

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE
ECOLE NATIONALE SUPERIEURE D'HYDRAULIQUE -ARBAOUI Abdellah-

DEPARTEMENT GENIE DE L'EAU

MEMOIRE DE FIN D'ETUDES

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

Option : Conception des Systèmes d'Assainissement

THEME :

**DIAGNOSTIC ET REHABILITATION DU RESEAU
D'ASSAINISSEMENT DE HAI KHEMISTI
(ORAN)**

Présenté par :

M^{lle} BELAKHDAR Samia

DEVANT LES MEMBRES DU JURY

Nom et Prénom	Grade	Qualité
M^{me} B.TOUAIBIA	Professeur	Président
M^{me} F. AMMOUR	M A.A	Examinatrice
M^r A. BOUFEKANE	M A.A	Examinassteur
M^r M. DJELLAB	M C.B	Examineur
M^r A. AMMARI	M A.A	Examineur
M^r B. SALAH	Professeur	Promoteur

Septembre- 2012

REMERCIEMENTS

D'abord je remercie Dieu le tous puissant de m'avoir donné la persévérance et l'obstination de parcourir mon chemin universitaire et m'avoir permis d'accomplir dans les meilleurs conditions ce travail.

Mes vifs remerciements s'adressent plus particulièrement à :

Mon promoteur, Monsieur SALAH Boualem, le professeur magistral, d'avoir accepté de m'encadrer et de me guider dans la réalisation de ce modeste travail. Je suis très reconnaissante pour son aide inoubliable et ses critiques objectifs et son appui et ses précieux conseils, et je le transmets un GRAND MERCI au fond du mon cœur.

Je tiens à remercier tous ceux qui ont contribué de près ou de loin à la réalisation de ce travail, pour leurs aides et leurs sympathies.

Je pose un grand merci à Monsieur MEDDI et MR.ZEROVAL et Mme DERNOUNI à m'ont encouragé beaucoup à mes études.et pour son aide et ses explications.

L'ensemble des enseignants de l'E.N.S.H qui m'ont suivi durant mon cycle d'étude.

Mon respect aux membres du jury qui me feront l'honneur d'apprécier mon travail.

Je tiens aussi à remercier tout les personnels du bureau d'étude HPO (Hydro Projet l'Ouest) et la Direction Général de l'Hydraulique où j'ai effectué mon stage.

.

DEDICACE

A mes parents

A ceux qui ont éclairés mon chemin et m'ont entouré de tendresse,

Qui se sont sacrifiés pour me voir atteindre ce but,

Qui m'ont soutenu durant tous mes années d'études,

Qui m'ont toujours encouragé

Mes parents, dont je suis le fruit de leurs éducations,

Je leurs dédie ce travail

Où la nuit devait joindre le matin pour ne permettre le repos à personne :

Toi MAMAN, tu seras pour moi un refuge où je me reposerai à l'éternelle.

Toi PAPA, tu éclairciras mon chemin comme tu l'a toujours fais.

A vous tous les deux que dieu vous protège.

Mes très chers parents qui m'ont

donnée amour, affection et m'ont soutenu tout au long de mes études.

A mon professeur SALAH BOUELAM pour son aide précieux et son soutien.

A mes sœurs ISMAHANE et MERIEM et mes frères MAHMOUD et

HASSANE.

A mes deux meilleurs amies SARAH et HOUDA, que je n'oublierais jamais et

qui m'ont supportée pour me soutenir et m'encourager durant mes études.

A mon mari DJELOULE et toute la famille LAOUADG.

Mes amies : SOUMIA, KHAIRA, NOUR EL IMEN, ROKAYA.

Mes amis : ISHAK, AMINE, ADLEN, TACFARINASS.

A toutes mes amies de l'ENSH

ملخص:

تعرف المنطقة الحضرية "حي خميستي" التابعة لمدينة وهران حالياً، بالنسبة لصرف المياه المستعملة ذات طبيعة مختلطة، مشاكل و اضطرابات تعيق نظام الصرف. أجري التشخيص بعناية ليكشف عيوب الطبقة الكتيمة، وهو عيب يتميز بالتكسر المرتبط بخاصية أنبوب-أرض و معايير التصميم التي لم يتم احترامها. وفي هذا السياق اقترحنا حلين: تقنيات إعادة التأهيل المتعلقة بدرجة الخلل وفي حالة الحد اقترحنا تجديد نظام الصرف من أجل التأمين.

Résumé :

La zone urbanisée de « hai khemisti », faisant partie de la ville d'Oran, reconnaît actuellement, en matière d'évacuation des eaux usées de nature confondue, des problèmes et des désordres handicapant ainsi le fonctionnement du système d'évacuation. Un diagnostic, soigneusement mené, révèle des défauts d'étanchéité et une défectuosité caractérisés par des fissurations liés à un comportement conduite -sol et des normes de conception non respectées. Dans ce contexte deux solutions sont proposées : des techniques de réhabilitation en rapport avec le degré de défectuosité, et en cas limitent une proposition de rénovation du système d'évacuation par mesure de sécurité.

Absract:

The urbanized area "Khemisti city" part of Oran suffer, in terms of sewage confused nature, problems and disorders as disabling the operation of the drainage system. A diagnosis was carefully conducted to reveal disadvantages characterized by cracking associated with pipe-soil behavior and design standards not respected. In this context, two solutions are proposed rehabilitation technics related to the degree of defect, and the limiting case a proposal to renew the exhaust system for security.

TABLE DES MATIERES

Introduction générale.....	1
----------------------------	---

Chapitre 1 : présentation de la zone d'étude

1.1- Introduction.....	2
1.2 - Situation géographique.....	2
1.3 -Données naturelles du site.....	3
1.3.1- Situation Topographique	3
1.3.2- Analyse géologique.....	3
1.3.3- Séismicité.....	3
1.3.4 -Situation climatique.....	4
1.3.5- Situation hydrogéologique	5
1.4- Données démographiques.....	5
1.5 - Situation Hydraulique.....	5
1.5.1-Alimentation en eau potable.....	5
1.5.2 -Assainissement.....	6
1.6 -Conclusion.....	7

Chapitre 2 : présentation du réseau

2.1-Introduction.	8
2.2 -Reconnaissance approfondie du système d'assainissement existant	8
2.2.1- Etat des collecteurs.....	9
2.2.1.1- Collecteurs des eaux pluviales.....	10
2.2.1.2- Collecteurs des eaux usées.....	11
2.2.1.3-Etat des bouches d'égout et avaloirs.....	12
2.2.1.4-Etat des regards.....	12
2.2.1.5-L'endroit des rejets.....	13
2.2.1.6-Etat des caniveaux.....	15
2.2.1.7- Les déversoirs d'orage.....	15
2.5 -Conclusion.....	15

Chapitre 3 : recensement des anomalies du réseau d'évacuation

3.1- Introduction.....	16
3.2- Objectifs	16

3.3- Cas de diagnostic utilisé.....	16
3.3.1 -Le pré-diagnostic.....	16
3.3.2 -Les techniques d'enquêtes, les méthodes de diagnostic.....	17
3.3.2.1- Vérification de l'état et Contrôle du bon fonctionnement.....	18
3.3.2.2- Les techniques d'auscultation des ouvrages	18
3.4 -Résultat du diagnostic.....	23
3.5 -Recommandation.....	25
3.6- Conclusion.....	26

Chapitre 4 : méthodes et nature de réhabilitation

4.1-Introduction.....	27
4.2-Objectifs des travaux de réhabilitation.....	27
4.3- Les techniques de réhabilitation : généralités.....	28
4.4 -Réhabilitation sans tranchée ou par reconstruction.....	29
4.4.1- La réhabilitation sans tranchée.....	29
4.4.2- La réhabilitation par reconstruction.....	29
4.4.3- D'un point de vue socio-économique.....	30
4.4.4- D'un point de vue technique	30
4.5- Classement des techniques de réhabilitation.....	30
4.5.1-Classement en fonction de critères techniques.....	30
4.5.1.1-Techniques structurantes ou non structurantes.....	30
4.5.1.2 - Techniques ponctuelles ou continues.....	31
4.5.1.3-Techniques destructives ou non destructives	31
4.5.2-Classement en selon la norme européenne.....	31
4.6 -Techniques pour les collecteurs non visitables.....	32
4.6.1-Robots multifonctions.....	32
4.6.2-Injections ponctuelles d'étanchement.....	33
4.6.3-La manchette ou chemisage partiel.....	34
4.6.4-Le chemisage continu	35
4.6.5- Le tubage.....	36
4.6.5.1-Tubage par enroulement hélicoïdal.....	36
4.6.5.2-Tubage par tube prédéformé.....	37
4.6.5.3-Assemblage de tubes courts ou longs.....	38
4.6.6-L'éclate tuyau.....	38
4.7- Réhabilitation en tranchée ouverte.....	38
4.8 -Tableau récapitulatif	38

4.9- techniques de réhabilitation inclus dans notre étude.....	41
4.10- conclusion.....	44

Chapitre 5 : calcul de base pour la variante proposée

5.1-Introduction.....	45
5.2-situation démographique.....	45
5.3-découpage de l'aire d'étude en surfaces élémentaires à drainer.....	45
5.4 - Systèmes d'évacuation existant.....	46
5.5 - Choix du système d'assainissement	46
5.6- structure d'un schéma d'assainissement	47
5.6.1- Schéma à déplacement latéral	47
5.7- Détermination du coefficient de ruissellement.....	48
5.7.1- Coefficient de ruissellement pondéré dans le temps.....	48
5.7.2- Coefficients de ruissellement en fonction de la catégorie d'urbanisation	49
5.7.3- Coefficient de ruissellement relatif à diverses surfaces.....	49
5.7.4 - Détermination de coefficient de ruissellement pondéré.....	49
5.7.5- Calcul du nombre d'habitants pour chaque surface à drainer.....	50
5.8 - Données hydrologiques.....	51
5.8.1- Calcul de l'intensité de pluie de durée 15 minutes et de période de retour de 10 ans par la formule de Montanari	51
5.8.2- Utilisation des courbes IDF	52
5.8.3 - Construction de courbes IDF.....	53
5.9-Conclusion.....	53

Chapitre 6 : évaluation des débits à évacuer

6.1-Introduction	54
6.2- Evaluation des débits d'eaux usées.....	54
6.2.1- Généralités.....	54
6.2.2- Origine des eaux usées	54
6.2.2.1- Eaux usées domestiques	55
6.2.2.2- Eaux usées d'équipement	55
6.2.2.3- Les eaux claires parasites.....	55
6.2.2.3.1- Les causes d'intrusion des eaux parasites dans le collecteur	55
6.3- Quantité des eaux usées domestiques à évacuer.....	56
6.3.1- Evaluation du débit moyen journalier rejeté.....	56

6.3.2- Evaluation du débit de pointe.....	56
6.4- Evaluation des débits d'eaux pluviales.....	58
6.4.1- Généralités.....	58
6.4.2- Origine des eaux pluviales.....	58
6.4.3 -Quantité des eaux pluviales à évacuer.....	58
6.4.4- La méthode rationnelle.....	59
6.4.4.1- Les hypothèses de la méthode rationnelle.....	59
6.4.4.2- Critique de la méthode Rationnelle.....	60
6.4.4.3- Evaluation de la pente.....	60
6.4.4.4- Le temps de concentration.....	60
6.5-Calcul des débits pluviaux.....	61
6.5.1-Un aperçu sur la détermination de l'intensité de pluie.....	62
6.6- Détermination des pentes équivalentes	63
6.6.1- Les assemblages en série.....	64
6.6.2- Les assemblages en parallèle.....	64
6.7- Conclusion.....	65

Chapitre 7 : dimensionnement du réseau de la variante proposée

7.1-Introduction.....	66
7.2- Dimensionnement du réseau d'assainissement	66
7.2.1- Conditions d'établissement des réseaux d'assainissement.....	66
7.2.2 - Conditions d'autocurage des réseaux d'assainissement.....	67
7.2.3 - Détermination des diamètres des collecteurs.....	67
7.2.3.1- la formule de Chezy.....	67
7.2.3.2- la formule de Manning-Strickler.....	68
7.2.4- Mode de calcul.....	68
7.3- Principe de tracé des collecteurs.....	70
7.4- Conclusion.....	78

Chapitre 8 : les éléments constitutifs du réseau de la variante proposée

8.1-Introduction.....	79
8.2- Les ouvrages principaux	79
8.2.1- Les conduites.....	79
8.2.2- Choix du matériau des conduites à utiliser.....	79
8.2.3- Les joints des conduites en béton armé.....	80

8.2.3.1- Joint type Rocla.....	80
8.2.3.2- Joint à demi-emboîtement.....	80
8.2.3.3- Joint à collet.....	80
8.2.3.4- Joint torique.....	80
8.2.3.5- Joint plastique.....	80
8.2.3.6- Joint mécanique.....	81
8.2.4 -Différentes actions supportées par la conduite.....	81
8.2.4.1 -Les actions mécaniques.....	82
8.2.4.2 -Les actions statiques.....	82
8.2.4.3 -Les actions chimiques.....	82
8.2.5 -Protection des conduites.....	82
8.2.6 -Essais des tuyaux préfabriqués.....	83
8.2.6.1 -Essai à l'écrasement.....	83
8.2.6.2 -Essai à l'étanchéité.....	83
8.2.6.3 -Essai de corrosion.....	84
8.3- Les ouvrages annexes.....	84
8.3.1- Les ouvrages normaux.....	84
8.3.1.1- Les branchements.....	84
8.3.1.2- Les ouvrages de recueillie et de transport	85
8.3.1.2.1- Les caniveaux.....	85
8.3.1.2.2- Les bouches d'égout.....	85
8.3.1.3- Les ouvrages d'accès au réseau (les regards)	86
8.3.1.3.1- Regard de jonction.....	87
8.3.1.3.2- Regard de chute.....	88
8.3.1.3.3- Regard de visite.....	88
a- Dimensionnement des regards de chute.....	89
b-Type de Dimensionnement du regard de chute RC3.....	90
8.3.2-Les ouvrages spéciaux.....	91
8.3.2.1-Les déversoirs d'orage.....	91
8.3.2.1.1-Emplacement des déversoirs d'orage	91
a- Données de base pour le dimensionnement d'un déversoir d'orage.....	92
b- Dimensionnement du déversoir d'orage type latéral.....	92
c-Détermination du temps de concentration.....	93
d- Mode de calcul.....	95
8.4 -Conclusion.....	97

Chapitre 9 : pose de canalisation

9.1-Introduction	98
9.2- Les actions reçues par les conduites.....	98
9.3- Décapage de la couche végétale.....	99
9.4- Principe de pose de canalisations	99
9.4.1- Opérations et précautions d'emboitement.....	99
9.4.2- Profondeur de tranchée.....	99
9.4.3- Fond de fouille.....	100
9.4.4- La largeur d'ouverture de tranchée.....	100
9.4.5- Mise en place des tubes.....	100
9.4.6- Remblaiement de la Tranchée.....	101
9.4.7 - Construction des regards.....	102
9.5-Techniques de pose de canalisation.....	102
9.5.1- Technique traditionnelle	102
9.5.2- Techniques sans tranchées	102
9.6- Pose dans un terrain ordinaire.....	103
9.7- Choix des engins.....	104
9.7.1- Pour le décapage de la couche de la terre végétale.....	104
9.7.2 -Pour l'excavation des tranchées	104
9.7.3- Pour le remblaiement des tranchées	105
9.7.4- Pour le compactage	105
9.7.5 -Mise en place des conduites.....	105
9.8- Devis quantitatif et estimatif	105
9.8.1-Détermination des différents volumes.....	106
9.8.1.1-Volume du lit du sable.....	106
9.8.1.2-Volume occupé par les conduites.....	106
9.8.1.3-Volume du remblai.....	106
9.8.1.4-Volume excédentaire.....	106
9.9-Conclusion	115
Conclusion générale	116
Bibliographique	
Annexe	

LISTE DES TABLEAUX

Tableau 1.2: Données climatiques (année 2007/08).....	5
Tableau 3.1: La description des collecteurs et des regards des eaux pluviales.....	19
Tableau 3.2 : La description des collecteurs et des regards des eaux usées.....	21
Tableau 4.1:L'avantage et l'inconvénient des techniques de réhabilitation de réseau d'assainissement.....	39
Tableau 4.2: techniques de réhabilitation pour les eaux pluviales.....	42
Tableau 4.3: typologie des techniques de réhabilitation pour les eaux usées.....	43
Tableau 5.1: détermination de la population pour 2030.....	45
Tableau 5.2: Coefficients de ruissellement en fonction de la catégorie d'urbanisation.....	49
Tableau 5.3: Détermination du nombre d'habitants à l'horizon 2030.....	51
Tableau 5.4: Identification de la station d'ORAN.....	51
Tableau 5.5: Intensités Durées Fréquences pour différentes périodes de retour.....	52
Tableau 6.1: Evaluation des débits d'eaux usées des équipements pour chaque surface élémentaire.....	57
Tableau 6.2: Evaluation des débits d'eaux usées domestiques et d'eaux parasites pour chaque surface élémentaire.....	58
Tableau 6.3: évaluation des débits d'eau pluviale	62
Tableau 6.4: calcul du débit total de chaque sous bassin.....	63
Tableau 6.5: Evaluation des paramètres équivalents d'un groupement de bassins.....	65
Tableau 6.6 : Calcul de la pente équivalente	71
Tableau 7.1: Calcul hydraulique des collecteurs principaux	71
Tableau 7.2: Calcul hydraulique des intercepteurs	76
Tableau 8.1: Détermination du temps de concentration « t_1 ».....	94
Tableau 9.1: paramètres nécessaires pour le calcul du devis des collecteurs principaux.....	107
Tableau 9.2: paramètres nécessaires pour le calcul du devis des intercepteurs.....	108
Tableau 9.3:détermination des différents volumes pour les collecteurs principaux.....	109
Tableau 9.4:Détermination des différents volumes pour les intercepteurs.....	113
Tableau9.5:Détermination du devis quantitatif et estimatif du projet.....	115

LISTE DES FIGURES

Figure 1. 1: Présentation de la zone d'étude	2
Figure 1.2 : Extrait de la carte géologique Oran Nord 1/500 000ème.....	3
Figure 2.1: Etat des collecteurs.....	10
Figure 2.2 : les faux branchements des eaux pluviales.....	13
Figure 2.3 : La station de relevage	13
Figure 2.4 : Représentation du point de rejet.....	14
Figure 3.1 : Méthode d'inspection pour évaluation des points noirs.....	18
Figure 3.2: Les problèmes causer au l'environnement.....	24
Figure 3.3: Les problèmes pour l'état des regards.....	24
Figure 4.1 : Schéma de principe d'un étanchement.....	34
Figure 4.2 : Schéma de principe d'un chemisage partiel.....	35
Figure 4.3 : Mise en place par retournement sur elle-même d'une enveloppe Souple préimprégnée de résine	36
Figure 4.4 : Passage de la gaine au niveau d'un regard, procédé par inversion.....	36
Figure 4.5 : Assemblage manuel (canalisation visitable).....	37
Figure 4.6 : Aménagement de la cunette pour installation de la machine à spirale (canalisation non visitable).....	37
Figure 4.7 : Tubage par tube prédéformé.....	37
Figure 4.8 : Schéma de principe d'un éclatement	38
Figure 5.1 : Schéma à déplacement latéral.....	47
Figure 5.2 : Courbes_Intensité_Durée_Fréquence.....	53
Figure 8.1 : Divers joints sur tuyau en béton	81
Figure 8.2 : Piont de raccordement avec inclinaison.....	85
Figure 8.3 : Exemple d'une bouche d'égout.....	86
Figure 8.4: Schéma du Regard simple.....	88
Figure 8.5 : schéma simplifié d'un déversoir d'orage latéral.....	93
Figure 9.1 : Sens de pose pour une canalisation.....	100
Figure 9.2 : Coupe transversale d'une tranchée.....	101
Figure 9.3 : Un schéma d'un regard à construire.....	102
Figure 9.4 : Pose de canalisation sans tranchée.....	103
Figure 9.5 : Tranchée ouverte sans blindage.....	104
Figure 9.6 : Mise en place des conduites.....	105

LISTE DES PLANCHES

Planche 01 : plan du tracé du réseau d'assainissement existant de Hai Khemisti.

Planche 02 : plan des parties réhabilitées du réseau d'assainissement existant.

Planche 03 : plan de détail du réseau d'assainissement de Hai Khemisti de la wilaya d'ORAN.

Planche 04 : profil en long de l'intercepteur I du regard N°106 au déversoir d'orage.

Planche 05 : profil en long du collecteur principal I, II du regard N°1 au regard N°106.

Planche 06 : ouvrages annexes du réseau.

INTRODUCTION GENERALE

Les réseaux d'assainissement sont des éléments souterrains, invisibles et souvent négligés. Pourtant, leur bon fonctionnement est nécessaire pour la préservation de la qualité sanitaire.

Le réseau d'assainissement de « Hai Khemisti », zone urbanisée faisant partie de la ville d'Oran, rencontre des problèmes préoccupants liés au fonctionnement du réseau défectueux et dégradé, et les faux branchements puisqu'il s'agit d'un réseau séparatif. L'identification des problèmes liés au dysfonctionnement de ce réseau a été menée difficilement suite à un diagnostic rigoureux qui a permis de détecter les conséquences directes ou indirectes de dégradation et défaillances.

Pour la sauvegarde d'un réseau d'assainissement, diverses techniques de réhabilitation sont aujourd'hui disponibles, mais encore faut-il pouvoir appuyer son choix sur l'étude d'un diagnostic soigneusement mené qui exige incontestablement une bonne connaissance de l'état des réseaux d'assainissement.

Dans ce travail, nous essayons de proposer des techniques de réhabilitation en fonction de l'état des défaillances et la dégradation du réseau suite à des constatations faites. Vu l'envergure des problèmes d'étanchéité et de dysfonctionnement rencontrés, puisque le système est séparatif, Une variante de rénovation sera proposée par mesure de sécurité. Pour améliorer la fiabilité et le fonctionnement de ce nouveau réseau, des ouvrages annexes, non rencontrés dans l'actuel réseau, seront projetés afin de réduire ou d'éviter les rejets en mer.

PRESENTATION DE LA ZONE D'ETUDE

1.1- Introduction

L'étude a pour objectif le diagnostic et la réhabilitation du réseau d'assainissement de la cité « Hai Khemisti » de la commune d'Oran, afin d'augmenter sa fiabilité et à surveiller ses performances.

Suite à plusieurs visites effectuées sur site, nous avons constaté des anomalies et un mauvais dysfonctionnement du réseau d'évacuation des eaux usées et pluviales. Dans ce cadre, un diagnostic s'impose pour permettre aux collectivités d'améliorer les connaissances de l'état et du fonctionnement de ce réseau. La base de notre étude consiste d'abord à collecter le maximum d'informations et de données qui ont trait avec notre étude envisagée telles que la topographie, la démographie, le climat, la situation hydraulique au point de vue rejet, état et nature du réseau ainsi que sont fonctionnement.

1.2- Situation géographique

Notre zone d'étude « Hai Khemisti » se trouve à la partie Est de la commune d'Oran. elle fait frontière avec la commune de Bir El Djir et la frange littorale mitoyenne à la falaise .Elle a pour limites : le chemin de Wilaya CW75 et le chemin de 5 juillet au Nord –Est, par le Boulevard 19 Mars au Nord-ouest, le Boulevard Millenium au Sud –Ouest par.

Les communes limitrophes de notre zone d'étude sont :

- Au Sud, par la commune d'Es-Sénia;
- A l'Est par la commune de Bir El Djir;
- A l'Ouest par la commune de Mers El Kebir. Comme le montre la figure 1.1



Figure 1.1: Présentation de la zone d'étude

(Source: Google Earth)

1.3 -Données naturelles du site

1.3.1- Situation Topographique

La carte des altitudes montre que l'essentiel du territoire de la zone d'étude se situe entre 50 et 150m par rapport au niveau de la mer.

1.3.2 - Analyse géologique

La zone d'étude fait partie de la chaîne côtière qui est une entité géographique qui a pour limites méridionales les hauts plateaux, La zone d'étude est caractérisée par des marnes et des grès.



Légende :

A	Alluvions actuelles : Lacs ; Marécages, Dayas ; Chotts, Sebkhas ; Limons et croûtes Gypso Salines
qt	Quaternaire : continental Alluvions Regs Terrasses
qc	Calabrien : Grès marins et formations dunaires associées
ms	Miocène terminal marin et lagunaire : Couches à Tripoli, marnes à gypse
mm	Miocène supérieur marin : Calcaires grès argiles

Figure 1.2 : Extrait de la carte géologique Oran Nord 1/500 000ème (Source : ANRH)

1.3.3- Séismicité

La willaya d'Oran est classée zone sismique numéro 2 en Algérie, un séisme influe facilement sur l'étanchéité du réseau car la propagation de l'onde de choc touche les joints au

niveau des raccordements. Donc pour cela il faut prendre les précautions dans la pose de canalisation.

1.3.4 - Situation climatique

- *Climat*

Le climat de la ville d'Oran est de type méditerranéen, caractérisé par un hiver plus au moins humide et un été chaud.

- *Pluviométrie*

Pour l'estimation des précipitations, la station pluviométrique d'Oran a été prise Comme référence. La pluviométrie varie du moi novembre de 136.5 mm .

C'est un régime méditerranéen, Une saison fraîche et pluvieuse, qui s'étale de Novembre à Mai. Le nombre de jours de pluies est de 63 jours par an en moyenne, tandis que la moyenne annuelle des précipitations varie entre 300 et 500 mm. Et une saison entièrement sèche et chaude avec des sur échauffements estivaux. Les moyennes annuelles dépassent les 18°C.

- *Température*

La température est un facteur important car elle conditionne les phénomènes d'évaporations. Les températures sont généralement liées aux saisons, une saison froide de Décembre à janvier et une saison chaude de juillet à Août, où la température moyenne est estimée à 17,40°C. Avec un minimum de 10,8°C et un max de 25,5°C (Tableau 1.2).

- *Humidité*

L'humidité relative représente le degré de saturation de l'air en vapeur d'eau .d'après les valeurs relevées à la station d'Oran, on remarque que l'humidité relative moyenne est plus importante sur la période (Juil-Août). (Tableau 1.2).

- *Evaporation*

La répartition de l'évapotranspiration mensuelle illustre notamment le type de variations irrégulières dont les écarts par rapport à la moyenne sont nettement considérables pendant la journée. C'est l'effet caractéristique du climat continental qui agit directement sur le comportement des facteurs évaporant. La tranche d'eau évaporée annuellement sur une surface libre est estimée à près de 1222 mm.

Tableau 1.2 : Données climatiques de la station d'ORAN (année 2007/08)

Mois	Sep	Oct	Nov	Déc	Jan	Fév	Mars	Avr	Mai	Juin	Juil	Août
<i>Tmoy(c°)</i>	23,1	19,1	14,7	11,6	10,8	11,9	13,3	15,2	18,2	21,6	24,7	25,5
<i>P (mm)</i>	23,9	136,5	136,5	15,4	3,5	15,5	4,8	2,3	9,8	14,2	0	0
<i>Humidité(%)</i>	18,1	14,1	11,3	17,3	9,8	10,4	13,8	14,2	16,7	22	25,3	27

Source : ANRH(Oran)

1.3.5- Situation hydrogéologique

Dans la région d'Oran, la nappe phréatique est en générale une nappe à surface libre. La nappe est localement semi-captive dans certaines zones.

Notre région se situe dans le bassin versant du côtier oranais, Le réseau hydrologique de la région est indigent ; et son hydrologique très limité. Au déficit des précipitations s'ajoute la genèse et l'organisation du relief.

Les différents aquifères profonds ou phréatiques malgré leur importance en tant que réservoirs potentiels, demeurent menacés de réduction globale à cause du dérèglement et de la modification des bassins versants drainés.

1.4- Données démographiques

Le dernier recensement effectué en Avril 2008 a fait ressortir que la population de la zone d'étude est de 27000 habitants. Les premières estimations font état d'un taux de croissance d'environ 1.9 % par rapport au dernier recensement de 2008.

La densité moyenne est de 200 hab/ha à Hai Khemisti. Le nombre de personnes par habitation atteint 6 pour le chef lieu.

1.5 - Situation Hydraulique

1.5.1-Alimentation en eau potable

Les ressources mobilisées actuellement pour l'alimentation en eau potable de la wilaya d'Oran ont différentes origines (eau de surfaces, eaux souterraines) prélevées en plusieurs points. Cette mobilisation se fait par le biais des eaux stockées dans les barrages ainsi que les forages, les sources, les puits et le dessalement. La wilaya d'Oran est alimentée en eau :

-pour une faible partie par des ressources locales : source de Ras el Ain, forages de Bredeah

-pour la majeure partie par des transferts régionaux en provenance d'autres Wilaya:

barrage du Fergoug } prise du Cheliff }	Transferts Est
barrage de Beni Bahdel } barrage de Sidi Abdelli } champ captant de Bredeah } prise de la Tafna } divers forages }	Transferts Ouest

-La zone Est d'Oran : Hai Khemisti,...est alimentée à partir du réservoir de Bir El Djir.

- Le ministère des ressources en eau retrouve la dotation d'eau potable est environ 200 l/j/hab à long terme.

1.5.2 -Assainissement

La zone « Hai Khemisti » est constituée de trois bassins :

- le premier bassin I, vers le Nord Ouest en direction d'Oran
- le deuxième bassin II, vers le Sud Est en direction de Bir El Djir
- le troisième bassin III, à l'Est de la route Bir El Djir, Canastel

1-Le réseau d'assainissement dans le premier bassin est constitué par un collecteur principal de diamètre Ø 300 en béton et des collecteurs secondaires qui amènent gravitairement les eaux usées vers le collecteur principal. Les conduites secondaires sont en amiante ciment de diamètre Ø 300. Les jonctions sont réalisées dans des regards de forme carrée en béton armé avec tampon, sauf pour les derniers regards qui sont de forme cylindrique de Ø 1000.

2-Le réseau d'assainissement du second bassin n'est pas encore réalisé.

3-Le réseau d'assainissement du 3ème bassin est constitué par un ensemble de conduites qui transitent les eaux usées vers le collecteur principal du premier bassin. Les eaux de la partie Sud Est sont collectées vers la station de relevage de Bir El Djir.

Les conduites sont en béton de diamètre Ø 300 et les regards de forme carrée avec tampon. A noter que la zone de Hai Khemisti connaît de nombreux problèmes dans les réseaux d'assainissement pour cela il faut faire une reconnaissance d'identification concernant ces problèmes liés à l'évacuation des eaux usées et pluviales. On peut citer :

- les problèmes causés par l'assainissement des eaux usées et pluviales (raccordement non toléré des réseaux eaux usées sur les collecteurs eaux pluviales) ;

- des zones à déversement et débordement des eaux usées et pluviales à risques d'inondation ;

- rupture de canalisation causant un déversement des eaux usées à l'air libre ;

- les riverains causés par les mauvaises odeurs et la prolifération des moustiques dans certain citées ;

- Le non bitumage des voiries causant un transport de matières solides plus important, avec risque de colmatage prématuré des collecteurs.

A la suite de la reconnaissance de ces problèmes il est donc nécessaire de procéder à un diagnostic des réseaux des eaux usées et pluviales en identifiant les collecteurs existants défectueux de la zone Hai Khemisti.

1.6 -Conclusion

Après avoir présenté notre zone d'étude, nous avons défini une description physique détaillée des réseaux existants des eaux usées et pluviales qui sont d'ailleurs vétustes, en établissant un état des lieux pour ressortir les anomalies et dysfonctionnements dans les systèmes d'assainissement mis en place. Une étude de diagnostic, qui fera l'objet du prochain chapitre, sera donc envisagée pour recenser et localiser les différentes anomalies et proposer par la suite les méthodes adéquates pour mener à bien le fonctionnement du réseau et assurer une pérennité des ouvrages.

PRESENTATION DU RESEAU

2.1 -Introduction

La complexité des problèmes et les anomalies susceptibles de perturber le fonctionnement du système d'évacuation nécessitent des études et une mise en œuvre des moyens très divers.

Les études de diagnostic basées d'abord sur des visites in situ ont pour objectif de réaliser un inventaire des dispositifs hors normes présentant des dangers pour l'environnement et le fonctionnement du système existant.

En principe, un système d'assainissement urbain remplit trois fonctions principales :

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

Un diagnostic est un indicateur de l'efficacité et de la pérennité du système d'assainissement. L'utilisateur se voit donc proposer un outil d'aide à la décision pour assurer le bon fonctionnement de son réseau en temps sec comme en temps de pluie (amélioration des ouvrages, optimisation de l'entretien...).

Le but de ce chapitre est de relever les caractéristiques du réseau d'assainissement existant afin de choisir les techniques et les méthodes à adopter pour la gestion et le remède aux anomalies signalées lors de la gestion

2.2 -Reconnaissance approfondie du système d'assainissement existant :

Elle consiste à nous donner des informations sur les désordres et les anomalies que rencontre notre réseau. Cette reconnaissance a comme objectif prioritaire la détection des collecteurs qui nécessitent des interventions.

Notre zone d'étude « Hai khemisti », dont la population est de 27000 habitants, s'étend sur une superficie de 77,56 ha, drainée par un réseau de type séparatif. Elle est caractérisée par un degré d'imperméabilisation important, une pente de 1 à 3%, une intensité de pluie environ de 100 l/s/ha.

D'après le plan du réseau d'assainissement existant de « Hai Khemisti » plus ou moins actualisé, nous avons pu remarqué que ce réseau est composé des collecteurs, en amiante ciment (A.C) et en béton armé (B.A), de forme circulaire de diamètres variant entre Ø 300 mm à Ø 1200 mm pour les eaux pluviales et de Ø 300 mm à Ø 800 mm pour les eaux usées. Les eaux pluviales sont rejetées directement dans la mer. Les eaux usées sont transitées vers la station de relevage.

2.2.1- Etat des collecteurs

Notre réseau vétuste et défaillant rencontre des problèmes durant le fonctionnement à savoir le débordement en surface, des faux branchements avec des eaux usées constatées à l'exutoire en temps sec.

Ces collecteurs reconnaissent des fissurations avec des futs d'emboitement détériorés et des dislocations au niveau des emboitements.

Le diagnostic de la zone d'étude « Hai Khemisti » donne des résultats qui sont obtenus en fonction des recherches et des informations signalées sur l'état actuel de certains collecteurs du réseau. Suite à des visites effectuées sur terrain nous avons pu constater ce qui suit.

- les collecteurs cassées, décalées, joint déboités.
- des fissures longitudinales des collecteurs.
- Pénétration de racines à travers des joints des collecteurs ce qui favorise l'intrusion des eaux parasites dans notre réseau ou l'extrusion vers le massif.
- Un manque flagrant d'entretien du réseau des eaux usées et pluviales pour un curage périodique qui fera éviter un risque de colmatage prématuré des collecteurs.
- Branchements des eaux usées dans le réseau des eaux pluviales qui a fait perdre toute notion de projection et d'existence de réseaux séparatifs.
- Le branchement de certaines avaloires au niveau des collecteurs des eaux usées va perdre l'avantage d'un système séparatif, comme si nous avons un système unitaire.
- Présence de dépôts au niveau des collecteurs (figure 2.1).
- Nous remarquons qu'il y a des collecteurs partiellement envasés et détériorés.

- Dans les collecteurs des eaux pluviales se trouvent les dépôts qui proviennent des avaloirs. (Figure 2.1).

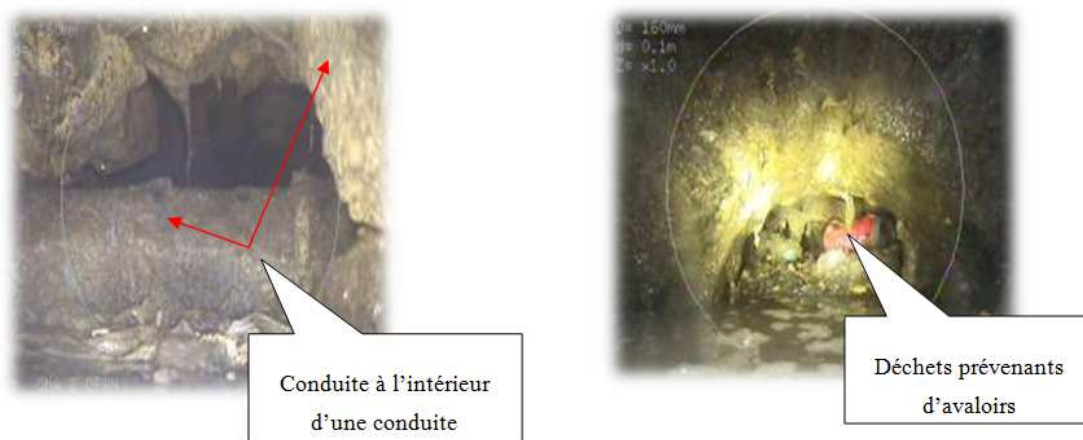


Figure2.1: Etat des collecteurs

Nous essayons de donner un état descriptif des collecteurs selon le plan de masse comme suit :

2.2.1.1- Collecteurs des eaux pluviales

➤ **collecteur « PA »**

Le collecteur PA a été conçu pour véhiculer les eaux pluviales avec des conduites de diamètres différents :

- Le tronçon (PA1- PA3), de diamètre 300 mm, en amiante ciment,
- Le tronçon (PA3 - PA4), de diamètre 500 mm, en amiante ciment,
- Le tronçon (PA13-PA8), de diamètre 300 mm, en amiante ciment, nécessite un Curage
- Le tronçon (PA4 - PA8), de diamètre 1000 mm en béton armé se dirigeant vers la station de Relevage.

➤ **collecteur « PC »**

Le collecteur PC en béton armé, localisé entre les regards PC1et PC12, est conçu avec des tronçons en série de diamètres 300 mm, 500 mm et 600 mm pour drainer les eaux pluviales.

➤ **collecteur « PE »**

Le collecteur (PE1- PE17) en béton armé conçu avec des diamètres en 400 mm, 600 mm et 800 mm draine les eaux pluviales.

➤ **collecteur « PK »**

Le collecteur PK (PK1- PF13), en béton armé, de diamètres 1000 mm, est conçu pour véhiculer les eaux pluviales.

➤ **collecteur « PF »**

Le collecteur (PF1- PF22), en béton armé, avec des diamètres de 300 mm, 400 mm, 500 mm, 800 mm et 1200 mm est conçu pour drainer les eaux pluviales.

➤ **collecteur « PG »**

Le collecteur (PG1- PG10) de diamètres en série de 300 mm, 500 mm et 600 mm béton armé du regard au regard, draine les eaux pluviales.

2.2.1.2- *Collecteurs des eaux usées :*

➤ **collecteur « UB »**

Le collecteur UB, en PVC, et amiante ciment ; conçu pour des diamètres en série de 300 mm, 400 mm et 500 mm véhicule les eaux usées. Il nécessite un curage systématique car les dépôts dans les regards causent des bouchons d'où déversement et débordement des eaux.

➤ **collecteur « UC »**

Le collecteur (UC1- UC12) ; en béton armé, de diamètres de 300 mm et 400 mm draine les eaux usées. Ce dernier nécessite un curage pour connaître la nature du bouchon qui cause le retour des eaux vers l'amont.

➤ **collecteur « UE »**

Le collecteur (UE1 – UE32), en béton armé, formé de diamètres en 300 mm, 500 mm et 600 mm ; draine les eaux usées.

➤ **collecteur « UF »**

Le collecteur (UF1 - UF15), en béton armé, de diamètres en 300 mm et 800 mm, draine les eaux usées. Il reçoit les eaux usées du collecteur UG au niveau du regard UF10. Une forte pente caractérise son tracé.

➤ **collecteur « UG »**

Le collecteur (UG1 - UG10), amiante ciment, de diamètre 300 mm draine les eaux usées.

2.2.1.3-Etat des bouches d'égout et avaloirs :

La réception de l'eau pluviale se fait à travers les bouches à grille et avaloirs qui, placées aux points de collectes à l'amont, assurent le drainage des espaces revêtus et des voiries .La capacité d'engouffrement de ces ouvrages varie de 10 à 50l/s.

La jonction de l'avaloir avec le regard sans tampon interceptant des eaux pluviales avec de la boue due au non Bitumage de la voie, causant des dépôts freinant l'écoulement des eaux pluviales provenant des avaloirs ;

Nous avons constaté aussi le branchement des avaloirs des eaux pluviales dans le tronçon A1UB5 – A4UB5.

Les canalisations existantes sont en amiante ciment ou en PVC pour les diamètres 300 mm et 400 mm au delà de ces diamètres la nature des canalisations est le béton armé pour les 500 mm, 600 mm, 800 mm et le 1000 mm.

2.2.1.4-Etat des regards

Le réseau d'assainissement de « Hai Khemisti » comprend 277 regards (de visite et de jonction) de même nature.

Les anomalies constatées au niveau des regards concernent:

- quelques regards présentent anormalement des profondeurs de 5 m et séparés entre eux de 5.5 à 80 m.
- la perturbation du fonctionnement de notre système d'assainissement (eaux pluviales dans la conduite d'eaux usées et réciproque). (Figure 2.2)

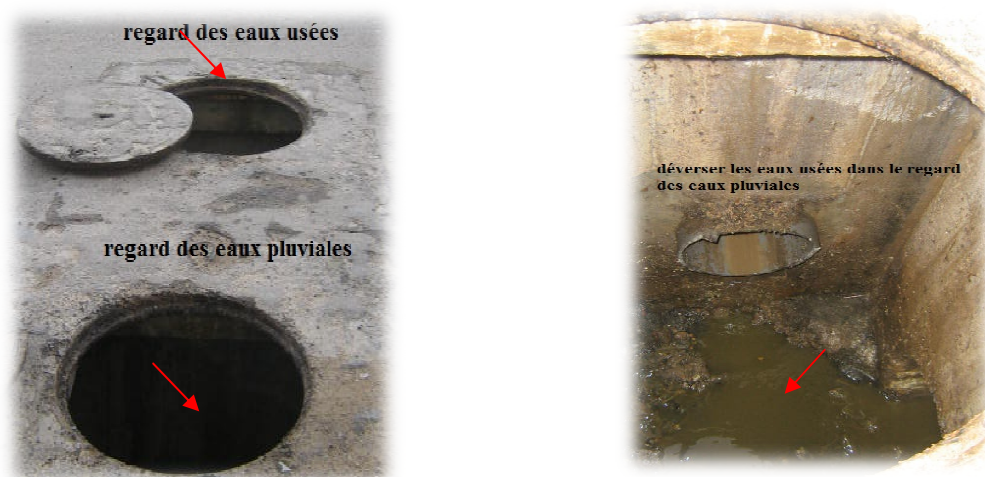


Figure 2.2 : les faux branchements des eaux pluviales

2.2.1.5-L'endroit des rejets

❖ Rejet des eaux usées :

Les eaux usées sont acheminées vers la station de relevage puis refoulées vers la station d'épuration de karma. Cette variante évite le rejet vers la mer.

La station de relevage de Hai Khemisti est projetée avec 3+1 pompes de 0,1 m³/s. En effet, l'importance de la hauteur manométrique totale (HMT) nécessaire au point nominal, soit 32 m, limite le nombre de pompes disponibles, car la puissance des groupes devient importante (environ 50 kW). (Figure 2.3)



Figure 2.3 : La station de relevage

La station de relevage se compose :

- *D'un Dispositif anti bélier*

Au niveau de cette station, Le cas le plus défavorable est la disjonction de toutes les pompes en même temps, (panne de courant). Les dépressions et les surpressions constatées sont importantes. Donc la mise en œuvre d'un ballon anti bélier est nécessaire. L'entretien et la maintenance de ce dispositif seront limités.

- *B  che de pompage*

Le volume de la b  che serait de Capacité 366, 69 m³/h nécessaire pour la limitation du nombre de démarrages par heure soit suffisant, sans influencer sur l'arrivée en amont.

- *Dégrillage*

Il y a un panier de dégrillage de 1 m³. Les apports d'eaux usées s'avèrent plus importants que prévus. Les pompes sont souvent bloquées par des dépôts : il faudra un dégrilleur mécanique adapté aux effluents à pomper.

- *Partie hydromécanique*

- *Partie électrique et électromécanique*

- ❖ *Rejet des eaux pluviales :*

Toute la zone urbaine (canastel et Hai Khemisti) est drainée par un réseau d'eaux pluviales de diamètres importants qui a pour exutoire la mer (les falaises), un endroit situé à 3 km à l'Est de l'entrée du Port, après une chute de 140 m sur les falaises de Bir El Djir. (figure2.4)



Figure 2.4 : Représentation du point de rejet

2.2.1.6-Etat des caniveaux

Les caniveaux se trouvent en bordure du trottoir, sont destinés à recevoir les eaux de ruissellements par l'intermédiaire des bouches d'égout et assure le transport en surface des eaux pluviales jusqu'aux bouches et avaloirs. La surface d'écoulement est très affouillée.

2.2.1.7- Les déversoirs d'orage

Le système d'évacuation est séparatif et ne comporte aucun déversoir. Les exutoires des deux natures des eaux sont bien distincts.

2.5 -Conclusion

Ce chapitre présente une description plus détaillée du système séparatif d'assainissement de type latéral conçu d'une façon anarchique. Les collecteurs secondaires et tertiaires ne recouvrent pas en totalité toute la zone d'étude. Les falaises et la mer constituent le principal point de rejet des eaux pluviales et les eaux usées issues des faux branchements. Cette situation constitue une anomalie majeure qui pousse l'ingénieur à réfléchir sur une variante plus meilleure.

RECENSEMENT DES ANOMALIES DU RESEAU D'EVACATION

3.1- Introduction

L'étude du diagnostic peut être préventive ou consécutive au constat d'un dysfonctionnement. Elle a pour but de déceler les anomalies, les interpréter pour ensuite les maîtriser et les supprimer. Elle doit donc détailler les origines des problèmes observés.

Un diagnostic du système d'assainissement existant a été effectué sur la base des visites sur terrain, pour détecter ces anomalies en vue d'améliorer l'état actuel du réseau existant soit par une réhabilitation ou un redimensionnement si le cas s'impose.

Dans ce travail, nous devons relever les anomalies détectés du réseau d'assainissement existant, et de son fonctionnement, des zones à problèmes de rétention ou de déversement des eaux usées, et des ouvrages spéciaux.

3.2 -Objectifs

La détection des problèmes et des anomalies rencontrés dans notre réseau nécessite des observations et le relevé de l'état intérieur des ouvrages, ou indirectement à l'aide d'une caméra. Ces inspections visuelles ou télévisées permettent de dresser l'état du fonctionnement et de la structure de l'ouvrage. Les désordres et dégradations apparents doivent être localisés (en distance par rapport à un point origine), qualifiés (nature du défaut).

3.3 -Cas de diagnostic utilisé :

3.3.1 -Le pré-diagnostic

Après collecte des données, un examen est à entreprendre sur le réseau et les ouvrages tout en procédant à une mise à jour des plans et de cartographie des patrimoines.

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

3.3.2 -Les techniques d'enquêtes, les méthodes de diagnostic

Le diagnostic géométrique a pour rôle de diagnostiquer les dégradations affectant la géométrie de la conduite suite au comportement mécanique du sol environnant.

Les méthodes utilisables dans les conduites non visitables sont les suivantes :

Le relevé topographique des points d'accessibilité de notre réseau permet de connaître la position en plan et en altitude des canalisations et des branchements. (Regards d'accès). Ce relevé concerne les regards : UB (UB3, UB4), AUB (A8UB5, A8-1, A8-2)

Nous avons constaté que les collecteurs PC (PC6-3) véhiculent les eaux usées et pluviales .Le collecteur PC6-1véhiculant en principe les eaux pluviales reçoit les eaux usées avec comme exutoire la mer, et sans aucun prétraitement. Les regards A2UB5 et U1-3 sont sans tampon avec des parois dénudées et fissurées.

Dans notre cas, les tronçons des collecteurs PB (PB1-PB4, PB5), non visitables, ont été inspectés par caméra dans le but de détecter les anomalies internes. Comme le montre la figure 3.1.



Figure 3.1 : Méthode d'inspection pour évaluation des points noirs

3.3.2.1- Vérification de l'état et Contrôle du bon fonctionnement [1]

L'inspection de l'état de notre réseau, nécessite une visite in situ qui a pour but la vérification des points suivants :

- Etat de nos ouvrages;
- Accessibilité des ouvrages (tampons, regards) ;
- Ecoulement jusqu'au dispositif de relevage ;
- Apport d'eaux parasites causées par la non étanchéité constatée des ouvrages ;
- La nature de rejet des eaux de toute nature confondue ayant pour cause les faux branchements où un prétraitement s'avère nécessaire.

3.3.2.2- Les techniques d'auscultation des ouvrages [1]

Il existe différentes techniques d'auscultation pour mener à bien notre diagnostic du réseau. Le seul moyen qui est à notre disposition se limite à l'utilisation d'une caméra pour téléviser l'intérieur des collecteurs non visitables, afin de vérifier l'état et le fonctionnement du réseau.

- Contrôler des branchements d'assainissement par dispositif fumigène ;
- Contrôler des branchements par injection de colorant ;
- Contrôler les réseaux d'eaux usées non visitables par inspection télévisées.

Pour plus de détails, nous résumons la description des collecteurs et des regards des eaux pluviales dans le tableau 3.1.

Tableau 3.1: La description des collecteurs et des regards des eaux pluviales

Le collecteur	Numéro Regard	Nature du tampon	Nature du collecteur	Situation du regard	Profondeur _ radier [m]	Diamètre- amont	Diamètre _ aval	Numero_regard_ amont_1	Numero_regard_ amont_2	Distances entre les regards [m]	Observations
PB	1	fonte	Béton armé	Sous la chaussée	1.81	–	300	PB1	PB2	43.2	Présence des dépôts de boue nécessitant un curage, et de branchement d'une conduite
	2				1.69	300	300	PB2	PB3	24	deux branchements, Présence des dépôts nécessitant un curage.
	3				1.66	300	400	PB3	PB4	39.7	deux branchements et un branchement en PVC d'un avaloir de diamètre 300mm, dépôts nécessitant un curage.
	4				1.98	400	400	PB4	PB5	40.3	deux branchements, un curage
	6				1.97	400	500	PB5	PA3	5.5	déviation de 90°, regard de chute
PA	7	fonte	Béton armé	Sous la chaussée	1.81	–	300	PA1	PA2	54	un branchement en PVC d'un avaloir de diamètre 300mm, regard sans tampon
	8				1.92	300	300	PA2	PA3	64	deux branchements en PVC des avaloirs de diamètre 300 de 0.7 m .regard sans tampon
	9				1.99	300	500	PA3	PA4	18.3	il ya trois branchements et deux branchement en PVC des avaloirs de diamètre 300, Présence des dépôts nécessitant un curage
	10				3.82	1000	1000	PA4	PA5	59	trois branchements de diamètre différents, état du regard déterrée dans l'espace vert.
	11				2.83	1000	1000	PA5	PA6	56	Regard plein de dépôts, contre pente
	12				3.28	1000	1000	PA6	PA7	22	Nécessite un curage, contre pente
	13				2.74	1000	1000	PA7	PA8	74	Un branchement d'un avaloir en PVC de diamètre 300, regard sans tampon et nécessitant un curage
	14				1.6	1000	300	PA8	PA9	22	Nécessite un curage
	15				1.94	300	300	PA9	PA10	35	Nécessite un curage
	16				2.31	300	300	PA10	PA11		regard sans tampon
	17				1.67	300	300	PA11	PA11-1	15	Un branchement d'une avaloire en PVC de diamètre 300, Nécessite un curage

Tableau 3.1: La description des collecteurs et des regards des eaux pluviales (suite)

Le collecteur	Numéro Regard	Nature du tampon	Nature du collecteur	Situation du regard	Profondeur _ radier [m]	Diamètre- amont	Diamètre _aval	Numero_regard_ amont_1	Numero_regard_ amont_2	Distances entre les regards [m]	Observations
	18	fonte	Béton armé	Sous la chaussée	1.92	300	300	PA11-1	PA11-2	27.6	Nécessite un curage
	19				1.63	300	300	PA11-2	PA11-3	27.8	Nécessite un curage
	20		PVC		1.43	300	300	PA11-3	PA11-3-A	32.5	Le regard nécessite un curage
	21				1.34	300	300	PA11-3-A	PA11-3-B	37.3	Présence des dépôts nécessitant un curage.
	22				2.11	300	300	PA11-3-B	PA11-3-C	31	Le regard nécessite un curage absence d'écoulement
	23				1.35	300	300	PA11-3-C	PA11-3-D	34.5	Nécessite un curage
	24		Béton armé		1.67	300	300	PA11-3	PA11-4	30	Nécessite un curage
	25				2.46	300	300	PA11	PA12	38	Nécessite un curage, regard sans tampon
	26				2.2	300	300	PA12	PA13	45	Nécessite un curage, regard sans tampon
PC	27				2.2	300	300	PC1	PC2	47.52	Nécessite un curage
	28				2.3	300	300	PC2	PC3	42.35	Présence des dépôts nécessitant un curage.
	29				2	300	300	PC3	PC4	45	Nécessite un curage
	30				2.1	300	300	PC4	PC5	44.82	Branchement d'un avaloir, nécessite un curage
	31				2.4	300	300	PC5	PC6	44.91	Nécessite un curage
	32				2.23	500	500	PC6	PC7	45	Nécessite un curage
	33				2.22	500	500	PC7	PC8	35.5	Nécessite un curage, regard sans tampon
	34				2.24	500	500	PC8	PC9	28.53	Nécessite un curage, regard sans tampon
	35				2.33	600	600	PC9	PC10	36.27	regard colmaté, nécessite un curage
	36	2.4		600	600	PC10	PC11	46.62	Nécessite un curage, regard sans tampon		
Vers la SR	37	2.42		600	600	PC11	PC12	30.33	Regard colmaté, nécessite un curage		
				1000	1000	PA4	—	200	Pour la dilution des eaux usées		

Tableau 3.2: La description des collecteurs et des regards des eaux usées

Le collecteur	Numéro Regard	Nature du tampon	Nature du collecteur	Situation du regard	Profondeur _ radier [m]	Diamètre- amont	Diamètre _ aval	Numero_regard_ amont_1	Numero_regard_ amont_2	Distances entre les regards [m]	Observations
UB	38	fonte	Béton armé	Sous la chaussée	2.31	/	/	/	UB1	Aucun regard à à l'amont	Regard colmaté complètement : débouage
	39				2.53	300	300	UB1	UB2	43	Nécessite un curage, pénétration des racines
	40				2	300	300	UB2	UB3	30.3	Colmatage risque de retour d'eaux usées chez les habitants, débouage
	41				2.02	300	300	UB3	UB4	39	Branchement d'un avaloir, nécessite un curage
	42				2.21	300	300	UB4	UB5	30.5	faible débit transité
	43				2.36	500	500	UB5	A1UB5	38	Branchement d'un avaloir, nécessite un curage
	44			Sous le espace vert	2.03	500	300	A1UB5	A2UB5	36.5	Regard vétuste et détérioré
	45			Sous le trottoir	2.03	300	300	A2UB5	A3UB5	36	Branchement de deux avaloirs, débouage
	46			Hors voirie	1.84	300	300	A3UB5	A4UB5	39	Branchement deux avaloirs en PVC de diamètre 400, débouage
	47		/	/	/	/	/	A4UB5	A5UB5	48	Colmatage complet : diamètres non visibles
	48		Béton armé	Sous la chaussée	1.3	300	300	A5UB5	A6UB5	60	Regard sans tampon, nécessite un curage
	49				1.52	300	300	A6UB5	A7UB5	42	Mauvais état des regards,
	50				1.78	300	300	A7UB5	A8UB5	20.5	Le regard est enterré à 0.04m,

Tableau 3.2: La description des collecteurs et des regards des eaux usées (suite)

Le collecteur	Numéro Regard	Nature du tampon	Nature du collecteur	Situation du regard	Profondeur – radier [m]	Diamètre-amont	Diamètre-aval	Numero_regard_– amont_1	Numero_regard_– amont_2	Distances entre les regards [m]	Observations
UB	51	fonte	Béton armé	Sous la chaussée	1.8	300	300	A8UB5	A9UB5	50	regard sans tampon, l'un des branchements en béton comprimé de diamètres 300
U1	52				/	/	/	UC9	U1-1	40.5	Tampon soudé
	53				1.94	300	300	U1-1	U1-2	20	regard sans tampon
	55				2.27	300	300	U1-2	U1-3	45	Mauvais état
	56				1.82	300	300	U1-3	U1-4	48	regard sans tampon
	57				1.70	300	300	U1-4	U1-5	40	L'état du génie civil est moyen, ferrailage apparent
	58				1.64	300	/	U1-5	U1-6	40	Tampon soudé
UC	59				1.76	300	300	UC1	UC2	38.43	Regard vétuste et détérioré, Mauvais état
	60				1.83	300	300	UC2	UC3	44.73	le regard sous la chaussés
	61				1.72	300	300	UC3	UC4	37.67	nécessite un curage
	62				1.65	300	300	UC4	UC5	29.97	de nombreux branchements sont encombrés par des dépôts durs.
	63				1.7	300	300	UC5	UC6	29.39	Cassure et nombreuses fissures
	64				2.1	400	400	UC6	UC7	50	regard colmaté, nécessite un curage
	65				2	400	400	UC7	UC8	50.30	pénétration légère des racines
	66				2.3	400	400	UC8	UC9	36.68	Regard vétuste et détérioré des regards, nécessite un curage
	67				2.5	400	400	UC9	UC10	39.87	Mauvais état des regards, nécessite un curage
	69				2.8	400	400	UC10	UC11	29.12	regard sans tampon
					2.7	400	400	UC11	UC12	45.68	regard sans tampon
-	70				-	800	800	UF15	UC12	39.02	eaux usées acheminées vers la station de relevage pour être épurée, collecteur neuf et propre

3.4- Résultat du diagnostic:

A l'exception d'un nombre faible de collecteurs qui sont en bon état comme c'est déjà cité plus haut, les résultats montrent que notre réseau diagnostiqué présente les anomalies suivantes contribuant à son dysfonctionnement :

- Parois intérieures des collecteurs détériorées ;
- La majorité des collecteurs présentent des fissurations de différentes natures plus ou moins ouvertes et prolongées ; c'est qui montre la présence des eaux parasites dans les collecteurs observées au niveau des regards et à l'exutoire ;
- Regards complètement colmatés et d'autres à moitié pleins ;
- un déversement des eaux usées sur la voie publique ayant comme cause, les dépôts énormes dans les collecteurs;
- Faux branchement des avaloirs ;
- Conduite des eaux usées traversant le regard des eaux pluviales ;
- Problèmes du non bitumage des voies c'est ce qui montre l'affleurement des regards en surface de la chaussée, à cela s'ajoute un ruissellement chargé vers les collecteurs qui accentue la présence des dépôts ;
- Plusieurs regards sont sans tampons, visibles dans la chaussée non goudronnée ;
- les mauvaises odeurs et la prolifération des moustiques ;
- Raccordement non toléré des réseaux d'eaux pluviales dans les regards des collecteurs d'eaux usées ;
- Restriction de la pérennité des ouvrages (dégradation de la conduite) ;
- Nuisances à l'environnement (déchets solides de toute nature transportés par les effluents et introduits par les bouches d'égouts), (figure 3.2)
- Le problème des regards avec des tampons soudés, gênant la gestion du réseau ;
- L'inondation de quelques avaloirs et regards ;

- problèmes des regards sous la chaussée ;
- Aucun prétraitement préalable des eaux rejetées dans la mer ;
- Présence des branchements illicites des agglomérations.



L'effondrement de la chaussée



Rupture causant un déversement des eaux usées

Figure 3.2: Les problèmes causés à l'environnement

Nous présentons ci-dessous quelques photos qui montrent l'état des regards (figure 3.3)



Conduite des EU traversant



Regard des EP

Figure 3.3: Les problèmes pour l'état des regards

Les principaux défauts diagnostiqués par l'ITV (défauts structurels et/ou défauts fonctionnels d'étanchéité et d'hydraulicité) sont les suivants :

- dépôts sur le radier (sable, résidus de béton) ;
- fissures transversales et longitudinales, casses ;
- absence de joints de butée ;
- décalages, déboîtements ;
- branchements pénétrants, racines.

Sauf défauts graves tels que grosses fissures, effondrements, casses, déboîtements et piquages grossièrement réalisés, il est difficile de conclure au défaut d'étanchéité de la canalisation. En effet, de minces fissures transversales, l'absence de joints de butée... n'empêchent pas forcément des canalisations de rester étanches.

3.5 -Recommandation:

Après analyse nous recommandons à ce que :

-Les collecteurs de diamètres 1200mm pour les eaux pluviales de longueur 524 m et 800 mm pour les eaux usées de longueur 554 m aboutissant à la station de relevage doivent être reconduits vu leur état impeccable ;

-les techniques de réhabilitation s'imposent pour quelques collecteurs drainant la zone Ouest et présentant des problèmes.

-Par ailleurs les zones restantes exigent de préférence une rénovation totale du réseau.

Devant cette situation descriptive de l'état du réseau, nous préconisons deux variantes :

- Amélioration des performances des collecteurs au moyen des différentes techniques de réhabilitation disponibles.
- Par mesure de sécurité et pour préserver l'avenir nous proposons une variante (de secours) qui consiste à rénover totalement notre réseau.

3.6- Conclusion

Notre réseau d'assainissement ainsi diagnostiqué se trouve dans un état vétuste en général, à l'exception de certains tronçons qui sont en bon état. L'opération de diagnostic menée rigoureusement montre que certains tronçons de collecteurs demandent une réhabilitation localisée (cas des fissures , décollement de l'enduit de ciment de protection, dislocation des joints ..) d'autres tronçons exigent soit une rénovation totale vu leurs fissuration très accentuée soit une opération de gainage qui reste très attentive . Par mesure de sécurité, et à titre de prévention, nous essayons de proposer une autre variante de réseau qui restera comme projet de secours.

METHODES ET NATURE DE REHABILITATION

4.1-Introduction

L'étude diagnostic nous a permis de faire une mise au point sur l'état, le fonctionnement, et les conditions d'exploitation du réseau d'assainissement existant. Ce préalable est nécessaire pour établir des préconisations de travaux dans une partie ouest de notre zone d'étude dotée d'un réseau de collecteurs non visitables de diamètres inférieurs à 800 mm.

La réhabilitation des ouvrages se justifie lorsque leur état n'est pas suffisamment grave pour conduire à un remplacement complet, et que les conditions d'écoulement demeurent satisfaisantes pour améliorer la fiabilité des réseaux d'assainissement. Nous nous sommes donc intéressés à des techniques de réhabilitation. Elles permettent une réparation ponctuelle, une réhabilitation continue ou un remplacement de l'ouvrage défectueux.

Les techniques de réhabilitation sont nombreuses. Leur choix est fonction des caractéristiques du réseau (nature, matériau, section), de la nature, de l'importance et de la fréquence des désordres de structure, d'étanchéité et/ou d'écoulement. Outre ces critères techniques, le procédé choisi devra également tenir compte de critères économiques, sociaux et environnementaux.

4.2-Objectifs des travaux de réhabilitation

Les méthodes de réhabilitation ont pour objectif de garantir une qualité de réalisation telle que la durée de vie de l'ouvrage ainsi réhabilité doit pouvoir être comparée, toutes choses égales par ailleurs, avec l'ouvrage neuf.

Donc la réhabilitation a pour but :

- de restaurer la structure de l'ouvrage lorsqu'elle est déficiente (cassures, fissures, longitudinales, corrosion) ;
- d'assurer l'étanchéité de la conduite pour éviter les fuites d'eaux usées dans le milieu naturel et les infiltrations d'eau de nappe (par les joints déboîtés, les fissures, etc.) ;

-de rétablir les conditions d'écoulement dans la conduite (élimination des racelles, racines, laitance, branchements pénétrants).

4.3- Les techniques de réhabilitation : généralités [8]

La méthode traditionnelle consiste à changer les tronçons détériorés après ouverture de fouilles. Ces travaux, outre le problème des coûts, induisent des nuisances telles que la gêne du trafic, le bruit, la poussière, l'insécurité des riverains.

Les méthodes peuvent être ponctuelles et non structurantes (injection de résine) ou continues et structurantes (tubage, chemisage). Pour améliorer les performances d'un réseau existant, les techniques de réhabilitation peuvent être :

- *Les techniques ponctuelles.*

- *Les techniques non structurantes* qui ont essentiellement pour but de rétablir l'hydraulicité (élimination des obstacles empêchant ou réduisant l'écoulement normal du réseau) et l'étanchéité de la canalisation.

♦ *Injection de résines* : il s'agit de créer un anneau étanche à l'extérieur de la canalisation par injection de résine au travers du joint défectueux ou de la fissure circulaire à traiter. Cet anneau étanche sera d'épaisseur variable en fonction de la nature du sol rencontré. Un manchon gonflable est positionné au droit du défaut à l'aide d'une caméra. Le manchon est gonflé sous pression (eau, air) de part et d'autre du joint de manière à créer, au niveau de celui-ci, une chambre d'injection annulaire. Le produit colmatant, envoyé sous pression à partir de l'extérieur, remplit la chambre d'injection et pénètre dans le joint puis se répartit à l'extérieur de la conduite en empruntant les voies d'infiltrations pour former, après la prise en masse, un magma de terre et de coulis qui adhère à la canalisation et en assure l'étanchéité. Après l'étanchement du joint, le manchon est dégonflé, puis retiré. L'injection ne peut être employée que ponctuellement au niveau des défauts d'étanchéité circulaires.

- *Les techniques continues* permettent une réhabilitation complète du tronçon.

♦ *Tubage* : un tuyau, de diamètre inférieur à celui de la canalisation, est tracté ou poussé depuis les fouilles d'introduction et de tirage. Il est formé d'éléments assemblés (soudure, emboîtement). Un coulis de ciment est injecté dans l'espace annulaire compris entre la conduite existante et le nouveau tuyau.

◆ *Chemisage* : cette technique consiste à construire un nouveau tuyau dans la canalisation existante, celle-ci servant de moule.

- *Les techniques structurantes reprennent* les charges dynamiques et statiques appliquées sur le tuyau enterré (différentes pressions qui s'exercent, poids propres du tuyau et de l'eau véhiculée, réaction du sol).

4.4 -Réhabilitation sans tranchée ou par reconstruction

La problématique « sans tranchée ou par reconstruction » se pose de plus en plus aux décideurs urbains.

4.4.1- La réhabilitation sans tranchée [12]

La réhabilitation sans tranchée des ouvrages se justifie lorsque leur état structurel n'est pas suffisamment grave pour conduire à une pose en tranchée et que les conditions hydrauliques demeurent satisfaisantes.

Les techniques de réhabilitation sans tranchée des réseaux d'assainissement sont réalisées par l'intérieur du collecteur. Les objectifs d'une telle réhabilitation sont multiples et doivent toujours être indiqués, Les principaux objectifs sont :

- rétablir le bon fonctionnement hydraulique des effluents.
- rétablir l'étanchéité de l'ouvrage existant.
- lutter contre l'abrasion et la corrosion.
- Améliorer les conditions d'exploitation.

4.4.2- La réhabilitation par reconstruction [12]

Lorsque la structure du réseau est atteinte ou que des défauts d'hydraulicité s'avèrent trop importants, une réhabilitation ne permet pas d'obtenir les performances souhaitées. Il faut alors opter pour une ouverture de tranchée et un remplacement de la canalisation. Les principaux objectifs sont :

- augmenter le diamètre du collecteur.
- assurer l'étanchéité du nouvel ouvrage.
- poser une canalisation pérenne.
- améliorer et réduire les conditions de d'exploitation.

Pour remédier aux désordres constatés on perçoit tout l'intérêt pour l'environnement urbain de développer des techniques par voie interne, réduisant ainsi au minimum les nuisances et les conséquences socio-économiques de l'ouverture d'une tranchée.

4.4.3- D'un point de vue socio-économique [12]

L'intervention sur un ouvrage se situant en site urbain encombré pose de nombreux problèmes qui viennent compliquer la réalisation du chantier. L'ouverture d'une tranchée touche nécessairement l'environnement du site. Ces nuisances occasionnées par l'ouverture d'une tranchée. De plus, le chantier par sa présence peut avoir un retentissement sur l'activité commerciale de la rue.

Enfin, malgré les précautions prises, des risques d'accidents existent, que ce soit pour les ouvriers, les automobilistes ou les riverains.

4.4.4- D'un point de vue technique [12]

Réhabilitation par l'intérieur se justifie pleinement en présence d'obstacles tels que :

- la nature spécifique du sol (instabilité...), la présence de nappes.
- l'encombrement du sous-sol par les concessionnaires (gaz, eau, électricité...) et autres ouvrages.
- le respect d'une chaussée récente.
- la grande profondeur du réseau (si elle est supérieure, impose le blindage des parois).

4.5- Classement des techniques de réhabilitation [8]

4.5.1-Classement en fonction de critères techniques

Les techniques de réhabilitation peuvent être classées selon divers critères et être dites structurantes ou non structurantes, continues ou ponctuelles, destructives ou non destructives. Il est important de noter que certaines techniques peuvent satisfaire à plusieurs objectifs ou que des techniques différentes peuvent être associées sur le même chantier.

4.5.1.1-Techniques structurantes ou non structurantes

Les techniques de réhabilitation sont classées en deux catégories, selon leur aptitude à reprendre ou non les charges dynamiques et statiques appliquées sur le tuyau enterré. Ces techniques sont dites structurantes ou non structurantes.

Ainsi, les techniques structurantes doivent pouvoir reprendre la totalité des efforts mécaniques qui s'exercent sur la canalisation :

- pression verticale du remblai (elle est fonction du poids volumique du remblai, de la hauteur de couverture, du coefficient de concentration),
- pression verticale due aux charges d'exploitation : roulantes routières,
- pression horizontale résultant des remblais et des charges d'exploitation,
- pression hydrostatique éventuelle (canalisation située dans une nappe phréatique),
- poids propre du tuyau et de l'eau véhiculée,
- réaction du sol (fonction de l'angle de pose α).

Les techniques *non structurantes* n'impliquent pas d'apport mécanique.

4.5.1.2 - Techniques ponctuelles ou continues

Les techniques sont dites ponctuelles ou continues selon qu'elles réparent l'ouvrage localement, au droit de chaque dégradation, ou qu'elles réhabilitent l'ensemble du tronçon.

4.5.1.3-Techniques destructives ou non destructives

Les techniques dites non destructives concernent les méthodes dont la mise en œuvre ne nécessite pas la destruction de l'ouvrage en place. L'ouvrage dégradé est conservé en l'état. Par opposition, les techniques dites destructives impliquent la destruction totale du collecteur dégradé et son remplacement par l'intérieur, sans ouverture d'une tranchée. Il existe deux grandes catégories de procédés : le micro-tunnelier « mange tube » et « l'éclate tuyau ».

4.5.2-Classement selon la norme européenne [8]

La norme européenne n° EN 155 W1 209 classe les techniques de réhabilitation en trois groupes :

- Les techniques de renouvellement : construction d'un réseau neuf se substituant à un réseau d'assainissement existant,

-Les techniques de rénovation : travaux utilisant tout ou partie de l'ouvrage existant en améliorant ses performances actuelles,

-Les techniques d'entretien ou de maintenance des réseaux : rectification de défauts localisés.

En ce qui concerne les différentes techniques de réhabilitation des réseaux d'assainissement, nous adopterons par la suite le classement suivant :

- *Réparation Ponctuelle* : robots multifonctions, injections, manchettes ;
- *Réhabilitation Continue* : chemisage, tubage, coques préfabriquées et projection de béton, mortier ou résines ;
- *Remplacement* : terrassement traditionnel, « mange tube », « éclate tuyau ».

4.6 -Techniques pour les collecteurs non visitables [9]

Les techniques pour la réhabilitation des collecteurs non visitables de diamètre de 200 à 1200 mm. Ponctuelles ou continues, elles sont réalisées sans ouverture de tranchée et sont, selon les procédés, non destructifs ou destructifs. Ces techniques sont :

- **Procédés non destructifs**
 - Robots multifonctions,
 - Injections ponctuelles d'étanchement,
 - Manchette (chemisage partiel) ou Chemisage continu,
 - Tubage,
- **Procédés destructifs**
 - Mange tube,
 - Éclate tuyau.

4.6.1-Robots multifonctions [9]

Les robots multifonctions sont indispensables dès lors que nous travaillons dans des canalisations non visitables. Ils permettent le rétablissement hydraulique, le colmatage des fissures, la consolidation de la canalisation.

Cette technique de réhabilitation ponctuelle est employée uniquement dans les collecteurs non visitables. Elle peut-être structurante comme non structurante selon les cas et permet :

-la suppression de tous les obstacles qui gênent l'écoulement de l'eau dans les canalisations (dépôts solides, concrétions diverses, racines, branchements pénétrants, joints pendants hors de leurs logements...),

-le colmatage par injection des perforations, fissures, joints défectueux,

-la réouverture des branchements après chemisage ou tubage (robots découpeurs),

L'intervention de ces robots s'effectue sur la base d'une inspection télévisée. Il est procédé à un hydro curage avant d'introduire le robot par un des regards du réseau. Le robot peut opérer à partir d'un diamètre de 150 mm.

4.6.2-Injections ponctuelles d'étanchement [9]

Il existe différents types d'injections : les injections d'étanchement et les injections de consolidation et de régénération. Dans les ouvrages non visitables nous ne procédons qu'à des injections d'étanchement.

Les injections d'étanchement ont pour but de rétablir l'étanchéité du collecteur en supprimant ponctuellement les infiltrations ou exfiltrations d'eau entre le sous sol et le collecteur. Ainsi sont traitées localement la défaillance des joints, les fissures circulaires et les perforations de la canalisation. Ces injections s'appliquent dans le cadre de la réhabilitation de collecteurs non visitables (150-1200 mm), cette technique est non structurante.

Les injections d'étanchement consistent à introduire dans la canalisation, par l'intermédiaire d'un regard, un appareillage à extrémités gonflables (manchon) constituant une chambre d'injection sous pression de produits liquides ou pâteux. Le robot s'arrête au droit de chaque défaut, et sous contrôle vidéo, procède à l'injection d'étanchement jusqu'au refus, ce qui colmate totalement la fissure. Avant séchage du produit, un lissage doit être réalisé pour qu'aucune rugosité ne subsiste à l'intérieur de la section d'écoulement. Une fois la parfaite étanchéité vérifiée, le robot se déplace vers le défaut suivant. En présence de forts décalages qui ne permettent pas le passage du manchon d'injection, il est nécessaire de procéder à une fouille locale.



Figure 4.1 : Schéma de principe d'un étanchement

4.6.3-La manchette ou chemisage partiel [9]

La manchette, ou chemisage partiel, consiste à construire un tuyau neuf plaqué à l'intérieur de la canalisation dégradée, sans ouverture de tranchée, entre deux regards.

La manchette, de longueur variable, permet de corriger localement les faiblesses de structure et d'étanchéité telles que :

- les fissures longitudinales ou multiples, fissures circulaires, microfissures, perforations, les joints déboîtés ;
- les pénétrations de racines, les casses ;
- la condamnation des branchements hors services.

La manchette peut être structurante, consolidante ou non structurante selon les objectifs de la réhabilitation.

Sous réserve que le niveau d'eau ne soit pas très important, il est possible de procéder au chemisage ponctuel sans interruption du réseau. La manchette est alors mise en place à l'aide d'un manchon (gonflable ou non) sous contrôle vidéo. La technique de pose consiste à plaquer la manchette sous pression pour l'encreur ou la fixer à la paroi de l'ouvrage.

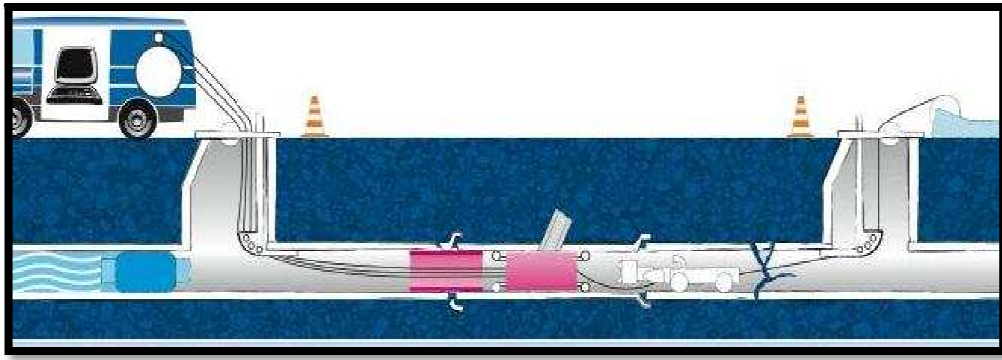


Figure 4.2 : Schéma de principe d'un chemisage partiel

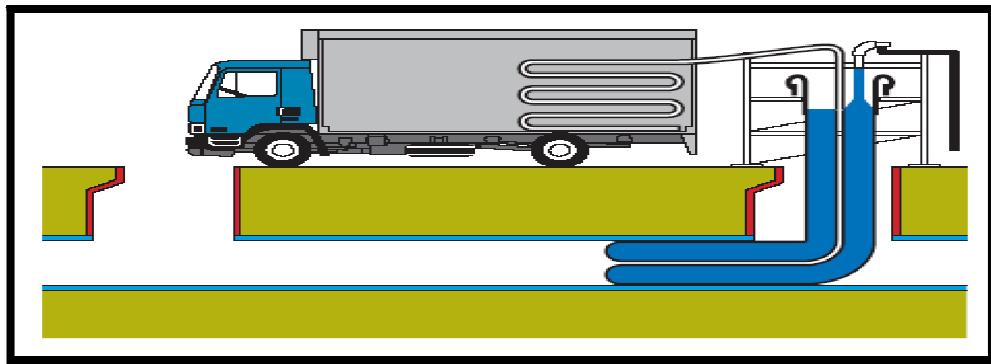
4.6.4-Le chemisage continu [9]

Le chemisage ne réduit que fort peu la section d'écoulement (à titre indicatif, l'épaisseur de la gaine est comprise entre 3 mm et 10 mm, tout en améliorant les caractéristiques hydrauliques du collecteur de 15 à 35 % de ses capacités d'écoulement : diminution de la rugosité, suppression des variations de section et des obstacles.

Le chemisage continu c'est la construction d'une canalisation neuve à l'intérieur d'une canalisation dégradée, sans ouverture de tranchée. une enveloppe souple est préfabriquée en atelier. Elle est ensuite transportée sur chantier pour y être mise en place dans la conduite existante. Après, la nouvelle canalisation en résine armée est parfaitement plaquée contre l'ancienne canalisation. Il n'y a pas d'espace inter-annulaire.

De nature généralement structurante, le chemisage peut également être employé en non structurant pour remédier aux problèmes d'étanchement, d'anticorrosion ou d'anti- abrasion. Il s'agit d'une réhabilitation de type continu qui concerne essentiellement les canalisations des diamètres de 200 à 800 mm.

Sur chantier, l'enveloppe souple est introduite dans le tronçon à reconstruire à partir d'un regard (ou autre accès). Auparavant, une extrémité de l'enveloppe, retournée sur quelques mètres, (colonne d'inversion) est fixée sur la plate-forme d'inversion. Un apport continu d'eau, dans l'espace annulaire ainsi formé, exerce une poussée provoquant le déroulement de l'enveloppe par inversion dans la canalisation à reconstruire. La pression de l'eau dilate légèrement l'enveloppe et la plaque parfaitement sur les parois de la conduite existante, qui sert momentanément de coffrage externe.



*Figure 4.3 : Mise en place par retournement sur elle-même d'une enveloppe
Souple préimprégnée de résine*



Figure 4.4 : Passage de la gaine au niveau d'un regard, procédé par inversion

4.6.5- Le tubage [11]

Cette technique consiste à mettre en place dans la canalisation à réhabiliter une nouvelle conduite d'un diamètre inférieur. L'assemblage des éléments se fait par collage, thermo- soudage ou emboîtement.

D'une manière générale cette technique ne peut pas être mise en œuvre sur de trop petits collecteurs en raison de la diminution de la section qu'elle entraîne. Le diamètre minimal semble être de 300 mm.

Après dérivation des effluents, la nouvelle conduite est insérée par tractage ou par poussage d'éléments courts ou longs ou bien par enroulement hélicoïdal. L'ouverture d'une fosse de travail peut s'avérer nécessaire.

4.6.5.1-Tubage par enroulement hélicoïdal [11]

Cette technique concerne les ouvrages visitables (quelque soit le type de section) comme non visitables et s'emploie couramment sur des diamètres de 500 à 1500 mm. Elle

consiste en la fabrication mécanique in situ d'un tuyau, par enroulement hélicoïdal d'un profilé spécial. L'étanchéité est assurée par la compression de joints en caoutchouc ou par collage. L'espace entre la canalisation existante et le tube est rempli par injection de coulis. L'épaisseur du coulis est ajustée en fonction de la résistance mécanique à obtenir et de la section finale désirée.

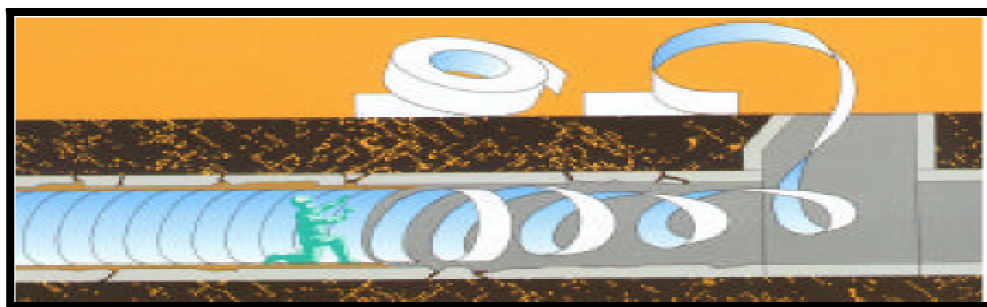


Figure 4.5 : Assemblage manuel (canalisation visitable)

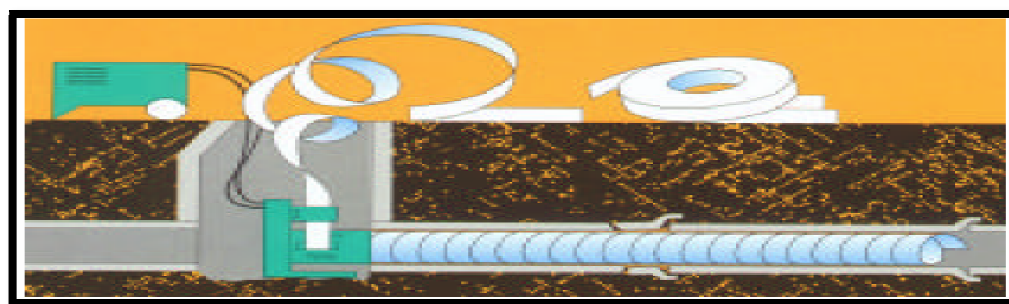


Figure 4.6 : Aménagement de la cunette pour installation de la machine à spirale (canalisation non visitable)

4.6.5.2-Tubage par tube prédéformé [11]

La technique du tube prédéformé concerne uniquement les ouvrages non visitables de diamètre 150 à 800 mm ; il s'agit d'un tubage par tuyau continu sans espace annulaire. Cette technique est destinée à la réhabilitation de tronçons de réseaux droits, légèrement courbés ou désaxés, pouvant atteindre de grandes longueurs. Le tube est introduit dans la canalisation par un regard ou une fouille de départ à l'aide d'un treuil. Il est alors coupé à la longueur souhaitée.

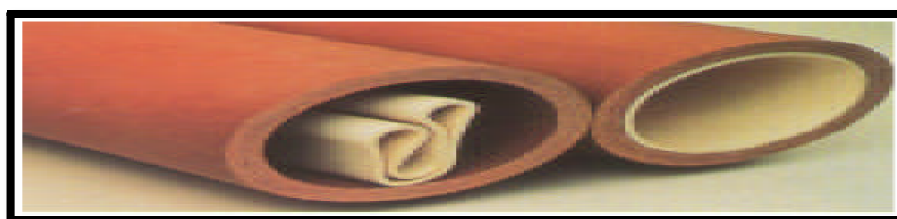


Figure 4.7 : Tubage par tube prédéformé

4.6.5.3-Assemblage de tubes courts ou longs [11]

La mise en œuvre consiste à tirer ou pousser le nouveau tube dans l'ancienne canalisation puis à remplir par injection l'espace annulaire. L'assemblage des tubes diffère selon le procédé utilisé. L'étanchéité est obtenue par un joint en caoutchouc. Les tubes sont disponibles du diamètre extérieur 160 mm à 450 mm et permettent donc de réhabiliter des canalisations de diamètre nominal 200 à 500 mm.

4.6.6-L'éclate tuyau [11]

L'éclate tuyau peut être soit poussé, soit tiré à l'intérieur de la canalisation. Il permet de réhabiliter des canalisations de diamètre nominal 100 à 1000 mm et sa capacité d'avancement est de 100 à 150 m par semaine. L'ensemble des tuyaux neufs est mis en place dans la continuité de l'éclate tuyau (fusée) qui détruit l'ancienne conduite à l'avancement et repousse les débris dans le terrain environnant. Il est ainsi possible de mettre en place des tubes de section nominale identique voire même supérieure. L'assemblage se fait ensuite par soudage.

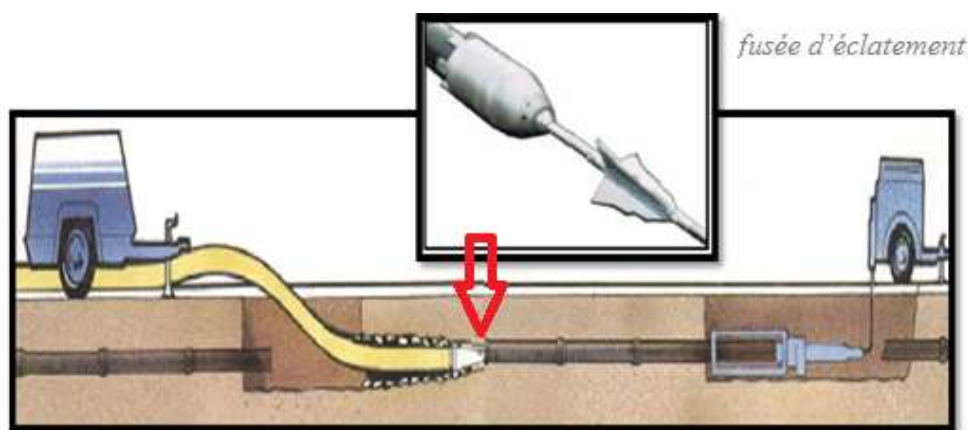


Figure 4.8 : Schéma de principe d'un éclatement

4.7- Réhabilitation en tranchée ouverte

Lorsque l'emploi des techniques de réhabilitation s'avère impossible, il convient de procéder à un remplacement du tuyau et à une ouverture de chaussée. Les raisons qui poussent à utiliser ces techniques sont exposées à la réhabilitation par reconstruction.

4.8 -Tableau récapitulatif :

Nous allons utiliser un tableau présentant les avantages et inconvénients des techniques de réhabilitation de réseaux d'assainissement (tableau 4.1)

Tableau 4.1: Les avantages et les inconvénients des techniques de réhabilitation de réseau d'assainissement

Technique	Applicabilité	Avantage	Inconvénient
Chemisage continu Polymérisé en place	Traitement intégral pour les réseaux circulaires de diamètre 100 à 1600 mm. Tous matériaux	Pas d'espace annulaire. Applicable sur de grandes longueurs. Rénovation structurante. Rapidité de mise en œuvre	Stockage ou dérivation des effluents nécessaires. Manipulation délicate. Risque de brûlure ou d'absence de polymérisation avec un durcissement aux UV.
Tubage par tuyau continu avec espace annulaire ou Tubage par tuyaux courts avec espace annulaire	Traitement intégral pour réseaux circulaire de diamètre 100 à 1600 mm. Tous matériaux	Applicable sur de très grandes longueurs. Applicables à des conduites présentant de très nombreux désordres. Rénovation structurante selon le diamètre	Mise hors –service des tronçons. Accès impératif aux deux extrémités. Mise en œuvre en tronçons droit. Espace annulaire
Tubage par tuyau continu sans espace annulaire	Traitement intégral pour réseaux circulaire de diamètre 100 à 1600 Tous matériaux	Applicable sur de très grandes longueurs. pas d'espace annulaire. Applicable à des conduites présentant de très nombreux désordres. Rénovation structurante selon le diamètre	Mise hors –service des tronçons. Accès impératif aux deux extrémités. Mise en œuvre en tronçons droit.
Tubage par enroulement hélicoïdal avec espace annulaire	Traitement intégral pour réseaux circulaire de diamètre 100 à 2500 et non circulaire à partir de 800mm Tous matériaux	Pas d'obturation de la conduite. Faible cout du PVC. Rénovation structurante.	Fabrication du profilé depuis un regard de visite. Branchement très difficiles à réaliser en non visitables
Chemisage partiel	Traitement ponctuel pour réseaux circulaires ou ovoïdes de diamètre 100 à 600 mm	Pas d'espace annulaire. Grande rapidité de mise en œuvre. Réparation structurante	Stockage ou dérivation des effluents nécessaires. Ovalisation maximales de 8%. Manipulation délicate.
Injection d'étanchement	Traitement ponctuel pour réseaux circulaires ou ovoïdes de diamètre 100 à 900 mm Presque tous matériaux	Vides extérieurs comblés. Produits d'étanchéité élastiques et adhérents. Technique économique	Nous adapté aux détériorations importantes. Nous adapté aux coudes et rétrécissements importants. Réparation non structurante.

Tableau 4.1: Les avantages et les inconvénients des techniques de réhabilitation de réseau d'assainissement (suite)

Technique	Applicabilité	Avantage	Inconvénient
Robot découpeur	Traitement ponctuel pour réseaux non visitables à partir de 200mm Tous matériaux	Suppression des racines et raccords entrants.	Coût du matériel. Très dépendant de la compétence des opérateurs
Microtunnelier « mange tube »	Traitement intégrales pour réseaux non visitables. Tous matériaux.	Maintien ou augmentation du diamètre. Adapté aux canalisations très endommagées.	Interférences avec le milieu (autres réseaux, sols)
Tubage après éclatement « Eclate tuyau »	Traitement intégral pour réseaux circulaires de diamètre 100 à 600 mm. Tous matériaux sauf béton armé et parfois PEHD	Maintien ou augmentation du diamètre. PEHD Adapté aux canalisations très endommagées. Longueur jusqu'à 120m.	Exigences planimétriques non respectées en gravitaire. L'ancienne canalisation reste dans le sol. Interférences avec le milieu (autres réseaux, sols)
Tranchée ouverte	Tous types de réseaux. Tous matériaux.	Simple à mettre en œuvre en milieu dégagé. Technique souvent la plus économique en coût direct à moins de 2 m de profondeur	Coût indirects importants en milieu urbanisé Impossible à mettre en œuvre dans certains cas (traversée de routes, voies de chemin de fer, cours d'eau).

Remarque :

Rénovation : travaux utilisant tout ou partie de l'ouvrage existant en améliorant ses performances actuelles.

Réparation : rectification des défauts localisés.

Remplacement : construction d'un réseau neuf se substituant à un réseau existant.

Rénovation : réparation ou remplacement avec tranchée.

4.9 - Techniques de réhabilitation inclus dans notre étude

D'après l'état de notre réseau, nous distinguons trois parties :

- La première partie se trouve au Nord- West et au Sud-ouest c'est un réseau neuf ne nécessite pas une réhabilitation, ce sont des canalisations de diamètre 800 mm pour les eaux usées et 1200 mm pour les eaux pluviales.
- La deuxième partie se trouve à l'Est : le réseau est défaillant, en état vétuste, nécessite une réhabilitation en tranchée ouverte c'est-à-dire construction d'un réseau neuf.
- La troisième partie se trouve à l'Ouest nécessite une réhabilitation de différente technique, nous pouvons citer dans un tableau récapitulatif. (tableau 4.2)

Tableau 4.2: techniques de réhabilitation pour les eaux pluviales

<i>tronçon</i>	<i>Les anomalies repérées sur les tronçons</i>	<i>Le procédé</i>	<i>Les techniques proposées</i>
-PB1à PA3	-dépôt en radier. -pénétration légère des racines.	-Réparation ponctuelles	-rectification des défauts localisés (robot multifonction). -injection d'étanchement. - Les techniques d'entretien ou de maintenance des réseaux : rectification de défauts localisés.
-PA1 à PA13	-Regard déterrés. -dépôt en radier. -pénétration légère des racines. -Nombreuses fissures -contre pente (PA7-PA6) ;(PA6-PA5)	-Rénovation -Réparation ponctuelles -réhabilitation continu -renouvellement	- Les techniques d'entretien ou de maintenance des réseaux, rectification des défauts localisés (rénover le regard détérioré). -rectification des défauts localisés (robot multifonction). -chemisage partiel. - construction les deux tronçons (contre pente) neuf se substituant à un réseau existant.
-PA11-1 à PA11-3 -PA11-3-A à PA11-3-C	-dépôt en radier.	-Réparation ponctuelles	-Les techniques d'entretien ou de maintenance des réseaux, rectification des défauts localisés (rénover le regard détérioré).
-PA4 jusqu'aux point de rejet	-Aucuns problèmes détectés	/	/
-PC1 à PC9 - PC7 à PC7-6 -PC9 à PC12	-dépôt en radier. - nombreux branchements obstrués hors service. -nombre de raccordements défectueux de type branchements pénétrants	-Réparation ponctuelles -Rénovation	-Les techniques d'entretien ou de maintenance des réseaux, rectification des défauts localisés (rénover le regard détérioré). -réhabilitation continue. -Les techniques de rénovation : travaux utilisant une partie de l'ouvrage existant en améliorant ses performances actuelles,
-PC12 jusqu'aux point de rejet	-Aucuns problèmes détectés (réseaux neuf)	/	/

Tableau 4.3: typologie des techniques de réhabilitation pour les eaux usées

<i>tronçon</i>	<i>Les anomalies repérées sur les tronçons</i>	<i>Le procédé</i>	<i>Les techniques proposées</i>
-UB1à UB5	-regard colmaté -branchement d'un avaloir. -faibles pente, dépôt en radier -pénétration légère des racines.	-Réparation ponctuelles. -réhabilitation continu. -renouvellement.	- Les techniques d'entretien ou de maintenance des réseaux : rectification de défauts localisés. -rectification des défauts localisés (robot multifonction). -injection d'étanchement (chemisage partiel). - Les techniques de rénovation : travaux utilisant une partie de l'ouvrage existant en améliorant ses performances actuelles (augmenter la pente).
- UB5 à A1UB5 - A1UB5 à A9UB5	-branchement nombreux branchements obstrués hors service (des avaloirs). - Regard vétuste détériorées. -le colmatage complet -dépôt en radier. -pénétration légère des racines. -Nombreuses fissures.	-Réparation ponctuelles -renouvellement	-Rectification des défauts localisés (robot multifonction). -Les techniques de rénovation : travaux utilisant une partie de l'ouvrage existant en améliorant ses performances actuelles (regard vétuste). -Les techniques d'entretien ou de maintenance des réseaux. -chemisage partiel.
- UC1 à UC11	- le regard sous la chaussés (UC3). - de nombreux branchements sont encombrés par des dépôts durs. -regard colmaté. - pénétration légère des racines. -Nombreuses fissures.	-technique non structurante (élimination des obstacles) Réparation ponctuelles	Réparation : rectification des défauts localisés. -tubage après éclatement. -chemisage partiel. -Les techniques d'entretien ou de maintenance des réseaux.
UC9 à U1-6	- un déboîtement important. - Nombreux décalages sur tout le tronçon. -regard sans tampon et tampon soudé	-Réparation ponctuelles rectification des défauts localisés. -Remplacement	-Réparation : rectification des défauts localisés. (robot découpeur) -remplacement : nous utilisons une partie de l'ouvrage existant en améliorant ses performances actuelles (changer le tampon).
-UC12 jusqu'aux point de rejet (station de relevage)	-Aucuns problèmes détectés (réseaux neuf)	/	/

Les techniques d'entretien ou de maintenance des réseaux ne cherchent qu'à reprendre des défauts localisés tels que des infiltrations aux joints ou des casses ponctuelles. Il se produit souvent un phénomène de report des défauts à l'issue d'une réparation ponctuelle sur les éléments voisins de la zone traitée. Ce phénomène est particulièrement visible après le traitement des racines par manchette ; ces dernières, en effet, pénètrent par le joint voisin. De même, il est possible de voir apparaître, après le traitement ponctuel d'une fissure longitudinale, une prolongation de cette fissure après les travaux. Les deux autres familles de techniques que sont la réhabilitation continue et le remplacement. En effet, ces dernières remplacent l'ancien tuyau par un tuyau neuf.

4.10 - conclusion

Il est donc très important dans notre étude de réhabilitation de bien définir les objectifs du traitement. Les techniques de maintenance (ou réparations ponctuelles) sont parfaitement adaptées. Si par contre le but est de remettre à neuf une canalisation entre deux regards, avec des essais d'étanchéité, les techniques de réhabilitation continue et de remplacement sont préférables. En tout état de cause il n'est pas rigoureux, techniquement parlant, de comparer un projet de réparations ponctuelles avec un projet de réhabilitation.

Pour la sécurité de nos réseaux à long terme, nous essayons de proposer une autre variante de réseau qui restera comme projet de secours.

CALCUL DE BASE POUR LA VARIANTE PROPOSEE

5.1-Introduction

Cette variante fait suite à la variante proposée au chapitre 4 qui est la réhabilitation. Elle consiste à proposer tout un redimensionnement du réseau de notre zone d'étude. L'assainissement est l'ensemble des techniques qui permettent l'évacuation par voie hydraulique des eaux usées et les eaux pluviales. Les eaux sont recueillies par un réseau d'assainissement qui est nécessaire d'évacuer du milieu urbain jusqu'à un milieu récepteur. Vu les anomalies et les défaillances signalées, le réseau d'assainissement qui sera projeté pour notre agglomération est de préférence unitaire exigeant d'abord un calcul de base nécessaire pour son dimensionnement. Ce calcul de base concerne notamment l'estimation de la population qui nous renseigne en principe sur le régime de rejet des eaux usées domestiques et publics ; et quelques données nécessaires à l'estimation des eaux pluviales.

5.2-Situation démographique

L'estimation du nombre d'habitants futur de Hai Khemisti est basée sur le recensement de 2008 qui est prise comme année de référence, pour un taux probable d'accroissement égal à 1.9 %. Notre projet d'étude est fixé pour l'horizon 2030, ce qui exige une population future (tableau 5.1)

Tableau. 5.1 : détermination de la population pour 2030

Horizon	population	population
	2008	2030
Hai Khemisti	27000	40851

5.3-Découpage de l'aire d'étude en surfaces élémentaires à drainer :

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

Toutes les eaux qui ruissellent en surface sont recueillies par une seule ligne d'écoulement. Donc, le découpage du site en surfaces élémentaires doit être fait selon :

- La nature des sols ;
- La densité des habitations ;
- Les courbes de niveaux ;

- Les routes et voiries existantes ;
- Les pentes et les contre pentes ;
- Les limites naturelles (oueds, talwegs.....).

Dans notre cas, il s'agit d'une zone urbanisée; le découpage des surfaces à drainer se fait selon la densité des habitations et les routes et voiries existantes ou à la limite les pentes et les contres pentes.

La considération de ces paramètres rend assez délicate l'estimation du coefficient de ruissellement vu la nature très différente des sols qui est difficile à limiter, en plus de la détermination des pentes propre à chaque surface. Le plan de masse ne nous renseigne pas d'une façon plus efficace sur ces paramètres. Un découpage approximatif nous a conclu huit (8) surfaces élémentaires selon la nature du sol.

5.4 - Systèmes d'évacuation existant:

D'après le système d'évacuation existant, nous remarquons que le réseau des eaux pluviales suit celui des eaux usées, donc c'est un système séparatif mais pour notre agglomération nous changeons le système d'après les anomalies détecté dans notre réseaux dans la partie du diagnostic (le branchement non conforme (eaux usées)).et comme avantage les quarties sont larges pour des grands diamètre et on constate d'après le plan topographique que le terrain accidenté permettant un écoulement gravitaire, pour cela on a choisit le système unitaire .

5.5 - Choix du système d'assainissement [4]

Notre système unitaire est utile de faire connaitre l'évolution dans le temps, On conclu que le choix de notre système du réseau qui se fait à base de différente paramètres essentielles porter sur :

- De l'urbanisation de l'agglomération et son encombrement.
- Conception simple.
- L'aspect économique.
- Des ouvrages existants, encore utiles pour le projet.
- Il faut tenir compte des conditions de rejet.
- De la largeur des chaussées.

Pour notre agglomération nous constatons que les eaux usées sont moins importantes par rapport aux eaux pluviales, nous optons pour un système unitaire qui évacue les eaux

usées et une fraction des eaux pluviales vers la station de relevage pour la dilution et l'autre fraction vers le deuxième point de rejet (la mer).

5.6- Structure d'un schéma d'assainissement [4]

Les réseaux d'évacuation des eaux usées vers un point unique de traitement (station de relevage) et de rejet (la mer) sont essentiellement à surface libre en écoulement gravitaire, l'agglomération que nous voulons assainir est située à proximité de la station qui permet d'assurer l'évacuation finale. Nous préconisons deux types suivants :

5.6.1- Schéma à déplacement latéral [4]

Le schéma par déplacement latéral est plus simple, permettant de transporter l'effluent à l'aval de l'agglomération en vue son traitement, les eaux y sont recueillies dans un collecteur parallèle au cours d'eau, dans ce cas l'épuration est nécessaire. On a tout intérêt à transporter les eaux vers une station unique.

-Dans la première partie (les surfaces élémentaires 1, 2,3) comporte des collecteurs secondaires perpendiculaires sur le collecteur principal pour reporter les eaux vers l'intercepteur I pour acheminer les eaux vers la station de relevage.

-Dans la deuxième partie (les surfaces élémentaires 4, 5,8) comporte certains des collecteurs secondaires obliques, les collecteurs principaux sont perpendiculaires sur l'intercepteur I.

-Dans la troisième partie (la surface élémentaire 6) comporte des collecteurs secondaires perpendiculaires sur le collecteur principal, pour transiter les eaux vers l'intercepteur II. (Figure 5.1).

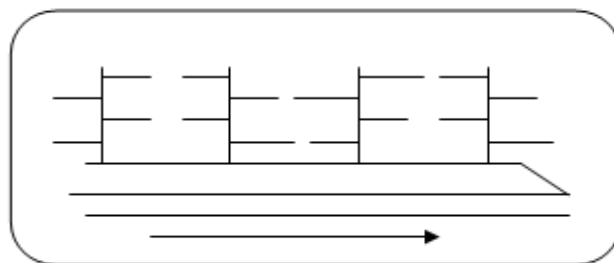


Figure 5.1 : Schéma à déplacement latéral

D'après la position de l'exutoire (la mer) notre zone et la position de la station de relevage qui se trouve à l'aval de l'agglomération, on a opté le schéma à déplacement latéral pour le réseau d'évacuation des eaux usées et pluviales.

5.7- Détermination du coefficient de ruissellement :

Le coefficient de ruissellement d'une surface donnée est défini comme étant le rapport du volume d'eau qui ruisselle sur le volume tombé sur le bassin considéré. Il a une influence importante dans l'évaluation des débits de pointe pluviaux qui servent au dimensionnement du réseau.

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 surfaces drainées il faut que ces derniers soient aussi homogènes que possible, pour minimiser les erreurs commises sur l'évaluation du coefficient de ruissellement.

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

- 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.

Il existe trois méthodes permettant l'estimation du coefficient de ruissellement pondéré à titre empirique avec différents paramètres d'influence, nous pouvons citer :

5.7.1- Coefficient de ruissellement pondéré dans le temps:

En se basant sur la formule empirique, cette méthode permet la détermination du coefficient pondéré de ruissellement en fonction du taux d'imperméabilisation, du temps des précipitations et, de la pente.

$$C_{rp} = \frac{0,98t}{4,53 + t} p + \frac{0,78t}{31,17 + t} (1 - p) \dots\dots\dots(5-1)$$

Où : C_{rp} : Coefficient de ruissellement pondéré

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

p : pourcentage de surface imperméabilisée ≤ 1 .

t_c : temps de concentration de la surface drainée.

5.7.2- Coefficients de ruissellement en fonction de la catégorie d'urbanisation :

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

Tableau 5.2: Coefficients de ruissellement en fonction de la catégorie d'urbanisation

Catégorie d'urbanisation	Cr
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

5.7.3 Coefficient de ruissellement relatif à diverses surfaces :

Le coefficient de ruissellement est déterminé relativement en fonction des diverses natures de surface.

Pour le cas de notre étude, le coefficient de ruissellement est estimé en fonction des surfaces drainées en tenant compte de la densité des habitats malgré les surfaces de nature différente, la zone est composée des terrains non revêtus, les voies et les routes sont goudronnées.

5.7.4- Détermination de coefficient de ruissellement pondéré :

Dans notre cas, en pratique, il est souvent très difficile et délicat de déterminer un coefficient moyen pondéré, en appliquant la relation suivante (3-2). Dans le cas où la surface à drainer est formée de plusieurs aires élémentaires « Ai », auxquelles nous affectons le coefficient de ruissellement « Cri ». Nous avons estimé approximativement un coefficient moyen pondéré en fonction de la nature des surfaces élémentaires. (Tableau 5.3)

$$C_{rp} = \frac{\sum A_i * C_{ri}}{A} \dots\dots\dots (5-2)$$

Avec : A_i : surface élémentaire à drainer (ha)

A : surface totale en (ha) [$A=77.56$ ha]

C_{ri} : coefficient de ruissellement partiel

C_{rp} : coefficient de ruissellement total pondéré

5.7.5- Calcul du nombre d'habitants pour chaque surface à drainer :

A défaut de connaître le nombre exact d'habitants de chaque surface, nous suivons les étapes suivantes afin de pouvoir estimer ce dernier

- nous estimons le coefficient de ruissellement de chaque surface ;
- nous calculons le coefficient de ruissellement pondéré total ;
- nous calculons la densité partielle de chaque surface;
- nous déduisons le nombre d'habitants dans chaque surface élémentaire à drainer.

Application numérique : $C_{rp} = \frac{45.29}{77,56} = 0.58$ $C_{rp}=0.58$

L'utilité de la détermination du coefficient de ruissellement pondéré « C_{rp} » permet d'y remédier à cette difficulté. Néanmoins cette pondération a tendance à sous estimer ou surestimer le coefficient de ruissellement et par conséquent le débit.

- *Calcul de la densité partielle :*

$$D_i = \frac{C_{ri} \cdot P_t}{C_{rp} \cdot A} \quad (5-3)$$

Avec : D_i : densité partielle pour chaque sous bassin (hab / ha)

P_t : nombre total d'habitants (hab.) à l'horizon 2030 = 40851 hab.

- *calcul du nombre d'habitants correspondant à chaque surface :*

$$P_i = D_i \cdot A_i \quad (5-4)$$

D' Où: C_{ri} : coefficient de ruissellement pour chaque surface.

A_i : surface élémentaire (ha).

D_i : densité partielle (hab/ha).

Les résultats de calcul du nombre d'habitants de chaque surface élémentaire à l'horizon futur, sont reportés dans le tableau (5.3).

Tableau 5.3 : Détermination du nombre d'habitants à l'horizon 2030

N° de surface élémentaire	Surface élément. (Ai), (ha)	Cri	Cri*Ai	Population		
				Densité Di	Nombre d'habitants Ai*Di (hab)	Cumulé hab
1	13,09	0,5	6,55	451	5903	5903
2	10,48	0,45	4,72	406	4253	10156
3	9,99	0,55	5,49	496	4955	15112
4	6,95	0,6	4,17	541	3761	18873
5	15,52	0,55	8,54	496	7699	26571
6	6,92	0,75	5,19	676	4681	31252
7	4,16	0,8	3,33	722	3002	34254
8	10,45	0,7	7,32	631	6597	40851

5.8 Données hydrologiques

La première partie de ce travail consiste à identifier notre station de référence (station d'Oran), dans le tableau (5.4)

Tableau 5.4: Identification de la station d'ORAN

Nom	Code	X (km)	Y (km)	Z(m)
Station d'Oran	040438	198,7	272,6	126

(Source : ANRH)

5.8.1 Calcul de l'intensité de pluie de durée 15 minutes et de période de retour de 10 ans par la formule de Montanari : [5]

La connaissance des pluies de courte durée est très importante dans l'assainissement. L'intensité moyenne maximale de durée 15mn, pour une période de retour de 10ans $\bar{i}_{15mn, 10\%}$ entre dans le calcul des débits pluviaux.

Il est nécessaire de formuler à partir du paramètre pluviométrique journalier, une expression mathématique déterminant les intensités de courtes durées. Pour cela, nous disposons d'un tableau, relevant les pluies quotidiennes maximales annuelles. Ainsi, la quantité de pluie tombée, en une durée d'intensité donnée, nous la lions à la pluie maximale

journalière par la formule décrite par Montanari. les intensités fréquentielles sont évaluées jusqu'au temps de retour de 50 ans.

Pour le calcul de l'intensité moyenne de précipitation, et pour un intervalle de référence 15 mn nous utilisons la formule Montana suggère

$$\bar{i}_{t \ 15mn, 10\%} = \frac{P_{\max, j, 10\%}}{(t)^b} \quad (5-4)$$

Avec : $P_{\max, j, 10\%}$ est donnée par la droite de Galton

$\bar{i}_{15mn, 10\%}$: Intensité moyenne maximale de précipitation pour une averse de fréquence 10% et une durée de 15mn. (mm/h)

b : Exposant climatique (b=0,325), donné par l'A.N.R.H ORAN pour notre région.

La courbe IDF de la région d'étude nous a été fourni par l'Agence Nationale des ressources hydraulique (ANRH) d'Oran avec un tableau récapitulatif des différentes valeurs de l'intensité en fonction des périodes de retour. (Tableau5.5).

Tableau 5.5: Intensités Durées Fréquences pour différentes périodes de retour

$I(t, T)$	2ans	5ans	10ans	20ans	50ans
0,25	21,6	29,9	35,3	40,3	46,8
0,5	17,2	23,9	28,5	32,2	37,4
1	13,8	19	22,5	25,7	29,8
2	11	15,2	18	20,5	23,8
3	9,6	13,3	15,7	18	20,9
6	7,7	10,6	12,6	14,4	16,7
12	6,1	8,5	10	11,4	13,3
24	4,9	6,8	8	9,1	10,6

5.8.2 Utilisation des courbes IDF : [5]

Les courbes IDF permettent d'une part de synthétiser l'information pluviométrique au droit d'une station donnée et, d'autre part de calculer succinctement des débits de projet et d'estimer des débits de crue ainsi que de déterminer des pluies de projet utilisées en modélisation hydrologique.

5.8.3 Construction de courbes IDF : [5]

Les courbes IDF sont établies sur la base de l'analyse d'averses enregistrées à une station au cours d'une longue période. Les courbes obtenues peuvent donc être construites de manière analytique ou statistique.

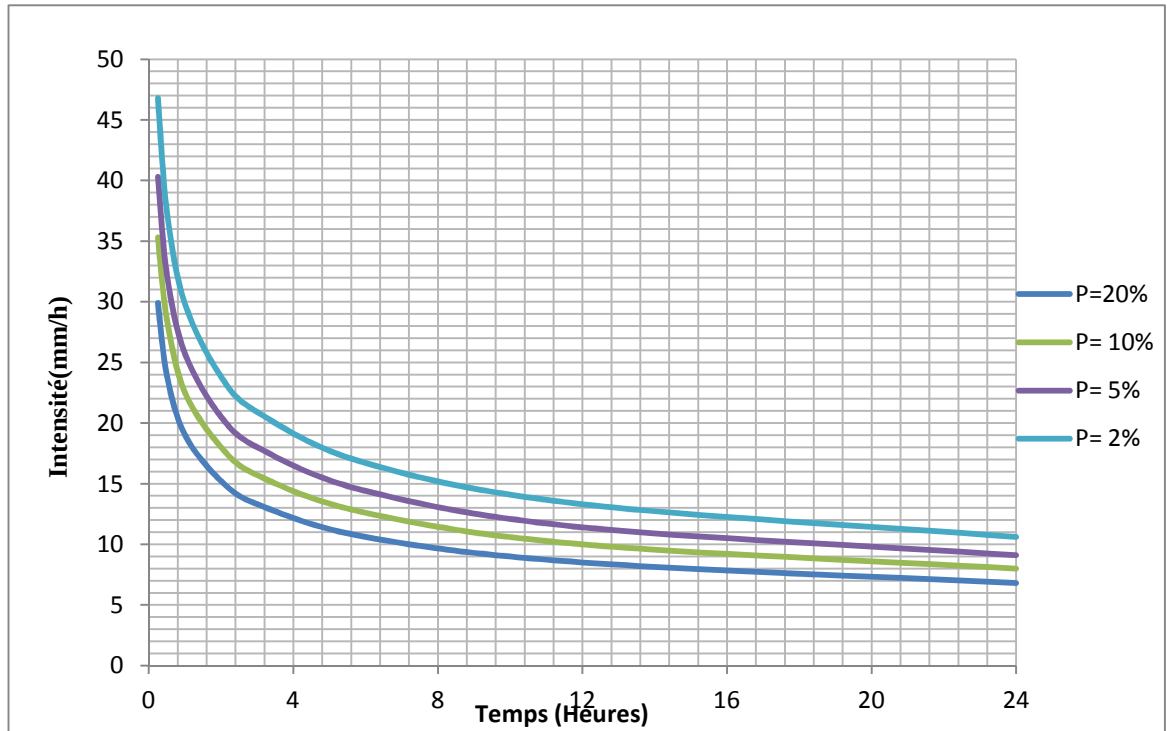


Figure 5.2 : Courbes_Intensité_Durée_Fréquence

La courbe IDF nous permet de déterminer l'intensité moyenne de précipitation. Nous aurons: $I_{15\text{min}, 10\%} = 35,3 \text{ mm / h}$

Donc pour le dimensionnement de notre réseau d'évacuation d'eaux usées et pluviales, la valeur du débit spécifique de notre région est:

$$q_{15\text{min}, 10\%} = \frac{35,3 \times 10000}{3600} = 98,06 \text{ l/s.ha}$$

5.9- Conclusion :

Ce chapitre nous a permis de déterminer les paramètres qui nous servent de base pour le dimensionnement de notre système d'évacuation à projeter. Vu les valeurs du coefficient de ruissellement ainsi obtenues en fonction de la nature des surfaces et l'étendue de la surface totale, la méthode adoptée sera celle rationnelle qui répond adéquatement à notre relation.

EVALUATION DES DEBITS A EVACUER

6.1-Introduction

Ce chapitre ne représente qu'une variante additive suite à la conclusion faite dans les chapitres précédents. Vu l'étude d'un diagnostic approfondi révélant des anomalies très aiguës, les techniques de la réhabilitation peuvent ne pas être efficaces à long terme. A titre de sécurité nous proposons une variante accessoire qui consiste en une rénovation du réseau dans sa totalité en commençant par évaluer les débits à évacuer.

6.2- Evaluation des débits d'eaux usées

6.2.1- Généralités

Le calcul des débits d'eaux usées et pluviales porte essentiellement sur l'estimation des quantités et la qualité des effluents liquides provenant des habitations ; des lieux d'activités ; du ruissellement des eaux pluviales et de lavage. Les eaux usées sont recueillies à l'intérieur des propriétés par un réseau de canalisations puis évacuées gravitairement vers un égout collecteur qui en assure le rejet vers la station de relevage.

6.2.2- Origine des eaux usées : [1]

Au niveau de notre agglomération, Les eaux à évacuer de toute nature confondue sont de différents types :

- Les eaux provenant des résidences, commerces, services, autrement appelées eaux usées domestiques.
- Les eaux industrielles qui nécessitent un traitement primaire avant le rejet à l'égout.
- les eaux pluviales et les eaux parasites claires.

Dans notre zone d'étude, Les eaux usées proviennent essentiellement des activités domestiques.

6.2.2.1- Eaux usées domestiques : [1]

La plus grande partie des eaux usées d'origines domestique provient de ce qui reste des eaux de consommation après usage. Ces derniers se composent :

- des eaux ménagères, issues des salles de bains ou des cuisines qui sont souvent riches en graisses, détergents et solvants.

- des eaux vannes, issues des toilettes, chargées en matières organiques azotées fermentescibles et riches en germes.

Ces eaux domestiques correspondent généralement à la quantité d'eau potable rejetée par différentes activités, qui véhiculent des matières organiques ou minérales en suspension ou dissoutes qui va être acheminée vers le point de rejet.

6.2.2.2- Eaux usées d'équipement : [1]

Ces eaux sont données par les différents services publics : éducatifs, sanitaires, touristiques, administratifs et différents services d'utilité publique. L'estimation est basée sur la notion d'équivalent habitant qui représente l'avantage d'une unité de compte homogène pour tous usages, permettant ainsi des comparaisons entre les secteurs d'activités différentes.

Pour estimer la dose unitaire des établissements publics, des commerces, on utilise la notion équivalence à un habitat (eqh) qui présente l'avantage d'une unité de compte homogène pour les usagers, permettant ainsi des comparaisons entre les secteurs d'activités différentes et de calculer la dimension de la station d'épuration.

6.2.2.3- Les eaux claires parasites : [1]

Les eaux parasites d'infiltration sont inévitables dans un réseau d'assainissement quelque soit sa nature et son état .Leur estimation s'avère très difficile et délicate soit en temps sec ou en temps de pluie. Seule la modélisation qui permet de donner une idée approchée quant à la détermination du débit. La présence de ces eaux dans le collecteur change parfois les propriétés hydrauliques de l'écoulement.

6.2.2.3.1- Les causes d'intrusion des eaux parasites dans le collecteur :

- Mauvaise pose de canalisation.
- Mauvais raccordement entre les conduites concernant les joints.
- L'écoulement hypodermique qui donne un déplacement vertical au collecteur au niveau des emboitements en influençant sur son étanchéité.
- fissuration du collecteur qui est due au tassement créé par les véhicules circulant sur les routes.

- Absence de bouche d'égout sélectives près des stations de lavage, en période de temps sec lorsque le débit est minimal les huiles forment une couche dans les parois de la conduite et c'est les conditions de vie favorables pour les bactéries fermentescibles en milieu (anaérobie) donc elles attaquent le béton en le dégradant et l'intrusion des eaux parasites est assurée.

- La remontée de la nappe donne des variations de cotes de la génératrices inférieures du collecteur ce qui induit au déboisement niveau des emboitements.

Pour en tenir compte dans le dimensionnement, le débit de ces eaux est estimé à environ 0,15 l/s/ha.

6.3- Quantité des eaux usées domestiques à évacuer :

Après division de la superficie en huit surfaces élémentaires nous devons évaluer la quantité moyenne d'eau usée domestique rejetée par surface. Cette quantité rejetée est calculée à la base de 80% de la norme de consommation moyenne d'eau potable par habitant et par jour prise égale à 150 l/j/ha (source : l'APC).

6.3.1- Evaluation du débit moyen journalier rejeté :

Le débit moyen rejeté est calculé par la relation suivante :

$$Q_{\text{moyj}} = \frac{C_{\text{rj}} \times D \times N}{86400} \quad (6-1)$$

Avec:

Q_{moyj} : débit moyen rejeté quotidiennement en (l/s).

D : dotation journalière d'eau potable prise égale à 150 l/hab/j

N : nombre d'habitant à l'horizon étudié.

C_{rj} : Coefficient de rejet pris égal à 80% de la quantité d'eau potable consommée.

6.3.2- Evaluation du débit de pointe :

Comme la consommation, le rejet des eaux usées est aussi variable dans la journée. Nous devons donc déterminer le débit de pointe qui est donné par la relation qui suit :

$$Q_{\text{pte}} = K_p \cdot Q_{\text{moyj}} \quad (6-2)$$

Avec : Q_{pte} : débit de pointe.

K_p : coefficient de pointe.

Pour notre étude le coefficient de pointe K_p est estimé à partir du débit moyen journalier comme suit :

$$K_p = 1.5 + \frac{2.5}{\sqrt{Q_{\text{moy}, j}}} \quad \text{si } Q_{\text{moy}, j} \geq 2.8 \text{ l/s} \quad (6-3)$$

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

Les débits d'eaux usées des équipements, les débits d'infiltration et les débits d'eaux usées de pointe à l'horizon de calcul sont respectivement illustrés dans le tableau (6.1) et (6.2).

Tableau 6.1 : Evaluation des débits d'eaux usées des équipements pour chaque surface élémentaire

N° de surface élémentaire	Les équipements	unité	Nombre d'éléments	Dotation l/j./usagers	Débit cons $[m^3/j]$	Débits équi moy rejeté $[l/s]$	Coeff de pointe	Qéqui usée pointe $[l/s]$	Q équi total $[l/s]$
1	/	/	/	/	/	/	/	/	/
2	C.E.M	élève	700	20	14000	0,13	3	0,39	0,94
	Mosquée	Fidèle	1000	20	20000	0,19	3	0,56	
3	/	/	/	/	/	/	/	/	/
4	C.E.M	élève	500	20	10000	0,09	3	0,28	0,28
5	LYCEE	élève	1300	20	26000	0,24	3	0,72	0,73
	Protection Civile	fonctionnaire	26	15	390	0,003	3	0,01	
6	Clinique	Patient/j	60	10	600	0,01	3	0,02	0,05
7	Ecole	élève	800	20	16000	0,15	3	0,44	0,44
8	/	/	/	/	/	/	/	/	/

Tableau 6.2 : Evaluation des débits d'eaux usées domestiques et d'eaux parasites pour chaque surface élémentaire

N° de surface élémentaire	Nombre d'habitant	Qmoyj (l/s)	coeff. de pte (Kp)	Qtotal, usée (l/s)		débit d'infiltration (l/s)	Qtotal, usée (l/s)		Qtotal, usée (m3/s)	
				min	max		min	max	min	max
1	5891	8,18	2,37	6,14	19,42	1,96	8,100	21,388	0,0081	0,0214
2	4245	5,90	2,53	4,42	14,91	1,57	6,934	17,426	0,0069	0,0174
3	4946	6,87	2,45	5,15	16,86	1,50	6,650	18,354	0,0067	0,0184
4	3754	5,21	2,59	3,91	13,53	1,04	5,232	14,851	0,0052	0,0149
5	7684	10,67	2,27	8,00	24,17	2,33	11,062	27,232	0,0111	0,0272
6	3470	4,82	2,64	3,61	12,72	0,77	4,436	13,538	0,0044	0,0135
7	4277	5,94	2,53	4,46	15,00	0,89	5,787	16,336	0,0058	0,0163
8	6584	9,15	2,33	6,86	21,28	1,57	8,426	22,845	0,0084	0,0228

6.4- Evaluation des débits d'eaux pluviales :

6.4.1- Généralités

L'étude de notre réseau d'assainissement nécessite la détermination des débits d'eaux pluviales en se basant sur la détermination de l'intensité de la pluie tombée sur cette surface. Le débit d'eau pluviale se base essentiellement sur l'estimation du coefficient de ruissellement. Ce coefficient ; tributaire notamment de la nature des surfaces représente le paramètre essentiel des formules d'estimation du débit pluviales.

6.4.2- Origine des eaux pluviales : [1]

Ces eaux constituent les eaux de pluie et les eaux de ruissellement provenant des espaces publics (les toitures et les chaussées). Ces eaux, recueillies par les ouvrages de collecte des eaux pluviales, sont caractérisées par des débits importants.

6.4.3 -Quantité des eaux pluviales à évacuer : [1]

Pour calculer les débits d'eaux pluviales il existe différentes méthodes telles que la méthode superficielle dite de Caquot et rationnelle qui sont adaptées à des bassins versants urbanisés. Dans notre cas, la méthode rationnelle est plus adaptée. Ces deux méthodes sont des techniques qui sont utilisées dans l'assainissement urbain.

6.4.4- La méthode rationnelle [1]

Cette formule utilise un modèle de transformation de la pluie, décrite par son intensité considérée comme uniforme dans le temps, en un débit instantané maximal à l'exutoire. Elle peut être utilisée dans le cas de bassin versant urbanisés ou non.

La méthode découle de la formule :

$$Q = \alpha . C_r . i . A \quad (6-4)$$

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

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

C_r : coefficient de ruissellement

q : le débit spécifique de notre région (l / s. ha)

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

Si $A \leq 10$ ha donc on prend $\alpha = 1$.

Si $A > 10$ ha donc on prend $\alpha = 0.7 \div 0.9$

Dans notre cas on prend
$$\begin{cases} \alpha = 1 \text{ pour } A \leq 10 \text{ha.} \\ \alpha = 0.9 \text{ pour } A > 10 \text{ha.} \end{cases}$$

6.4.4.1- Les hypothèses de la méthode rationnelle :

Cette méthode est fondée sur trois hypothèses : [2]

- Le débit de pointe ne peut être observé à l'exutoire que si l'averse a une durée égale ou supérieure au temps de concentration.
- Le débit de pointe est proportionnel à l'intensité moyenne de l'averse au cours du temps de concentration.
- Le coefficient de ruissellement C_r est invariable pour une surface à drainer.

6.4.4.2- Critique de la méthode Rationnelle : [2]

- Le temps de concentration est très difficile à déterminer parce qu'il est fonction de la pente ; de l'intensité de la surface à drainer de sa forme et du débit.

- La pluie tombée sur la surface n'est pas répartie uniformément, elle peut être faible dans une zone et max dans une autre zone de la même surface .Elle ne tient pas compte l'effet de stockage de l'eau dans un bassin versant.

- Elle ne tient pas compte de la distribution spéciale des pluies.

- Elle ne lie pas entre le temps de concentration et le débit maximal.

6.4.4.3- Evaluation de la pente :

Pour un bassin plus ou moins urbanisé, la pente géométrique « I_r » d'un collecteur projeté est définie comme étant la différence entre la cote amont « C_{am} » et la cote aval « C_{av} » sur la longueur « L_c » de ce collecteur. Dans l'hypothèse d'un écoulement uniforme, cette pente sera égale à la pente hydraulique « I », on peut écrire :

$$I_r = I = \frac{C_{am} - C_{av}}{L_c} \quad (6-5)$$

Dans le cas d'un cheminement hydraulique le plus long « L » constitué de tronçons successifs « L_i », de pente sensiblement constante « I_i », l'expression de la pente moyenne intégrant le temps d'écoulement le long du cheminement le plus hydrauliquement éloigné de l'exutoire est la suivante :

$$\left(I = \frac{L}{\sum \frac{L_i}{\sqrt{I_i}}} \right)^2 \quad (6-6)$$

6.4.4.4- Le temps de concentration:

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

Le temps de concentration t_C est donné par :

$$t_C = t_1 + t_2 + t_3 \quad (6-7)$$

Où :

t_1 : le temps mis par l'eau pour s'écouler dans les canalisations

$$t_1 = \frac{L}{60 V} \quad (6-8)$$

Avec : L: Parcours amont en égout (m).

V : vitesse d'écoulement en pleine section (m/s).

t_2 : le temps mis par l'eau pour atteindre le premier ouvrage d'engouffrement, en général on prend $t_2 = (2 \text{ à } 20 \text{ mn})$.

t_3 : le temps de ruissellement dans un bassin ne comportant pas de canalisation.

$$t_3 = \frac{L}{11\sqrt{I}} \quad (6-9)$$

Avec : L : Longueur d'écoulement.

I : Pente considérée (%).

Pour notre cas, il s'agit d'une surface urbanisée qui doit comporter des canalisations d'évacuation. Alors le temps de concentration sera donné par : $t_C = t_1 + t_2$.

On prend $t_2 = 10 \text{ mn}$.

6.5-Calcul des débits pluviaux :

La méthode adoptée pour l'évacuation de débit pluvial pour notre zone étude est la méthode rationnelle. Donc les résultats de calcul des débits pluviaux et les débits totaux pour chaque surface sont reportés respectivement dans les tableaux (6-3).

Tableau 6.3: évaluation des débits d'eau pluviale

N°de surface élémentaire	surface élémentaire (ha)	Cri	Superficie réduite (ha)		coeff (α)	Intensité de pluie (l/s/ha)	Débit max Q plu (l/s)	Débit max Qplu (m3/s)
			Elément	Cumulé				
1	13,09	0,5	6,55	6,55	0,9	98,06	577,62	0,578
2	10,48	0,45	4,72	11,27	0,9	98,06	416,21	0,416
3	9,99	0,55	5,49	16,76	1	98,06	538,79	0,539
4	6,95	0,6	4,17	20,93	1	98,06	408,91	0,409
5	15,52	0,55	8,54	29,47	0,9	98,06	753,34	0,753
6	5,14	0,75	3,86	33,32	1	98,06	378,02	0,378
7	5,94	0,8	4,75	38,07	1	98,06	465,98	0,466
8	10,45	0,7	7,32	45,39	0,9	98,06	645,58	0,646

6.5.1-Un aperçu sur la détermination de l'intensité de pluie [5]

Pour le calcul de l'intensité moyenne de précipitation, on doit suivre les étapes suivantes :

- Analyse des données pluviométriques et le choix du type de loi d'ajustement

L'analyse statistique des données pluviométriques consiste à déterminer les caractéristiques empiriques d'un échantillon d'une série d'observations de précipitations mensuelles et maximales journalières ($\sum P_{\max j}$ en (mm) et la moyenne $P_{\max j}$, L'écart type « σ_x », Coefficient de variation « C_v », L'exposant climatique b), mais aussi son quantile de période de retour de 10ans.

- Vérification de l'homogénéité de la série

La vérification de l'homogénéité de la série est indispensable avant de passer à l'ajustement. L'homogénéisation des données est une analyse statistique de l'information aidant à une prise de décision conséuente. Elle consiste en à vérifier l'homogénéité de la série par la méthode de test de la médiane.

- Choix de la loi d'ajustement (la loi de GUMBEL, la loi de GALTON)

Calcul des paramètres de la loi choisie et vérification de son adéquation.

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

Tableau 6.4: calcul du débit total de chaque sous bassin

<i>N° de surface élémentaire</i>	<i>Qpluviale (m³/s)</i>	<i>Qusé (m³/s)</i>	<i>Qtotal (m³/s)</i>
1	0,578	0,021	0,599
2	0,416	0,017	0,434
3	0,539	0,018	0,557
4	0,409	0,015	0,424
5	0,753	0,027	0,781
6	0,378	0,014	0,392
7	0,466	0,016	0,482
8	0,646	0,023	0,668

Avec :

Q_{plu} : Débit d'eau pluviale.

Q_{usé} : Débit d'eau usé.

Q_{total} : Débit total (Q_{usé} + Q_{plu}).

6.6- Détermination des pentes équivalentes [7]

Une fois les surfaces élémentaires déterminées, avec toutes leurs caractéristiques, il faut réaliser des assemblages qui peuvent être soit en série soit en parallèle. Les surfaces élémentaires seront donc assemblées deux par deux en partant de l'amont vers l'aval pour connaître les débits générés par certaines parties et par l'ensemble.

On peut montrer dans un tableau des différentes formules selon que les bassins constituant le groupement sont en série ou en parallèle (Tableau 6.5) :

Tableau 6.5: Evaluation des paramètres équivalents d'un groupement de bassins.

Paramètres Equivalents	A_{eq}	C_{eq}	I_{eq}	M_{eq}
Bassins En série	$\sum_{i=1}^N A_i$	$\left[\frac{\sum_{i=1}^N C_i A_i}{\sum_{i=1}^N A_i} \right]$	$\left[\frac{\sum_{i=1}^N L_i}{\sum_{i=1}^N \left(\frac{L_i}{\sqrt{I_i}} \right)} \right]^2$	$\left(\frac{\sum_{i=1}^N L_i}{\sqrt{\sum_{i=1}^N A_i}} \right)$
Bassins En parallèle	$\sum_{i=1}^N A_i$	$\left[\frac{\sum_{i=1}^N C_i A_i}{\sum_{i=1}^N A_i} \right]$	$\left[\frac{\sum_{i=1}^N I_i Q_i}{\sum_{i=1}^N Q_i} \right]$	$\left(\frac{L(Q_{PI MAX})}{\sqrt{\sum_{i=1}^N A_i}} \right)$

I_i : Pente du tronçon i .

Q_i : Débit du tronçon i .

N : Nombre des tronçons.

6.6.1- Les assemblages en série

Les assemblages en série se font lorsque deux bassins versant se suivent sur un même cheminement hydraulique.

Dans notre cas :

- Les surfaces élémentaires (1-2) sont en série.

6.6.2- Les assemblages en parallèle [7]

Les assemblages en parallèle se font lorsque deux bassins versants se rejoignent au même exutoire en ayant un cheminement hydraulique différent.

Dans notre cas:

- Les surfaces élémentaires (1-2 ; 3), (5 ; 4) sont en parallèle.

D'après le découpage de notre zone d'étude en (8) surfaces élémentaires ; il faut prendre compte l'influence de chaque surface élémentaire l'un sur l'autre. En utilisant l'assemblage des bassins (en série ou en parallèle) pour l'évaluation des pentes. L'évaluation des paramètres équivalents suivant l'assemblage des sous bassins (en série ou en parallèle) sont illustrés dans le tableau (6.6)

Tableau 6.6 : Calcul de la pente équivalente

assemblage des surfaces	Les surfaces élémentaires	La surface des surfaces élémentaires	trons	longueur partielle	L(m)	Q (m ³)	Côtes TN		Côtes Radier		Irad (m/m)	Iéq u (m/m)	Iéq u (%)
							Amont	aval	Amont	Aval			
en série	1	13,09	1-2	280,00	502,29	/	195,01	186,4	193,41	185,0	0,030	0,033	3,37
	2	10,48	2-3	222,29			186,40	177,4	184,80	176,0	0,039		
en Parallèle	1,2	23,57	1-3	653,08	/	1,03	/				0,034	0,006	0,05
	3	9,99	4-3	270,00		0,55	178,8	177,4	177,2	175,84	0,005		
en parallèle	4	6,95	5-6	532,23	/	0,42	192,3	177,6	190,7	176,03	0,027	0,001	0,01
	5	15,52	7-6	460,00		0,78	178,5	177,6	176,9	176,03	0,002		

Remarque :

Nous remarquons que la plus part des pentes équivalentes pour les sous bassin (1-2) est acceptables, nous pouvons utiliser mais pour les autre sous bassin la pente est faibles, il va y avoir une faible vitesse, résulte un risque de dépôts, donc on peut pas utilisées la pente équivalentes dans le dimensionnement de notre réseau d'assainissement parce que pour les condition autocurage sont difficiles à réalisé donc on doit prévoir la pente de à 0.2 à 5 % pour les c'est pour cela qu'on est contraint à augmenter légèrement la pente , il faut respecter la pente lors dimensionnement des collecteurs pour avoir des meilleurs propriétés hydraulique.

6.7-Conclusion

Dans ce chapitre, nous avons évalué les débits d'eaux usées et pluviales, selon la variante additive que nous proposons. Cette initiative a été prise suite aux résultats concluants du diagnostic. Afin d'y remédier à tous ces problèmes nous proposons que tous ces débits ainsi calculés seront évacués à travers un système unique.

DIMENSIONNEMENT DU RESEAU DE LA VARIANTE PROPOSEE

7.1-Introduction

Cette variante fait suite à la variante proposée au chapitre 4 qui est la réhabilitation.

Le dimensionnement du réseau d'assainissement du type unitaire (collecteurs et ouvrages spéciaux), doivent respecter certaines normes d'écoulement. Le réseau d'assainissement fonctionnant en écoulement gravitaire avec des pentes assurant un bon autocurage ne peut se trouver possible, tout en respectant le meilleur choix du tracé des collecteurs.

Un réseau d'assainissement convenablement dimensionné doit assurer :

- L'évacuation rapide des matières fécales hors de l'habitation.
- L'évacuation des eaux pluviales sans débordement.
- Le transport des eaux usées dans les conditions d'hygiène satisfaisantes.

7.2- Dimensionnement du réseau d'assainissement : [3]

7.2.1- Conditions d'établissement des réseaux d'assainissement :

Les conduites transportent des quantités importantes de matières solides en suspension : les matières organiques dans les réseaux d'eaux usées, sables et déchets organiques dans les réseaux pluviaux et unitaires.

La présence de ces matières peut freiner l'écoulement, il faut avoir des vitesses d'écoulement entre des limites strictes :

- Une vitesse maximale de 4 à 5m/s à pleine section, au dessus de laquelle l'érosion et la dégradation des joints peuvent avoir lieu.
- Une vitesse minimale susceptible d'assurer l'autocurage des canalisations de 0.3 m/s pour un système séparatif et 0.6m/s pour un système unitaire.
- La profondeur des ouvrages doit permettre le raccordement des immeubles riverains au moyen de branchement de pente satisfaisante.
- Les diamètres des canalisations minimums est de 200mm en réseaux d'eaux usées et de 300 mm en réseaux unitaire ou pluvial séparatif.

7.2.2- Conditions d'autocurage des réseaux d'assainissement : [3]

En vue de la réalisation de réseaux «autocureurs » et satisfaisant aux préoccupations hygiéniques qui impliquent l'évacuation rapide.

- à pleine section, la vitesse doit être au moins égale à 1m/s dans les canalisations circulaires et 0.9 m/s dans les ouvrages ovoïdes.
- pour 1/10 du débit à pleine section, des vitesses sup.à 0.6 m/s.
- pour 1/100 du débit à pleine section, des vitesses sup.à 0.3 m/s.

7.2.3- Détermination des diamètres des collecteurs :

L'hypothèse de dimensionnement du système d'évacuation en gravitaire est l'écoulement est uniforme à surface libre. Connaissant en chaque point, les débits à évacuer et la pente des ouvrages, le choix des sections se déduira de la formule d'écoulement adoptée. D'une manière générale, les sections de canalisation sont calculées suivant :

7.2.3.1- la formule de Chezy :

$$V = C\sqrt{R_h \cdot I} \quad (7-1)$$

Où :

V : la vitesse d'écoulement, en m/s

R_h : Rayon hydraulique (rapport entre la section d'écoulement en m² et le périmètre en m).

I : Pente du tronçon, en (m/m).

C: Coefficient de Chezy donné par plusieurs formules parmi les plus souvent employées est la formule de Bazin :

$$C = \frac{87\sqrt{R_h}}{\gamma + \sqrt{R_h}} \quad (7-2)$$

γ : Coefficient de Bazin qui varie suivant les matériaux employés et la nature des eaux transportées, avec:

$\gamma = 0.06$ pour les collecteurs d'eaux pluviales.

$\gamma = 0.16$ pour les collecteurs d'eaux usées.

7.2.3.2- la formule de Manning-Strickler:

$$V = K_s \cdot R^{\frac{2}{3}} \cdot \sqrt{I_m} \quad (7-3)$$

Avec :

K_s : Coefficient de Strickler en $m^{\frac{1}{3}}/S$, ($K_s = 75$, considéré par les abaques, tenant compte des dépôts et la rugosité des parois). Annexe 3

7.2.4- Mode de calcul :

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

- L'écoulement est uniforme à surface libre, le gradient hydraulique est égal à la pente du radier.
- Les canalisations d'égouts dimensionnées pour un débit en pleine section Qps 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 :

$$Q = V \cdot S \quad (7-4)$$

Où :

Q : Débit véhiculé par le collecteur (m^3/s).

S : Section mouillée de la conduite (m^2).

V : Vitesse d'écoulement (m/s).

Cette vitesse se calcule par différentes expressions, La vitesse moyenne est déterminée par l'expression suivante (formule de Manning) d'après les relations (7-3) et (7-4) serviront de base pour le dimensionnement de notre réseau, après combinaison, aboutissent à la relation suivante donnant le débit :

$$V = K_s \cdot S \cdot R^{\frac{2}{3}} \cdot \sqrt{I_m} \quad (7-5)$$

A partir de l'équation (6-6) le diamètre est calculé comme suit :

$$D_{cal} = \left[\frac{3,2 * Q_t}{K_s * \sqrt{I}} \right]^{3/8} \quad (7-6)$$

Où :

$$Q_t = Q_{eu} + Q_{pl} \quad (7-7)$$

Avec :

Q_{eu} : Débit d'eau usée. (m³/s)

Q_{pl} : Débit d'eau pluviale. (m³/s)

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

$$Q_{ps} = V_{ps} * \frac{\pi * (D_{nor})^2}{4} \quad (7-8)$$

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

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

La vitesse moyenne et la hauteur de remplissage dans la conduite sont calculées à partir des relations suivantes :

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

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

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

Avec :

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

Les valeurs de R_v et R_h sont données en fonction R_q (abaque sous forme de tableau) en annexe 2.

Les relations sont les suivantes:

-Rapport des hauteurs :

$$R_h = -11,423 R_q^6 + 40,641 R_q^5 - 55,497 R_q^4 + 37,115 R_q^3 - 12,857 R_q^2 + 2,8373 R_q + 0,0359.$$

-Rapport des vitesses :

$$R_v = -25,63 R_q^6 + 93,647 R_q^5 - 134,25 R_q^4 + 95,24 R_q^3 - 35,151 R_q^2 + 7,0395 R_q + 0,2263.$$

En suite on calcule les vitesses et les hauteurs :

$$R_v = V / V_{ps} \Rightarrow V = R_v V_{ps}$$

$$R_h = H / D_{nor} \Rightarrow H = R_h D_{nor}$$

$$R_{v \min} = V_{\min} / V_{ps} \Rightarrow V_{\min} = R_{v \min} V_{ps}$$

$$R_{h \min} = H_{\min} / D_{nor} \Rightarrow H_{\min} = R_{h \min} D_{nor}$$

7.3- Principe de tracé des collecteurs :

Le tracé du réseau devra finalement comprendre un schéma à long terme. Le réseau d'évacuation sera constitué des collecteurs principaux sur lesquels viennent se brancher des collecteurs secondaires. L'implantation des différents collecteurs sera faite dans l'axe des voies existantes ; notre agglomération à des voiries non compliquées alors le choix de la variante est limité, donc nous procédons à une seule variante pour minimiser le diamètre des collecteurs et la profondeur présentée par un schéma latéral et oblique avec un collecteur principal dans chaque quartier, des collecteurs secondaires tracés suivant les pistes et les voix secondaires existantes.

Deux intercepteurs, un intercepteur recevant les collecteurs principaux, et qui sont tracés suivant les voix principales mais le deuxième va acheminer les eaux jusqu'au premier intercepteur pour être évacuer vers la station de relevage.

Pour notre agglomération est caractérisée par un terrain accidenté, il y a des contres pentes dans quelques tronçons mais pour dimensionner notre réseau suivant la pente du radier, donc nous faisons des déblais.

Tableau 7.1 : Calcul hydraulique des collecteurs principaux :

N° de S B	Tronçons	CT,am (m)	CT,av (m)	CR,am (m)	CR,av (m)	Dis (m)	I (m/m)	Qpl (m3/s)	Qeu (m3/s)	Qt (m3/s)	Ks	Dcal (mm)	Dnor (mm)	Vps (m/s)	Qps (m3/s)	Rq	Rq min	Rv	Rv min	Rh	Rh min	V (m/s)	Vmin (m/s)	H (m)	Hmin (m)	Vitesse Autocura ge
I, II	R1-R2	195,02	194,7	193,42	192,46	30	0,032	0,578	0,0214	0,599	75	482,27	500	3,35	0,658	0,91	0,03	1,139	0,46	0,74	0,12	3,821	1,538	0,372	0,061	Autocura ge vérifie
	R2-RC3	194,7	193,4	192,46	191,5	30	0,032	0,578	0,0214	0,599	75	482,27	500	3,35	0,66	0,91	0,03	1,139	0,46	0,74	0,12	3,821	1,538	0,372	0,061	Autocura ge vérifie
	RC3-R4	193,4	191	190,5	189,54	30	0,032	0,578	0,0214	0,599	75	482,27	500	3,35	0,66	0,91	0,03	1,139	0,46	0,74	0,12	3,821	1,538	0,372	0,061	Autocura ge vérifie
	R4-R5	191	190,3	189,54	188,58	30	0,032	0,578	0,0214	0,599	75	482,27	500	3,35	0,66	0,91	0,03	1,139	0,46	0,74	0,12	3,821	1,538	0,372	0,061	Autocura ge vérifie
	R5-R6	190,3	189,21	188,58	187,62	30	0,032	0,578	0,0214	0,599	75	482,27	500	3,35	0,66	0,91	0,03	1,139	0,46	0,74	0,12	3,821	1,538	0,372	0,061	Autocura ge vérifie
	R6-R7	189,21	188,73	187,62	186,66	30	0,032	0,578	0,0214	0,599	75	482,27	500	3,35	0,66	0,91	0,03	1,139	0,46	0,74	0,12	3,821	1,538	0,372	0,061	Autocura ge vérifie
	R7-R8	188,73	187,33	186,66	185,7	30	0,032	0,578	0,0214	0,599	75	482,27	500	3,35	0,66	0,91	0,03	1,139	0,46	0,74	0,12	3,821	1,538	0,372	0,061	Autocura ge vérifie
	R8-R9	187,33	187,19	185,7	184,74	30	0,032	0,578	0,0214	0,599	75	482,27	500	3,35	0,66	0,91	0,03	1,139	0,46	0,74	0,12	3,821	1,538	0,372	0,061	Autocura ge vérifie
	R9-R10	187,19	186,4	184,74	183,46	40	0,032	0,578	0,0214	0,599	75	482,27	500	3,35	0,66	0,91	0,03	1,139	0,46	0,74	0,12	3,821	1,538	0,372	0,061	Autocura ge vérifie
	R10-R11	186,4	185,39	183,46	182,08	43	0,032	0,994	0,0388	1,033	75	591,22	600	3,79	1,07	0,96	0,04	1,140	0,48	0,78	0,13	4,322	1,809	0,467	0,077	Autocura ge vérifie
	R11-R12	185,39	183,82	182,08	181,12	30	0,032	0,994	0,0388	1,033	75	591,54	600	3,79	1,07	0,96	0,04	1,140	0,48	0,78	0,13	4,316	1,808	0,467	0,077	Autocura ge vérifie
	R12-R13	183,82	182,73	181,12	180,16	30	0,032	0,994	0,0388	1,033	75	591,54	600	3,79	1,07	0,96	0,04	1,140	0,48	0,78	0,13	4,316	1,808	0,467	0,077	Autocura ge vérifie
	R13-R14	182,73	181,53	180,16	179,20	30	0,032	0,994	0,0388	1,033	75	591,54	600	3,79	1,07	0,96	0,04	1,140	0,48	0,78	0,13	4,316	1,808	0,467	0,077	Autocura ge vérifie
	R14-R15	181,53	180,42	179,2	178,24	30	0,032	0,994	0,0388	1,033	75	591,54	600	3,79	1,07	0,96	0,04	1,140	0,48	0,78	0,13	4,316	1,808	0,467	0,077	Autocura ge vérifie
	R15-R16	180,42	179,25	178,24	177,28	30	0,032	0,994	0,0388	1,033	75	591,54	600	3,79	1,07	0,96	0,04	1,140	0,48	0,78	0,13	4,316	1,808	0,467	0,077	Autocura ge vérifie
	R16-R17	179,25	178,29	177,28	176,32	30	0,032	0,994	0,0388	1,033	75	591,54	600	3,79	1,07	0,96	0,04	1,140	0,48	0,78	0,13	4,316	1,808	0,467	0,077	Autocura ge vérifie
	R17-R18	178,29	178,02	176,32	176,11	30	0,007	0,994	0,0388	1,033	75	786,58	800	2,15	1,08	0,96	0,04	1,14	0,48	0,77	0,13	2,45	1,02	0,619	0,103	Autocura ge vérifie
	R18-R19	178,02	177,79	176,11	175,89	30	0,007	0,994	0,0388	1,033	75	779,75	800	2,20	1,10	0,94	0,04	1,14	0,47	0,76	0,13	2,50	1,04	0,607	0,102	Autocura ge vérifie
	R19-R20	177,79	177,62	175,89	175,67	30	0,007	0,994	0,0388	1,033	75	779,75	800	2,20	1,10	0,94	0,04	1,14	0,47	0,76	0,13	2,50	1,04	0,607	0,102	Autocura ge vérifie
	R20-R21	177,62	177,36	175,67	175,44	30,6	0,008	0,994	0,0388	1,033	75	776,15	800	2,22	1,12	0,92	0,03	1,14	0,47	0,75	0,13	2,53	1,05	0,602	0,101	Autocura ge vérifie
	R21-R22	177,36	177,44	175,44	175,25	29,5	0,006	0,994	0,0388	1,033	75	798,85	800	2,06	1,03	1,00	0,04	1,14	0,48	0,81	0,13	2,35	0,99	0,646	0,105	Autocura ge vérifie
	R21-R106	177,44	177,5	175,25	175,00	45	0,006	1,533	0,0572	1,590	75	965,84	1000	2,22	1,74	0,91	0,03	1,14	0,46	0,75	0,12	2,53	1,02	0,745	0,123	Autocura ge vérifie

Tableau 7.1 : Calcul hydraulique des collecteurs principaux (suite)

N° de S B	Tronçons	CT,am (m)	CT,av (m)	CR,am (m)	CR,av (m)	Dis (m)	I (m/m)	Qpl (m3/s)	Qeu (m3/s)	Qt (m3/s)	Ks	Dcal (mm)	Dnor (mm)	Vps (m/s)	Qps (m3/s)	Rq	Rq min	Rv	Rv min	Rh	Rh min	V (m/s)	Vmin (m/s)	H (m)	Hmin (m)	Vitesse Autocura ge
III	R23-R24	178,86	178,81	177,26	177,11	30	0,005	0,539	0,0184	0,557	75	664,73	800	1,81	0,911	0,61	0,02	1,052	0,38	0,56	0,10	1,908	0,691	0,448	0,080	Autocura ge vérifie
	R24-R25	178,81	178,65	177,11	176,96	30	0,005	0,539	0,0184	0,557	75	664,73	800	1,81	0,91	0,61	0,02	1,052	0,38	0,56	0,10	1,908	0,691	0,448	0,080	Autocura ge vérifie
	R25-R26	178,65	178,78	176,96	176,81	30	0,005	0,539	0,0184	0,557	75	664,73	800	1,81	0,91	0,61	0,02	1,052	0,38	0,56	0,10	1,908	0,691	0,448	0,080	Autocura ge vérifie
	R26-R27	178,78	178,67	176,81	176,66	30	0,005	0,539	0,0184	0,557	75	664,73	800	1,81	0,91	0,61	0,02	1,052	0,38	0,56	0,10	1,908	0,691	0,448	0,080	Autocura ge vérifie
	R27-R28	178,67	178,23	176,66	176,42	30	0,008	0,539	0,0184	0,557	75	608,66	800	2,29	1,15	0,48	0,02	0,990	0,35	0,49	0,09	2,271	0,798	0,392	0,072	Autocura ge vérifie
	R28-R29	178,23	177,97	176,42	176,18	30	0,008	0,539	0,0184	0,557	75	608,66	800	2,29	1,15	0,48	0,02	0,990	0,35	0,49	0,09	2,271	0,798	0,392	0,072	Autocura ge vérifie
	R29-R30	177,97	177,73	176,18	175,94	30	0,008	0,539	0,0184	0,557	75	608,66	800	2,29	1,15	0,48	0,02	0,990	0,35	0,49	0,09	2,271	0,798	0,392	0,072	Autocura ge vérifie
	R30-R31	177,73	177,47	175,94	175,7	30	0,008	0,539	0,0184	0,557	75	608,66	800	2,29	1,15	0,48	0,02	0,990	0,35	0,49	0,09	2,271	0,798	0,392	0,072	Autocura ge vérifie
	R31-R22	177,47	177,44	175,7	175,46	30	0,008	0,539	0,0184	0,557	75	608,66	800	2,29	1,15	0,48	0,02	0,990	0,35	0,49	0,09	2,271	0,798	0,392	0,072	Autocura ge vérifie
IV	R47-R48	192,36	191,41	190,76	189,8	30	0,032	0,409	0,0149	0,424	75	423,57	500	3,35	0,658	0,64	0,02	1,061	0,40	0,58	0,10	3,559	1,336	0,289	0,052	Autocura ge vérifie
	R48-R49	191,41	190,82	189,8	189,2	30	0,020	0,409	0,0149	0,424	75	462,59	500	2,65	0,52	0,81	0,03	1,118	0,44	0,69	0,12	2,965	1,158	0,343	0,058	Autocura ge vérifie
	R49-R50	190,82	190,33	189,2	188,6	30	0,020	0,409	0,0149	0,424	75	462,59	500	2,65	0,52	0,81	0,03	1,118	0,44	0,69	0,12	2,965	1,158	0,343	0,058	Autocura ge vérifie
	R50-R51	190,33	189,72	188,6	188	30	0,020	0,409	0,0149	0,424	75	462,59	500	2,65	0,52	0,81	0,03	1,118	0,44	0,69	0,12	2,965	1,158	0,343	0,058	Autocura ge vérifie
	R51-R52	189,72	188,98	188	187,1	45	0,020	0,409	0,0149	0,424	75	462,59	500	2,65	0,52	0,81	0,03	1,118	0,44	0,69	0,12	2,965	1,158	0,343	0,058	Autocura ge vérifie
	R52-R53	188,98	188,53	187,1	186,8	30	0,010	0,409	0,0149	0,424	75	526,79	600	2,12	0,60	0,71	0,02	1,079	0,41	0,62	0,11	2,284	0,876	0,371	0,065	Autocura ge vérifie
	R53-R54	188,53	188,42	186,8	186,5	30	0,010	0,409	0,0149	0,424	75	526,79	600	2,12	0,60	0,71	0,02	1,079	0,41	0,62	0,11	2,284	0,876	0,371	0,065	Autocura ge vérifie
	R54-R55	188,42	189,26	186,5	186,2	30	0,010	0,409	0,0149	0,424	75	526,79	600	2,12	0,60	0,71	0,02	1,079	0,41	0,62	0,11	2,284	0,876	0,371	0,065	Autocura ge vérifie
	R55-R56	189,26	188,16	186,2	185,15	30	0,035	0,409	0,0149	0,424	75	416,51	500	3,51	0,69	0,62	0,02	1,053	0,39	0,56	0,10	3,695	1,373	0,281	0,051	Autocura ge vérifie
	R56-R57	188,16	186,44	185,15	184,10	30	0,035	0,409	0,0149	0,424	75	416,51	500	3,51	0,69	0,62	0,02	1,05	0,39	0,56	0,10	3,69	1,37	0,28	0,05	Autocura ge vérifie
	R57-R58	186,44	184,82	184,10	182,96	30	0,038	0,409	0,0149	0,424	75	410,14	500	3,66	0,72	0,59	0,02	1,05	0,39	0,55	0,10	3,82	1,41	0,27	0,05	Autocura ge vérifie
	R58-R59	184,82	183,58	182,96	181,82	30	0,038	0,409	0,0149	0,424	75	410,14	500	3,66	0,72	0,59	0,02	1,05	0,39	0,55	0,10	3,82	1,41	0,27	0,05	Autocura ge vérifie

Tableau 7.1 : Calcul hydraulique des collecteurs principaux (suite)

N° de S B	Tronçons	CT,am (m)	CT,av (m)	CR,am (m)	CR,av (m)	Dis (m)	I (m/m)	Qpl (m3/s)	Qeu (m3/s)	Qt (m3/s)	Ks	Dcal (mm)	Dnor (mm)	Vps (m/s)	Qps (m3/s)	Rq	Rq min	Rv	Rv min	Rh	Rh min	V (m/s)	Vmin (m/s)	H (m)	Hmin (m)	Vitesse Autocurage
IV	R59-R60	183,58	181,76	181,82	179,92	50	0,038	0,409	0,0149	0,424	75	410,14	500	3,66	0,72	0,59	0,02	1,05	0,39	0,55	0,10	3,82	1,41	0,27	0,05	Autocurage vérifié
	R60-RC61	181,76	180,38	179,92	178,78	30	0,038	0,409	0,0149	0,424	75	410,14	500	3,66	0,72	0,59	0,02	1,05	0,39	0,55	0,10	3,82	1,41	0,27	0,05	Autocurage vérifié
	RC61-R62	180,38	179,12	177,28	176,71	30	0,019	0,409	0,0149	0,424	75	467,06	500	2,58	0,51	0,84	0,03	1,13	0,44	0,70	0,12	2,91	1,14	0,35	0,06	Autocurage vérifié
	R62-R46	179,12	177,63	176,71	175,81	47,2	0,019	0,409	0,0149	0,424	75	466,71	500	2,59	0,51	0,83	0,03	1,13	0,44	0,70	0,12	2,91	1,14	0,35	0,06	Autocurage vérifié
	R46-R63	177,63	176,96	175,81	175,24	30	0,019	1,162	0,0421	1,204	75	691,00	800	3,54	1,78	0,68	0,02	1,07	0,41	0,60	0,11	3,78	1,44	0,48	0,09	Autocurage vérifié
	R63-R64	176,96	176,53	175,24	174,67	30	0,019	1,162	0,0421	1,204	75	691,00	800	3,54	1,78	0,68	0,02	1,07	0,41	0,60	0,11	3,78	1,44	0,48	0,09	Autocurage vérifié
	R64-R65	176,53	176,08	174,67	174,10	40	0,014	1,162	0,0421	1,204	75	729,30	800	3,06	1,54	0,78	0,03	1,11	0,43	0,67	0,11	3,39	1,32	0,53	0,09	Autocurage vérifié
	R65-R66	176,08	175,72	174,10	173,83	30,1	0,009	1,162	0,0421	1,204	75	795,42	800	2,43	1,22	0,99	0,03	1,14	0,47	0,80	0,13	2,77	1,14	0,64	0,10	Autocurage vérifié
	R66-R67	175,72	175,62	173,83	173,56	29,9	0,009	1,162	0,0421	1,204	75	794,43	800	2,44	1,22	0,98	0,03	1,14	0,47	0,79	0,13	2,78	1,14	0,64	0,10	Autocurage vérifié
	R67-R68	175,62	175,55	173,56	173,29	30	0,009	1,162	0,0421	1,204	75	794,92	800	2,43	1,22	0,99	0,03	1,14	0,47	0,80	0,13	2,78	1,14	0,64	0,10	Autocurage vérifié
	R68-R122	175,55	175,67	173,29	173,11	20	0,009	1,162	0,0421	1,204	75	794,92	800	2,43	1,223	0,99	0,03	1,141	0,47	0,80	0,13	2,777	1,140	0,636	0,10	Autocurage vérifié
V	R32-R33	178,53	178,28	176,93	176,67	30	0,009	0,753	0,0272	0,781	75	680,41	800	2,39	1,200	0,65	0,02	1,063	0,40	0,58	0,10	2,538	0,954	0,466	0,084	Autocurage vérifié
	R33-R34	178,28	178,02	176,67	176,42	30	0,008	0,753	0,0272	0,781	75	685,44	800	2,34	1,18	0,66	0,02	1,066	0,40	0,59	0,11	2,497	0,942	0,473	0,085	Autocurage vérifié
	R34-R35	178,02	177,54	176,42	175,92	50	0,010	0,753	0,0272	0,781	75	662,40	800	2,56	1,29	0,61	0,02	1,050	0,39	0,56	0,10	2,694	0,996	0,445	0,081	Autocurage vérifié
	R35-R36	177,54	177,41	175,92	175,79	30	0,004	0,753	0,0272	0,781	75	774,85	800	1,69	0,85	0,92	0,03	1,139	0,46	0,75	0,12	1,924	0,771	0,600	0,098	Autocurage vérifié
	R36-R37	177,41	177,25	175,79	175,65	30	0,005	0,753	0,0272	0,781	75	764,16	800	1,75	0,88	0,89	0,03	1,137	0,45	0,73	0,12	1,993	0,789	0,584	0,096	Autocurage vérifié
	R37-R38	177,25	177,09	175,65	175,49	30	0,005	0,753	0,0272	0,781	75	745,26	800	1,87	0,94	0,83	0,03	1,124	0,44	0,70	0,12	2,105	0,822	0,556	0,093	Autocurage vérifié
	R38-R39	177,09	176,96	175,49	175,35	30	0,005	0,753	0,0272	0,781	75	764,16	800	1,75	0,88	0,89	0,03	1,137	0,45	0,73	0,12	1,993	0,789	0,584	0,096	Autocurage vérifié
	R39-R40	176,96	177,16	175,35	175,23	30	0,004	0,753	0,0272	0,781	75	786,56	800	1,62	0,82	0,96	0,03	1,139	0,46	0,77	0,12	1,848	0,752	0,619	0,099	Autocurage vérifié
	R40-R41	177,16	177,19	175,23	175,17	30	0,002	0,753	0,0272	0,781	75	895,73	1000	1,33	1,04	0,75	0,03	1,092	0,42	0,64	0,11	1,453	0,561	0,643	0,111	Autocurage vérifié
	R41-R42	177,19	177,1	175,17	175,11	30	0,002	0,753	0,0272	0,781	75	895,73	1000	1,33	1,04	0,75	0,03	1,092	0,42	0,64	0,11	1,453	0,561	0,643	0,111	Autocurage vérifié
	R42-R43	177,1	177,18	175,11	175,05	30,1	0,002	0,753	0,0272	0,781	75	896,29	1000	1,33	1,04	0,75	0,03	1,092	0,42	0,64	0,11	1,451	0,561	0,644	0,111	Autocurage vérifié

Tableau 7.1 : Calcul hydraulique des collecteurs principaux (suite)

N° de S B	Tronçons	CT,am (m)	CT,av (m)	CR,am (m)	CR,av (m)	Dis (m)	I (m/m)	Qpl (m3/s)	Qeu (m3/s)	Qt (m3/s)	Ks	Dcal (mm)	Dnor (mm)	Vps (m/s)	Qps (m3/s)	Rq	Rq min	Rv	Rv min	Rh	Rh min	V (m/s)	Vmin (m/s)	H (m)	Hmin (m)	Vitesse Autocura ge
V	R43-R44	177,18	177,3	175,05	174,99	29,9	0,002	0,753	0,0272	0,781	75	895,17	1000	1,33	1,05	0,75	0,03	1,091	0,42	0,64	0,11	1,455	0,562	0,642	0,111	Autocura ge vérifie
	R44-R45	177,3	177,5	174,99	174,93	30	0,002	0,753	0,0272	0,781	75	895,73	1000	1,33	1,04	0,75	0,03	1,092	0,42	0,64	0,11	1,453	0,561	0,643	0,111	Autocura ge vérifie
	R45-R46	177,5	177,63	174,93	174,88	25	0,002	0,753	0,0272	0,781	75	895,73	1000	1,33	1,04	0,75	0,03	1,092	0,42	0,64	0,11	1,453	0,561	0,643	0,111	Autocura ge vérifie
VI	R69-R70	187,55	186,68	185,75	184,85	30	0,030	0,378	0,0135	0,392	75	416,20	500	3,25	0,637	0,61	0,02	1,053	0,39	0,56	0,10	3,420	1,264	0,281	0,051	Autocura ge vérifie
	R70-R71	186,68	185,91	184,85	183,65	40	0,030	0,378	0,0135	0,392	75	416,20	500	3,25	0,64	0,61	0,02	1,053	0,39	0,56	0,10	3,420	1,264	0,281	0,051	Autocura ge vérifie
	R71-R72	185,91	184,29	183,65	182,3	45	0,030	0,378	0,0135	0,392	75	416,20	500	3,25	0,64	0,61	0,02	1,053	0,39	0,56	0,10	3,420	1,264	0,281	0,051	Autocura ge vérifie
	R72-RC73	184,29	183,05	182,3	181,4	30	0,030	0,378	0,0135	0,392	75	416,20	500	3,25	0,64	0,61	0,02	1,053	0,39	0,56	0,10	3,420	1,264	0,281	0,051	Autocura ge vérifie
	RC73-R74	183,05	181,54	180,9	179,91	30	0,033	0,378	0,0135	0,392	75	408,83	500	3,41	0,67	0,59	0,02	1,043	0,38	0,55	0,10	3,554	1,301	0,273	0,050	Autocura ge vérifie
	R74-R75	181,54	180,36	179,91	178,92	30	0,033	0,378	0,0135	0,392	75	408,83	500	3,41	0,67	0,59	0,02	1,043	0,38	0,55	0,10	3,554	1,301	0,273	0,050	Autocura ge vérifie
	R75-R76	180,36	180,34	178,92	178,47	30	0,015	0,378	0,0135	0,392	75	473,97	500	2,30	0,45	0,87	0,03	1,134	0,45	0,72	0,12	2,605	1,022	0,359	0,059	Autocura ge vérifie
	R76-R77	180,34	180,02	178,47	178,02	30	0,015	0,378	0,0135	0,392	75	473,97	500	2,30	0,45	0,87	0,03	1,134	0,45	0,72	0,12	2,605	1,022	0,359	0,059	Autocura ge vérifie
	R77-R78	180,02	179,96	178,02	177,48	45	0,012	0,378	0,0135	0,392	75	494,22	500	2,05	0,40	0,97	0,03	1,140	0,46	0,78	0,12	2,341	0,953	0,392	0,062	Autocura ge vérifie
	R78-R79	179,96	179,97	177,48	177,12	30	0,012	0,378	0,0135	0,392	75	494,22	500	2,05	0,40	0,97	0,03	1,14	0,46	0,78	0,12	2,34	0,95	0,39	0,06	Autocura ge vérifie
	R79-R80	179,97	179,56	177,12	176,76	30	0,012	0,378	0,0135	0,392	75	494,22	500	2,05	0,40	0,97	0,03	1,14	0,46	0,78	0,12	2,34	0,95	0,39	0,06	Autocura ge vérifie
	R80-R81	179,56	179,17	176,76	176,40	30	0,012	0,378	0,0135	0,392	75	494,22	500	2,05	0,40	0,97	0,03	1,14	0,46	0,78	0,12	2,34	0,95	0,39	0,06	Autocura ge vérifie
VI I	R82-R83	187,63	187,19	186,03	185,49	30	0,018	0,466	0,0163	0,482	75	495,28	500	2,52	0,494	0,98	0,03	1,140	0,46	0,79	0,12	2,869	1,161	0,394	0,062	Autocura ge vérifie
	R83-R84	187,19	186,73	185,49	184,95	30	0,018	0,466	0,0163	0,482	75	495,28	500	2,52	0,49	0,98	0,03	1,140	0,46	0,79	0,12	2,869	1,161	0,394	0,062	Autocura ge vérifie
	R84-R85	186,73	185,93	184,95	184,11	30	0,028	0,466	0,0163	0,482	75	455,90	500	3,14	0,62	0,78	0,03	1,106	0,42	0,67	0,11	3,470	1,332	0,333	0,056	Autocura ge vérifie
	R85-R86	185,93	184,93	184,11	183,27	30	0,028	0,466	0,0163	0,482	75	455,90	500	3,14	0,62	0,78	0,03	1,106	0,42	0,67	0,11	3,470	1,332	0,333	0,056	Autocura ge vérifie
	R86-R87	184,93	183,67	183,27	182,13	30	0,038	0,466	0,0163	0,482	75	430,53	500	3,66	0,72	0,67	0,02	1,069	0,40	0,60	0,10	3,906	1,462	0,298	0,052	Autocura ge vérifie
	R87-R88	183,67	182,69	182,13	181,08	30	0,035	0,466	0,0163	0,482	75	437,22	500	3,51	0,69	0,70	0,02	1,076	0,41	0,61	0,11	3,775	1,426	0,307	0,053	Autocura ge vérifie
	R87-R89	182,69	181,84	181,08	180,03	30	0,035	0,466	0,0163	0,482	75	437,22	500	3,51	0,69	0,70	0,02	1,076	0,41	0,61	0,11	3,775	1,426	0,307	0,053	Autocura ge vérifie

Tableau 7.1 : Calcul hydraulique des collecteurs principaux (suite)

N° de S B	Tronçons	CT,am (m)	CT,av (m)	CR,am (m)	CR,av (m)	Dis (m)	I (m/m)	Qpl (m3/s)	Qeu (m3/s)	Qt (m3/s)	Ks	Dcal (mm)	Dnor (mm)	Vps (m/s)	Qps (m3/s)	Rq	Rq min	Rv	Rv min	Rh	Rh min	V (m/s)	Vmin (m/s)	H (m)	Hmin (m)	Vitesse Autocurage
VI I	R89-R90	181,84	180,7	180,03	178,98	30	0,035	0,466	0,0163	0,482	75	437,22	500	3,51	0,69	0,70	0,02	1,076	0,41	0,61	0,11	3,775	1,426	0,307	0,053	Autocurage vérifié
	R90-R91	180,7	179,41	178,98	177,93	30	0,035	0,466	0,0163	0,482	75	437,22	500	3,51	0,69	0,70	0,02	1,076	0,41	0,61	0,11	3,775	1,426	0,307	0,053	Autocurage vérifié
	R91-R92	179,41	177,58	177,93	176,13	45	0,040	0,466	0,0163	0,482	75	426,41	500	3,75	0,74	0,66	0,02	1,06	0,40	0,59	0,10	3,99	1,48	0,29	0,05	Autocurage vérifié
	R92-R93	177,58	177,09	176,13	175,61	30	0,017	0,466	0,0163	0,482	75	498,80	500	2,47	0,48	1,00	0,03	1,14	0,46	0,80	0,12	2,82	1,15	0,40	0,06	Autocurage vérifié
	R93-R94	177,09	176,42	175,61	175,09	30	0,017	0,466	0,0163	0,482	75	498,80	500	2,47	0,48	1,00	0,03	1,14	0,46	0,80	0,12	2,82	1,15	0,40	0,06	Autocurage vérifié
	R94-R95	176,42	176,03	175,09	174,56	30,4	0,017	0,466	0,0163	0,482	75	498,96	500	2,47	0,48	1,00	0,03	1,14	0,46	0,81	0,12	2,82	1,15	0,40	0,06	Autocurage vérifié
	R95-R96	176,03	175,68	174,56	174,04	30	0,017	0,466	0,0163	0,482	75	498,80	500	2,47	0,48	1,00	0,03	1,14	0,46	0,80	0,12	2,82	1,15	0,40	0,06	Autocurage vérifié
	R96-R97	175,68	175,6	174,04	173,81	30	0,008	0,466	0,0163	0,482	75	581,24	600	1,85	0,52	0,92	0,03	1,14	0,45	0,75	0,12	2,11	0,84	0,45	0,07	Autocurage vérifié
	R97-R98	175,6	175,46	173,81	173,58	30	0,008	0,466	0,0163	0,482	75	581,24	600	1,85	0,52	0,92	0,03	1,14	0,45	0,75	0,12	2,11	0,84	0,45	0,07	Autocurage vérifié
	R98-R123	175,46	175,55	173,58	173,39	24,4	0,008	0,466	0,0163	0,482	75	579,63	600	1,87	0,53	0,91	0,03	1,14	0,45	0,75	0,12	2,13	0,84	0,45	0,07	Autocurage vérifié
VI II	R99-R100	179,59	178,52	177,79	176,80	30	0,033	0,646	0,0228	0,6684	75	499,62	500	3,41	0,668	1,00	0,03	1,143	0,47	0,81	0,13	3,893	1,591	0,404	0,063	Autocurage vérifié
	R100-R101	178,52	177,44	176,80	175,81	30	0,033	0,646	0,0228	0,6684	75	499,62	500	3,41	0,67	1,00	0,03	1,143	0,47	0,81	0,13	3,893	1,591	0,404	0,063	Autocurage vérifié
	R101-R102	177,44	176,34	175,81	174,82	30	0,033	0,646	0,0228	0,6684	75	499,62	500	3,41	0,67	1,00	0,03	1,143	0,47	0,81	0,13	3,893	1,591	0,404	0,063	Autocurage vérifié
	R102-R103	176,34	176,4	174,82	173,97	30	0,028	0,646	0,0228	0,6684	75	514,11	600	3,56	1,01	0,66	0,02	1,066	0,40	0,59	0,10	3,800	1,423	0,354	0,063	Autocurage vérifié
	R103-R104	176,4	175,17	173,97	173,13	30	0,028	0,646	0,0228	0,6684	75	515,25	600	3,54	1,00	0,67	0,02	1,067	0,40	0,59	0,11	3,781	1,418	0,356	0,063	Autocurage vérifié
	R104-R105	175,17	173,88	173,13	172,29	30	0,028	0,646	0,0228	0,6684	75	515,25	600	3,54	1,00	0,67	0,02	1,067	0,40	0,59	0,11	3,781	1,418	0,356	0,063	Autocurage vérifié
	R105-R133	173,88	173,59	172,29	171,78	34,1	0,015	0,646	0,0228	0,6684	75	579,51	600	2,59	0,73	0,91	0,03	1,139	0,45	0,75	0,12	2,950	1,170	0,447	0,072	Autocurage vérifié

Tableau 7.2 : Calcul hydraulique des intercepteurs :

N° interc e	Tronçons	CT,am (m)	CT,av (m)	CR,am (m)	CR,av (m)	Dis (m)	I (m/m)	Qpl (m3/s)	Qeu (m3/s)	Qt (m3/s)	Ks	Dcal (mm)	Dnor (mm)	Vps (m/s)	Qps (m3/s)	Rq	Rq min	Rv	Rv min	Rh	Rh min	V (m/s)	Vmin (m/s)	H (m)	Hmin (m)	Vitesse Autocurag e
I	R106-R107	177,5	177,27	175,00	174,94	30	0,0020	1,5326	0,0572	1,5898	75	1169,5	1200	1,50	1,699	0,94	0,03	1,139	0,46	0,76	0,12	1,713	0,698	0,911	0,150	Autocura ge vérifie
	R107-R108	177,27	177,45	174,94	174,88	30	0,0020	1,5326	0,0572	1,5898	75	1169,5	1200	1,50	1,70	0,94	0,03	1,139	0,46	0,76	0,12	1,713	0,698	0,911	0,150	Autocura ge vérifie
	R108-R109	177,45	177,65	174,88	174,82	30	0,0020	1,5326	0,0572	1,5898	75	1169,5	1200	1,50	1,70	0,94	0,03	1,139	0,46	0,76	0,12	1,713	0,698	0,911	0,150	Autocura ge vérifie
	R109-R110	177,65	177,86	174,82	174,76	30	0,0020	1,5326	0,0572	1,5898	75	1169,5	1200	1,50	1,70	0,94	0,03	1,139	0,46	0,76	0,12	1,713	0,698	0,911	0,150	Autocura ge vérifie
	R110-R111	177,86	178,12	174,76	174,70	30	0,0020	1,5326	0,0572	1,5898	75	1169,5	1200	1,50	1,70	0,94	0,03	1,139	0,46	0,76	0,12	1,713	0,698	0,911	0,150	Autocura ge vérifie
	R111-R112	178,12	178,3	174,70	174,64	30	0,0020	1,5326	0,0572	1,5898	75	1169,5	1200	1,50	1,70	0,94	0,03	1,139	0,46	0,76	0,12	1,713	0,698	0,911	0,150	Autocura ge vérifie
	R112-R113	178,3	178,35	174,64	174,58	30	0,0020	1,5326	0,0572	1,5898	75	1169,5	1200	1,50	1,70	0,94	0,03	1,139	0,46	0,76	0,12	1,713	0,698	0,911	0,150	Autocura ge vérifie
	R113-R114	178,35	178,35	174,58	174,52	30	0,0020	1,5326	0,0572	1,5898	75	1169,5	1200	1,50	1,70	0,94	0,03	1,139	0,46	0,76	0,12	1,713	0,698	0,911	0,150	Autocura ge vérifie
	R114-R115	178,35	178,35	174,52	174,46	30	0,0020	1,5326	0,0572	1,5898	75	1169,5	1200	1,50	1,70	0,94	0,03	1,139	0,46	0,76	0,12	1,713	0,698	0,911	0,150	Autocura ge vérifie
	R115-R116	178,35	178,02	174,46	174,40	30	0,0020	1,5326	0,0572	1,5898	75	1169,5	1200	1,50	1,70	0,94	0,03	1,14	0,46	0,76	0,12	1,71	0,70	0,91	0,150	Autocura ge vérifie
	R116-R117	178,02	177,34	174,40	174,34	30	0,0020	1,5326	0,0572	1,5898	75	1169,5	1200	1,50	1,70	0,94	0,03	1,14	0,46	0,76	0,12	1,71	0,70	0,91	0,150	Autocura ge vérifie
	R117-R118	177,34	177,15	174,34	174,16	30	0,0060	1,5326	0,0572	1,5898	75	951,84	1000	2,31	1,81	0,88	0,03	1,14	0,45	0,72	0,12	2,62	1,05	0,72	0,121	Autocura ge vérifie
	R118-R119	177,15	176,6	174,16	173,98	30	0,0060	1,5326	0,0572	1,5898	75	951,84	1000	2,31	1,81	0,88	0,03	1,14	0,45	0,72	0,12	2,62	1,05	0,72	0,121	Autocura ge vérifie
	R119-R120	176,6	176,17	173,98	173,71	30,2	0,0089	1,5326	0,0572	1,5898	75	883,37	1000	2,81	2,21	0,72	0,03	1,08	0,42	0,63	0,11	3,04	1,18	0,63	0,111	Autocura ge vérifie
	R120-R121	176,17	175,76	173,71	173,44	29,8	0,0091	1,5326	0,0572	1,5898	75	880,94	1000	2,83	2,22	0,71	0,03	1,08	0,42	0,62	0,11	3,06	1,19	0,62	0,111	Autocura ge vérifie
	R121-R122	175,76	175,67	173,44	173,25	31	0,0061	1,5326	0,0572	1,5898	75	948,28	1000	2,33	1,83	0,87	0,03	1,13	0,45	0,72	0,12	2,64	1,05	0,72	0,121	Autocura ge vérifie
	R122-R123	175,67	175,55	173,25	173,01	41,5	0,0058	2,695	0,0993	2,7941	75	1183,8	1200	2,56	2,89	0,97	0,03	1,14	0,47	0,78	0,13	2,91	1,20	0,94	0,151	Autocura ge vérifie
	R123-R124	175,55	175,22	173,01	172,84	27,3	0,0062	3,806	0,1384	3,9449	75	1329,4	1500	3,08	5,43	0,73	0,03	1,08	0,42	0,63	0,11	3,33	1,29	0,94	0,165	Autocura ge vérifie
	R124-R125	175,22	174,97	172,84	172,66	30	0,0060	3,806	0,1384	3,9449	75	1338,3	1500	3,02	5,34	0,74	0,03	1,09	0,42	0,64	0,11	3,29	1,27	0,96	0,167	Autocura ge vérifie
	R125-R126	174,97	174,84	172,66	172,48	30	0,0060	3,806	0,1384	3,9449	75	1338,3	1500	3,02	5,34	0,74	0,03	1,09	0,42	0,64	0,11	3,29	1,27	0,96	0,167	Autocura ge vérifie
	R126-R127	174,84	174,66	172,48	172,30	30	0,0060	3,806	0,1384	3,9449	75	1338,3	1500	3,02	5,34	0,74	0,03	1,09	0,42	0,64	0,11	3,29	1,27	0,96	0,167	Autocura ge vérifie
	R127-R128	174,66	174,36	172,30	172,05	30	0,0083	3,806	0,1384	3,9449	75	1258,4	1500	3,56	6,29	0,63	0,02	1,06	0,39	0,57	0,10	3,76	1,40	0,85	0,155	Autocura ge vérifie

Tableau 7.2 : Calcul hydraulique des intercepteurs (suite)

N° int er ce	Tronçons	CT,am (m)	CT,av (m)	CR,am (m)	CR,av (m)	Dis (m)	I (m/m)	Qpl (m3/s)	Qeu (m3/s)	Qt (m3/s)	Ks	Dcal (mm)	Dnor (mm)	Vps (m/s)	Qps (m3/s)	Rq	Rq min	Rv	Rv min	Rh	Rh min	V (m/s)	Vmin (m/s)	H (m)	Hmin (m)	Vitesse Autocura ge
I	R128-R129	174,36	174,04	172,05	171,72	30,0	0,0110	3,8064	0,1384	3,9449	75	1194,4	1200	3,53	3,986	0,99	0,03	1,142	0,47	0,80	0,13	4,026	1,657	0,959	0,152	Autocura ge vérifie
	R129-R130	174,04	174,07	171,72	171,54	30,1	0,0060	3,8064	0,1384	3,9449	75	1339,2	1500	3,02	5,33	0,74	0,03	1,089	0,42	0,64	0,11	3,285	1,270	0,958	0,167	Autocura ge vérifie
	R130-R131	174,07	173,78	171,54	171,36	29,8	0,0060	3,8064	0,1384	3,9449	75	1336,7	1500	3,03	5,35	0,74	0,03	1,088	0,42	0,64	0,11	3,297	1,274	0,955	0,166	Autocura ge vérifie
	R131-R132	173,78	173,81	171,36	171,18	30,0	0,0060	3,8064	0,1384	3,9449	75	1338,2	1500	3,02	5,34	0,74	0,03	1,089	0,42	0,64	0,11	3,290	1,272	0,957	0,167	Autocura ge vérifie
	R132-R133	173,81	173,59	171,18	171,01	30,0	0,0057	3,8064	0,1384	3,9449	75	1352,7	1500	2,94	5,19	0,76	0,03	1,097	0,43	0,65	0,11	3,220	1,249	0,978	0,169	Autocura ge vérifie
	R133-R134	173,59	173,59	171,01	170,85	30,0	0,0053	3,8064	0,1384	3,9449	75	1368,2	1500	2,85	5,03	0,78	0,03	1,106	0,43	0,67	0,11	3,151	1,226	1,000	0,171	Autocura ge vérifie
	R134-R135	173,59	173,54	170,85	170,63	40,0	0,0055	3,8064	0,1384	3,9449	75	1360,3	1500	2,89	5,11	0,77	0,03	1,101	0,43	0,66	0,11	3,186	1,238	0,989	0,170	Autocura ge vérifie
	R135-R136	173,54	173,18	170,63	170,36	47,8	0,0057	3,8064	0,1384	3,9449	75	1353,4	1500	2,93	5,18	0,76	0,03	1,097	0,43	0,65	0,11	3,217	1,248	0,979	0,169	Autocura ge vérifie
	R136-D.O	173,18	173,01	170,36	170,29	13,3	0,0053	3,8064	0,1384	3,9449	75	1371,8	1500	2,83	5,00	0,79	0,03	1,108	0,43	0,67	0,11	3,135	1,221	1,006	0,172	Autocura ge vérifie
II	R81-R137	179,17	178,87	176,4	176,15	50	0,005	0,378	0,0135	0,392	75	582,38	600	1,50	0,423	0,93	0,03	1,139	0,46	0,75	0,12	1,706	0,683	0,452	0,073	Autocura ge vérifie
	R137-R138	178,87	178,63	176,15	175,9	50	0,005	0,378	0,0135	0,392	75	582,38	600	1,50	0,42	0,93	0,03	1,139	0,46	0,75	0,12	1,706	0,683	0,452	0,073	Autocura ge vérifie
	R138-R139	178,63	178,4	175,9	175,65	50	0,005	0,378	0,0135	0,392	75	582,38	600	1,50	0,42	0,93	0,03	1,139	0,46	0,75	0,12	1,706	0,683	0,452	0,073	Autocura ge vérifie
	R139-R140	178,4	178,21	175,65	175,4	50	0,005	0,378	0,0135	0,392	75	582,38	600	1,50	0,42	0,93	0,03	1,139	0,46	0,75	0,12	1,706	0,683	0,452	0,073	Autocura ge vérifie
	R140-R141	178,21	178,19	175,4	175,15	50	0,005	0,378	0,0135	0,392	75	582,38	600	1,50	0,42	0,93	0,03	1,139	0,46	0,75	0,12	1,706	0,683	0,452	0,073	Autocura ge vérifie
	R141-R142	178,19	179,19	175,15	174,9	50	0,005	0,378	0,0135	0,392	75	582,38	600	1,50	0,42	0,93	0,03	1,139	0,46	0,75	0,12	1,706	0,683	0,452	0,073	Autocura ge vérifie
	R142-R143	179,19	178,23	174,9	174,65	50	0,005	0,378	0,0135	0,392	75	582,38	600	1,50	0,42	0,93	0,03	1,139	0,46	0,75	0,12	1,706	0,683	0,452	0,073	Autocura ge vérifie
	R143-R144	178,23	177,51	174,65	174,4	50	0,005	0,378	0,0135	0,392	75	582,38	600	1,50	0,42	0,93	0,03	1,139	0,46	0,75	0,12	1,706	0,683	0,452	0,073	Autocura ge vérifie
	R144-R145	177,51	177,51	174,4	172,9	50	0,030	0,378	0,0135	0,392	75	416,20	500	3,25	0,64	0,61	0,02	1,053	0,39	0,56	0,10	3,420	1,264	0,281	0,051	Autocura ge vérifie
	R145-R136	177,51	173,18	172,9	171,55	45	0,030	0,378	0,0135	0,392	75	416,20	500	3,25	0,64	0,61	0,02	1,05	0,39	0,56	0,10	3,42	1,26	0,28	0,05	Autocura ge vérifie

Avec :

Rq : rapport des débits.

Rv : rapport des vitesses.

Rh: rapport des hauteurs.

Q : Débit véhiculé par la conduite circulaire. (m³/s).

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

h : Hauteur de remplissage dans la conduite (m).

Qps : Débit de pleine section (m³/s).

Vps : Vitesse à pleine section (m/s).

D : Diamètre normalisé de la conduite (mm).

N.B :

RC : regard de chute.

R : regard de jonction.

7.4 -Conclusion :

Après avoir déterminé les paramètres hydrauliques des collecteurs, nous constatons que les vitesses d'auto-curage sont admissibles selon les normes d'assainissement.

Comme le terrain de notre agglomération est très accidenté. Alors, nous avons proposé d'établir des regards de chute (les surfaces élémentaires 4-6-1-2), afin de ramener les vitesses d'écoulement dans les canalisations inférieures à la vitesse maximale admissible.

L'intercepteur qui achemine les eaux usées vers la station de relevage a un diamètre maximum de 1500 mm qui peut être projeté sans problème à une profondeur de 5m de la station et d'une côte de 172.08 m. nous remarquons que les diamètres des tronçons sont compris entre 500 et 1500 mm.

LES ELEMENTS CONSTITUTIFS DU RESEAU DE LA VARIANTE PROPOSEE

8.1-Introduction

Les ouvrages utilisés au niveau d'un réseau d'assainissement devront assurer une évacuation correcte, rapide et sans stagnation des eaux pluviales, Les ouvrages annexes sont constitués par tous les dispositifs de raccordement, d'accès, de réception d'engouffrement des eaux pluviales, et par les installations ayant pour rôle fonctionnel de permettre l'exploitation rationnelle du réseau.

Le dimensionnement des ouvrages annexes est un concept purement hydraulique qui doit assurer le bon fonctionnement de l'ouvrage, mais aussi une longue durabilité.

8.2- Les ouvrages principaux :

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

8.2.1- Les conduites : [1]

En assainissement, il existe plusieurs types de matériaux des canalisations, nous citons :

- Conduite en fonte.
- Conduite en béton non armé .
- Conduite en béton armé .
- Amiante ciment .
- Conduite en grés artificiels.
- Conduite en PVC .

8.2.2- Choix du matériau des conduites à utiliser : [1]

Une canalisation doit répondre en premier lieu à des caractéristiques techniques qui constituent la base du choix. Elle doit ensuite être économiquement fiable. Le choix entre plusieurs canalisations est actuellement guidé par l'aspect économique.

Dans le cadre de notre projet, Les conduites de profil circulaire, en béton, que nous avons jugées nécessaires ont des diamètres variant entre 500 et 1000mm et des conduites en

béton armé de diamètres variant entre 1000 et 1500mm, Pour notre projet, les conduites utilisées ont pour avantages :

- La disponibilité sur le marché national.
- Etanchéité primordiale.
- Résistance attaques chimiques.
- Bonne résistance mécanique.
- Leur bonne stabilité dans les tranchées.
- Pose et assemblage facile.

8.2.3- Les joints des conduites en béton armé :

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

Pour les tuyaux en béton armé nous avons différents types des joints à utiliser :

8.2.3.1- Joint type Rocla

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

8.2.3.2- Joint à demi-emboîtement

Avec cordon de bourrage en mortier de ciment, ce joint est utilisé dans les terrains stables .Il y a risque de suintement si la pression est trop élevée. Il est à éviter pour les terrains à forte pente.

8.2.3.3- Joint à collet

Le bourrage se fait au mortier de ciment, il n'est utilisé que dans les bons sols à pente faible.

8.2.3.4- Joint torique :

Il est remplacé dans la plupart des cas par le joint de type Rocla. Il s'adapte pour les sols faibles à condition que la pression ne soit pas très élevée. Il s'adapte également pour les terrains en pente grâce au jeu de 1 cm.

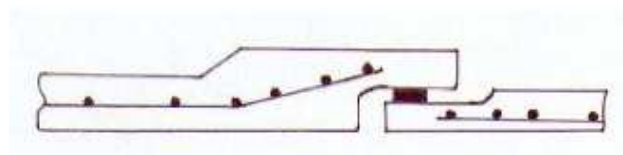
8.2.3.5- Joint plastique :

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

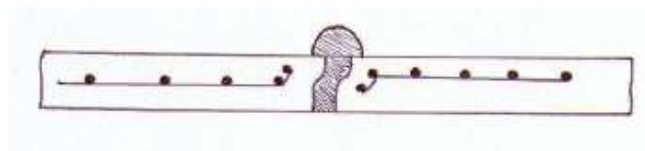
8.2.3.6- Joint mécanique :

Le joint mécanique est destiné à réunir le bout uni d'un tuyau avec un manchon de scellement, ou avec un raccord dans le cas de conduite en pression.

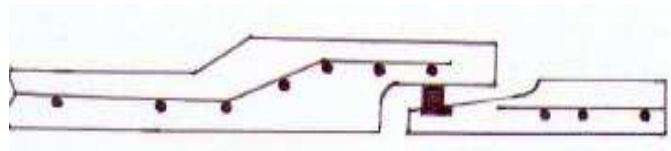
La figure 8.1 représente divers joints sur tuyau en béton.



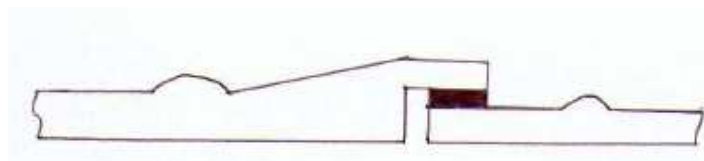
Joint Rocla



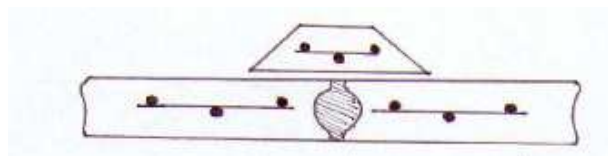
Joint à demi-embôtement



Joint torique



Joint à collet (bourage en ciment)



Joint plastique (matière plastique)

Figure 8.1 : Divers joints sur tuyau en béton

Pour notre projet nous avons utilisé les joints type Rocla, vu les avantages qu'elles présentent et leur disponibilité sur le marché national.

8.2.4 -Différentes actions supportées par la conduite

Les canalisations sont exposées à des actions extérieures et intérieures ; pour cela, elles doivent être sélectionnées pour lutter contre ces actions qui sont :

8.2.4.1-Les actions mécaniques : [1]

Ce type d'action résulte de l'agressivité des particules de sable et de gravier qui forment le remblai et le radier des canalisations. Cette agressivité provoque la détérioration des parois intérieures par le phénomène d'érosion dû essentiellement à des grandes vitesses imposées généralement par le relief.

8.2.4.2-Les actions statiques : [1]

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

8.2.4.3-Les actions chimiques : [1]

Elles sont généralement à l'intérieur de la conduite. Une baisse de PH favorise le développement des bactéries acidophiles qui peuvent à leur tour favoriser la formation de l'acide sulfurique (H₂S) corrosif et néfaste aux conduites.

8.2.5-Protection des conduites [1]

Le béton utilisé pour la fabrication des tuyaux et ouvrages d'assainissement subit des formes d'agression ; sous l'aspect de corrosion chimique qui entraîne la destruction des canalisations ; sous l'aspect d'abrasion qui est une action physique non négligée du fait de faible résistance du matériau et compte tenu de la vitesse limite maximale des écoulements dans le réseau.

Pour cela les moyens de lutte peuvent se résumer comme suit :

- Les temps de rétention des eaux usées dans les canalisations doivent être réduits au maximum.

- L'élimination des dépôts doit s'opérer régulièrement, car ceux-ci favorisent le développement des fermentations anaérobies génératrices d'hydrogène sulfuré (H₂S).

-Une bonne aération permet d'éviter les condensations d'humidité sur les parois et de réduire ainsi la teneur en H₂S.

-Revêtement intérieur des conduites par du ciment limoneux ou du ciment sulfaté avec un dosage suffisant dans le béton (300 à 350 kg/m³ de béton).

-Empêcher l'entrée des sables par l'implantation des bouches d'égout.

-Le rinçage périodique des conduites.

8.2.6-Essais des tuyaux préfabriqués :

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

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

8.2.6.1-Essai à l'écrasement :

Les ouvrages doivent résister aux charges permanentes des remblais d'une part, aux surcharges dans les zones accessibles aux véhicules routiers d'autre part. Ce qui nous oblige de faire l'essai à l'écrasement. L'épreuve à l'écrasement se fait par presse automatique avec enregistrement des efforts. Ils doivent être répartis uniformément sur la génératrice de tuyau. La mise en marche est effectuée jusqu'à la rupture par écrasement. A une vitesse de 1000 daN/m de longueur et par minute. Cet essai permet de déterminer la charge de rupture.

8.2.6.2-Essai à l'étanchéité :

L'essai à l'étanchéité est effectué sous pression d'eau sur deux tuyaux assemblés, de manière à vérifier la bonne tenue des éléments de jonction et des bagues d'étanchéité.

On procède comme suit :

-Les tuyaux à base de ciment sont fabriqués depuis au moins 21 jours et préalablement imbibés d'eau pendant 48 heures par remplissage total.

-Les tuyaux sont disposés à plat, la mise en pression est assurée pendant 30 minutes. Par une presse hydraulique, la pression d'essai est de 0.5 bar pour les ovoïdes, et de 1 bar pour les autres tuyaux.

-Pour les tuyaux circulaires, une face de désaxement est appliquée à l'assemblage sur la génératrice inférieure de l'un des tuyaux, de manière à obtenir une ouverture de l'assemblage sur la génératrice supérieure égale à 15 mm lorsque les diamètres nominaux sont supérieurs ou égaux à 300mm, et 8mm lorsque les diamètres nominaux sont inférieurs à 300mm. Aucune fissure avec suintement ne doit être constatée sur l'étendue du joint.

8.2.6.3-Essai de corrosion :

Les eaux ménagères et les eaux industrielles évacuées par les canalisations en béton renferment de l'acide carbonique dissous dans l'eau, de l'Hydrogène sulfuré (H₂S) produit par les fermentations anaérobies et des composés acides divers des eaux industrielles. Sous l'action de ces agents, le béton est corrodé et ce matériau se détériore.

L'épreuve de corrosion se fait par addition des produits, après, on fait un lavage à l'eau douce. Après un séchage à l'étuve, on pèse l'échantillon. Les surfaces de la paroi interne ne doivent pas être altérées.

8.3- Les ouvrages annexes :

Les ouvrages annexes sont considérés selon deux groupes :

- Les ouvrages normaux.
- Les ouvrages spéciaux.

8.3.1- Les ouvrages normaux :

8.3.1.1- Les branchements : [2]

Le raccordement à l'égout doit respecter le type de réseau mis en œuvre dans le domaine public (unitaire ou séparatif) dans le cas où l'habitation est contre bas par rapport à ce collecteur, il faudra avoir recours à une pompe de relevage pour le raccordement à l'égout.

Le branchement comprend :

-le regard de branchement : permet de matérialiser le point de passage obligé du raccordement au réseau public.

-la canalisation de branchement qui relie le regard de branchement au collecteur.

Le diamètre des branchements doit rester inférieur à celui de la canalisation publique afin d'en limiter les risques d'obturation (environ 7/10) reliant le réseau vertical d'eaux usées et pluviales des immeubles à cette dernière. Le diamètre des branchements ne sera pas inférieur à 150mm, la pente souhaitable est au minimum de 3%.

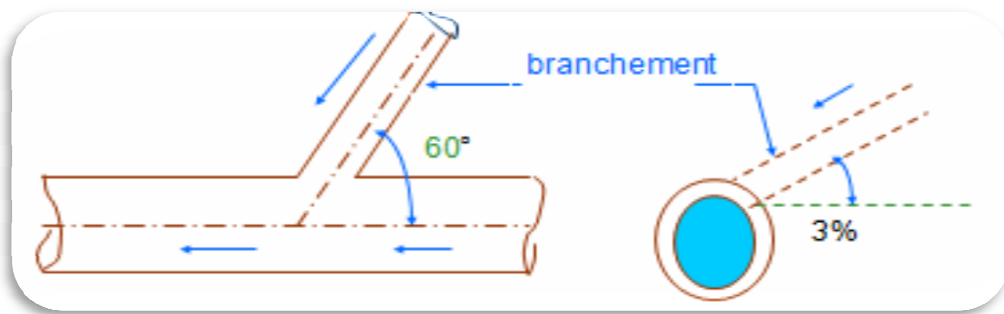


Figure 8.2 : Piont de raccordement avec inclinaison

8.3.1.2- Les ouvrages de recueille et de transport :

Ce type d'ouvrages est destiné à recueillir des eaux pluviales, nous distinguons :

8.3.1.2.1- Les caniveaux : [2]

Ce sont des ouvrages annexes de voirie destinés à la collecte des eaux pluviales provenant de la chaussée et éventuellement du trottoir. Ils sont constitués par une surface pavée ou une dalle préfabriquée et une bordure. Jusqu'aux bouches d'égout.

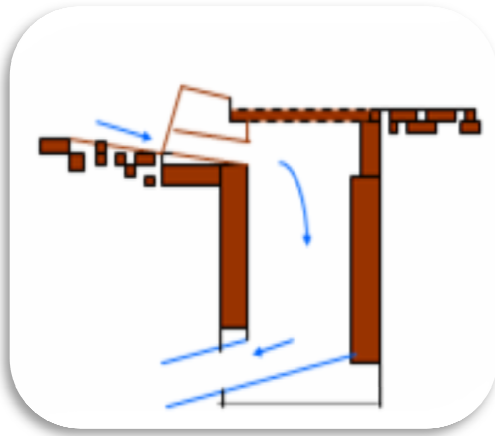
Pour notre cas ; nous proposons un caniveau demi circulaire de 0.2m de rayon, qui est placé entre les bouches d'égout et au niveau des voiries étroites pour permettre l'évacuation des eaux pluviales vers les bouches d'égout

8.3.1.2.2- Les bouches d'égout : [2]

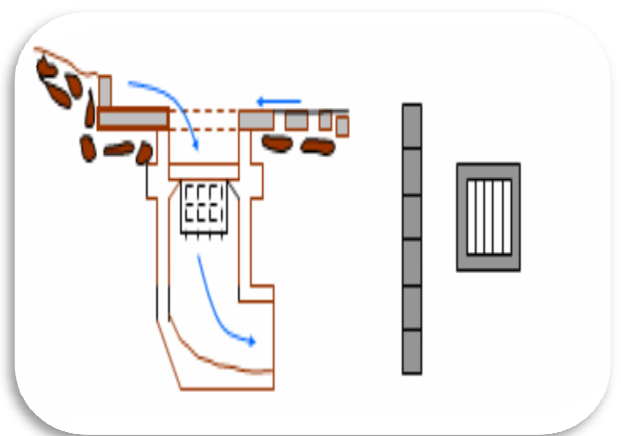
Elles servent à l'absorption de l'eau de surface (pluviale et de l'eau de lavage des chaussées). Elles sont utilisées aux points bas des caniveaux, soit dans le trottoir (absorption du coté latéral) soit dans la chaussée (absorption par le haut). Tous les 50 m

Elles peuvent être classées d'après deux critères principaux :

- La façon dont on recueille les eaux :
 - bouches à accès latéral aménagées au bord des trottoirs .ce sont des ouvrages à ouverture latérale largement dimensionnée.
 - bouches à accès par le dessus (bouches à grilles).Ces ouvrages collectent les eaux de ruissellement au niveau du sol, généralement en dehors de celles rassemblées dans les caniveaux de trottoirs.



Absorption par le côté latéral



Absorption par le haut

Figure 8.3 : Exemple d'une bouche d'égout

- La façon dont les déchets sont retenus :

- avec décantation;
- Sans décantation (dans ce cas les bouches doivent être sélectives, c'est-à-dire comporter un panier amovible permettant d'arrêter les déchets).

Pour notre projet, nous optons pour des caniveaux le long des routes et des bouches d'égout à accès latéral.

8.3.1.3- Les ouvrages d'accès au réseau (les regards) : [2]

Leur rôle est de permettre l'accès aux collecteurs pour les ouvrages visitables, le débouage, le nettoyage des collecteurs, et l'aération des collecteurs.

Ce type de regard varie en fonction de l'encombrement et de la pente du terrain ainsi que du système d'évacuation, La disposition doit respecter la forme du collecteur. L'emplacement et la distance entre deux regards varient avec la topographie du site et la nature des ouvrages. L'installation des regards sur la canalisation est obligatoire dans les cas suivants :

- Point de jonction.
- Changement de direction.
- Changement de pente.
- Aux points de chute.

Dans le cas des grands ouvrages visitables (par exemple les canaux à banquettes), la distance entre les deux regards varie entre 200 et 300 m.

Dans le cas des terrains à pentes régulières (ligne droite) l'espacement varie de 50 à 80 m (surtout pour les canalisations non praticables). Et pour des terrains accidentés 35 à 50 m. Nous distinguons différents types de regard :

- Les regards simples : Destinés pour raccordement des collecteurs de mêmes diamètres ou de diamètres différents ;
- Les Regards doubles : pour système séparatif.
- Les regards latéraux : Utilisés en cas d'encombrement du V.R.D ou collecteurs de diamètre important ;
- Les regards toboggan : En cas d'exhaussement de remous.
- Les regards de chute : En cas de forte pente.

Remarque :

Pour notre projet, nous utilisons nécessairement des regards de jonctions, de chute, et de visite.

8.3.1.3.1- *Regard de jonction : [2]*

Ces regards forment le point d'unification (nœud) de deux collecteurs de même diamètre ou non. Ils sont construits de telle manière à avoir :

- Une bonne aération des collecteurs en jonction (regard) ;
- Les dénivelées entre les radiers des collecteurs ;
- Une absence de reflux d'eau par temps sec ;
- Les niveaux d'eau dans les collecteurs en jonction doivent être à la même hauteur.

Pour notre agglomération ; les regards de jonction sont indispensables, car le terrain est accidenté, et le tracé comprend plusieurs changements de direction.

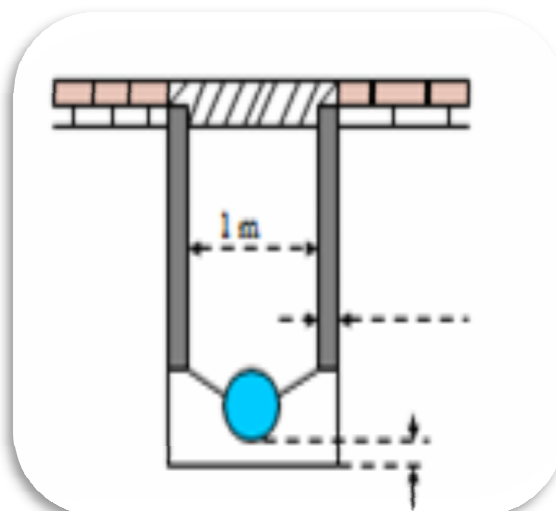


Figure 8.4: Schéma du Regard simple

8.3.1.3.2- Regard de chute

Il permet d'obtenir une dissipation d'énergie en partie localisée. IL est très utilisé dans le cas où le terrain d'une agglomération est trop accidenté. Ils sont généralement utilisés pour deux différents types de chutes :

1- La chute verticale profonde : Utilisée pour un diamètre faible et un débit important ; leur but est de réduire la vitesse.

2- La chute toboggan : Cette chute est utilisée pour des diamètres assez importants.

Pour notre agglomération, les regards de chute doivent être placés avec un espacement de 30m. Au niveau des collecteurs principaux: (I, IV et VI) dans les (RC3-RC4), (RC61-62), (R73-74).

8.3.1.3.3- Regard de visite :

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

Pour notre agglomération, les regards de visite sont placés avec un espacement de 30m à 50 m. La projection des regards de visite s'effectue pour les collecteurs principaux (II, IV, V) de l'intercepteur I de diamètre 1000 mm, 1200 mm, 1500 mm.

Les regards seront construits en béton (disponibilités des matériaux, facilité de mise en oeuvre, et adaptation aux conditions géométriques variables,...).

a- Dimensionnement des regards de chute

Le dimensionnement des regards de chute consiste à déterminer leur longueur « L » de la façon suivante :

Le mouvement d'une particule est représenté par les équations :

$$x = v_{\max} t \quad (8-1)$$

$$y = \frac{1}{2} g t^2 \quad (8-2)$$

t : temps de chute ;

x : La longueur du regard (m).

y : La différence de niveau entre les deux collecteurs (m) à partir de la cote du radier.

$v_{\max}$: Vitesse d'écoulement dans la conduite. (m/s).

D'après ces deux équations, on peut déterminer x :

$$x = v_{\max} \sqrt{\frac{2H}{g}} \quad (8-3)$$

Avec :

H : hauteur de la chute ;

L : longueur de la chambre du regard de chute.

Comme notre terrain présente des pentes importantes, alors nous avons projeté (3) regards de chute de type II, dont leurs hauteurs de chute est inférieure à 3m et de diamètre 500 mm.

Calcul des regards de chute : Il y a deux types de regard de chute :

- type I : $\phi \leq 500$ mm : hauteur de chute $p \leq 6$ m.

- type II : $\phi \geq 500$ mm : hauteur de chute $p \leq 3$ m.

Pour le type II le mode de calcul est :

$$H_0 = h + \frac{v^2}{2g} \quad (8-4)$$

H_0 : énergie de l'eau à l'entrée (m).

- Largeur du regard : $G = 1.5 \times D$ (m)

- Débit spécifique : $q = Q / G$ (m³/s).

- Hauteur critique :

$$h_c = \frac{q}{\sqrt{2g(p + H_0)}} \quad (8-5)$$

-Hauteur de chute :

$$B = \frac{0.45}{\sqrt{h_c}} - 0.5h_c \quad (8-6)$$

- Longueur :

$$L = 1.5 \sqrt{H_0(P - 0.33H_0)} \quad (8-7)$$

Avec : P : la chute (m).

b- Type de Dimensionnement du regard de chute RC3 :

Regard de chute « RC3 » située sur le collecteur principal « I »

Données de base :

$h = 0,372 \text{ m}$	$P = 1 \text{ m}$
$V = 3.821 \text{ m/s}$	$Q = 0.599 \text{ m}^3/\text{s}$
$D_e = 500 \text{ mm}$	

Les résultats de calcul :

Energie de l'eau à l'entrée :	$H_0 = 1,12 \text{ m}$
Largeur du regard :	$G = 0,75 \text{ m}$
Débit spécifique :	$q = 0.80 \text{ m}^3/\text{s}$
Hauteur critique :	$h_c = 0.124 \text{ m}$
Hauteur de chute :	$B = 1.21 \text{ m}$
Longueur de regard :	$L = 1.26 \text{ m}$

8.3.2-Les ouvrages spéciaux :

8.3.2.1-Les déversoirs d'orage

Un déversoir est un dispositif dont la fonction est d'évacuer les pointes exceptionnelles des débits d'orage vers le milieu naturel. Il permet donc, de décharger le réseau d'une certaine quantité d'eaux pluviales, et par conséquent de réduire les dimensions du réseau aval et de la station d'épuration.

8.3.2.1.1-Emplacement des déversoirs d'orage :

Avant l'emplacement des déversoirs d'orage il faut voir :

- Le milieu récepteur et son équilibre après le rejet des effluents dont il faut établir un degré de dilution en fonction du pouvoir auto épurateur du milieu récepteur.

- Les valeurs du débit compatibles avec la valeur de dilution et avec l'économie générale du projet, c'est à dire rechercher le facteur de probabilité de déversement de façon à limiter la fréquence des lâcheurs d'effluents dans le milieu récepteur.

- La capacité et les surfaces des ouvrages de la station d'épuration pour éviter les surcharges et le mauvais fonctionnement.

- Le régime d'écoulement de niveau d'eau dans la canalisation amont et aval

- Topographie du site et variations des pentes.

Dans notre étude nous avons prévu un déversoir de type latéral tout en long de l'intercepteur pour décharger le réseau à l'aval et éviter la surcharge de la station de relevage qui se trouve à l'aval de l'agglomération, l'emplacement de notre déversoir s'effectue :

- d'après le sens d'écoulement vers la station de relevage, la station de relevage est située dans le même sens que l'écoulement et l'endroit de rejet.

- d'après la topographie, notre zone d'étude a une faible pente.

- d'après le milieu récepteur et son équilibre, les eaux usées ne sont pas trop polluées.

a- Données de base pour le dimensionnement d'un déversoir d'orage

Dans notre étude nous avons prévu un déversoir d'orage, du type latéral qui se trouve à l'amont de l'agglomération sur le tronçon (136-D.O) de l'intercepteur I1 allant vers la station de relevage pour éviter tout risque d'inondation, ainsi, pour assurer la protection du milieu naturel.

Chaque fois que nous prévoyons un déversoir d'orage à un endroit déterminé, il faut connaître en ces points caractéristiques :

- le débit total (le débit pluvial, le débit de temps sec).
- le débit critique.

Ensuite nous devons définir les données concernant les collecteurs, qui sont :

- tenir compte de la pente motrice moyenne,
- diamètres des collecteurs amont et aval,
- les conditions d'écoulement fluvial ou torrentiel,
- charge moyenne disponible pour évacuer l'eau à la décharge.

Le principe de dimensionnement des déversoirs d'orage est basé sur la formule générale de la loi de déversement de Bazin, qui est donnée par :

$$Q = m.L.h_{dév}.\sqrt{2gh_{dév}} \quad (8-8)$$

Avec :

m : coefficient de contraction de la lame déversant qui tient compte de l'écoulement (m=0,37),

L : La longueur du déversoir exprimée en mètres.

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

$h_{dév}$: La hauteur de la lame déversant au-dessus du seuil du déversoir.

b- Dimensionnement du déversoir d'orage type latéral:

Pour notre cas nous optons pour la dilution de trois, c'est à dire, une partie d'eau usée domestique pour deux parties d'eau pluviale. Donc, le débit qui se dirige vers la station de relevage par l'intermédiaire du déversoir d'orage est égal à trois fois le débit de temps sec.

Le débit restant sera rejeté vers le milieu naturel (la mer) par une conduite de décharge. Ce déversoir d'orage se trouve dans la partie ouest de notre zone d'étude. Nous devons avoir les données de base suivantes :

- Diamètre du collecteur d'entrée : $D_e = 1500\text{mm}$
- Débit total à l'entrée : $Q_{pl} = 3.94 \text{ m}^3/\text{s}$
- Débit du temps sec : $Q_{ts} = 0,13\text{m}^3/\text{s}$
- Débit à pleine section du collecteur d'entrée : $Q_{ps} = 5 \text{ m}^3/\text{s}$
- La pente égale à $0,0053\text{m/m}$.

La figure 8.5 montre le schéma simplifié d'un déversoir de tpe latéral.

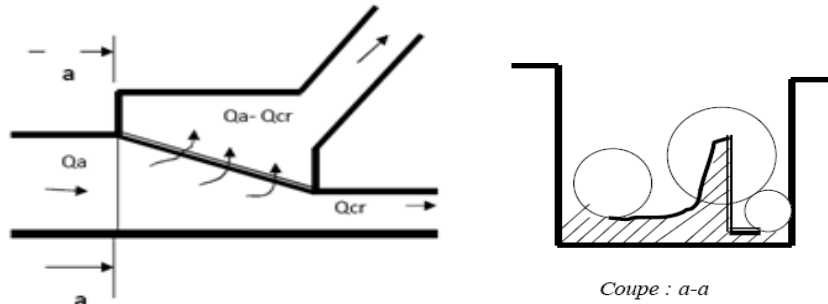


Figure 8.5 : schéma simplifié d'un déversoir d'orage latéral

c-Détermination du temps de concentration :

Pour le calcul du temps de concentration nous devons suivre le chemin hydraulique le plus long qui est donné par le collecteur principal I, II, et l'intercepteur.

Pour notre cas le bassin est urbanisé et comporte une canalisation, donc ce temps est composé de deux temps $t_c = t_1 + t_2$.

$$t_1 = \frac{L}{60.V} \quad (8-9)$$

Avec :

L: la longueur entre deux regards (m).

V: la vitesse d'écoulement (m/s).

Le temps de concentration « t_c » est utile pour :

- le comparer au temps de chute de pluie : si « t » est supérieure ou égal à « t_c » : c'est le débit max.
- connaître les caractéristiques au point de vue écoulement de la surface à drainer.
- calculer le coefficient de retardement nécessaire pour la détermination du débit critique de dimensionnement des ouvrages (ex : déversoirs). Les résultats sont illustrés dans le tableau 8.1 :

Tableau 8.1: Détermination du temps de concentration « t_1 »

<i>tronçons</i>	<i>Longeurs</i>	<i>V (m/S)</i>	<i>t₁</i>	<i>Cumulé</i>
<i>R1-R2</i>	30	3,82	0,13	0,13
<i>R2-R3</i>	30	3,82	0,13	0,26
<i>R3-R4</i>	30	3,82	0,13	0,39
<i>R4-R5</i>	30	3,82	0,13	0,52
<i>R5-R6</i>	30	3,82	0,13	0,65
<i>R6-R7</i>	30	3,82	0,13	0,78
<i>R7-R8</i>	30	3,82	0,13	0,91
<i>R8-R9</i>	30	3,82	0,13	1,04
<i>R9-R10</i>	40	3,82	0,17	1,21
<i>R10-R11</i>	43	4,32	0,17	1,38
<i>R11-R12</i>	30	4,32	0,12	1,50
<i>R12-R13</i>	30	4,32	0,12	1,62
<i>R13-R14</i>	30	4,32	0,12	1,74
<i>R14-R15</i>	30	4,32	0,12	1,86
<i>R15-R16</i>	30	4,32	0,12	1,98
<i>R16-R17</i>	30	4,32	0,12	2,10
<i>R17-R18</i>	30	2,45	0,20	2,30
<i>R18-R19</i>	30	2,50	0,20	2,50
<i>R19-R20</i>	30	2,50	0,20	2,70
<i>R20-R21</i>	30,60	2,53	0,20	2,90
<i>R21-R22</i>	29,48	2,35	0,21	3,11
<i>R21-R106</i>	45,04	2,53	0,30	3,41
<i>R106-R107</i>	30	1,71	0,29	3,70
<i>R107-R108</i>	30	1,71	0,29	3,99
<i>R108-R109</i>	30	1,71	0,29	4,28
<i>R109-R110</i>	30	1,71	0,29	4,57
<i>R110-R111</i>	30	1,71	0,29	4,86
<i>R111-R112</i>	30	1,71	0,29	5,15
<i>R112-R113</i>	30	1,71	0,29	5,44
<i>R113-R114</i>	30	1,71	0,29	5,73
<i>R114-R115</i>	30	1,71	0,29	6,02
<i>R116-R116</i>	30	1,71	0,29	6,31
<i>R116-R117</i>	30	1,71	0,29	6,60
<i>R117-R118</i>	30	2,62	0,19	6,79
<i>R118-R119</i>	30	2,62	0,19	6,98
<i>R119-R120</i>	30,22	3,04	0,17	7,15
<i>R120-R121</i>	29,78	3,06	0,16	7,31
<i>R121-R122</i>	31,04	2,64	0,20	7,51
<i>R122-R123</i>	41,45	2,91	0,24	7,75
<i>R123-R124</i>	27,34	3,33	0,14	7,89
<i>R124-R125</i>	30	3,29	0,15	8,04
<i>R125-R126</i>	30	3,29	0,15	8,19

Tableau 8.1: Détermination du temps de concentration « t₁ » (suite)

<i>tronçons</i>	<i>longeurs</i>	<i>V (m/S)</i>	<i>t₁</i>	<i>cumulé</i>
-----------------	-----------------	----------------	----------------------	---------------

R126-R127	30	3,29	0,15	8,34
R127-R128	30	3,76	0,13	8,47
R128-R129	29,98	1,66	0,30	8,77
R129-R130	30,10	1,27	0,40	9,17
R130-R131	29,81	1,27	0,39	9,56
R131-R132	29,98	1,27	0,39	9,95
R132-R133	30	1,25	0,40	10,35
R133-R134	30	1,23	0,41	10,76
R134-R135	40	1,24	0,54	11,30
R135-R136	47,77	1,25	0,64	11,94
R136-D.O	13,31	1,22	0,18	12,12

On trouve que $t_1=12$ mn et On a pris $t_2=10$ mn

Donc $t_c = 22$ mn.

d- Mode de calcul

1- Le débit total(Q_t) de dimensionnement qui est égal à la somme des débits en temps sec ($Q_{\text{usé}}$) et du débit pluvial (Q_{pl}) :

$$Q_t = Q_{\text{pl}} + Q_{\text{usé}}$$

$$\text{AN: } Q_t = 3,8064 + 0,1384 \quad \text{donc} \quad Q_t = 3,94 \text{ m}^3/\text{s}$$

2-le débit critique :

Le coefficient de retardement (Z) a pour but la diminution des débits pluviaux, cette diminution peut être prise en considération dans le dimensionnement de déversoirs d'orage.

$$Q_{cr} = Z \times Q_t \Rightarrow Q_{cr} = Q_t \left(1 - \frac{t_c}{100}\right)$$

t_c : temps de concentration évalué en fonction de la nature et la structure de la surface à drainer (mn)

Z : le coefficient de retardement.

Q_{cr} :le debit critique

$$\text{AN: } Q_{cr} = 3,94 \times (1 - 22/100) \quad \text{donc} \quad Q_{cr} = 3,07 \text{ m}^3/\text{s}$$

3- Débit de pointe transité vers le collecteur de rejet qui transporte les eaux vers la station de relevage (tenant compte dilution de 3).

$$Q_{st} = (1 + 2) \times Q_{usé}$$

Q_{st}: le débit de la station de relevage.

AN: $Q_{st} = 3 \times 0,1384$ donc $Q_{st} = 0,42 \text{ m}^3/\text{s}$

4-Le débit rejeté vers l'exutoire :

$$Q_{dév} = Q_{cr} - Q_{st}$$

AN: $Q_{dév} = 3,07 - 0,42$ donc $Q_{dév} = 2,65 \text{ m}^3/\text{s}$

5 -la hauteur d'eau correspondant aux débits à l'amont du déversoir (la lame déversée $h_{dév}$).

$$R_Q = \frac{Q_{st}}{Q_{ps}} \quad R_{Q_{cr}} = \frac{Q_{cr}}{Q_{ps}}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} R_Q = 0,08 \\ R_{Q_{cr}} = 0,61 \end{array} \right. \Rightarrow \begin{array}{l} R_h = 0,17 \\ R_{h_{cr}} = 0,58 \end{array} \quad , \quad \begin{array}{l} h_{st} = 0,17 \times 1500 \rightarrow h_{st} = 0,255 \text{ m} \\ h_{tcr} = 0,59 \times 1500 \rightarrow h_{tcr} = 0,885 \text{ m} \end{array}$$

6 -la hauteur déversante :

$$h_{dév} = h_{tcr} - h_{st}$$

Pour éviter le problème de dépôt au niveau de seuil et pour le bon fonctionnement du déversoir, nous supposons que la hauteur du seuil est égale à :

$h_{st} = h_{st} + 20\% \quad h_{st} = 0,306 \text{ m}.$

AN: $h_{dév} = 0,885 - 0,306$ donc $h_{dév} = 0,579 \text{ m}$

7 -La largeur du seuil, déversant (L) :

$$Q_{dév} = m.L.h_{dév} \cdot \sqrt{2.g.h_{dév}} \Rightarrow L = \frac{Q_{dév}}{m \cdot \sqrt{2.g.h_{dév}}^{\frac{3}{2}}}$$

Donc : $L = 3,67 \text{ m}$

Remarque :

Vu la largeur importante nous composons le déversoir d'orage en déversoir type escalier de largeur $L/2=1,84\text{m}$.

-Dimensionnement de la conduite transitant le débit vers la mer

La pente moyenne $l_{\text{moy}} = 3\%$,

D'après le programme de calcul : $D = 1000\text{mm}$.

8.4 -Conclusion :

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

Nous constatons que les ouvrages annexes que nous avons dimensionnés, en l'occurrence le déversoir d'orage permettent de décharger le réseau en envoyant une fraction de débit vers le milieu naturel et l'autre vers la station de relevage, ce qui engendre une diminution notable des diamètres des collecteurs aval.

POSE DE CANALISATION

9.1-Introduction

La pose de canalisation exige tout d'abord le choix d'un tracé déterminé d'une façon adéquate. Une reconnaissance du sol doit être prise en considération afin d'éviter toute contrainte lors de l'exécution des tranchées. Un tracé convenablement choisi doit éviter dans la mesure du possible les surprofondeurs, et notamment les terrains marécageux et de remontée de nappe. Le but de ce chapitre est de dicter les différentes étapes de pose de canalisation.

Après avoir fait le dimensionnement hydraulique de notre réseau d'assainissement, nous trouvons que la réalisation des travaux doit respecter toutes les hypothèses du projet et en particulier celles qui ont conduit au dimensionnement mécanique :

- Largeur de tranchée ;
- Hauteur de couverture ;
- Types de sols ;
- Systèmes de blindage ;
- Profils en long et en travers ;
- Niveau de nappe phréatique.

Il est essentiel que les tuyaux soient posés en files bien alignées et bien nivelées. L'enfouissement des canalisations a pour but de les protéger contre les dégradations extérieures, de conserver la fraîcheur de l'eau et de la mettre à l'abri de la gelée.

9.2- Les actions reçues par les conduites

Les conduites enterrées sont soumises à des actions qui sont les suivantes :

- La pression verticale due au remblai ;
- La pression résultant des charges roulantes ;
- La pression résultant des charges permanentes de surface ;
- La pression hydrostatique extérieure due à la présence éventuelle d'une nappe phréatique ;
- Le tassement différentiel du terrain ;
- Action des racines des arbres.

9.3- Décapage de la couche végétale:

L'opération se fait par un bulldozer sur une couche de 10 cm, le volume V_{cv} de terre décapé est :

$$V_{cv} = b \cdot h_v \cdot L$$

Avec :

V_{cv} : volume de la couche de terre végétale en (m³).

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

h_v : hauteur de la couche ($h=0.1m$)

L : longueur totale des tranchées(m)

Si la tranchée est ouverte sous les voies publiques, le décapage est fait avec soin sans dégradation des parties voisines.

9.4- Principe de pose de canalisations : [11]

Les conduites sont posées généralement en terre, dans une fouille dont le fond a été réglé et nivelé conformément au profil en long définitif de la conduite.

La pose se fait selon les étapes suivantes :

9.4.1- Opérations et précautions d'emboîtement :

Chaque élément doit être posé avec précaution dans la tranchée et présenté dans l'axe de l'élément précédemment posé ; débarrasser les parties à assembler de toute boue, poussière, sable, s'assurer de la position correcte de la bague d'étanchéité.

9.4.2- Profondeur de tranchée : [11]

Prévoir la place nécessaire à la mise en oeuvre du lit de pose. La profondeur de la tranchée doit être de telle manière à éviter toute intercommunication avec les autres conduites. La profondeur est donnée par :

$$H = e + D + h$$

Avec :

H : la profondeur de la tranchée (m)

D : diamètre de la conduite (m)

e : Epaisseur de lit de pose (m)

h : hauteur du remblai au dessus de la génératrice supérieure de la conduite (m).

9.4.3- Fond de fouille : [11]

Le fond doit être débarrassé des roches de grosse granulométrie et des affleurements de points durs, et dressé suivant la pente prévue au projet. La pose de canalisation est conseillée sur un lit de sable de 10 cm, généralement du sable bien nivelé suivant les côtes du profil en long. Le fond des tranchées sera consolidé. Chaque tuyau repose sur deux briques placées sur ce fond .Pour les mauvais terrains nous optons pour des dalles en béton.

9.4.4- La largeur d'ouverture de tranchée

Elle doit être supérieure au diamètre extérieur du tube, augmentée de part et d'autre de 30 cm, soit :

$$B = d + 0,6$$

Avec :

B : largeur de la tranchée (m)

d : diamètre extérieur de la conduite (m)

0,6 m: réserve de part et d'autre de la génératrice extérieure de la conduite

La tranchée peut être rectangulaire ou bien trapézoïdale selon la nature du terrain et la profondeur de la tranchée.

9.4.5- Mise en place des tubes : [11]

Le tube doit être posé dans l'axe de l'élément précédemment déjà posé, emboîté, réaligné éventuellement puis calé, afin d'éviter l'introduction de corps étrangers dans la conduite. Les tubes doivent être posés à partir de l'aval, emboîture dirigée vers l'amont. (Figure 9.1).

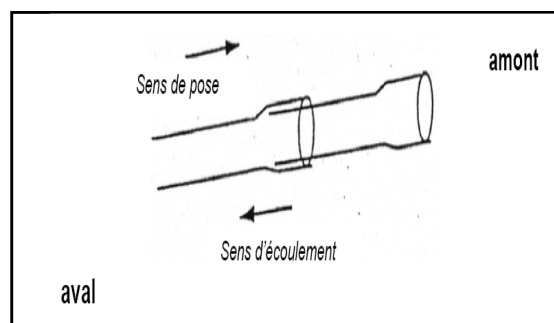


Figure 9.1 : Sens de pose pour une canalisation

9.4.6- Remblaiement de la Tranchée : [11]

Après avoir effectué la pose de canalisations dans les tranchées, nous procédons au remblaiement par la méthode suivante :

- L'enrobage de 10 cm au-dessus de la génératrice supérieure de la conduite.
- Le matériau utilisé est constitué par des déblais expurgés des pierres grossières.
- A l'aide des engins nous continuons à remblayer par des couches successives de 0,25 m compactées l'une après l'autre. Pour cette étape nous utilisons la terre des déblais ; Pour que les conduites résistent aux forces extérieures dues à des charges fixes et mobiles et au remblai il faut choisir des matériaux qui garantissent la résistance à ce dernier.
- Grillage avertisseur : Afin de réduire les risques de heurts des conduites enterrées, il est souhaitable de signaler leur présence dans le sol par un grillage avertisseur de couleur noir et posé 20 à 30 cm au-dessus de l'ouvrage à signaler.

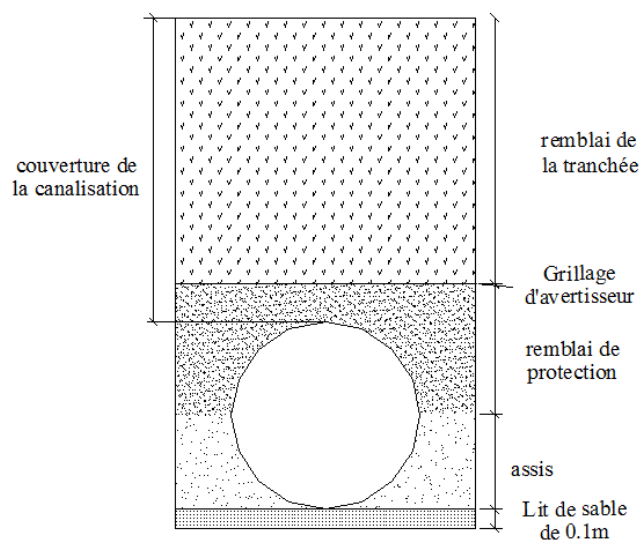


Figure 9.2 : Coupe transversale d'une tranchée

La hauteur des couches est ajustée en fonction de la nature du remblai, de la puissance de l'engin de compactage et de l'objectif de densification. Le compactage de toutes ces couches doit être effectué, dans la mesure du possible, après le retrait des blindages de la hauteur de couche à compacter.

9.4.7- Construction des regards :

Les regards sont généralement de forme carrée, leurs dimensions varient en fonction des conduites circulaires. La profondeur des regards est la différence entre la cote tampon du regard et le site départ de la conduite de ce regard (côte de radier). Dans la plus part des cas nous ajoutons 30cm pour permettre le dépôt des corps solides véhiculés et l'épaisseur varie d'un regard à un autre.



Figure 9.3 : Un schéma d'un regard à construire

9.5-Techniques de pose de canalisation

9.5.1- Technique traditionnelle :

- pelles hydrauliques.
- trancheuses.
- terrassement par aspiration.

9.5.2- Techniques sans tranchées :

C'est une méthode moderne citée dans ce chapitre à titre d'information. Ce type de pose est indiqué pour le franchissement d'obstacles, sans tranchée ouverte et sans perturbation de l'activité de surface. La pose d'une canalisation par forage dirigé, comme le montre la figure 9.6 :

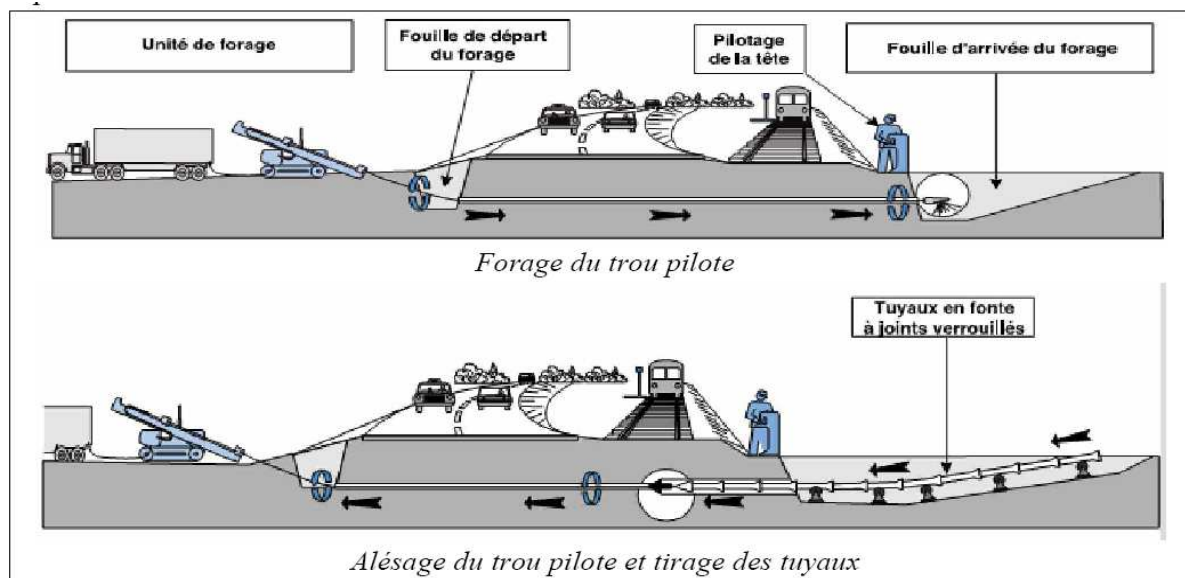


Figure 9.4 : Pose de canalisation sans tranchée

Il est possible de classer les différentes techniques comme suit :

1. fonçage.
2. Chemisage.
3. Ouvrage remplacé sans tranchée par microtunnelage.
4. Ouvrage remplacé sans tranchée par éclatement (tubage): cette technique créant une hétérogénéité de son environnement qui peut être dommageable à son comportement mécanique.

9.6- Pose dans un terrain ordinaire:

-La canalisation est posée dans une tranchée ayant une largeur minimale de 110 cm et une profondeur de façon à recevoir le lit de pose. L'épaisseur du remblai au dessus de la conduite doit être de 80cm minimum. Le fond de la tranchée est recouvert d'un lit de sable d'une épaisseur de 10 à 15cm, convenablement nivelé.

-Dans le cas d'un assemblage des joints, cette tâche doit être faite de préférence en fond de tranchée.

-Pour plus de sécurité, l'essai de pression de conduites et des joints doit toujours se faire avant remblaiement. L'essai consiste en un remplissage de la conduite en eau sous une pression de 1,5 fois la pression de service à laquelle sera soumise la conduite en cours de fonctionnement.

-Le remblaiement doit être fait par couche de 20 à 30cm.



Figure 9.5 : Tranchée ouverte sans blindage

9.7- Choix des engins

Le choix des engins est très important dans la réalisation des travaux. Chaque opération a un engin qui lui convient.

9.7.1- Pour le décapage de la couche de la terre végétale

Nous utilisons le bulldozer où le terrain est très difficile, mais le meilleur engin adopté à ce type de travaux c'est bien la niveleuse.

Utilisation des niveleuses : En plus de son travail de terrassement la niveleuse a des emplois multiples :

- Débroussaillage en terrain léger ne comportant pas des gros arbustes ou de grosses pierres.
- Décapage des terrains végétaux sur une faible épaisseur.
- Creusement ou curage des fossés en inclinant la lame sur le côté, les terres extraites par la lame remontent le long de celle-ci et viennent se déposer en cavalier sur le bord du fossé.

9.7.2 -Pour l'excavation des tranchées

Nous utilisons une pelle équipée en rétro. Les pelles sont des engins de terrassement qui conviennent à tous les types de terrains. Ce sont des engins dont le rôle est l'exécution des déblais et leur chargement.

Ces engins sont très répandus et utilisés à grande échelle grâce à leur bon rendement et à la qualité du travail qu'ils peuvent fournir.

9.7.3- Pour le remblaiement des tranchées

Pour les grands travaux de ce type, l'engin qui convient c'est le chargeur. Les chargeurs : ce sont des tracteurs sur lesquels on monte à l'avant deux bras articulés, actionnés par des vérins et porte un godet.

9.7.4- Pour le compactage

Après les travaux de pose des canalisations, il faut faire le remblayage de la tranchée et le bien compacté. Donc nous avons besoin d'un engin de compactage, et puisque la tranchée a une petite surface nous pouvons utiliser les compacteurs à main.

9.7.5 -Mise en place des conduites

La mise en place des conduites se fait par des engins appropriés « pipelayers».



Figure 9.6 : Mise en place des conduites

9.8 -Devis quantitatif et estimatif

Afin d'avoir une idée sur le coût de réalisation de notre projet, il faut passer par le calcul des 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. Les différentes tâches effectuées par ordre chronologique sont : Travaux de décapage de la terre végétale.

- L'exécution des tranchées.
- Fourniture et pose de lit de sable.
- Fourniture et pose des buses en béton ou en béton armé.
- Construction des regards et des déversoirs d'orage en béton armé.
- Travaux de remblaiement de la tranchée.
- Transport des sols excédentaires.

8.4.1-Détermination des différents volumes :

8.4.1.1-Volume du lit du sable.

$$V_{ls} = B L e$$

V_{ls} : Volume du lit du sable en (m³).

e : Epaisseur de la couche de sable en (m).

B : Largeur de la couche du tronçon en (m).

L : Longueur totale de la tranchée en (m).

8.4.1.2-Volume occupé par les conduites.

$$V_{condt} = L \cdot \pi \cdot D^2 / 4$$

V_{condt} : Volume occupé par les conduites en (m³).

D : Diamètre de la conduite en (m).

8.4.1.3-Volume du remblai.

$$V_r = V_{deb} - [V_{condt} + V_{cv} + V_{ls}]$$

V_r : Volume du remblai en (m³).

8.4.1.4-Volume excédentaire

$$V_{ex} = V_f - V_r$$

V_{ex} : Volume du sol excédentaire en (m³).

V_f : Volume du sol foisonné en (m³).

Tel que : $V_f = V_{deb} \cdot K_f$

K_f : Coefficient de foisonnement dépend de la nature de sol pour notre cas on

a : $K_f = 1,23$.

Remarque :

Tous les calculs de différents paramètres des devis quantitatif et estimatif son représentés dans les tableaux suivants :

Tableau 9.1: paramètres nécessaires pour le calcul du devis des collecteurs principaux

troncons	D	B	H
R1-R2	500	1,1	2,02
R2-RC3	500	1,1	2,17
RC3-R4	500	1,1	2,28
R4-R5	500	1,1	1,69
R5-R6	500	1,1	1,76
R6-R7	500	1,1	1,93
R7-R8	500	1,1	1,95
R8-R9	500	1,1	2,14
R9-R10	500	1,1	2,79
R10-R11	600	1,2	3,22
R11-R12	600	1,2	3,1
R12-R13	600	1,2	2,73
R13-R14	600	1,2	2,55
R14-R15	600	1,2	2,36
R15-R16	600	1,2	2,17
R16-R17	600	1,2	2,07
R17-R18	800	1,4	2,04
R18-R19	800	1,4	2,01
R19-R20	800	1,4	2,03
R20-R21	800	1,4	2,04
R21-R22	800	1,4	2,16
R21-R106	1000	1,6	2,45
R23-R24	800	1,4	1,75
R24-R25	800	1,4	1,79
R25-R26	800	1,4	1,93
R26-R27	800	1,4	2,09
R27-R28	800	1,4	2,01
R28-R29	800	1,4	1,9
R29-R30	800	1,4	1,89
R30-R31	800	1,4	1,88
R31-R22	800	1,4	1,98
R47-R48	500	1,1	1,71
R48-R49	500	1,1	1,71
R49-R50	500	1,1	1,78
R50-R51	500	1,1	1,83
R51-R52	500	1,1	1,9
R52-R53	600	1,2	1,9
R53-R54	600	1,2	1,92
R54-R55	600	1,2	2,59
R55-R56	500	1,1	3,14
R56-R57	500	1,1	2,78
R57-R58	500	1,1	2,2
R58-R59	500	1,1	1,91
R59-R60	500	1,1	1,9
R60-RC61	500	1,1	1,82
RC61-R62	500	1,1	2,86
R62-R46	500	1,1	2,21
R46-R63	800	1,4	1,87
R63-R64	800	1,4	1,89

troncons	D	B	H
R64-R65	800	1,4	2,02
R65-R66	800	1,4	2,04
R66-R67	800	1,4	2,07
R67-R68	800	1,4	2,26
R68-R122	800	1,4	2,51
R32-R33	800	1,4	1,81
R33-R34	800	1,4	1,71
R34-R35	800	1,4	1,71
R35-R36	800	1,4	1,72
R36-R37	800	1,4	1,71
R37-R38	800	1,4	1,7
R38-R39	800	1,4	1,71
R39-R40	800	1,4	1,87
R40-R41	1000	1,6	2,08
R41-R42	1000	1,6	2,11
R42-R43	1000	1,6	2,16
R43-R44	1000	1,6	2,32
R44-R45	1000	1,6	2,54
R45-R46	1000	1,6	2,76
R69-R70	500	1,1	1,92
R70-R71	500	1,1	2,15
R71-R72	500	1,1	2,22
R72-RC73	500	1,1	1,92
RC73-R74	500	1,1	1,99
R74-R75	500	1,1	1,64
R75-R76	500	1,1	1,76
R76-R77	500	1,1	2,04
R77-R78	500	1,1	2,34
R78-R79	500	1,1	2,77
R79-R80	500	1,1	2,93
R80-R81	500	1,1	2,89
R82-R83	500	1,1	1,75
R83-R84	500	1,1	1,84
R84-R85	500	1,1	1,9
R85-R86	500	1,1	1,84
R86-R87	500	1,1	1,7
R87-R88	500	1,1	1,67
R87-R89	500	1,1	1,81
R89-R90	500	1,1	1,87
R90-R91	500	1,1	1,7
R91-R92	500	1,1	1,57
R92-R93	500	1,1	1,57
R93-R94	500	1,1	1,5
R94-R95	500	1,1	1,5
R95-R96	500	1,1	1,66
R96-R97	600	1,2	1,82
R97-R98	600	1,2	1,93
R98-R123	600	1,2	2,12
R99-R100	500	1,1	1,86

Tableau 9.1: paramètres nécessaires pour le calcul du devis des collecteurs principaux (suite)

<i>troncons</i>	<i>D</i>	<i>B</i>	<i>H</i>
R100-R101	500	1,1	1,78
R101-R102	500	1,1	1,68
R102-R103	600	1,2	2,08
R103-R104	600	1,2	2,34
R104-R105	600	1,2	1,92
R105-R133	600	1,2	1,8

Tableau 9.2: paramètres nécessaires pour le calcul du devis des intercepteurs.

<i>troncons</i>	<i>D</i>	<i>B</i>	<i>H</i>
R106-R107	1200	1,8	2,52
R107-R108	1200	1,8	2,55
R108-R109	1200	1,8	2,8
R109-R110	1200	1,8	3,07
R110-R111	1200	1,8	3,36
R111-R112	1200	1,8	3,64
R112-R113	1200	1,8	3,82
R113-R114	1200	1,8	3,9
R114-R115	1200	1,8	3,96
R115-R116	1200	1,8	3,86
R116-R117	1200	1,8	3,41
R117-R118	1000	1,6	3,1
R118-R119	1000	1,6	2,91
R119-R120	1000	1,6	2,64
R120-R121	1000	1,6	2,49
R121-R122	1000	1,6	2,47
R122-R123	1200	1,8	2,58
R123-R124	1500	2,1	2,56
R124-R125	1500	2,1	2,45
R125-R126	1500	2,1	2,44
R126-R127	1500	2,1	2,46
R127-R128	1500	2,1	2,43
R128-R129	1500	2,1	2,42
R129-R130	1500	2,1	2,53
R130-R131	1500	2,1	2,57
R131-R132	1500	2,1	2,62
R132-R133	1500	2,1	2,71
R133-R134	1500	2,1	2,76
R134-R135	1500	2,1	2,93
R135-R136	1500	2,1	2,96
R136-D.O	1500	2,1	2,87
R81-R137	600	1,2	2,94
R137-R138	600	1,2	2,92
R138-R139	600	1,2	2,94
R139-R140	600	1,2	2,98
R140-R141	600	1,2	3,13
R141-R142	600	1,2	3,86
R142-R143	600	1,2	4,13
R143-R144	600	1,2	3,54
R144-R145	500	1,1	4,06
R145-R136	500	1,1	3,32

Tableau 9.3:détermination des différents volumes pour les collecteurs principaux.

tronçon	Profondeur moyenne de la tranchée H	Largeur de la tranchée B	Longueur de la tranchée L	Volme du couche végétale V_v	Volme du Déblais $V_{dé}$	Volume du foisonné déblais	Volume du lit de sable v_{lt}	Volume de la conduite V_{cond}	Volume de du remblai V_r	volum Exedentaire V_{ex}
	m	m	m	m^3	m^3	m^3	m^3	m^3	m^3	m^3
R1-R2	2,02	1,1	30	3,3	66,66	81,99	3,3	5,89	54,17	27,82
R2-RC3	2,17	1,1	30	3,3	71,61	88,08	3,3	5,89	59,12	28,96
RC3-R4	2,28	1,1	30	3,3	75,24	92,55	3,3	5,89	62,75	29,8
R4-R5	1,69	1,1	30	3,3	55,77	68,6	3,3	5,89	43,28	25,32
R5-R6	1,76	1,1	30	3,3	58,08	71,44	3,3	5,89	45,59	25,85
R6-R7	1,93	1,1	30	3,3	63,69	78,34	3,3	5,89	51,2	27,14
R7-R8	1,95	1,1	30	3,3	64,35	79,15	3,3	5,89	51,86	27,29
R8-R9	2,14	1,1	30	3,3	70,62	86,86	3,3	5,89	58,13	28,73
R9-R10	2,79	1,1	40	4,4	122,76	150,99	4,4	7,85	106,11	44,88
R10-R11	3,22	1,2	43	5,16	166,15	204,36	5,16	12,16	143,67	60,69
R11-R12	3,1	1,2	30	3,6	111,6	137,27	3,6	8,48	95,92	41,35
R12-R13	2,73	1,2	30	3,6	98,28	120,88	3,6	8,48	82,6	38,28
R13-R14	2,55	1,2	30	3,6	91,8	112,91	3,6	8,48	76,12	36,79
R14-R15	2,36	1,2	30	3,6	84,96	104,5	3,6	8,48	69,28	35,22
R15-R16	2,17	1,2	30	3,6	78,12	96,09	3,6	8,48	62,44	33,65
R16-R17	2,07	1,2	30	3,6	74,52	91,66	3,6	8,48	58,84	32,82
R17-R18	2,04	1,4	30	4,2	85,68	105,39	4,2	15,08	62,2	43,19
R18-R19	2,01	1,4	30	4,2	84,42	103,84	4,2	15,08	60,94	42,9
R19-R20	2,03	1,4	30	4,2	85,26	104,87	4,2	15,08	61,78	43,09
R20-R21	2,04	1,4	30,6	4,3	87,39	107,49	4,28	15,38	63,44	44,05
R21-R22	2,16	1,4	29,48	4,1	89,15	109,65	4,13	14,82	66,08	43,57
R21-R106	2,45	1,6	45,04	7,2	176,56	217,17	7,21	35,37	126,78	90,39
R23-R24	1,75	1,4	30	4,2	73,5	90,41	4,2	15,08	50,02	40,39
R24-R25	1,79	1,4	30	4,2	75,18	92,47	4,2	15,08	51,7	40,77
R25-R26	1,93	1,4	30	4,2	81,06	99,7	4,2	15,08	57,58	42,12
R26-R27	2,09	1,4	30	4,2	87,78	107,97	4,2	15,08	64,3	43,67
R27-R28	2,01	1,4	30	4,2	84,42	103,84	4,2	15,08	60,94	42,9
R28-R29	1,9	1,4	30	4,2	79,8	98,15	4,2	15,08	56,32	41,83
R29-R30	1,89	1,4	30	4,2	79,38	97,64	4,2	15,08	55,9	41,74
R30-R31	1,88	1,4	30	4,2	78,96	97,12	4,2	15,08	55,48	41,64

Tableau 9.3:détermination des différents volumes pour les collecteurs principaux (suite):

tronçon	Profondeur moyenne de la tranchée H	Largeur de la tranchée B	Longueur de la tranchée L	Volme du couche végétale V_V	Volme du Déblais $V_{dé}$	Volume du foisonné déblais	Volume du lit de sable v_{lt}	Volume de la conduite V_{cond}	Volume de du remblai V_r	volume Exedentaire $V_{éx}$
	m	m	m	m^3	m^3	m^3	m^3	m^3	m^3	m^3
R31-R22	1,98	1,4	30	4,2	83,16	102,29	4,2	15,08	59,68	42,61
R47-R48	1,71	1,1	30	3,3	56,43	69,41	3,3	5,89	43,94	25,47
R48-R49	1,71	1,1	30	3,3	56,43	69,41	3,3	5,89	43,94	25,47
R49-R50	1,78	1,1	30	3,3	58,74	72,25	3,3	5,89	46,25	26
R50-R51	1,83	1,1	30	3,3	60,39	74,28	3,3	5,89	47,9	26,38
R51-R52	1,9	1,1	45	4,95	94,05	115,68	4,95	8,84	75,31	40,37
R52-R53	1,9	1,2	30	3,6	68,4	84,13	3,6	8,48	52,72	31,41
R53-R54	1,92	1,2	30	3,6	69,12	85,02	3,6	8,48	53,44	31,58
R54-R55	2,59	1,2	30	3,6	93,24	114,69	3,6	8,48	77,56	37,13
R55-R56	3,14	1,1	30	3,3	103,62	127,45	3,3	5,89	91,13	36,32
R56-R57	2,78	1,1	30	3,3	91,74	112,84	3,3	5,89	79,25	33,59
R57-R58	2,2	1,1	30	3,3	72,6	89,3	3,3	5,89	60,11	29,19
R58-R59	1,91	1,1	30	3,3	63,03	77,53	3,3	5,89	50,54	26,99
R59-R60	1,9	1,1	50	5,5	104,5	128,54	5,5	9,82	83,68	44,86
R60-RC61	1,82	1,1	30	3,3	60,06	73,87	3,3	5,89	47,57	26,3
RC61-R62	2,86	1,1	30	3,3	94,38	116,09	3,3	5,89	81,89	34,2
R62-R46	2,21	1,1	47,18	5,19	114,69	141,07	5,19	9,26	95,05	46,02
R46-R63	1,87	1,4	30	4,2	78,54	96,6	4,2	15,08	55,06	41,54
R63-R64	1,89	1,4	30	4,2	79,38	97,64	4,2	15,08	55,9	41,74
R64-R65	2,02	1,4	40	5,6	113,12	139,14	5,6	20,11	81,81	57,33
R65-R66	2,04	1,4	30,1	4,214	85,97	105,74	4,21	15,13	62,412	43,33
R66-R67	2,07	1,4	29,9	4,186	86,65	106,58	4,19	15,03	63,248	43,33
R67-R68	2,26	1,4	30	4,2	94,92	116,75	4,2	15,08	71,44	45,31
R68-R122	2,51	1,4	20	2,8	70,28	86,44	2,8	10,05	54,63	31,81
R32-R33	1,81	1,4	30	4,2	76,02	93,5	4,2	15,08	52,54	40,96
R33-R34	1,71	1,4	30	4,2	71,82	88,34	4,2	15,08	48,34	40
R34-R35	1,71	1,4	50	7	119,7	147,23	7	25,13	80,57	66,66
R35-R36	1,72	1,4	30	4,2	72,24	88,86	4,2	15,08	48,76	40,1

Tableau 9.3:détermination des différents volumes pour les collecteurs principaux (suite):

tronçon	Profondeur moyenne de la tranchée H	Largeur de la tranchée B	Longueur de la tranchée L	Volme du couche végétale V_v	Volme du Déblais $V_{dé}$	Volume du foisonné déblais	Volume du lit de sable v_{lt}	Volume de la conduite V_{cond}	Volume de du remblai V_r	volum Exedentaire V_{ex}
	m	m	m	m^3	m^3	m^3	m^3	m^3	m^3	m^3
R36-R37	1,71	1,4	30	4,2	71,82	88,34	4,2	15,08	48,34	40
R37-R38	1,7	1,4	30	4,2	71,4	87,82	4,2	15,08	47,92	39,9
R38-R39	1,71	1,4	30	4,2	71,82	88,34	4,2	15,08	48,34	40
R39-R40	1,87	1,4	30	4,2	78,54	96,6	4,2	15,08	55,06	41,54
R40-R41	2,08	1,6	30	4,8	99,84	122,8	4,8	23,56	66,68	56,12
R41-R42	2,11	1,6	30	4,8	101,28	124,57	4,8	23,56	68,12	56,45
R42-R43	2,16	1,6	30,1	4,816	104,03	127,96	4,816	23,64	70,76	57,20
R43-R44	2,32	1,6	29,9	4,784	110,99	136,52	4,784	23,48	77,94	58,58
R44-R45	2,54	1,6	30	4,8	121,92	149,96	4,8	23,56	88,76	61,2
R45-R46	2,76	1,6	25	4	110,4	135,79	4	19,63	82,77	53,02
R69-R70	1,92	1,1	30	3,3	63,36	77,93	3,3	5,89	50,87	27,06
R70-R71	2,15	1,1	40	4,4	94,6	116,36	4,4	7,85	77,95	38,41
R71-R72	2,22	1,1	45	4,95	109,89	135,16	4,95	8,84	91,15	44,01
R72-RC73	1,92	1,1	30	3,3	63,36	77,93	3,3	5,89	50,87	27,06
RC73-R74	1,99	1,1	30	3,3	65,67	80,77	3,3	5,89	53,18	27,59
R74-R75	1,64	1,1	30	3,3	54,12	66,57	3,3	5,89	41,63	24,94
R75-R76	1,76	1,1	30	3,3	58,08	71,44	3,3	5,89	45,59	25,85
R76-R77	2,04	1,1	30	3,3	67,32	82,8	3,3	5,89	54,83	27,97
R77-R78	2,34	1,1	45	4,95	115,83	142,47	4,95	8,84	97,09	45,38
R78-R79	2,77	1,1	30	3,3	91,41	112,43	3,3	5,89	78,92	33,51
R79-R80	2,93	1,1	30	3,3	96,69	118,93	3,3	5,89	84,2	34,73
R80-R81	2,89	1,1	30	3,3	95,37	117,31	3,3	5,89	82,88	34,43
R82-R83	1,75	1,1	30	3,3	57,75	71,03	3,3	5,89	45,26	25,77
R83-R84	1,84	1,1	30	3,3	60,72	74,69	3,3	5,89	48,23	26,46
R84-R85	1,9	1,1	30	3,3	62,7	77,12	3,3	5,89	50,21	26,91
R85-R86	1,84	1,1	30	3,3	60,72	74,69	3,3	5,89	48,23	26,46
R86-R87	1,7	1,1	30	3,3	56,1	69	3,3	5,89	43,61	25,39
R87-R88	1,67	1,1	30	3,3	55,11	67,79	3,3	5,89	42,62	25,17
R87-R89	1,81	1,1	30	3,3	59,73	73,47	3,3	5,89	47,24	26,23
R89-R90	1,87	1,1	30	3,3	61,71	75,9	3,3	5,89	49,22	26,68

Tableau 9.3:détermination des différents volumes pour les collecteurs principaux (suite):

tronçon	Profondeur moyenne de la tranchée H	Largeur de la tranchée B	Longueur de la tranchée L	Volme du couche végétale V_V	Volme du Déblais $V_{dé}$	Volume du foisonné déblais	Volume du lit de sable v_{lt}	Volume de la conduite V_{cond}	Volume de du remblai V_r	volume Exedentaire V_{ex}
	m	m	m	m^3	m^3	m^3	m^3	m^3	m^3	m^3
R90-R91	1,7	1,1	30	3,3	56,1	69	3,3	5,89	43,61	25,39
R91-R92	1,57	1,1	45	4,95	77,72	95,6	4,95	8,84	58,98	36,62
R92-R93	1,57	1,1	30	3,3	51,81	63,73	3,3	5,89	39,32	24,41
R93-R94	1,5	1,1	30	3,3	49,5	60,89	3,3	5,89	37,01	23,88
R94-R95	1,5	1,1	30,63	3,37	50,54	62,16	3,37	6,01	37,7914	24,37
R95-R96	1,66	1,1	30	3,3	54,78	67,38	3,3	5,89	42,29	25,09
R96-R97	1,82	1,2	30	3,6	65,52	80,59	3,6	8,48	49,84	30,75
R97-R98	1,93	1,2	30	3,6	69,48	85,46	3,60	8,48	53,8	31,66
R98-R123	2,12	1,2	24,42	2,93	62,12	76,41	2,93	6,9	49,36	27,05
R99-R100	1,86	1,1	30	3,3	61,38	75,5	3,3	5,89	48,89	26,61
R100-R101	1,78	1,1	30	3,3	58,74	72,25	3,3	5,89	46,25	26
R101-R102	1,68	1,1	30	3,3	55,44	68,19	3,3	5,89	42,95	25,24
R102-R103	2,08	1,2	30	3,6	74,88	92,1	3,6	8,48	59,2	32,9
R103-R104	2,34	1,2	30	3,6	84,24	103,62	3,6	8,48	68,56	35,06
R104-R105	1,92	1,2	30	3,6	69,12	85,02	3,6	8,48	53,44	31,58
R105-R133	1,8	1,2	34,09	4,09	73,63	90,56	4,09	9,64	55,81	34,75

Tableau 9.4: Détermination des différents volumes pour les intercepteurs

116<6<tronço n	Profondeur moyenne de la tranchée H	Largeur de la tranchée B	Longueur de la tranchée L	Volme du couche végétale V _V	Volme du Déblais V _{dé}	Volume du foisonné déblais	Volume du lit de sable v _{lt}	Volume de la conduite V _{cond}	Volume de du remblai V _r	volum Exedentaire V _{ex}
	m	m	m	m ³	m ³	m ³	m ³	m ³	m ³	m ³
R106-R107	2,5	1,8	30,0	5,4	136,1	167,4	5,4	33,9	91,4	76,0
R107-R108	2,6	1,8	30,0	5,4	137,7	169,4	5,4	33,9	93,0	76,4
R108-R109	2,8	1,8	30,0	5,4	151,2	186,0	5,4	33,9	106,5	79,5
R109-R110	3,1	1,8	30,0	5,4	165,8	203,9	5,4	33,9	121,1	82,9
R110-R111	3,4	1,8	30,0	5,4	181,4	223,2	5,4	33,9	136,7	86,5
R111-R112	3,6	1,8	30,0	5,4	196,6	241,8	5,4	33,9	151,8	89,9
R112-R113	3,8	1,8	30,0	5,4	206,3	253,7	5,4	33,9	161,6	92,2
R113-R114	3,9	1,8	30,0	5,4	210,6	259,0	5,4	33,9	165,9	93,2
R114-R115	4,0	1,8	30,0	5,4	213,8	263,0	5,4	33,9	169,1	93,9
R115-R116	3,9	1,8	30,0	5,4	208,4	256,4	5,4	33,9	163,7	92,7
R116-R117	3,4	1,8	30,0	5,4	184,1	226,5	5,4	33,9	139,4	87,1
R117-R118	3,1	1,6	30,0	4,8	148,8	183,0	4,8	23,6	115,6	67,4
R118-R119	2,9	1,6	30,0	4,8	139,7	171,8	4,8	23,6	106,5	65,3
R119-R120	2,6	1,6	30,2	4,8	127,7	157,0	4,8	23,7	94,2	62,8
R120-R121	2,5	1,6	29,8	4,8	118,6	145,9	4,8	23,4	85,7	60,2
R121-R122	2,5	1,6	31,0	5,0	122,7	150,9	5,0	24,4	88,4	62,5
R122-R123	2,6	1,8	41,5	7,5	192,5	236,8	7,5	46,9	130,7	106,1
R123-R124	2,6	2,1	27,3	5,7	147,0	180,8	5,7	48,3	87,2	93,6
R124-R125	2,5	2,1	30,0	6,3	154,4	189,9	6,3	53,0	88,7	101,1
R125-R126	2,4	2,1	30,0	6,3	153,7	189,1	6,3	53,0	88,1	101,0
R126-R127	2,5	2,1	30,0	6,3	155,0	190,6	6,3	53,0	89,4	101,3
R127-R128	2,4	2,1	30,0	6,3	153,1	188,3	6,3	53,0	87,5	100,8
R128-R129	2,4	2,1	30,0	6,3	152,4	187,4	6,3	53,0	86,8	100,6
R129-R130	2,5	2,1	30,1	6,3	159,9	196,7	6,3	53,2	94,1	102,6
R130-R131	2,6	2,1	29,8	6,3	160,9	197,9	6,3	52,7	95,7	102,2
R131-R132	2,6	2,1	30,0	6,3	165,0	202,9	6,3	53,0	99,4	103,5
R132-R133	2,7	2,1	30,0	6,3	170,7	210,0	6,3	53,0	105,1	104,9
R133-R134	2,8	2,1	30,0	6,3	173,9	213,9	6,3	53,0	108,3	105,6
R134-R135	2,9	2,1	40,0	8,4	246,1	302,7	8,4	70,7	158,6	144,1
R135-R136	3,0	2,1	47,8	10,0	296,9	365,2	10,0	84,4	192,5	172,8

Tableau 9.4:Détermination des différents volumes pour les intercepteurs (suite)

tronçon	Profondeur moyenne de la tranchée H	Largeur de la tranchée B	Longueur de la tranchée L	Volme du couche végétale V_V	Volme du Déblais $V_{dé}$	Volume du foisonné déblais	Volume du lit de sable v_{lt}	Volume de la conduite V_{cond}	Volume de du remblai V_r	volume Exedentaire V_{ex}
	m	m	m	m^3	m^3	m^3	m^3	m^3	m^3	m^3
R136-D.O	2,9	2,1	13,3	2,8	80,2	98,7	2,8	23,5	51,1	47,6
R81-R137	2,94	1,2	50	6	176,4	216,97	6	14,14	190,54	26,43
R137-R138	2,92	1,2	50	6	175,2	215,5	6	14,14	189,34	26,16
R138-R139	2,94	1,2	50	6	176,4	216,97	6	14,14	190,54	26,43
R139-R140	2,98	1,2	50	6	178,8	219,92	6	14,14	192,94	26,98
R140-R141	3,13	1,2	50	6	187,8	230,99	6	14,14	201,94	29,05
R141-R142	3,86	1,2	50	6	231,6	284,87	6	14,14	245,74	39,13
R142-R143	4,13	1,2	50	6	247,8	304,79	6	14,14	261,94	42,85
R143-R144	3,54	1,2	50	6	212,4	261,25	6	14,14	226,54	34,71
R144-R145	4,06	1,1	50	5,5	223,3	274,66	5,5	9,82	233,12	41,54
R145-R136	3,32	1,1	45	4,95	164,34	202,14	4,95	8,84	173,18	28,96

Tableau9.5:Détermination du devis quantitatif et estimatif du projet

N°	Désignation des travaux	Unité	Quantité	Prix Unitaire (DA)	Montant (DA)
A	Travaux de terrassement				
	Décapage de la tranchée	m ³	643	150	96450
	Déblai	m ³	15488	300	4646400
	Pose du lit de sable	m ³	643	1500	964500
	Remblai de a tranchée	m ³	12064	300	3619200
	Evacuation des déblaies excédentaire	m ³	6987	160	1117920
B	Canalisation				
	Fourniture, transport et pose de canalisation				
1	Canalisation en béton				
	D=500mm	ml	1743	2200	3834600
	D=600mm	ml	922	2300	2120600
	D=800mm	ml	890	2500	2225000
2	Canalisation en béton armé				
	D=1000mm	ml	371	7100	2634100
	D=1200mm	ml	372	8000	2976000
	D=1500mm	ml	428	40000	17160000
C	Construction				
1	Construction des regards en béton armé	U	145	35000	5075000
2	Exécution des déversoirs d'orage	U	1	150000	150000
	THT				46619770
	TVA 17%				7925361
	TTC				54545131

9.9-Conclusion :

Dans ce chapitre nous avons définis les différentes solutions et la façon de pose selon le cas rencontré sur chantier et la détermination du coût total du projet pour assurer le bon fonctionnement de notre réseau.

La pose de canalisation doit être d'une manière correcte, c'est à dire avoir une bonne étanchéité de la canalisation.

CONCLUSION GENERALE

Dans cette étude, la présentation du système d'évacuation et son diagnostic, séparatif de son état, ont révélé deux sortes d'anomalies identifiées à savoir :

- Des anomalies liées à l'état vétuste du réseau : des fissurations de nature différente rencontrées mettant certains collecteurs hors d'usage. Des poses de canalisation, hors norme, anormalement confectionnées, ont favorisé des faux branchements notamment.
- Des anomalies liées également au dysfonctionnement hydraulique rendant plus difficile la gestion et l'exploitation du réseau : des infiltrations et des exfiltrations des eaux qui sont source de pollution du milieu naturel et de contamination des conduites d'eau potable posées au voisinage.

Les résultats de diagnostic ainsi mené pour ce réseau ont rendu très difficile le choix des techniques de réhabilitation ainsi que le mode d'opération vu l'encombrement du sous-sol.

Certains collecteurs moins endommagés ont nécessité une simple réhabilitation nous assurant leur reconduction notamment dans les quartiers étroits. D'autres sollicitent un remplacement. Néanmoins ce remplacement s'est propagé dans pas mal de quartiers de la zone urbanisée favorisant ainsi la suppression des faux branchements.

Quelques collecteurs en bon état extérieurement ont manifesté des anomalies internes entravant ainsi les écoulements. Une technique de gainage interne a été adoptée pour ces cas de collecteurs.

Pour plus de sécurité dans la pérennité du réseau, et afin d'y remédier aux problèmes signalés dans le système séparatif, une variante de rénovation et de redimensionnement a été proposée.

Notre objectif, pour une méthode ou une autre, est d'assurer la pérennité des ouvrages pour un fonctionnement hydraulique adéquat du système d'évacuation.

Références Bibliographiques

- [1]BOURRIER, Régis. Les réseaux d'assainissement ,1997.997 p
- [2]GUERREE GOMELLA.Guide d'assainissement dans les agglomérations urbaines et rurales, 1986.237p
- [3]TIDJANI, Abdellatif El-Bari.Réseaux d'assainissement, Département de la formation continue(SEOR) .ORAN. Algérie, 2009. 46 p.
- [4]TIDJANI, Abdellatif El-Bari.Technique d'assainissement, Département de la formation continue(SEOR)ORAN. Algérie., 2009.37 p.
- [5]TOUAIBIA, B. Manuel pratique d'hydrologie. Presse Madani Frères. Blida. Algérie, 2004. 166 p.
- [6]VALIRON,F.Gestion des eaux, Alimentation en eau-Assainissement Presse del'école nationale des ponts et chaussées, 1991.487 p.

Références Web-graphiques

- [7]GARIN, Fabien.Réseaux d'assainissement et envirennement.2009-2010.Ecole des métiers de l'environnement.(Consulté le 5.05.2012).
<http://www.ecole-eme.com>
- [8]Instruction technique relative aux réseaux d'assainissement des agglomérations, 1977. (Consulté le 5 mai 2012).
<http://www.enpc.fr/cereve/HomePages/tassin/hydruritechnique/instruction.pdf>
- [9]Jean, Michel 9 décembre 2003 .Article : les conférences professionnelles à la direction de la recherche au ministère de l'équipement. (Consulté le 13.05. 2012).
- [10]OTE Ingénierie, site internet.(Consulté le 23.052012).
<http://www.ote-ingenierie.com>
- [11]Travaux Publics. 2005. Notre métier : canalisations non visitables.(Consulté le 5.05. 2012).
<http://www.dpsm-rehabilitation.fr>.
- [12]Valentin, Les techniques de réhabilitation, puplie en 1998 par l'AGHTM (Association Générale des hygiénistes et techniciens Municipaux),(Consulté le 13.05. 2012).
<http://www.Valentintp.com/téléchargements/microtunnelier.pdf>



Regard de départ du collecteur PA Ø 1000 B.A



état du regard des eaux pluviales PG



Avant la Pluie



Après la Pluie

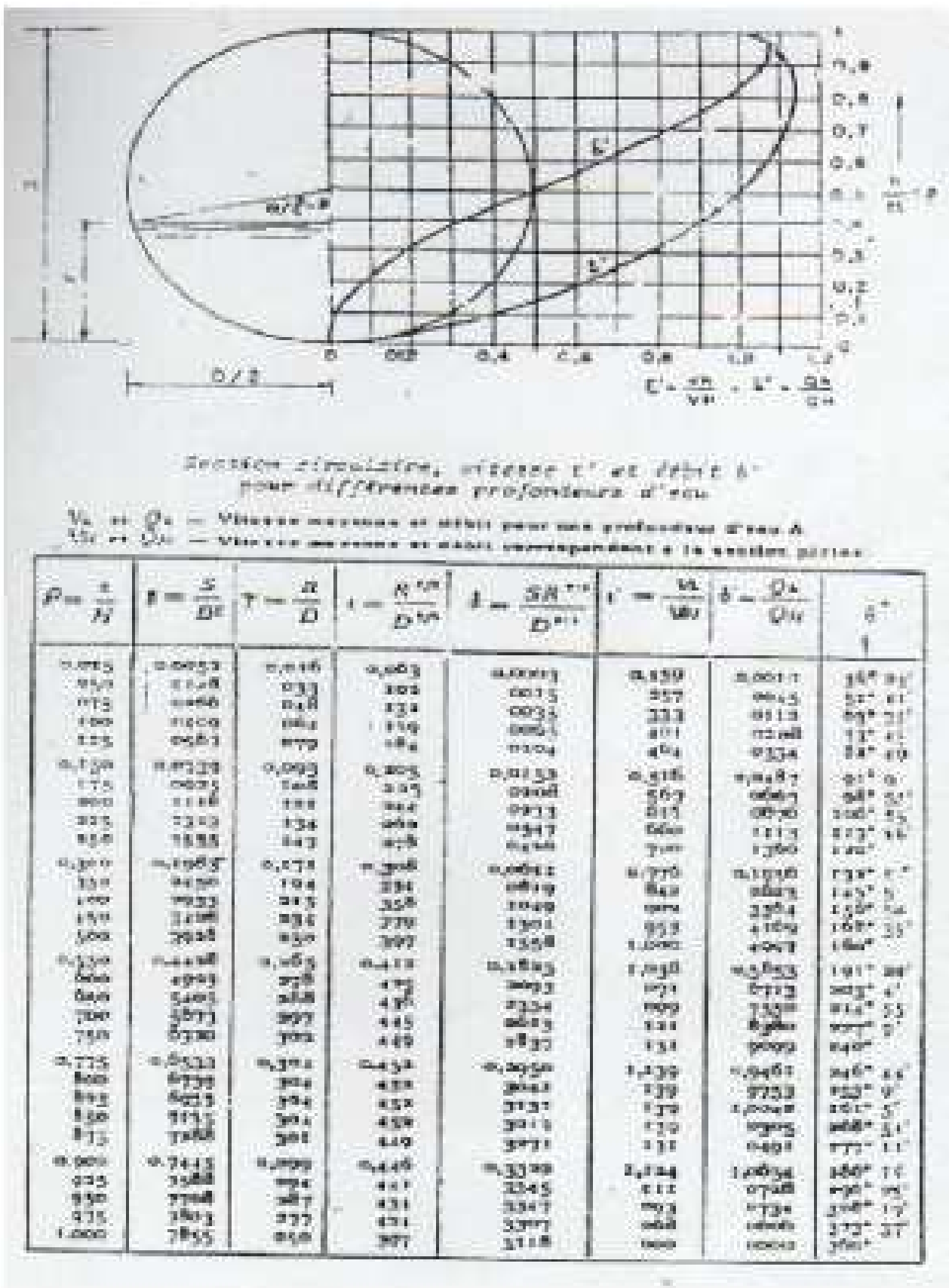
Regard plein de pierres causant un déversement des eaux usées sur la voie publique



Mauvais branchement d'une conduite d'avaloir au regard des EP

Annexe 1 : Photos des regards

Annexe2 : Les rapports R_h , R_v , RQ .



Annexe3 : Coefficient de Manning-strickler (ks).

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