.16
RP208 - RP209	44.55		829.81	13.90	646.58	800	1464.22	2.91	0.57	0.54	1.020	432	2.97	1.75
RP209 - RP210	54.37		884.17	29.24	374.03	800	6715.63	13.36	0.13	0.20	0.600	160	4.02	2.02
RP210 - RP211	76.24		960.41	19.68	415.54	800	5509.48	10.96	0.17	0.24	0.660	192	4.23	2.58
RP211 - RP212	58.90		1019.32	5.40	833.9	1000	1653.75	2.11	0.62	0.57	1.040	570	2.19	1.27
RP212 - RP213	25.52	602.50	1647.34	11.07	566.68	1000	7487.66	9.53	0.22	0.28	0.740	275	4.05	4.72
RP213 - RP214	85.48		1732.82	5.80	1003.95	1200	2815.86	2.49	0.62	0.57	1.040	684	2.59	1.49
RP214 - RP215	60.47		1793.29	11.50	894.46	1200	3965.02	3.51	0.45	0.46	0.960	552	3.37	2.11
RP215 - RP216	55.27		1848.56	6.60	1003.97	1200	3003.78	2.66	0.62	0.57	1.040	684	2.77	1.60
RP216 - RP217	23.71		1872.28	9.70	938.52	1200	3641.52	3.22	0.51	0.50	1.000	600	3.22	1.93
RP217 - RP218	33.46		1905.74	17.10	849.49	1200	4834.98	4.28	0.39	0.41	0.910	492	3.89	2.57
RP218 - RP219	57.54		1963.27	16.10	868.78	1200	4691.47	4.15	0.42	0.44	0.940	528	3.90	2.49
RP219 - RP220	105.73		2069.01	27.50	801.42	1200	6131.44	5.42	0.34	0.38	0.860	450	4.66	3.25
RP220 - RP221	107.43		2176.44	8.10	1027.16	1200	3327.66	2.94	0.65	0.59	1.050	708	3.09	1.76
RP221 - RP222	90.95		2267.39	58.80	719.26	1200	8965.72	7.93	0.25	0.30	0.760	360	4.03	3.76
RP222 - RP223	78.27		2345.65	31.40	819.4	1200	6551.81	5.79	0.36	0.39	0.890	468	5.15	3.47
RP223 - RP224	90.35		2436.00	20.30	901.93	1200	5267.98	4.66	0.46	0.47	0.970	564	4.52	2.80
RP224 - RP225	36.13		2472.13	43.00	787.86	1200	7667.09	6.78	0.32	0.36	0.840	432	5.70	3.07
RP225 - RP226	30.19		2502.32	22.60	892.91	1200	5558.41	4.91	0.45	0.46	0.960	552	4.71	2.95

Tableau V.2.26 : Dimensionnement de la canalisation 2.0.0 (suite)

Tronçon	Débit tronçon	Débit second	Qtotal	I	D	D	Qps	Vps	Rq	Rh	Rv	H	Vr	Vaut
()	(l/s)	(l/s)	(l/s)	0/00	cal	Norm(mm)	l/s	m/s				(mm)	m/s	m/s
RP226 - RP227	71.56		2573.88	42.60	801.27	1200	7631.35	6.75	0.34	0.38	0.860	450	5.81	4.05
RP227 - RP228	49.22	714.84	3337.94	11.90	1121.92	1200	4033.39	3.57	0.83	0.70	1.110	840	3.96	2.14
RP228 - RP229	49.22		3387.16	16.10	1065.94	1200	4691.47	4.15	0.72	0.63	1.080	756	4.48	2.49
RP229 - RP230	31.23		3418.39	24.10	991.7	1200	5739.91	5.08	0.60	0.56	1.030	672	5.23	3.05
RP230 - RP231	47.17		3465.57	20.10	1031.31	1200	5241.97	4.63	0.66	0.59	1.050	708	4.86	2.78
RP231 - RP232	48.82		3514.39	32.10	949.61	1200	6624.44	5.86	0.53	0.52	1.010	624	5.92	3.52
RP232 - RP233	56.44		3570.83	29.40	971.17	1200	6339.72	5.61	0.56	0.54	1.020	648	5.72	3.37
RP233 - RP234	49.22	410.49	4030.55	13.80	1171.14	1200	4343.46	3.84	0.93	0.76	1.125	912	4.32	2.30
RP234 - RP235	49.22		4079.77	12.40	1200.31	1400	6138.42	3.99	0.66	0.59	1.050	826	4.19	2.39
RP235 - RP236	46.66		4126.42	23.10	1072.72	1400	8378.22	5.44	0.49	0.49	0.990	686	5.39	3.26
RP236 - RP237	34.82		4161.24	12.00	1216.7	1400	6038.60	3.92	0.69	0.61	1.070	854	4.19	2.35
RP237 - RP238	36.68		4197.92	38.90	979.14	1400	10872.28	7.06	0.39	0.41	0.910	574	6.42	4.24

N.B : Afin de diminuer les dimensions des diamètres du collecteur projeté 2.0.0. Nous avons installé 02 déversoirs d'orage. le tableau suivant nous donne les nouvelles dimensions du collecteur 2.0.0.

Tableau V.2.27 : Dimensionnement de la canalisation 2.0.0 après installation des D.O.

Tronçon	Débit tronçon	Débit second	Qtotale	I	D	D	Qps	Vps	Rq	Rh	Rv	H	Vr	Vaut
()	(l/s)	(l/s)	(l/s)	0/00	cal	Norm(mm)	l/s	m/s				(mm)	m/s	m/s
RP192 - RP193	54.03		54.03	95.50	161.74	300	280.97	3.97	0.19	0.26	0.700	78	2.78	2.38
RP193 - RP194	15.97		70.00	7.30	288.64	500	303.13	1.54	0.23	0.28	0.750	140	1.16	0.92
RP194 - RP195	25.51		95.50	14.40	285.52	500	425.75	2.17	0.22	0.28	0.740	137	1.61	1.30
RP195 - RP196	50.68		146.18	19.60	316.12	500	496.71	2.53	0.29	0.34	0.810	167	2.05	1.52
RP196 - RP197	31.32		177.50	11.00	378.89	500	372.11	1.90	0.48	0.48	0.980	240	1.86	1.14
RP197 - RP198	36.50		214.00	19.00	366.83	500	489.05	2.49	0.44	0.45	0.950	225	2.37	1.49
RP198 - RP199	18.93		232.93	11.10	418.83	600	607.69	2.15	0.38	0.40	0.900	240	1.94	1.29
RP199 - RP200	41.73		274.66	11.90	439.75	600	629.21	2.23	0.44	0.45	0.950	270	2.12	1.34
RP200 - RP201	34.49	185.69	494.84	13.00	539.37	800	1416.02	2.82	0.35	0.38	0.880	304	2.48	1.69
RP201 - RP202	37.46		532.30	23.60	495.69	800	1907.89	3.80	0.28	0.33	0.800	260	3.04	2.28
RP202 - RP203	56.16		588.46	14.50	563.91	800	1495.49	2.98	0.39	0.41	0.910	328	2.71	1.79
RP203 - RP204	14.95		603.41	88.40	405.6	800	3692.53	7.35	0.16	0.23	0.640	184	4.70	4.41
RP204 - RP205	37.09		640.50	88.90	414.33	800	3702.96	7.37	0.17	0.24	0.660	192	4.86	4.42
RP205 - RP206	37.40		677.90	10.10	636.36	800	1248.13	2.48	0.54	0.53	1.010	424	2.50	1.49
RP206 - RP207	58.90		736.79	11.60	639.72	800	1337.60	2.66	0.55	0.53	1.010	424	2.69	1.60
RP207 - RP208	48.46		785.25	45.30	507.5	800	2643.31	5.26	0.30	0.34	0.820	272	4.31	3.16
RP208 - RP209	44.55		829.81	13.90	646.58	800	1464.22	2.91	0.57	0.54	1.020	432	2.97	1.75
RP209 - RP210	54.37		884.17	29.24	374.03	800	6715.63	13.36	0.13	0.20	0.600	160	3.02	2.02
RP210 - RP211	76.24		960.41	19.68	415.54	800	5509.48	10.96	0.17	0.24	0.660	192	2.23	2.58
RP211 - RP212	58.90		1019.32	5.40	833.9	1000	1653.75	2.11	0.62	0.57	1.040	570	2.19	1.27
RP212 - RP213	25.52	602.50	1647.34	11.07	566.68	1000	7487.66	9.53	0.22	0.28	0.740	275	4.05	3.72
RP213 - RP214	85.48		1732.82	5.80	1003.95	1200	2815.86	2.49	0.62	0.57	1.040	684	2.59	1.49
RP214 - RP215	60.47		1793.29	11.50	894.46	1200	3965.02	3.51	0.45	0.46	0.960	552	3.37	2.11
RP215 - RP216 (D.0 N°4)	55.27		32.35	6.60	220.22	300	73.86	1.04	0.44	0.45	0.950	135	0.99	0.62
RP216 - RP217	23.71		56.06	9.70	251.8	300	89.54	1.27	0.63	0.58	1.040	174	1.32	0.76
RP217 - RP218	33.46		89.52	17.10	269.84	300	118.89	1.68	0.75	0.65	1.090	195	1.83	1.01
RP218 - RP219	57.54		147.06	16.10	328.74	400	248.38	1.98	0.59	0.56	1.030	224	2.04	1.19
RP219 - RP220	105.73		252.79	27.50	364.32	400	324.62	2.58	0.78	0.67	1.100	268	2.84	1.55
RP220 - RP221	107.43		360.23	8.10	523.24	600	519.11	1.84	0.69	0.61	1.070	366	1.97	1.10
RP221 - RP222	90.95		451.17	58.80	392.59	600	1398.65	4.95	0.32	0.36	0.840	216	4.16	2.97
RP222 - RP223	78.27		529.44	31.40	468.9	600	1022.08	3.61	0.52	0.51	1.000	306	3.61	2.17
RP223 - RP224	90.35		619.78	20.30	539.83	600	821.80	2.91	0.75	0.65	1.090	390	3.17	1.75
RP224 - RP225	36.13		655.91	43.00	479.03	600	1196.06	4.23	0.55	0.53	1.010	318	4.27	2.54

Tableau V.2.28 : Dimensionnement de la canalisation 2.0.0 après installation des D.O (suite)

Tronçon	Débit tronçon	Débit second	Qtotal	I	D	D	Qps	Vps	Rq	Rh	Rv	H	Vr	Vaut
()	(l/s)	(l/s)	(l/s)	0/00	cal	Norm(mm)	l/s	m/s				(mm)	m/s	m/s
RP225 - RP226	30.19		686.10	22.60	549.63	600	867.11	3.07	0.79	0.67	1.100	402	3.38	1.84
RP226 - RP227	71.56		757.67	42.60	506.54	600	1190.49	4.21	0.64	0.58	1.050	348	4.42	2.53
RP227 - RP228	49.22	714.84	1521.73	11.90	835.67	1000	2454.97	3.13	0.62	0.57	1.040	570	3.26	1.88
RP228 - RP229	49.22		1570.95	16.10	799.1	1000	2855.52	3.64	0.55	0.53	1.010	530	3.68	2.18
RP229 - RP230 (D.O N°5)	31.23		25.65	24.10	158.34	300	141.14	2.00	0.18	0.25	0.680	75	1.36	1.20
RP230 - RP231	47.17		72.82	20.10	242.28	300	128.90	1.82	0.56	0.54	1.020	162	1.86	1.09
RP231 - RP232	48.82		121.65	32.10	269.01	300	162.89	2.30	0.75	0.65	1.090	195	2.51	1.38
RP232 - RP233	56.44		178.09	29.40	315.5	400	335.65	2.67	0.53	0.52	1.010	208	2.70	1.60
RP233 - RP234	49.22	410.49	637.80	13.80	586.61	600	677.58	2.40	0.94	0.76	1.128	456	2.71	1.44
4RP234 - RP235	49.22		687.02	12.40	615.42	800	1382.96	2.75	0.50	0.50	1.000	400	2.75	1.65
RP235 - RP236	46.66		733.68	23.10	561.32	800	1887.58	3.76	0.39	0.41	0.910	328	3.42	2.26
RP236 - RP237	34.82		768.50	12.00	645.79	800	1360.47	2.71	0.56	0.54	1.020	432	2.76	1.63
RP237 - RP238	36.68		805.18	38.90	527.13	800	2449.48	4.87	0.33	0.37	0.850	296	4.14	2.92

Tableau V.2.29 : Dimensionnement de la canalisation 2.1.0

Tronçon	Débit tronçon	Débit second	Qtotal	I	D	D	Qps	Vps	Rq	Rh	Rv	H	Vr	Vaut
()	(l/s)	(l/s)	(l/s)	0/00	cal	Norm(mm)	l/s	m/s				(mm)	m/s	m/s
RP239 - RP240	74.13		74.13	59.50	199	300	221.77	3.14	0.33	0.37	0.850	111	2.67	1.88
RP240 - RP241	41.21		115.34	68.40	228.82	300	237.78	3.36	0.49	0.49	0.990	147	3.33	2.02
RP241 - RP242	14.02		129.36	28.50	281.49	300	153.49	2.17	0.84	0.70	1.110	210	2.41	1.30
RP242 - RP200	56.34		185.69	72.40	270.66	300	244.64	3.46	0.76	0.65	1.090	195	3.77	2.08

Tableau V.2.30 : Dimensionnement de la canalisation 2.2.0

Tronçon	Débit tronçon n	Débit second	Qtotal	I	D	D	Qps	Vps	Rq	Rh	Rv	H	Vr	Vaut
()	(l/s)	(l/s)	(l/s)	0/00	cal	Norm(mm)	l/s	m/s				(mm)	m/s	m/s
RP243 - RP244	61.760		61.76	29.10	212.5	300	155.09	2.19	0.40	0.42	0.920	126	2.01	1.31
RP244 - RP245	44.868		106.63	42.80	242.59	300	188.09	2.66	0.57	0.54	1.020	162	2.71	1.60
RP245 - RP246	25.357		131.98	64.80	243.14	300	231.44	3.27	0.57	0.54	1.020	162	3.34	1.96
RP246 - RP247	23.753		155.74	43.20	279.14	300	188.97	2.67	0.82	0.69	1.105	207	2.95	1.60
RP247 - RP248	56.828		212.57	54.30	300.51	400	456.15	3.63	0.47	0.48	0.980	192	3.56	2.18
RP248 - RP249	44.405		256.97	34.60	351.12	400	364.12	2.90	0.71	0.62	1.070	248	3.10	1.74
RP249 - RP250	46.413	77.56	380.94	70.10	356.51	400	518.28	4.12	0.74	0.64	1.090	256	4.49	2.47
RP250 - RP251	44.444		425.39	27.00	444.36	500	582.98	2.97	0.73	0.63	1.080	315	3.21	1.78
RP251 - RP252	44.887		470.28	78.20	377.99	500	992.15	5.05	0.47	0.48	0.980	240	4.95	3.03
RP252 - RP253	55.282		525.56	95.10	379.88	500	1094.11	5.57	0.48	0.48	0.980	240	5.46	3.34
RP253 - RP254	35.546		561.10	15.48	355.33	500	1395.91	7.11	0.40	0.42	0.920	210	6.54	4.27
RP254 - RP255	11.842		572.95	60.30	427.37	500	871.23	4.44	0.66	0.59	1.050	295	4.66	2.66
RP255 - RP212	29.531		602.48	19.45	349.65	500	1564.71	7.97	0.39	0.41	0.910	205	7.25	4.78

Tableau V.2.31 : Dimensionnement de la canalisation 3.0.0

Tronçon	Débit tronçon n	Débit second	Qtotal	I	D	D	Qps	Vps	Rq	Rh	Rv	H	Vr	Vaut
()	(l/s)	(l/s)	(l/s)	0/00	cal	Norm(mm)	l/s	m/s				(mm)	m/s	m/s
R136 - R137	24.20	667.21	691.40	52.70	470.31	500	814.48	4.15	0.85	0.71	1.110	355	4.61	2.49
R137 - RP349	36.57	602.30	1330.27	18.30	732.98	800	1680.06	3.34	0.79	0.67	1.100	536	3.67	2.00
RP349 - RP350	36.57		1366.84	12.30	797.74	800	1377.37	2.74	0.99	0.80	1.135	640	3.11	1.64
RP350 - RP351	34.29		1401.13	16.90	758.62	800	1614.51	3.21	0.87	0.72	1.115	576	3.58	1.93
RP351 - RP352	33.68		1434.80	65.30	594.05	800	3173.62	6.31	0.45	0.46	0.960	368	4.06	3.79
RP352 - RP353	49.22		1484.02	61.90	607.67	800	3089.89	6.15	0.48	0.48	0.980	384	4.03	3.69
RP353 - RP354	24.61		1508.63	89.60	570.47	800	3717.51	7.40	0.41	0.43	0.930	344	4.88	4.44
RP354 - RP355	38.83		1547.47	76.10	593.84	800	3426.03	6.82	0.45	0.46	0.960	368	5.55	4.09
RP355 - RP356	36.13		1583.59	93.80	575.97	800	3803.64	7.57	0.42	0.44	0.940	352	5.12	4.54
RP356 - RP357	38.90		1622.49	10.25	571.65	800	3976.13	7.91	0.41	0.43	0.930	344	5.36	4.75
RP357 - RP358	21.60		1644.09	42.10	678.8	800	2548.23	5.07	0.65	0.59	1.050	472	5.32	3.04
RP358 - R140	49.43		1693.52	70.90	622.48	800	3306.90	6.58	0.51	0.50	1.000	400	6.58	3.95
R140 - RP359	85.83	1498.80	3278.14	54.90	836.59	1000	5273.01	6.71	0.62	0.57	1.040	570	5.98	4.03
RP359 - RP360	55.34		3333.49	66.70	811.68	1000	5812.13	7.40	0.57	0.54	1.020	540	5.55	4.44
RP360 - RP35	23.03	204.26	3560.66	54.00	865.61	1000	5229.61	6.66	0.68	0.60	1.060	600	5.06	4.00

Tableau V.2.32 : Dimensionnement de la canalisation 3.1.0

Tronçon	Débit tronçon	Débit second	Qtotal	I	D	D	Qps	Vps	Rq	Rh	Rv	H	Vr	Vaut
()	(l/s)	(l/s)	(l/s)	0/00	cal	Norm(mm)	l/s	m/s				(mm)	m/s	m/s
RP256 - RP257	51.71		51.71	57.60	174.92	300	218.20	3.09	0.24	0.29	0.755	87	2.33	1.85
RP257 - RP258	23.57		75.28	12.27	174.75	300	318.47	4.51	0.24	0.29	0.755	87	3.41	2.71
RP258 - RP259	29.01	250.42	354.71	58.10	359.54	400	471.84	3.75	0.75	0.65	1.090	260	4.09	2.25
RP259 - RP260	47.39		402.10	41.30	401.75	500	721.02	3.67	0.56	0.54	1.020	270	3.74	2.20
RP260 - R136	34.85	31.60	468.54	65.50	390.22	500	908.02	4.62	0.52	0.51	1.000	255	4.62	2.77

Tableau V.2.33 : Dimensionnement de la canalisation 3.2.0

Tronçon	Débit tronçon	Débit second	Qtotal	I	D	D	Qps	Vps	Rq	Rh	Rv	H	Vr	Vaut
()	(l/s)	(l/s)	(l/s)	0/00	cal	Norm(mm)	l/s	m/s				(mm)	m/s	m/s
RP261 - RP262	41.70	76.23	117.93	5.40	371.41	400	143.85	1.14	0.82	0.69	1.105	276	1.26	0.68
RP262 - RP258	58.52	67.04	243.48	11.90	420.32	500	387.03	1.97	0.63	0.58	1.040	290	2.05	1.18

Tableau V.2.34 : Dimensionnement de la canalisation 3.3.0

Tronçon	Débit tronçon	Débit second	Qtotal	I	D	D	Qps	Vps	Rq	Rh	Rv	H	Vr	Vaut
()	(l/s)	(l/s)	(l/s)	0/00	cal	Norm(mm)	l/s	m/s				(mm)	m/s	m/s
RP263 - RP264	48.00		48.00	8.40	244.05	300	83.33	1.18	0.58	0.55	1.030	165	1.22	0.71
RP264 - RP265	38.04		86.03	6.20	321.55	400	154.14	1.23	0.56	0.54	1.020	216	1.25	0.74
RP265 - RP266	38.04		124.07	15.00	312.56	400	239.75	1.91	0.52	0.51	1.000	204	1.91	1.15
RP266 - RP267	19.21	106.42	249.70	13.60	413.82	500	413.75	2.11	0.60	0.56	1.030	280	2.17	1.27
RP267 - RP268	42.09	75.73	367.52	36.50	397.53	500	677.83	3.45	0.54	0.53	1.010	265	3.48	2.07
RP268 - RP269	13.26		380.78	33.00	410.54	500	644.51	3.28	0.59	0.56	1.030	280	3.38	1.97
RP269 - RP270	35.30	128.22	544.30	68.70	409.1	500	929.93	4.74	0.59	0.56	1.030	280	4.88	2.84
RP270 - RP271	35.30		579.60	9.10	611.89	800	1184.73	2.36	0.49	0.49	0.990	392	2.34	1.42
RP271 - R137	22.70		602.30	81.30	411.73	800	3541.14	7.04	0.17	0.24	0.660	192	4.65	4.22

Tableau V.2.35 : Dimensionnement de la canalisation 3.3.1

Tronçon	Débit tronçon	Débit second	Qtotale	I	D	D	Qps	Vps	Rq	Rh	Rv	H	Vr	Vaut
()	(l/s)	(l/s)	(l/s)	0/00	cal	Norm(mm)	l/s	m/s				(mm)	m/s	m/s
RP272 - RP273	68.87		68.87	12.00	261.35	300	99.60	1.41	0.69	0.61	1.070	183	1.51	0.85
RP273 - RP274	37.47		106.33	16.30	290.43	300	116.08	1.64	0.92	0.75	1.122	225	1.84	0.98
RP274 - RP266	0.09		106.42	16.30	290.52	300	116.08	1.64	0.92	0.75	1.122	225	1.84	0.98

Tableau V.2.36 : Dimensionnement de la canalisation 3.3.2

Tronçon	Débit tronçon	Débit second	Qtotale	I	D	D	Qps	Vps	Rq	Rh	Rv	H	Vr	Vaut
()	(l/s)	(l/s)	(l/s)	0/00	cal	Norm(mm)	l/s	m/s				(m)	m/s	m/s
RP275 - RP276	40.76		40.76	14.30	207.75	300	108.72	1.54	0.37	0.40	0.900	120	1.39	0.92
RP276 - RP267	34.96		75.72	28.30	230.58	300	152.95	2.16	0.50	0.50	1.000	150	2.16	1.30

Tableau V.2.37 : Dimensionnement de la canalisation 3.4.0

Tronçon	Débit tronçon	Débit second	Qtotale	I	D	D	Qps	Vps	Rq	Rh	Rv	H	Vr	Vaut
()	(l/s)	(l/s)	(l/s)	0/00	cal	Norm(mm)	l/s	m/s				(mm)	m/s	m/s
RP277 - RP278	30.36		30.36	13.00	189.37	300	103.66	1.47	0.29	0.34	0.810	100	1.19	0.88
RP278 - RP279	37.35		67.71	49.50	199.1	300	202.28	2.86	0.33	0.37	0.850	111	2.43	1.72
RP279 - RP280	20.86		88.56	26.10	248.27	300	146.88	2.08	0.60	0.56	1.030	168	2.14	1.25
RP280 - RP269	39.64		128.20	20.30	298.97	300	129.54	1.83	0.99	0.80	1.135	240	2.08	1.10

Tableau V.2.38 : Dimensionnement de la canalisation 3.5.0

Tronçon	Débit tronçon	Débit second	Qtotal	I	D	D	Qps	Vps	Rq	Rh	Rv	H	Vr	Vaut
()	(l/s)	(l/s)	(l/s)	0/00	cal	Norm(mm)	l/s	m/s				(mm)	m/s	m/s
RP281 - RP282	41.34		41.34	37.70	174.15	300	176.53	2.50	0.23	0.28	0.750	84	1.88	1.50
RP282 - RP283	41.21		82.55	47.00	216.56	300	197.11	2.79	0.42	0.44	0.940	132	2.62	1.67
RP283 - RP284	45.28		127.83	54.60	248.08	300	212.45	3.01	0.60	0.56	1.030	168	3.10	1.81
RP284 - RP285	45.03		172.86	47.10	285.6	300	197.32	2.79	0.88	0.73	1.116	219	3.11	1.67
RP285 - RP286	28.38		201.24	72.60	278.8	300	244.97	3.47	0.82	0.69	1.105	207	3.83	2.08
RP286 - RP287	44.21	86.87	332.31	67.80	340.84	400	509.71	4.06	0.65	0.59	1.050	236	4.26	2.44
RP287 - RP288	49.00		381.32	88.10	341.68	400	581.03	4.62	0.66	0.59	1.050	236	4.85	2.77
RP288 - RP289	67.85		449.17	87.70	363.63	400	579.71	4.61	0.77	0.66	1.100	264	5.07	2.77
RP289 - RP290	60.11	350.00	859.28	35.50	549.48	600	1086.76	3.84	0.79	0.67	1.100	402	4.22	2.30
RP290 - RP291	39.35	400.15	1298.77	59.10	583.08	600	1402.21	4.96	0.93	0.76	1.125	456	5.58	2.98
RP291 - R140	28.19	171.83	1498.80	10.40	852.18	1000	2295.03	2.92	0.65	0.59	1.050	590	3.07	1.75

Tableau V.2.39 : Dimensionnement de la canalisation 4.0.0

Tronçon	Debit tronçon	Débit second	Qtotal	I	D	D	Qps	Vps	Rq	Rh	Rv	H	Vr	Vaut
()	(l/s)	(l/s)	(l/s)	0/00	cal	Norm(mm)	l/s	m/s				(mm)	m/s	m/s
RP292 - RP293	44.22		44.22	20.80	199.66	300	131.12	1.86	0.34	0.38	0.860	112	1.60	1.12
RP293 - RP294	44.22		88.44	23.00	254.09	300	137.88	1.95	0.64	0.58	1.050	174	2.05	1.17
RP294 - RP295	40.09		128.53	23.00	292.33	300	137.88	1.95	0.93	0.76	1.125	228	2.19	1.17
RP295 - RP296	22.25		150.78	49.20	269.13	300	201.67	2.85	0.75	0.65	1.090	195	3.11	1.71
RP296 - RP297	46.05		196.83	11.70	389.33	400	211.74	1.68	0.93	0.76	1.125	304	1.89	1.01
RP297 - RP298	46.32		243.15	12.00	419.45	500	388.65	1.98	0.63	0.58	1.040	290	2.06	1.19
RP298 - RP299	20.81		263.96	18.60	398.44	500	483.87	2.46	0.55	0.53	1.010	265	2.48	1.48
RP299 - RP300	29.31		293.27	11.10	456.62	500	373.80	1.90	0.78	0.67	1.100	335	2.09	1.14
RP300 - RP301	5.74	267.70	566.71	24.60	503.54	600	904.66	3.20	0.63	0.58	1.040	348	3.33	1.92
RP301 - RP302	60.75		627.46	20.60	540.84	600	827.85	2.93	0.76	0.65	1.090	390	3.19	1.76
RP302 - RP303	43.69		671.15	11.30	620.76	800	1320.19	2.63	0.51	0.50	1.000	400	2.63	1.58
RP303 - RP227	43.69		714.83	19.80	572.17	800	1747.56	3.48	0.41	0.43	0.930	344	3.24	2.09

Tableau V.2.40 : Dimensionnement de la canalisation 4.1.0

Tronçon	Débit tronçon	Débit second	Qtotal	I	D	D	Qps	Vps	Rq	Rh	Rv	H	Vr	Vaut
()	(l/s)	(l/s)	(l/s)	0/00	cal	Norm(mm)	l/s	m/s				(mm)	m/s	m/s
RP304 - RP305	42.06		42.06	10.18	145.49	300	290.08	4.10	0.14	0.21	0.610	63	2.50	2.46
RP305 - RP306	22.04		64.10	11.69	166.03	300	310.86	4.40	0.21	0.27	0.730	81	3.21	2.64
RP306 - RP307	39.88		103.98	14.90	292.89	300	110.98	1.57	0.94	0.76	1.128	228	1.77	0.94
RP307 - RP308	39.88		143.86	8.00	371.72	400	175.09	1.39	0.82	0.69	1.105	276	1.54	0.83
RP308 - RP309	41.88		185.73	33.70	312.41	400	359.36	2.86	0.52	0.51	1.000	204	2.86	1.72
RP309 - RP300	14.39		200.12	30.00	328.36	400	339.05	2.70	0.59	0.56	1.030	224	2.78	1.62

Tableau V.2.41 : Dimensionnement de la canalisation 4.2.0

Tronçon	Débit tronçon	Débit second	Qtotal	I	D	D	Qps	Vps	Rq	Rh	Rv	H	Vr	Vaut
()	(l/s)	(l/s)	(l/s)	0/00	cal	Norm(mm)	l/s	m/s				(mm)	m/s	m/s
RP348 - RP300	67.58		67.58	57.80	193.26	300	218.58	3.09	0.31	0.35	0.830	105	2.56	1.85

Tableau V.2.42 : Dimensionnement de la canalisation 6.0.0

Tronçon	Débit tronçon	Débit second	Qtotal	I	D	D	Qps	Vps	Rq	Rh	Rv	H	Vr	Vaut
()	(l/s)	(l/s)	(l/s)	0/00	cal	Norm(mm)	l/s	m/s				(mm)	m/s	m/s
RP310 - RP311	57.33		57.33	76.10	172.57	300	250.81	3.55	0.23	0.28	0.750	84	2.66	2.13
RP311 - RP312	55.08		112.41	67.50	227.18	300	236.21	3.34	0.48	0.48	0.980	144	3.27	2.00
RP312 - RP313	38.15		150.56	51.70	266.49	300	206.73	2.92	0.73	0.63	1.080	189	3.15	1.75
RP313 - RP314	17.95		168.51	15.92	225.13	300	362.76	5.13	0.46	0.47	0.970	141	4.98	3.08
RP314 - RP315	50.96		219.47	41.60	319.71	400	399.26	3.18	0.55	0.53	1.010	212	3.21	1.91
RP315 - RP316	27.77		247.24	52.00	320.62	400	446.39	3.55	0.55	0.53	1.010	212	3.59	2.13
RP316 - RP317	15.22		262.45	64.50	314.9	400	497.15	3.96	0.53	0.52	1.010	208	4.00	2.38
RP317 - RP318	21.34		283.79	88.80	305.4	400	583.33	4.64	0.49	0.49	0.990	196	4.59	2.78
RP318 - RP319	28.70		312.50	82.80	320.82	400	563.28	4.48	0.55	0.53	1.010	212	4.52	2.69
RP319 - RP320	59.67		372.17	72.00	351.64	400	525.26	4.18	0.71	0.62	1.070	248	4.47	2.51
RP320 - RP321	54.01		426.18	64.00	378.24	400	495.22	3.94	0.86	0.71	1.112	284	4.38	2.36
RP321 - RP322	26.90		453.09	51.50	403.11	500	805.15	4.10	0.56	0.54	1.020	270	4.18	2.46
RP322 - RP323	23.84		476.93	19.20	494.45	500	491.61	2.50	0.97	0.78	1.130	390	2.83	1.50
RP323 - RP324	38.17		515.10	10.60	568.9	600	593.85	2.10	0.87	0.72	1.115	432	2.34	1.26
RP324 - RP43	64.56	493.16	1072.82	74.60	519.56	600	1575.40	5.57	0.68	0.60	1.060	360	5.90	3.34

Tableau V.2.43 : Dimensionnement de la canalisation 6.1.0

Tronçon	Débit tronçon	Débit second	Qtotal	I	D	D	Qps	Vps	Rq	Rh	Rv	H	Vr	Vaut
()	(l/s)	(l/s)	(l/s)	0/00	cal	Norm(mm)	l/s	m/s				(mm)	m/s	m/s
RP325 - RP326	42.33		42.33	81.20	152.15	300	259.08	3.67	0.16	0.23	0.640	69	2.35	2.20
RP326 - RP327	42.33		84.66	11.94	183.55	300	314.16	4.44	0.27	0.32	0.790	96	3.51	2.66
RP327 - RP328	39.96		124.61	14.07	205.76	300	341.03	4.82	0.37	0.40	0.900	120	4.34	2.89
RP328 - RP329	34.42		159.04	14.96	222.89	300	351.66	4.97	0.45	0.46	0.960	138	4.77	2.98
RP329 - RP330	29.45		188.49	27.00	327.47	400	321.66	2.56	0.59	0.56	1.030	224	2.64	1.54
RP330 - RP331	29.45		217.94	23.50	354.92	400	300.08	2.39	0.73	0.63	1.080	252	2.58	1.43
RP331 - RP324	52.46	222.75	493.15	15.12	340.04	400	761.18	6.06	0.65	0.59	1.050	236	6.36	3.64

Tableau V.2.44 : Dimensionnement de la canalisation 6.1.1

Tronçon	Débit tronçon	Débit second	Qtotal	I	D	D	Qps	Vps	Rq	Rh	Rv	H	Vr	Vaut
()	(l/s)	(l/s)	(l/s)	0/00	cal	Norm (mm)	l/s	m/s				(mm)	m/s	m/s
RP332 - RP333	26.16		26.16	68.30	131.22	300	237.61	3.36	0.11	0.17	0.550	51	1.85	2.02
RP333 - RP334	26.16		52.33	11.86	153.45	300	313.11	4.43	0.17	0.24	0.660	72	2.92	2.66
RP334 - RP335	20.59		72.92	13.06	170.67	300	328.57	4.65	0.22	0.28	0.740	82	3.44	2.79
RP335 - RP336	37.98		110.90	44.20	244.71	300	191.14	2.70	0.58	0.55	1.030	165	2.78	1.62
RP336 - RP337	26.15		137.05	14.30	212.58	300	343.81	4.86	0.40	0.42	0.920	126	4.47	2.92
RP337 - RP338	19.34		156.40	16.60	334.49	400	252.21	2.01	0.62	0.57	1.040	228	2.09	1.21
RP338 - RP339	27.22		183.62	15.80	358.54	400	246.06	1.96	0.75	0.65	1.090	260	2.14	1.18
RP339 - RP331	39.13		222.74	31.00	339.72	400	344.66	2.74	0.65	0.59	1.050	236	2.88	1.64

Tableau V.2.45 : Dimensionnement de la canalisation 6.2.0 (fin).

Tronçon	Débit tronçon	Débit second	Qtotal	I	D	D	Qps	Vps	Rq	Rh	Rv	H	Vr	Vaut
()	(l/s)	(l/s)	(l/s)	0/00	cal	Norm (mm)	l/s	m/s				(mm)	m/s	m/s
RP340 - RP341	26.36		26.36	10.20	187.96	300	91.82	1.30	0.29	0.34	0.810	100	1.05	0.78
RP341 - RP342	25.16		51.52	13.10	230.59	300	104.06	1.47	0.50	0.50	1.000	150	1.47	0.88
RP342 - RP343	22.59		74.11	10.30	276.46	300	92.27	1.31	0.80	0.68	1.102	204	1.44	0.79
RP343 - RP344	26.10		100.21	12.60	298.09	300	102.06	1.44	0.98	0.79	1.134	237	1.63	0.86
RP344 - RP345	16.44		116.65	12.90	314.17	400	222.33	1.77	0.52	0.51	1.000	204	1.77	1.06
RP345 - RP346	18.79		135.44	11.60	338.96	400	210.83	1.68	0.64	0.58	1.050	232	1.76	1.01
RP346 - RP347	22.85		158.29	11.70	358.78	400	211.74	1.68	0.75	0.65	1.090	260	1.83	1.01
RP347 - RP40	7.24		165.53	15.90	344.46	400	246.84	1.96	0.67	0.60	1.060	240	2.08	1.18