

RÉPUBLIQUE ALGERIENNE DÉMOCRATIQUE ET POPULAIRE
MINISTÈRE DE L'ENSEIGNEMENT SUPÉRIEUR ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE
ÉCOLE NATIONALE SUPÉRIEURE D'HYDRAULIQUE - ARBAOUI Abdelah -

DEPARTEMENT HYDRAULIQUE URBAINE

MEMOIRE DE FIN D'ETUDES

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

Option : Conception des Systèmes d'Assainissement

THEME :

**Réhabilitation Du Réseau D'assainissement De La Zone
Sud-Est De La Ville De Relizane**

W.Relizane

Présenté par :

M^r : LABDI KHALED

DEVANT LES MEMBRES DU JURY

Nom et Prénom	Grade	Qualité
M^r : A.AMMARI	M.C.B	Président
M^{me} : S.BELABES	M.A.A	Examinatrice
M^r : A.MERABTI	Doctorant	Examineur
M^r : A. BOUFEKANE	M.A.A	Examineur
M^{me} : N.CHENITI	M.C.B	Promotrice

Juin 2015

Dedicaces

À travers ce modeste travail, je rends un grand hommage, en signe de respect et de reconnaissance à :

✓ *Mes très chers parents, qui ont cru en moi et pour tous les sacrifices et le soutien moral qu'ils m'ont apporté durant mes études, que Dieu les protège ;*

✓ *Mes très chers frères Tarek, Mohamed et Hichame qui a toujours été là pour m'encourager et m'aider ;*

✓ *mes très chères sœurs qui ont toujours été là pour me soutenir et m'encourager ;*

✓ *Ma femme Hadjira qui ont toujours été là pour me soutenir et m'encourager ;*

✓ *Mes meilleurs amis Sohaibe, Ahmed, Hamza, Oussama, Farouk, Bilal, Rabiaa, Cherif, Sidahmed, Sacher que je ne vous oublierai jamais;*

✓ *À tous mes camarades de classe, promotion 2014/2015 ;*

✓ *Mon promotrice M^{me} N.CHENITI qui ma aidé et soutenu pour accomplir ce travail ;*

✓ *En un mot, à toute ma famille et mes amis qui ont contribué de près ou de loin à ma réussite.*

Labdi Khaled

Remerciements

Ces quelques lignes ne vont jamais exprimer à la juste valeur ma reconnaissance à l'égard de mon promotrice, M^{me} Cheniti.N, pour toute son aide, sa générosité et sa compréhension.

J'exprime mes vifs remerciements aux membres de jury qui m'ont fait l'honneur de juger ce travail :

Je tiens à remercier vivement :

- ✓ M^r A.Ammari, enseignant à l'E.N.S.H, pour son aide et son orientation;
- ✓ M^r. A.Boufekane, enseignante à l'E.N.S.H, pour son aide et ses précieux conseils ;
- ✓ M^{me} S.Belabes, enseignante à l'E.N.S.H, pour son aide;
- ✓ M^r M. Merabti; enseignante à l'E.N.S.H ;
- ✓ M^{me} C.Mazari, enseignante à l'E.N.S.H, pour son aide et ses précieux conseils ;
- ✓ D M^r A. Bensalem; enseignant à l'E.N.S.H, pour ses orientations et ses précieux conseils ;
- ✓ Les membres de la bibliothèque de l'E.N.S.H, pour leurs aides précieuses.

Mes remerciements vont à tous les enseignants de l'École Nationale Supérieure de l'Hydraulique et particulièrement à ceux et celles qui ont contribué à ma formation.

Sommaire

-Introduction générale

page :

Chapitre I : Présentation de la ville de Relizane

I. Introduction	
I.1. OBJECTIFS DE L'ETUDE	1
I.2. LES DONNEES TECHNIQUES FONDAMENTALES.....	2
I.2.1 .Situation géographique de la ville de RELIZANE	2
I.2.2.La zone d'étude	4
I.2.3. Site de la future station d'épuration.....	4
I.2.4. Caractéristiques climatiques	5
I.2.4.1. Température	5
I.2.4.2. Vent	6
I.2.4.3. Précipitations	7
I.2.4.5. Evaporation	8
I.2.4.6. Ensoleillement	9
I.2.5.Aperçu géologique	9
I.2.6.Aperçu géotechnique	11
I.3.situation hydraulique	12
I.3.1. Situation actuelle de l'Alimentation en Eau Potable	12
I.3.2. Réseau d'assainissement	12
I.3.3. Milieu naturel récepteur des eaux usées	13
I.4. Equipements	13
I.4.1- Equipements scolaires	13
I.4.2 -Formation professionnelle	13
I.4.3- Equipements sanitaires	13
I.4.4- Equipements sportifs, culturels et religieuses	13
I.4.5-Station de service	13
Conclusion	14

Chapitre II : Diagnostic du système d'évacuation

Introduction	15
II.1.Objectif de l'étude de diagnostic	16
II.2.Concept du diagnostic du réseau d'assainissement.....	16
II.3. Phases principales d'une étude de diagnostic	16
II .3.1. Recueil et exploitation de données	16
II .3 .2.Reconnaissance approfondie	17
II .3.3.Étude fonctionnelle des bassins versants élémentaires	18
II .3.4. Choix du découpage des sous bassins	18
II.4.diagnostice	18
II.4.1.Causes du dysfonctionnement d'un réseau d'assainissement	18
II.4.2.Conséquences du dysfonctionnement du réseau d'assainissement	19
II.4.2.1.Sur les réseaux d'assainissement	19
II.4.2.2.Sur l'environnement	19
II.4.2.3.Impact des eaux usées	20
II.4.2.4.Les rejets des eaux douces superficielles	20
II.4.2.5.Les différents risques de M.T.H	21
II.4.3.Le contrôle du réseau	22
II.4.4.L'analyse des diverses nuisances dues.....	22
II.4.4.La nature des désordres.....	22
II.5.Description du réseau d'assainissement de la ville.....	23
II.5.1.Etat physique du réseau.....	23
II.5.2.Classification des collecteurs.....	25
II.5.3.Etat des regards	28
II.5.3.Rejets actuels	29
II.5.4.Problématique	30
II.6.Définition des solutions d'assainissement de la zone d'étude	30
II.7.Conclusion	31

Chapitre III : Etude hydrologique

Introduction	32
III.1 Les averses	32
III. 2 Choix de la période de retour	32
III.3 Détermination de l'intensité moyenne de précipitation	33
III.3.1 Analyse des données pluviométriques et choix du type de loi d'ajustement	34
III.3.1.1 Analyse des données statistiques	37
III.3.2 Choix de la loi d'ajustement.....	39
III.3.2.1 Calcul des paramètres de la loi choisie et vérification de son adéquation.....	39
III.3.2.1.1 Ajustement de la série pluviométrique à la loi de Gumbel	39
III.3.2.1.1.1. Résultats de l'ajustement par la loi de Gumbel	41
III.3.2.1.2. Ajustement de la série pluviométrique à la loi de Galton (log normale)	42
III.3.2.1.2.1. résultats de l'ajustement par la loi de Galton.....	43
III.3.2.2. Choix de l'ajustement à adopter.....	45
III.3.2.2.1. Le Test d'adéquation	46
III 3.3 expression de l'intensité maximale journalière de période de retour de 10 ans par la formule de Montanari	48
Conclusion	50

Chapitre IV : Etude préliminaire

Introduction.....	51
IV.1. Situation démographique	51
IV.2. Découpage de l'aire d'étude en sous bassins élémentaires	52
IV.3. Système d'Evacuation des Eaux Usées et des Eaux Pluviales :.....	53
IV.3.1. Système unitaire :.....	54
IV.3.2. Système séparatif :.....	54
IV.3.3. système pseudo séparatif	54
IV.3.4 Système composite	54
IV.3.5 Systèmes spéciaux	54
IV.4. Choix du système d'assainissement	54

IV.5. Différents schémas d'évacuation	58
IV.5 .1.schéma perpendiculaire	58
IV.5 .2.schéma à déplacement latéral.....	58
IV.5 .3. schéma à collecteur transversal ou oblique.....	59
IV.5 .4.schéma à collecteur étagé	59
IV.5 .5.schéma type radial	59
IV.6.Choix du schéma du réseau d'évacuation	60
IV.1.7.Choix du coefficient de ruissellement	60
IV.7.1.Coefficient de ruissellement pondéré dans le temps	61
IV.7.2.Coefficients de ruissellement en fonction de la catégorie d'urbanisation	61
IV.7.3.Coefficient de ruissellement relatif à diverses surfaces	62
IV.7.4 Coefficient de ruissellement en fonction de densité de la population	62
IV.7.5Coefficient de ruissellement en fonction de la zone d'influence	63
IV.8.Calcul du nombre d'habitants pour chaque sous bassin	64
IV..8.1Coefficient de ruissellement pondéré:.....	64
IV.8.2.Calcul de la densité partielle	65
Conclusion	66

Chapitre V : Evaluation des débits à évacuer

Introduction	67
V.1. des Evaluation débits d'eaux usées	67
V.1.1. Nature des eaux usées à évacuer	67
V.1.1.1.Les eaux usées d'origine domestique	67
V.1.1.2.Les eaux des services publics	68
V.1.1.3.Les eaux usées industrielles	68
V.1.2. Estimation des débits des eaux usées	68
V.1.3. Estimation des débits des eaux usées domestiques collecteur	69
V1.3.1. Evaluation du débit moyen journalier	69
V1.3.2. Evaluation du débit de pointe	69
V.2. Évaluation des débits d'eaux pluviales	72
V.2.1 .Méthode rationnelle	72
V.2.1.1. Hypothèses De La Méthode Rationnelle	72
V.2.1.2. Validité De La Méthode Rationnelle	73

V.2.1.3. Temps de concentration	73
V.2.2. Méthode superficielle	73
V.2.2.1. Evaluation de la pente	74
V.2.2.2. Evaluation du coefficient de ruissellement	74
V.2.2.3. Evaluation de l'allongement d'un bassin et évaluation du coefficient correcteur	74
V.2.2.4. Evaluation des paramètres équivalents d'un groupement de bassins	75
V.2.2.5. Validité des formules	76
V.3. Choix de la méthode	76
V. 4. Calcul des débits pluviaux	76
V.4.1. Calcul des coefficients a (f) et b (f).....	76
V.4.2. Calcul des coefficients d'expressions	77
V.5. Procédure d'assemblage	77
Conclusion	81

Chapitre VI : Calcul hydraulique du réseau d'assainissement

Introduction	82
VI.1 Mode de calcul	82
VI.1.1. Détermination de coefficient de Chézy	83
VI.2 Présentation de la variante du schéma directeur actuel	85
VI.3. Dimensionnement du réseau d'assainissement à horizon 2030	86
VI.3.2. Dimensionnement de canal rectangulaire (dalot).....	98
VI.3.2.1. Calcul hydraulique pour les dalots.....	98
1.1. Les paramètres géométriques	98
1.2. Calcul du rayon hydraulique maximal.....	99
1.3. Calcul de la profondeur normal h_n	99
1.4. Calcul de la profondeur critique h_{cr}	99
1.4.1. Méthode graphique	100
1.4.2. Méthode analytique d'AGROSKINE	100
1.5. Calcul de la pente critique.....	101
1.6. Calcul de la ligne d'eau	101
1.6.1. Equation de la surface libre de la ligne d'eau	101
1.6.2. Calcul de la surface d'eau	102
1.7. Dimension.....	103
1.7.1. Tronçon R26-R1122.....	103
Conclusion	106

Chapitre VII : Les éléments constitutifs du réseau d'égout

Introduction	107
VII.1. Les ouvrages principaux.....	107
VII.1.1 Canalisations	107
VII.1.2 Type de canalisation	108
VII.1.2.2 Conduites en béton armé	108
VII.1.2.3 Conduites en amiante-ciment	108
VII.1.2.4 Conduites en grés artificiels	108
VII.1.2.5 Conduites en chlorure de polyvinyle (p.v.c) non plastifié	109
VII.1.2.6 Conduites en PEHD	109
VII.1.2.7 Dalot (Monolithe)	109
VII.1.2.7.1 Monolithe coulé en place	109
VII.1.2.7.2 Monolithe préfabriqué	110
VII.1.2.7.3 Emboitement.....	110
VII.1.2.7.3 Armatures	111
VII.1.3 Choix du type de canalisation	112
VII.1.4 Les joints des conduites en béton armé	113
VII.1.5 Différentes actions supportées par la conduite	115
VII.1.5 .1. Actions mécaniques	116
VII.1.5 .2. Actions statiques	116
VII.1.5 .3.Actions chimiques	116
VII.2. Les ouvrages annexes.....	116
VII.2.1 Les ouvrages normaux	117
VII.2.1.1 Les branchements.....	117
VII.2.1.2 Ouvrages des surfaces	117
A) Ouvrages de collecte et de transport	118
B) Les bouches d'égout	118
VII.2.1.3 Ouvrages d'accès au réseau (les regards)	120
VII.2.2 Les ouvrages spéciaux.....	122
VII.2.2.1 Les déversoirs d'orage.....	122
VII.2.2.1.1 Emplacement des déversoirs d'orage	123
VII.2.2.1.2 Les types des déversoirs	123
VII.2.2.1.3 Dimensionnement des déversoirs d'orage.....	126
VII.2.2.1.3 Dimensionnement de la Dalot transitant le débit vers Oued Mina (Emissaire)...	128
Conclusion	130

Chapitre VIII : Gestion, Entretien et exploitation du réseau

Introduction :	135
VII.1 - La connaissance du réseau :.....	135
VII.2 Surveillance du réseau d'assainissement :.....	135
VII.3 Organisation de l'entretien du réseau :.....	136
VII.3.1 Enlèvement des dépôts :.....	136
VII.3.2 Détection des fuites :.....	136
VII.3.3 Détection des eaux parasites :.....	136
VII.3.4 Entretien des joints :.....	136
VII.3.5 Entretien du réseau non visitables :.....	137
VII.3.6 Travaux spécifiques :.....	137
VII.4 Les tâches de l'exploitant:.....	137
VII.4.1 Connaissance physique et hydraulique des réseaux:.....	138
VII.4.1.1 Connaissance physique du réseau:.....	138
VII.4.1.2 Connaissance hydraulique du réseau:.....	139
VII.4.2 Critères de déclenchement des opérations de curage:.....	140
VII.4.3 Entretien des réseaux:.....	140
VII.5 Réhabilitation des réseaux d'assainissement:.....	141
VII.8 Gestion informatique du réseau :.....	143
VII.9 Recommandations pour la gestion et l'exploitation de notre réseau :.....	143
Conclusion	144

Chapitre IX: Organisation de chantier et devis estimatif

Introduction	
IX.1. Les informations sur les réseaux publics existants	145
IX.2. Exécution des travaux	145
IX.2.1. Vérification, manutention des canalisations	146
IX.2.2. Décapage de la couche végétale	146
IX.2.3. Emplacement des jalons des piquets (piquetage)	146
IX.2.4. L'exécution des fouilles pour les regards et les tranchées.....	146
IX.2.4.1 Pour les collecteurs en terrain naturel.....	147
IX.2.4.1.2 Aménagement du lit de pose	148

IX .2.4.1.3 Mise en place des conduites.....	149
IX .2.4.1.4 Assemblage des conduites	149
IX .2.4.1.5 Essais sur les joints et les canalisations.....	149
IX .2.4.1.6 Remblaiement et compactage de la tranchée	149
IX .2.4.2 Pour les dalots	150
IX .2.4.2.1 Système de manutention et pose	151
1.1 Lit de pose	151
1.2 Pose	151
1.3 Emboitement	152
1.4 Remblaiement	152
IX .2.4.3 Exécution des regards.....	153
IX.2.4.4 Exécution des déversoirs d'orage	155
IX.3. Planification des travaux	155
IX.3.1 .Techniques de la planification	156
IX.3.2 Les étapes de la planification	157
IX.3.2.1 Collection des informations	157
IX.3.2.2 Décomposition du projet	157
IX.3.2.3 Relations entre les tâches	157
IX.3.2.4 Les paramètres de la méthode C.P.M	157
IX.3.2.5 Attribution des durées de chaque opération	158
IX.4 Symbol de differentte opération.....	158
IX.5. Devis quantitatif estimatif.....	160
Introduction	160
IX.5.1 Détermination des différents volumes	160
IX.5.1.1. Volumes des déblais des tranchées « vp ».....	161
X.5.1.2 Volume du découvert « v »	161
IX.5.1.3 Volume occupé par le lit de pose	161
1X.5.1.4 Volume de la conduite « Vc »	161
1X.5.1.5 Volume d'eurobanque tamisée « Ve.t »	161
X.5.1.6 Volume du remblai « VR ».....	162
X.5.2. Détermination du devis estimatif et quantitatif	162
Conclusion	164
Conclusion general	
Bibliographies	
Annexe	

Liste des planches

Planche N°01 : Plan de Masse avec réseaux existant de la zone d'étude ;

Planche N°02 : Plan de Masse avec réseaux projeter de la zone d'étude ;

Planche N°03 : Profil en long du l'Intercepteur CI;

Planche N°04 : Profil en long du canal rectangulaire ;

Planche N°05 : Éléments Constitutifs et Ouvrages Annexes du Réseaux d'assainissement.

ملخص

الهدف من هذه المذكرة هو استخراج الأمور غير السوية من ناحية التطهير على مستوى قنوات صرف المياه بمدينة غليزان، وهذا حتى نتمكن من إجراء عملية التهيئة و تجديد شبكة صرف المياه القذرة و مياه الأمطار. لبلوغ هذا الغرض قمنا كمرحلة أولية بتشخيص شبكة التطهير الموجودة ثم اقتراح شبكة جديدة و منشآت أخرى خاصة تتماشى مع المتطلبات المستقبلية للمنطقة.

RESUME :

L'objectif de notre mémoire consiste à repérer les anomalies en terme d'assainissement au niveau des réseaux d'évacuation d'eau à la ville de Relizane, et c'est ainsi que nous pouvons tenir le processus d'initialisation et renouveler le réseau d'eau usées et pluviales. Pour ce faire, nous avons établi une étape préliminaire qui se résume en un diagnostic du réseau d'essai existant. Puis, proposer un nouveau réseau et autres aménagements particuliers en conformité avec les exigences d'avenir de la région.

ABSTRACT:

The aim of this study is to extract anomalies interns of water purification cannels in Relizane, so that we can hold the initialization processes and expend the network of exchange dirty water and rain water. To achieve this, we have a preliminary stage diagnosis of existing sewerage network, and then propose a new network and other facilities, especially in line with the future region requirements.

Introduction Générale

Introduction Générale :

L'assainissement des eaux usées est devenu un impératif de nos jours. En effet, l'accroissement démographique et l'urbanisation s'accompagnent inévitablement d'une production croissante de rejets polluants, Ceux-ci, dans les pays développés sont collectés dans des réseaux d'assainissement qui les acheminent vers des stations d'épuration où ils subissent des traitements de dépollution. Les effluents résultant de ces différentes étapes peuvent être rejetés dans l'environnement sans dommages. Malheureusement, la situation ne se présente pas de la même façon dans les pays en développement. Dans ces pays, l'insuffisance des réseaux d'assainissement et le non connexion de la majorité de la population à l'égout font qu'on observe des rejets d'eaux usées sans traitement dans le milieu naturel. Cette pratique est susceptible d'entraîner une pollution permanente de l'environnement et des risques épidémiologiques. Dans le District de Relizane, Il y a donc un intérêt à surveiller périodiquement l'état de fonctionnement de ces ouvrages. Or la gestion des réseaux d'assainissement passe par une connaissance de l'existant, des risques technologiques et sanitaires associés à ces infrastructures. C'est dans cette optique que cette étude est menée. Son objectif général consiste à faire l'état des lieux du fonctionnement du réseau d'assainissement dans la partie sud-est de la commune de Relizane. Les différents objectifs spécifiques se résument à effectuer l'inventaire des ouvrages du réseau d'assainissement existant, à évaluer le niveau de connaissance de la population dans le domaine de l'assainissement et à faire des propositions de solutions adéquates.



Chapitre I : présentation de la zone d'étude.

Introduction :

Avant d'entamer n'importe quel projet d'assainissement, l'étude du site est nécessaire pour connaître les caractéristiques physiques du lieu et les facteurs qui influent sur l'élaboration de ce projet, pour cela nous devons disposer de certaines données, notamment les données :

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

La présentation de l'agglomération est une phase importante pour procéder à l'élaboration de l'étude de gestion du système d'assainissement de la ville de Relizane.

I.1. Objectifs de l'étude :

Les objectifs visés par l'étude dans sa globalité se résument comme suit :

- ❖ La connaissance du tracé du réseau d'assainissement actuel, ses caractéristiques géométriques, ses capacités hydrauliques, ses défauts naturels.
- ❖ L'insuffisance d'aujourd'hui et l'extension de demain du réseau actuel.
- ❖ L'insuffisance du réseau se caractérise par sa capacité d'évacuation devenue insuffisante (stagnation des eaux pluviales ou bien son vieillissement (détérioration structurelle).
- ❖ L'extension de la ville conformément aux prévisions urbanistiques du PDAU de la ville de Relizane.
- ❖ Collecte de tous les rejets d'eau domestiques de la zone d'étude (partie Sud-Est de la ville de Relizane) qui se jettent dans l'oued Mina et les acheminer vers la future STEP.

I.2. Les données techniques fondamentales :**I.2.1 .Situation géographique de la ville de RELIZANE:**

La wilaya de RELIZANE est issue, dans ses limites territoriales actuelles de découpage administratif résultant des dispositions du **décret 84/09** du **01/02/1984** relatif à l'organisation territoriale du pays.

Ancienne Daïra de la wilaya de Mostaganem, la commune de RELIZANE est le chef-lieu de la wilaya. La ville de RELIZANE est située sur l'axe ALGER- ORAN, elle se trouve à 300 Km D'ALGER et est proche de 130 Km de la ville d'ORAN.



Figure I.1 : Situation géographique de la wilaya de Relizane.

La wilaya est située au Nord-ouest du pays. Elle est limitée par les wilayas suivantes :

- Au nord par la wilaya de Mostaganem et Chleff.
- Au sud par la wilaya de Mascara et Tiaret.
- A l'ouest par la wilaya de Mascara, Mostaganem.
- A l'est par la wilaya de Chleff, Tiaret et Tissemsilt.

Le Chef lieu de la wilaya est située à **280 km** à l'Ouest de la capitale, Alger.

La wilaya s'étend sur une superficie de **4 851,21 km²**. Et limitée par :

- MOSTAGANEM : 66 Km au Nord de la ville de Relizane
- MASCARA : 65 Km au Sud-Ouest de la ville de Relizane
- TIARET : 95 Km au Sud-Est de la ville de Relizane

- CHLEF 88 Km au Nord-Est de la ville de Relizane
-



Figure I.2 : Limites administratives de la commune de Relizane

La zone d'étude est limitée :

- Au Nord, par la commune de **BEL HACEL**.
- Au Sud, par la commune de **SIDI M'HAMED BENAOUA**.
- Au Nord- Est, par la commune d'**OUED EL DJEMAA**.
- A l'Ouest, par la commune de **MATMAR**

I.2.2.La zone d'étude :

C'est la partie sud-est de la ville de Relizane, la zone occupe une superficie d'environ 260 ha



Figure I.4 : site de la future step

I.2.4. Caractéristiques climatiques :

Les coordonnées de la station météorologique susceptible de représenter notre zone d'étude figurent dans le tableau suivant :

Tableau I.1: Les caractéristiques de la station de référence.

Station	code	X (km)	Y (km)	Z (m)
Relizane	013505	304.25	275.3	75

Source : NRH(Relizane)

Nous précisons que la période de mesure de toutes les caractéristiques climatiques qui vont suivre s'étend de **2001 à 2009 (Source NRH)**.

I.2.4.1. Température :

Nous illustrons dans le tableau ci-dessous les données relatives aux températures enregistrées à la station de Relizane.

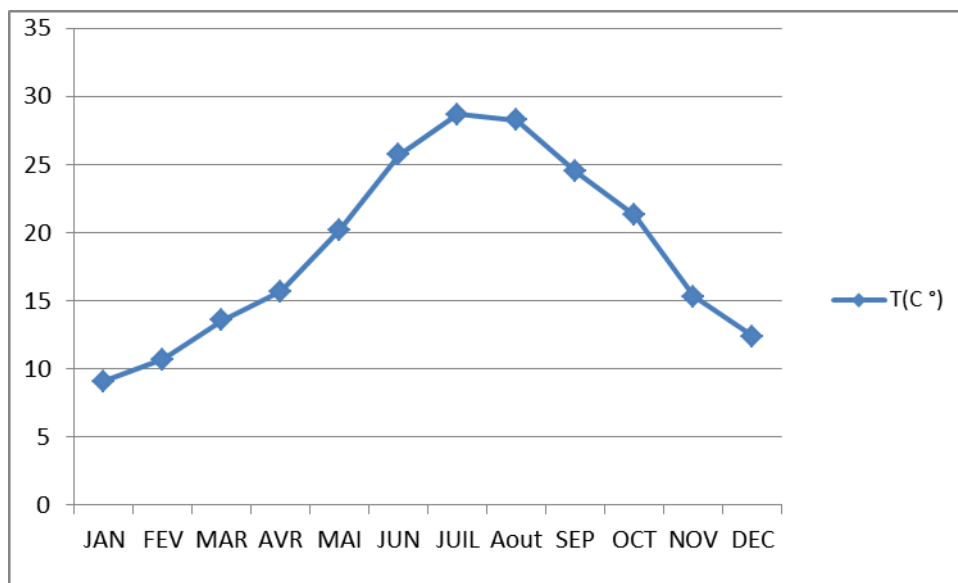
Tableau I.2: Moyenne mensuelle des températures de l'air en °C.

MOI	JAN	FEV	MAR	AVR	MAI	JUN	JUIL	Aout	SEP	OCT	NOV	DEC
T(C °)	9.1	10.7	13.6	15.7	20.2	25.7	28.7	28.25	24.5	21.3	15.3	12.4

Source : NRH

Les valeurs moyennes mensuelles **minimale** et **maximale** correspondant aux mois de janvier (9,1°C) et juillet (28,7 °C).

La température moyenne annuelle est de 18,8 °C.

**Figure I.5 :** Variation des températures moyenne mensuelle**I.2.4.2. Vent:**

Le tableau ci-après montre les variations des vitesses moyennes mensuelles du vent.

Tableau I.3 : Moyenne mensuelle des vitesses du vent:

MOIS	JAN	FEV	MAR	AVR	MAI	JUIN	JUIL	AOU	SEP	OC	NO	DE
VENT (m/s)	2.32	2.59	2.52	2.92	2.97	2.65	2.62	2.80	2.74	2.76	2.78	2.95

Source : NRH

La valeur de la vitesse moyenne mensuelle **maximale** et **minimale** est enregistrée respectivement au mois juin (2,97 m/s) et au mois janvier (2,31 m/s)

La moyenne annuelle de la vitesse du vent est de 2,71m/s.

Les vents dominants soufflent de l'Ouest vers le Sud-Ouest.

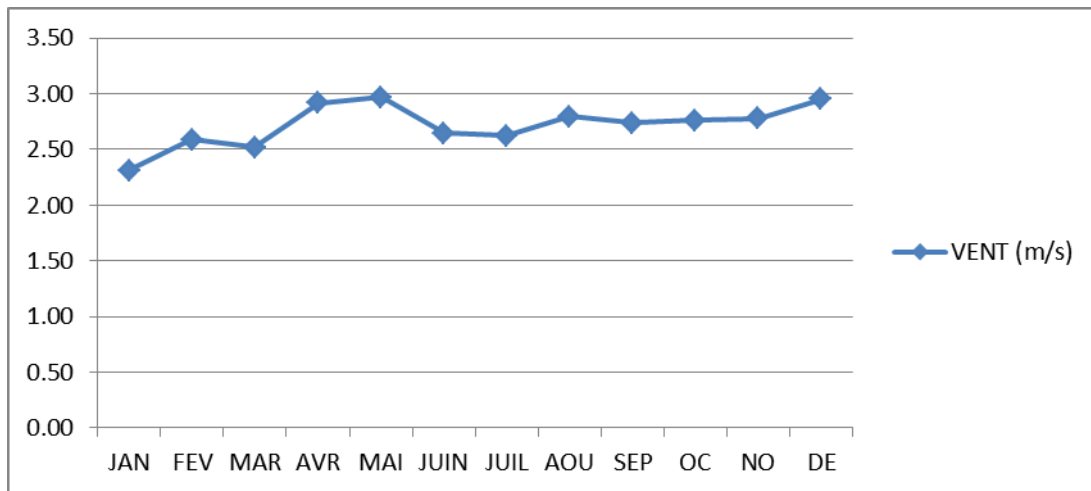


Figure I.6 : Variation des valeurs de vent moyenne mensuelle

I.2.4.3. Précipitations :

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

Tableau I.4 : Précipitation moyenne mensuelle.

MOIS	JAN	FEV	MR	AR	MAIS	JUN	JUIL	AOU	SEP	OC	NOV	DEC
Précipitations (mm)	37.2	34.9	21.7	34	30.6	2.8	1	3.6	14.3	25.4	45.5	42.7

Source : NRH

L'analyse des données pluviométriques montre que la hauteur maximale des précipitations est enregistrée au mois de novembre (45.5 mm), tandis que le minimum est atteint au mois de juillet (1mm), la pluviométrie moyenne annuelle est de l'ordre de 293.44 mm

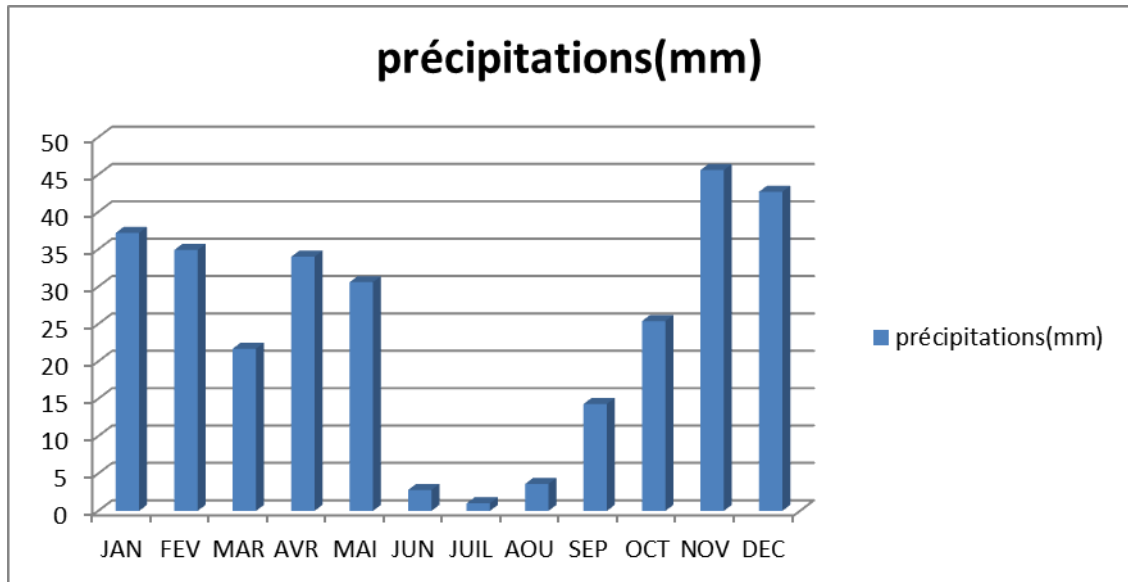


Figure I.7 : Variation de la Précipitations moyenne mensuelle

I.2.4.5. Evaporation:

Les évaporations mensuelles sont représenté dans le tableau suivant

Tableau I.7 : les évaporations mensuelles

MOIS	JAN	FEV	MRS	AVR	MAI	JUIN	JUIL	AOUT	SEP	OCT	NOV	DEC
EVAPORATION (mm)	43.5	46.8	67.5	83.3	124.9	180.3	243.6	210.1	160.6	116	68.9	46.3

Source : NRH

Elle atteint son **maximum** au mois de juillet avec une valeur de 243.62 mm et un **minimum** au mois de janvier avec une valeur de 43,36 mm. La moyenne annuelle de l'évaporation est de : **1392.075** mm.

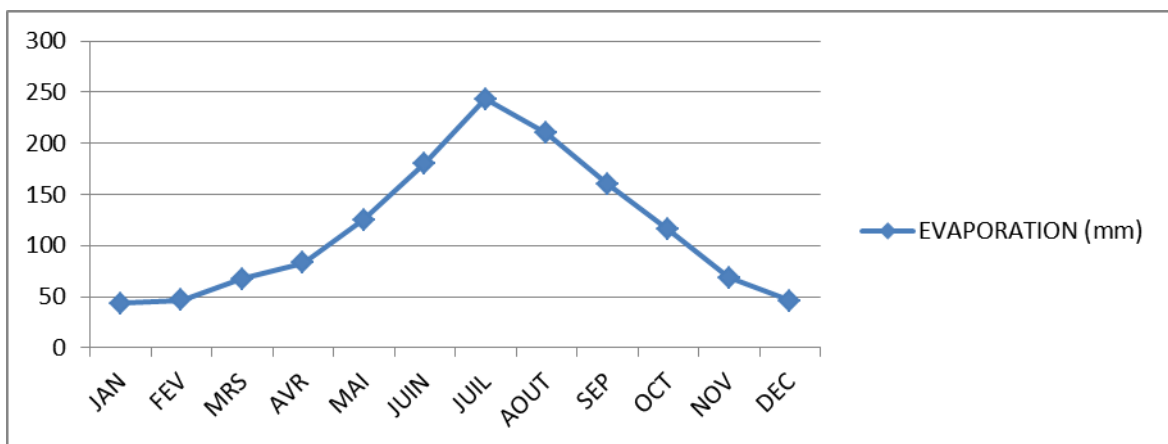


Figure I.9 : Variation de l'évaporation moyenne mensuelle

I.2.4.6. Ensoleillement:

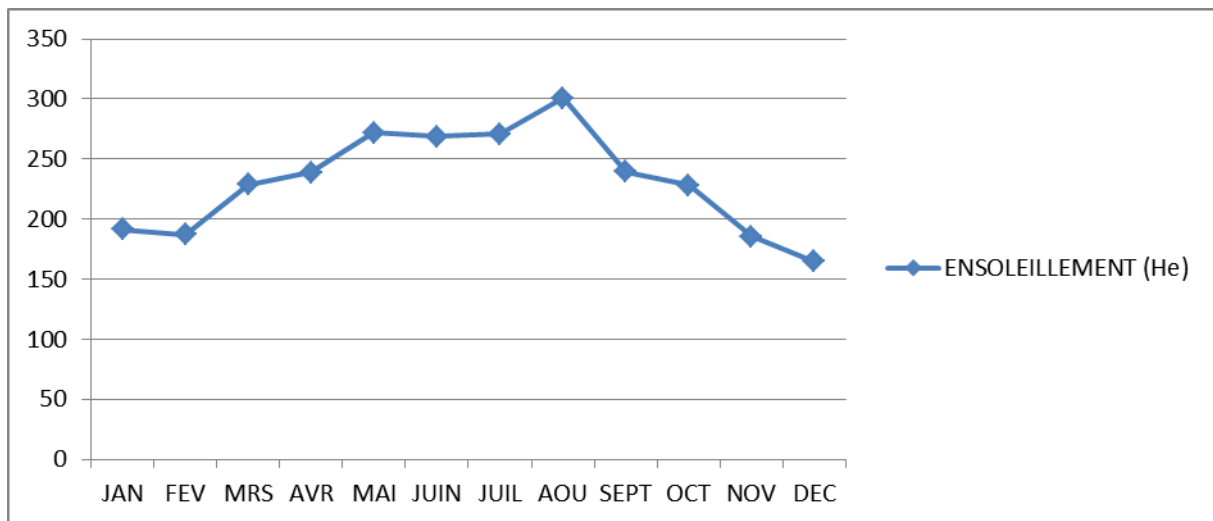
Les Moyennes mensuelles d'ensoleillement sont représenté dans le tableau suivant :

Tableau I.8: Les Moyennes mensuelles d'ensoleillement

MOIS	JAN	FEV	MRS	AVR	MAI	JUIN	JUIL	AOU	SEPT	OCT	NOV	DEC
ENSOL	191.2	187.1	228.6	239	272.2	269	271.1	300.6	239.2	228.2	185.5	164.8

Source : NRH

La valeur moyenne mensuelle **maximale** de l'ensoleillement à été enregistrée au mois de Aout, elle est de l'ordre de 300.6 Heures ; tandis que La valeur moyenne mensuelle **minimale** de l'ensoleillement à été enregistrée au mois de décembre, elle est de l'ordre de 164.8 Heures. La valeur moyenne elle est de l'ordre de **231.39 (heures)**.

**Figure I.10 :** variation de l'ensoleillement moyen mensuel**I.2.5. Aperçu géologique:**

La géologie du sol joue un rôle très important du point de vue économie et stabilité car, elle détermine le mode de réalisation des tranchées et les engins à mettre en place sur chantier. Le périmètre urbain et des parties centrales des bassins versants du secteur d'étude se caractérisent par des formations argileuses sur une assise de marne. L'ensemble du secteur urbain se trouve situé dans une dépression inondable de très faible pente, où se déposent les sédiments, produits de l'érosion hydrique,

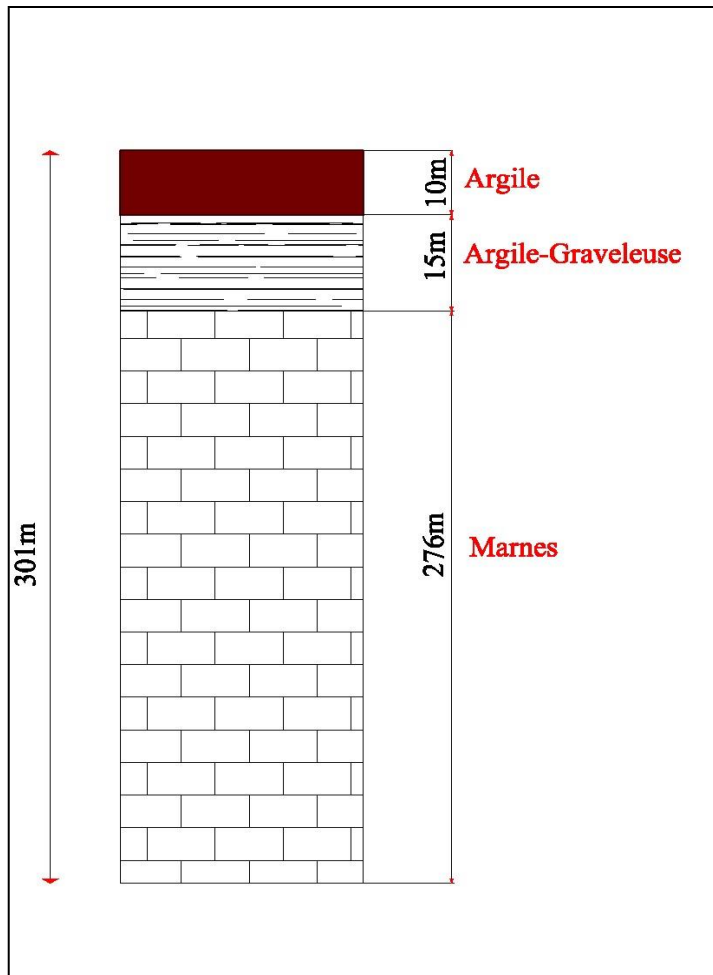
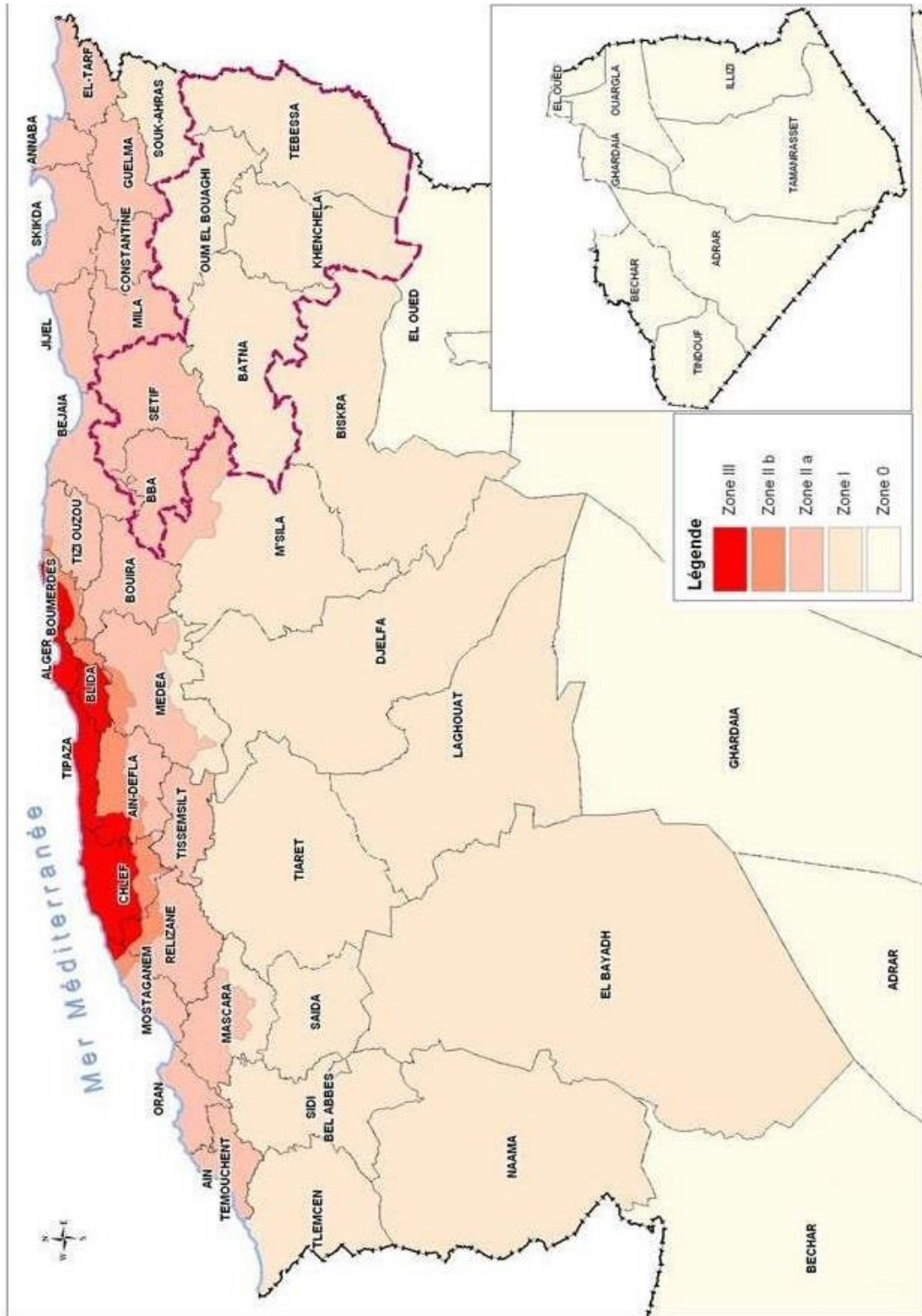


Figure I.11: Schéma représentatif de la litho stratigraphique du sol de la ville de Relizane.

(Source : DRE de Relizane)

I.2.6. Aperçu géotechnique :

La wilaya de Relizane se trouve dans la zone sismique (Zone IIb oued rhiou Nord) et (Zone IIa Relizane centre et Sud). La zone Sud-Est est caractérisée par une sismicité moyenne (Zone Iia).



Source : Règles parasismiques algériennes RPA 99 / Version 2003

Figure I.13: Carte sismique d'Algérie

I.3. situation hydraulique :

I.3.1. Situation actuelle de l'Alimentation en Eau Potable :

Actuellement la ville de **RELIZANE** est alimentée en eau potable à partir du barrage de Sidi M'Hamed Benaouda ; sa capacité est de 245 000 000 m³, la conduite d'AEP amené de diamètre ϕ 800, sa longueur est de 22 KM, l'eau arrive vers la station de traitement située à Castors (existence de deux stations de traitement A et B), le débit de la station A est de 75 l/s et le débit de la station B est de 200 l/s. L'eau est captée et refoulée vers les réservoirs dominant la ville ; (02) réservoirs circulaires de 3000 m³; (02) réservoirs circulaires de 5000 m³; (04) réservoirs carrés de 800 m³ et (02) réservoirs carrés de 200 m³

Actuellement, le débit consommé par la ville de **RELIZANE** est de l'ordre de **15000 m³/j**, soit une dotation journalière de **150 l/hab/j**.

La dotation actuelle, moyen et long terme en eau potable est de **150**

(Source : DRE de Relizane)

I.3.2. Réseau d'assainissement :

❖ La ville de Relizane :

La ville de **RELIZANE** est dotée d'un réseau d'assainissement de type unitaire où 96% de la population est raccordée au réseau d'évacuation.

Les eaux usées domestiques sont rejetées directement dans l'oued SFA qui se jette dans **Oued Mina** où on enregistre 02 rejets.

Actuellement, l'évacuation des eaux usées se fait dans deux collecteurs de diamètre **2 x1200 mm** ; un collecteur coté Est et l'autre côté Ouest, avant qu'elles se déversent dans oued SFA qui rejoint oued MINA en aval d'environ 08 Km du rejet.

❖ La zone d'étude :

Le réseau d'assainissement de la zone d'étude est de type unitaire, et très ancien.

Les eaux usées domestiques sont rejetées directement dans seguias en béton (drain), ces eaux rejoignent l'Oued Mina. Où on enregistre 01 rejet.

Actuellement, l'évacuation des eaux usées se fait dans un collecteur de diamètre **1200 mm**, situé dans le coté Nord-Est de la ville.

Figure I.13: Carte sismique d'Algérie

I.3.3. Milieu naturel récepteur des eaux usées :

Oued **MINA** est le milieu récepteur des rejets d'eaux usées urbaines de la ville, sa longueur est d'environ **10 KM**.

Le flux de pollution susceptible d'arriver au niveau d'oued **MINA** pourrait être énorme ; vue l'immense étendue du bassin versant.

I.4. Equipements :

Les équipements qui caractérisent les activités de la zone d'étude (la partie sud-est de la ville de RELIZANE) sont les suivants :

I.4.1- Equipements scolaires :

Les équipements scolaires sont repartis équitablement sur l'ensemble de la ville.

Suivant les données de la DPAT (Direction de Planification et d'Aménagement du Territoire), Le secteur éducatif de la zone d'étude dispose :

- 07 primaires, le nombre d'élèves est de l'ordre 1505
- 03 CEM (Moyen) dont le nombre d'élèves est de 575

I.4.2 -Formation professionnelle :

- 02 CFPA totalisant 900 places dont 60 en internat.
- 01 société de prestation hôtelière

I.4.3- Equipements sanitaires :

L'infrastructure sanitaire est organisée de façon bien hiérarchisée à partir des éléments suivants : hôpital, Polyclinique, Centre de santé, Salle de soin qui se résument comme suit :

Les équipements sanitaires de la zone d'étude se résument à :

- 1 polyclinique d'une capacité de 10 lits

I.4.4- Equipements sportifs, culturels et religieuses :

La ville de RELIZANE dispose d'une salle du sport.

I.4.5-Station de service :

La ville de RELIZANE possède 01 station d'essence fait le lavage de véhicules.

I.4.6-equipements industriel :

La ville de Zone d'étude possède :

- Hal zone industriel 400 fonctionnaire
- Sonitex 150 fonctionnaire

Conclusion :

Dans cette partie nous avons présenté les données de base nécessaires de la zone d'étude qui représentent l'identité de la d'étude (la zone Sud-Est de la ville de Relizane) servant à l'élaboration du projet d'évacuation des eaux usées et pluviales de notre agglomération. Ces informations recensées permettent de calculer les débits qui serviront pour le dimensionnement du réseau et des ouvrages d'évacuation nécessaires pour un fonctionnement adéquat, fiable et surtout durable qui assure la protection sanitaire de notre agglomération et protège ces milieux récepteurs



Chapitre II : Diagnostic.

Chapitre II : Diagnostic**II. Introduction :**

Ce chapitre consiste à définir les conditions actuelles d'écoulement ainsi que la qualité des eaux usées et pluviales de la ville, afin de proposer un assainissement adéquat jusqu'à l'horizon 2035

Il est envisagé aussi de prendre les mesures qui permettent de créer un milieu sain pour la population concernée. Le secteur affecté par l'étude concerne une population estimée à 36120 habitants.

Conformément aux termes de référence, le présent rapport de ce chapitre est résumé comme suit : diagnostic des installations existantes.

D'après les données et documents fournis par les services techniques, concernant le réseau existant de la ville et les missions de reconnaissance déjà effectuées sur le site, nous établirons une étude antérieure de base, qui permettra ainsi de bien cerner la problématique du réseau existant et de satisfaire une population à desservir jusqu'à l'horizon d'étude 2035.

II.1. Objectif de l'étude de diagnostic:

L'étude du diagnostic nous permet de juger l'état physique ainsi que le fonctionnement hydraulique des réseaux d'assainissement.

Pour cela il faut déterminer les paramètres qui serviront à l'expertise du réseau d'assainissement de la ville à savoir :

- Reconnaissance détaillée des lieux et détermination des zones d'extensions.
- Enquête sur le réseau existant.

II.2. Concept du diagnostic du réseau d'assainissement

Le diagnostic du réseau consiste à évaluer l'état (structure) et le fonctionnement (efficacité hydraulique) d'un réseau d'assainissement, afin d'en améliorer son exploitation et d'envisager les priorités en termes d'investissement et d'intervention nécessaires à sa bonne évolution.

Le diagnostic du réseau se compose de deux parties :

- 1. un diagnostic fonctionnel** : basé sur l'efficacité hydraulique (débits et flux polluants). Il porte sur le transfert sans perte ni dégradation des effluents collectés. Ce diagnostic concerne le bassin versant.
- 2. un diagnostic structurel** : basé sur l'état de la structure. Il porte sur la pérennité des ouvrages et les dommages éventuels susceptibles d'être provoqués par leur dysfonctionnement. Ce diagnostic concerne l'ouvrage (regard, déversoir, poste de relèvement) ou le tronçon de collecteur (défini par deux regards consécutifs).

Il faut relever que ces deux types de diagnostic sont liés. En effet, ils sont complémentaires puisque des problèmes hydrauliques peuvent avoir des conséquences sur la structure, et inversement (exemple : les fissures provoquent des infiltrations qui déstabilisent l'ouvrage par entraînement de fine).

II.3. Phases principales d'une étude de diagnostic :

La démarche à suivre consiste à appliquer d'une manière plus ou moins fine, l'ensemble des techniques d'étude disponible, à travers une méthodologie dont les principales sont les suivantes :

II.3.1. Recueil et exploitation de données :

Le recueil des données nécessite au préalable un scénario d'interventions de manière à ordonner au fur et à mesure de l'avancement du diagnostic. La prise des connaissances et les visites d'ouvrages.

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

On distingue deux sortes de données nécessaires d'une étude de diagnostic :

1-Données de Base :

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

Les données de base sont définies comme :

1- Données relatives à la collecte :

- ❖ Le nombre d'habitants pour chaque sous bassin et leur consommation en eau potable ;
- ❖ La surface totale drainée de chaque sous bassin et ses caractéristiques (degré d'imperméabilisation, intensité des pluies et la pente).

2- Données relatives au réseau et à ses ouvrages annexes (station de relevage, déversoir d'orage, dessaleur, déshuileur, bassin de retenue, bassin d'orage...).

3- Données relatives au traitement.

2-Données d'Orientation :

Elles sont relatives aux conséquences que peuvent avoir les différents dysfonctionnements : impact sur les bâtis et les réseaux voisins, pollution de la nappe, etc....

II .3 .2.Reconnaissance approfondie :

Elle consiste à procéder à une reconnaissance approfondie et détaillée des réseaux et des ouvrages élémentaires ce qui permet de :

- ❖ Quantifier les fuites de pollutions dans le milieu récepteur et les infiltrations vers la nappe, prise dans l'impact des rejets.
- ❖ Le contrôle des rejets non conformes effectué dans les collecteurs et pouvant provoquer les dépôts et à nuire à leur bon fonctionnement et à leur état de bonne conservation.
- ❖ Rechercher l'origine d'éventuelles pollutions toxiques d'origines industrielles, des graisses et des métaux lourds.
- ❖ Vérification de présence de l'H₂S, aux débouchés des conduites de refoulement, car la libération de ce gaz provoque une oxydation et une fermentation de l'H₂SO₄ qui provoquent à son tour une attaque des matériaux constituant les ouvrages d'assainissement.
- ❖ La vérification régulière de l'état des collecteurs et des ouvrages bâtis afin de prévoir les travaux de confortation nécessaire et d'éviter ainsi tout risque d'effondrement pouvant entraîner des accidents et des perturbations de fonctionnement.
- ❖ L'analyse des diverses nuisances est due.
- ❖ A la prolifération possible des rongeurs, notamment dans les zones proches des marchés et abattoirs.

- ❖ Aux mauvaises odeurs dues aux fermentations anaérobies.
- ❖ Aux mises en charge singulières, fugitives ou permanentes, en certains points du réseau, provoquant ainsi des inondations partielles des lieux publics ou privés.

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

II .3.3.Étude fonctionnelle des bassins versants élémentaires :

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

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

II .3.4. Choix du découpage des sous bassins :

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

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

II.4.diagnostic :

II.4.1.Causes du dysfonctionnement d'un réseau d'assainissement :

Sur les réseaux d'assainissement, différents types de défauts peuvent entraîner le dysfonctionnement de ceux-ci :

- les inversions de pente entraînent des poches d'eaux usées ;
- la défaillance du joint d'étanchéité entraîne l'infiltration d'eaux claires dans le réseau et l'exfiltration d'eaux usées ;
- les problèmes de branchements pénétrants liés à un défaut de pose. Ceux-ci réduisent la section de la canalisation principale et entraînent à long terme son obturation ;

- les problèmes de fissuration, de déboîtement, d'effondrement, etc. peuvent apparaître sur les canalisations mal placées ou mal conçues ;
- l'encrassement du réseau dû au transport permanent des eaux polluées ;
- l'érosion, la corrosion et le bouchage ;
- les dépôts de matières (solides, boues, sable, etc.) dans le réseau d'assainissement réduisent considérablement la vitesse d'écoulement des eaux usées.
- détérioration des ouvrages d'assainissement, manque d'étanchéité, la présence de produits toxiques (hydrocarbures, etc.) dans le réseau ou surcharges par temps de pluie.

II.4.2. Conséquences du dysfonctionnement du réseau d'assainissement :

II.4.2.1. Sur les réseaux d'assainissement :

- Les perturbations engendrées peuvent être de nature hydraulique. Dans ce cadre, les collecteurs sont obstrués temporairement ou même progressivement du fait des rejets. Par exemple, le rejet des graisses provenant d'activités agro-alimentaires. En effet, les graisses rejetées chaudes sous forme liquide se refroidissent à l'intérieur du réseau et se solidifient pour former des blocs qui réduisent localement la capacité du réseau.
- D'autres conséquences peuvent être de nature structurelle à cause des rejets acides ou basiques qui attaquent les collecteurs.
- De même, des rejets à haute température (laveries, liquides de refroidissement) augmentent la température dans les collecteurs, ce qui peut accélérer la production du sulfure d'hydrogène (H₂S) qui, en présence d'oxygène de l'air se transforme en acide sulfurique (H₂SO₄) très dommageable aux collecteurs en béton.
- Le risque potentiel de cette attaque acide est la ruine complète de l'ouvrage. Quant à l'inversion de pente, celle-ci entraîne une obturation du réseau d'assainissement. Relativement à l'infiltration d'eaux claires, celle-ci surcharge le réseau et la station d'épuration, ce qui entraîne un surcoût dans le traitement de ces eaux.

Enfin, le dépôt de sédiments dans les ouvrages d'assainissement cause d'énormes difficultés d'écoulement des eaux et bouchent ces ouvrages.

II.4.2.2. Sur l'environnement :

Le dysfonctionnement du réseau d'assainissement peut engendrer le rejet des eaux usées dans l'environnement, notamment dans les hydro-systèmes.

Cela peut causer des déséquilibres écologiques et la dégradation de ceux-ci.

Par exemple, le rejet de matières organiques biodégradables dans un cours d'eau et la dégradation de celles-ci par les microorganismes va entraîner une prolifération de microorganismes et une consommation d'oxygène, ce qui va diminuer sa concentration dans la colonne d'eau. Ainsi, les organismes sensibles au gradient d'oxygène vont migrer.

Quant aux métaux lourds (mercure, chrome, etc.), ceux-ci peuvent avoir des effets sur les espèces aquatiques les plus fragiles.

Ils peuvent également s'accumuler le long de la chaîne trophique et avoir un impact sur l'homme. La présence excessive de nutriments (azote et phosphore) dans les hydro systèmes peut entraîner leur eutrophisation.

Enfin la stagnation des eaux usées et pluviales dans les rues entraîne l'insalubrité, la contamination des sols par la dégradation de leur qualité et la dégradation du cadre de vie.

II.4.2.3. Impact des eaux usées :

Le déversement des eaux usées et pluviales se fait directement dans la cour d'eau sans prétraitement, Aucun des points de rejet ne dispose d'un bassin de décantation, cette situation pose beaucoup des problèmes et il y a même des risques d'apparition de maladies à transmission hydrique

II.4.2.4. Les rejets des eaux douces superficielles :

Les eaux douces superficielles constituant les milieux naturels les plus fréquemment sollicités Pour être l'exutoire des eaux usées.

L'admission des eaux usées dans une rivière provoque une modification des caractéristiques physico-chimique et biologiques d'eau sur une distance plus ou moins grande, en particulière, une Augmentation de la DBO, DCO, la turbidité.

II.4.2.5. Les différents risques de M.T.H:

<p>Maladies hydriques</p> <p>Par contamination virale (poliomyélite, hépatite A.)</p> <p>Par contamination bactérienne (salmonellose, Shigellose, leptospirose.)</p> <p>Par protozoaires (amibiase, giardias.)</p> <p>Maladies liées à la présence d'éléments toxiques pour l'homme</p> <p>Par micropolluants organiques (détergents, pesticides, composés cyclique d'huile lourdes ou goudrons.)</p> <p>Par substances minérales de type métaux lourds (plomb, cadmium, mercure).</p>	<p>Risque pour la santé de l'homme.</p>
<p>Maladies par contamination virales bactériennes</p> <p>Atteindre par effet toxique d'élément agissent seuls ou en synergie (mi-cropolluants organique, minéraux, substances, radioactives.)</p>	<p>Risque pour les être vivant dans le biotope milieu de rejet</p>
<p>Ces risques sont liés à la modification de certain paramètre:</p> <ul style="list-style-type: none"> -physiques, tels température, matière en suspension. -physico-chimiques, tels vitesses dissolution de l'oxygène. -ces paramètre peuvent être modifiés dès le lieu de rejet mais aussi de façon défère à la suite de transformation chimiques de produits déversé. 	<p>Risque de dégradation des écosystèmes aquatiques</p>
<p>Ces difficultés peuvent être rencontré pour corriger les eaux, elles peuvent contraindre soit à sur dimensionnement des technologiques déjà connu (matériels, réactifs) soit à développer de nouvelles technique de remplacements ou superposables.</p>	<p>Risque d'accroissement des difficultés techniques et des coûts pour la correction des eaux prélevés</p>

Tableau II.1 : Résumé sur les risques associe à des eaux résiduaires

II.4.3.Le contrôle du réseau:

Afin d'analyser le fonctionnement des réseaux et d'identifier les causes de dysfonctionnement, l'exploitant est amené à effectuer différents types d'enquête :

- La vérification régulière de l'état des collecteurs et ouvrages bâtis afin de prévoir les travaux confortatifs nécessaires et d'éviter ainsi pour tout risque d'effondrement pouvant entraîner des accidents et des perturbations de fonctionnement.
- La recherche des entrées d'eaux parasites sur le réseau afin d'éviter la surcharge des stations d'épuration, les déversements intempestifs au droit des déversoirs et la pollution du milieu naturelle, exutoire de ces ouvrages.
- Le contrôle des rejets non conformes effectués dans les collecteurs et pouvant provoquer des dépôts (laitance, autres déchets solides etc.) de nature à nuire à leur bon fonctionnement et à leur état de bonne conservation.

II.4.4.L'analyse des diverses nuisances dues:

- A la prolifération possible des rongeurs, notamment dans les zones proches des marchés et abattoirs; encore que ces proliférations ne trouvent souvent leur cause qu'en dehors du réseau, qui ne leur sert que de passage.
- Aux mauvaises odeurs dues aux fermentations anaérobies.
- Aux mises en charge singulières, fugitives ou permanentes, en certaines pointes du réseau, provoquant ainsi des inondations partielles de lieux publics ou privés.

II.4.4.La nature des désordres:

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

- Cavités, effondrements.
- Manque d'étanchéité au droit des joints.
- Fissures sur les canalisations, jointe insuffisante.
- Désalignements, contre-pentes, pente insuffisantes.
- Poinçonnement des regards sur les canalisations : cisaillement.
- Branchement défectueux.
- Dégradations dues à la présence de fluides : cisaillement.
- Branchement défectueux,
- Dégradations dues à la présence de fluides corrosifs, d'émanations gazeuses par transformation des matières organiques entraînant des corrosions chimiques.
- Introduction de racines, obstructions,
- Décantations, stratifications, concrétions.

Si certains de ces désordres peuvent n'être que momentanés, d'autres entraînent à terme des conséquences graves pour l'exploitation des réseaux.

II.5. Description du réseau d'assainissement de la ville:

Les missions de reconnaissance, qui ont été effectuées sur le site par les agents de gestion de la ville, nous ont permis de faire les observations suivantes :

- La ville est dotée d'un réseau d'assainissement unitaire insuffisant.
- Le réseau a été réalisé par étape, au fur et à mesure de l'extension de la ville.
- Le rejet de ces eaux usées se fait actuellement dans le milieu naturel.

II.5.1. Etat physique du réseau:

Le réseau d'assainissement de la zone d'étude est très ancien. Son manque d'entretien et son ancienneté ont conduit à sa dégradation progressive. Il ne pourra pas assainir une population de 36120 habitants à l'horizon 2035.

Les réseaux d'égouts existants sont réalisés en béton. La qualité des composants utilisés tel que le ciment est parfois, en certains tronçons médiocres. Le réseau actuel est très mal entretenu, les observations enregistrées lors des visites d'inspections des collecteurs et des regards de visites et de branchements sont les suivantes :

- Rétrécissement de sections internes de certains tronçons.
- Envasement et dépôt dans les regards de visite et/ ou collecteurs.
- Certaines constructions sont réalisées sur les collecteurs
- Etat dégradé de certaines dalles tampons des regards.
- Branchements d'eau usée non fonctionnels et/ou obstrués
- Une grande partie des regards de visite est enterrée et couverte d'asphalte.
- Le manque d'aération des regards engendre la fermentation et la provocation de gaz toxiques.



- Envasement, rétrécissement de sections internes de certains tronçons



-Envasement et dépôt dans les regards de visite et/ ou collecteurs.

Figure II.1 : Quelques photos qui montrent la situation de réseaux

Principale cause de la dégradation des ouvrages:

D'après les observations faites à l'issue des visites du réseau d'assainissement, les causes provoquant les anomalies, dégâts et défauts de fonctionnement décrites ci-dessus, peuvent être répertoriées selon deux types de phénomènes différents à savoir :

Les phénomènes endogènes et les phénomènes exogènes.

a)- Phénomènes endogènes :

Les causes principales de ces phénomènes endogènes sont :

l'érosion des radiers (décrochement, disparition et affouillement) dû au drainage d'eaux chargées en produits solides et particules de sable à des vitesses élevées dans des collecteurs à forte pente.

Le manque des périodes d'entretien et de nettoyage des collecteurs.

La mauvaise qualité des bétons et des produits de revêtements intérieurs des collecteurs dû à leur âge avancées d'une part et à l'éventualité du non-respect des normes de dosage des agrégats lors de leur mise en œuvre d'autre part.

La dégradation du génie civil des regards de visite.

b)- Phénomènes exogènes :

Les causes principales des phénomènes exogènes sont :

La variation des contraintes statiques et /ou dynamique exercées sur la structure (glissement de terrain, terrassement près des réseaux principaux, tel que remblais non prévu provoquant des surcharges sur la conduite.

Présence possible d'eaux étrangères divers (casse des conduites).

La mauvaise évaluation des poussées latérales ou axiales des sols et des surcharges ponctuelles lors de la réalisation.

Manque d'avaloirs au niveau des branchements qui sont quasiment bouchés.

II.5.2.Classification des collecteurs :

Le réseau d'assainissement de la zone d'étude a été classé en 1 collecteur principal C et 5 collecteurs secondaires (C1, C2, C3, C4, C5).

➤ Analyse et synthèse:

Comme la ville dispose d'un réseau d'assainissement de type unitaire. Les rejets se font en pleine nature à l'Ouest de la ville.

Une analyse détaillée de réseaux (classification des collecteurs et état des collecteurs), nous a permis de conclure ce qui suit :

Le réseau est constitué de buse en béton arme de diamètre variant entre 300 et 1000 mm et de longueur totale de 11356 ml :

Diamètre 300 mm, longueur : 3.151 ml.

Diamètre 400 mm, longueur : 221 ml.

Diamètre 500 mm, longueur : 540 ml.

Diamètre 600 mm, longueur : 4920 ml.

Diamètre 1000 mm, longueur :2533 ml.

❖ Collecteur principal C :

Ce collecteur de diamètre 1000mm avec une linéarité de 2250.71ml qui est destiné à l'assainissement du lotissement de la zone d'étude jetez directe dans le milieu naturel et commence déjà à se détériorer avant même sa mise en service

Vérification de la capacité d'évacuation hydraulique du collecteur principale :

Pour une pente moyenne de 0.5% et un linéaire de 1000ml

On utilise le logiciel canal 21

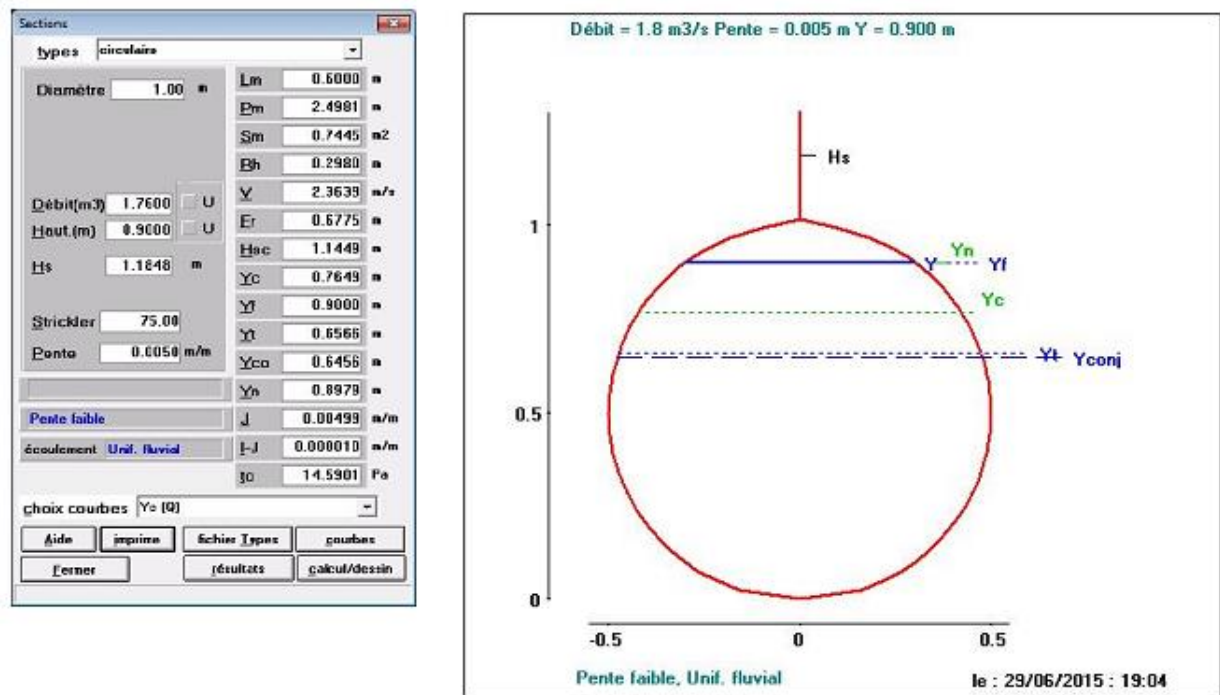


Figure II.2 : Résultats de la simulation de collecteur principale C

Remarque :

Pour un taux de remplissage de 90%, le collecteur Dn1000mm véhicule un débit maximum de 1.76 m³/s avec une vitesse égale à 2.36m/s, ce qui est nettement inférieur au débit de projet qui est de l'ordre de 2.406 m³/s. Par conséquent, et avec un débit additionnel en amont, le débordement est inéluctable.

❖ Collecteur secondaire C1 :

Ce collecteur de diamètre 600mm avec une linéarité de 1577ml, l'ouvrage de tête se trouve au niveau de la Hai Berkane Mohamed. Il se raccorde en aval avec le collecteur principale C de DN1000mm au niveau de cites 100 Logement CNEP.

❖ Collecteur secondaire C2:

Ce collecteur de diamètre 600mm avec une linéarité de 1591ml, l'ouvrage de tête se trouve au niveau de la Hai Benaissa Habib. Il se raccorde en aval avec le collecteur principale C de DN1000mm au niveau de cites 170 Logement dallas.

❖ Collecteur secondaire C3:

Ce collecteur de diamètre 600mm avec une linéarité de 658ml, l'ouvrage de tête se trouve au niveau de l'intersection de la Roue N23 et W4. Il se raccorde en aval avec le collecteur principale C de DN1000mm au niveau de cites 42 Logement OPGI.

❖ **Collecteur secondaire C4:**

Ce collecteur de diamètre 600mm avec une linéarité de 470ml, l'ouvrage de tête se trouve au niveau du début de la rue B. Il se raccorde en aval avec le collecteur principal C de DN1000mm au niveau de l'intersection de la Rue B et la Rue X.

❖ **Collecteur secondaire C5:**

Ce collecteur de diamètre 1000mm avec une linéarité de 283ml, l'ouvrage de tête se trouve au niveau d'Ecole belkhodja. Il se raccorde en aval avec le collecteur principale C de DN1000mm au niveau de de l'intersection de la Rue A et la Rue X.

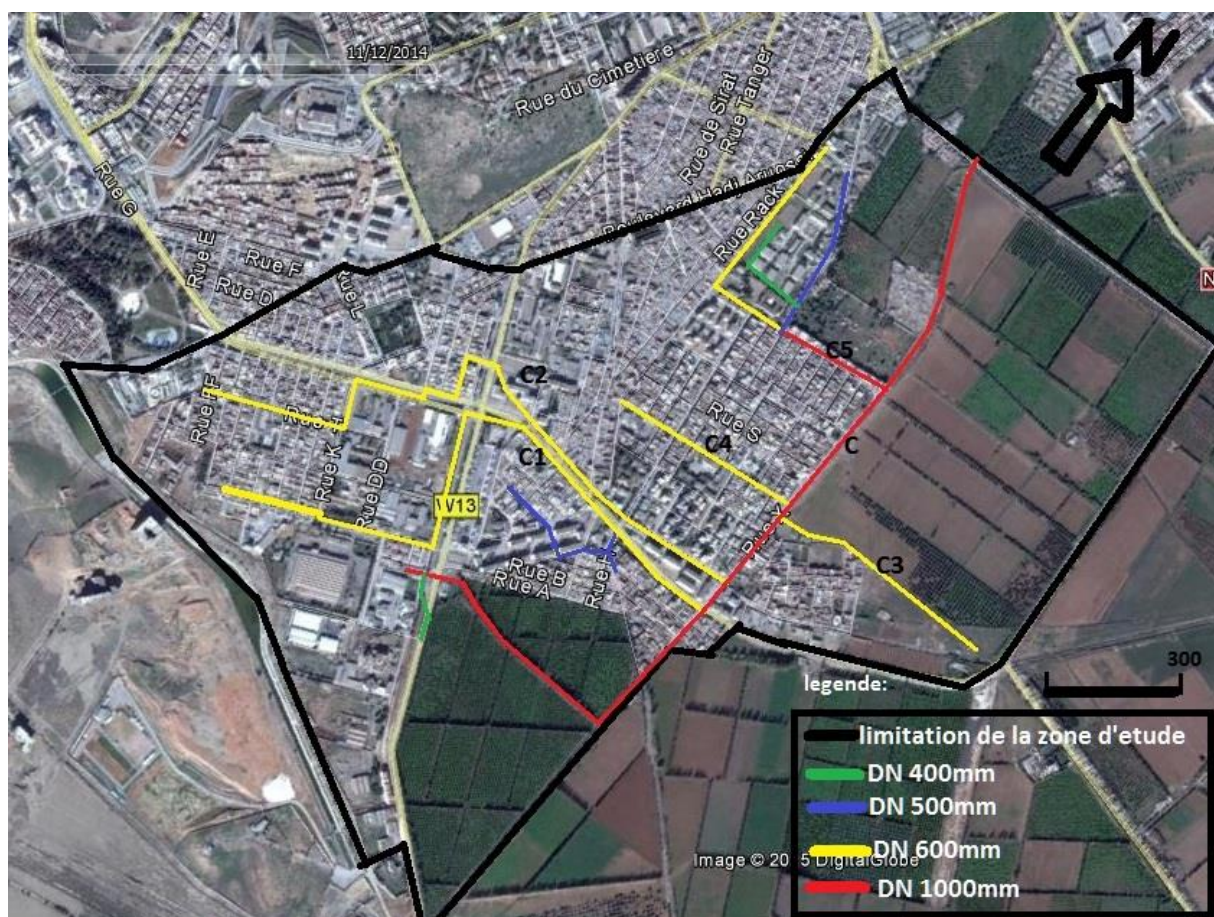


Figure II.3 : limitation de zone d'étude et classification des collecteurs existant

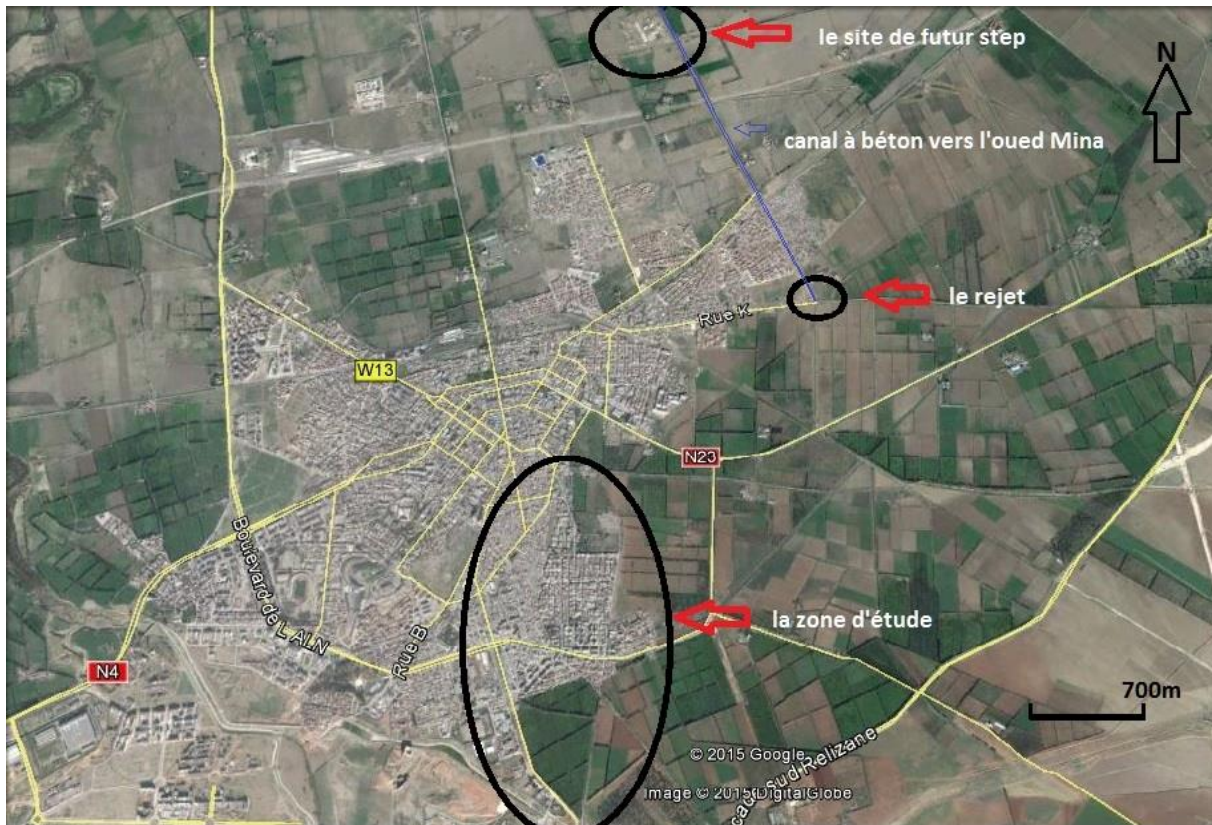


Figure II.4. La situation point de rejet existant et le canal de drainage existant

II.5.3. Etat des regards :

Le réseau d'assainissement de la zone d'étude renferme dans sa totalité 304 regards (tous les regards sont en béton) de type circulaire et carrés. la profondeur varie de 1,4 et 1,8. L'espace entre les regards et de 10 à 80m selon l'emplacement.

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

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



- Des regards sont sous plusieurs couches de goudron ce qui rend l'intervention impossible.

- Etat dégradé de certaines dalles tampons des regards.



- la fermentation et la provocation de gaz toxiques.

Figure II.5. Quelques photos qui montrent la situation des regards

II.5.3.Rejets actuels :

Le système d'assainissement de la zone d'étude comprend un rejet qui se situe à l'extrémité Nord-Est de la ville. Les eaux usées rejetées empruntent par la suite des seguias en béton (drain), ces eaux rejoignent l'Oued Mina.

II.5.4.Problématique :

Après avoir terminé l'analyse des données disponibles sur le réseau d'assainissement de la zone d'étude ainsi que les zones d'extension, on synthétise les conclusions suivantes :

- La zone d'étude est dotée d'un réseau d'assainissement unitaire insuffisant.
- Le rejet de ces eaux usées se fait actuellement dans le milieu naturel.
- Le réseau d'assainissement de la zone d'étude est très ancien. Son manque d'entretien et son ancienneté ont conduit à sa dégradation progressive.
- Les dimensions des collecteurs existant nettement inférieurs au débit de projet. Par conséquent, le débordement est inéluctable.
- L'enfoncement des collecteurs de service dans les collecteurs principaux.
- Le problème des regards non identifiés.
- Le problème des regards qui sont asphaltés (Recouvert par la chaussée).
- Le problème des regards qui ne sont pas munis d'échelles et qui ne comportent pas de tampons.
- Les regards observés sont classés en mauvaise état, y'a des regards conçus en maçonnerie et d'autres en génie civil.
- Cavités et effondrement au droit des joints.
- Désalignement, contre-pentes et pentes insuffisantes.
- Poinçonnement des regards sur les canalisations et cisaillement.
- Branchements défectueux.
- Introduction des racines et obstructions.
- Décantation, stratifications et concrétions.
- Absence de bouches d'égout.
- L'envasement des bouches d'égout.
- Le vol des grilles de bouches d'égout.

II.6.Définition des solutions d'assainissement de la zone d'étude :

Le projet d'assainissement de la zone d'étude comporte un réseau de collecte, de transport, d'interception et d'acheminement vers déversoir d'orage, l'eau pluviale déverser vers le oued et l'eau usée acheminer vers le site de station d'épuration, avant leur rejet dans le milieu récepteur, ou éventuellement leur réutilisation. un points important sont à rappeler :

Le mode d'assainissement actuel (unitaire) s'inscrit parfaitement dans les orientations actuelles.

Pour les solutions de tracés de collecteurs d'eaux usées et pluviales :

- ❖ Solutions de renforcement du réseau existant.
- ❖ Protection du centre contre les apports extérieurs.
- ❖ Collecte, transport et évacuation des eaux usées des zones d'extension et des zones non encore assainies.
- ❖ Solutions de sites d'épuration pour les eaux usées.
- ❖ Transfert et rejet les eaux pluviales dans le milieu récepteur.

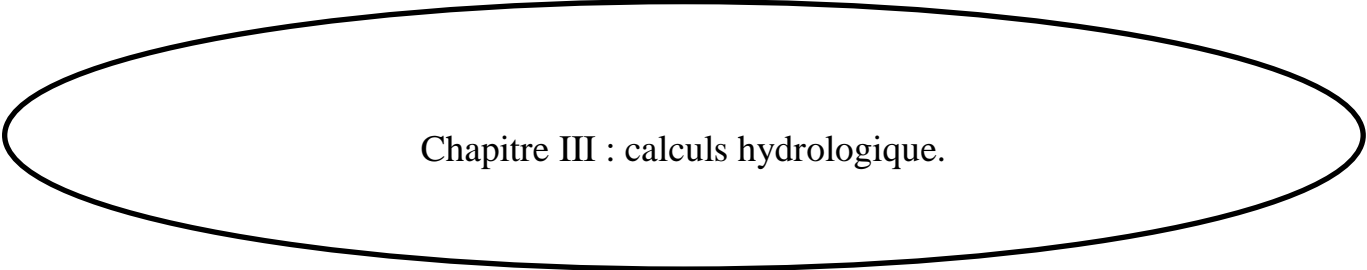
II.7.Conclusion:

L'étude de diagnostic nous a permis de faire une mise au point sur l'état et les conditions d'exploitation et le fonctionnement du réseau existant.

Les techniques de réhabilitations sont nombreuses leur choix est fonction des caractéristiques du réseau (nature, matériau, de l'importance et de la fréquence des désordres de structure). Le procédé choisi devra également tenir compte de critères économiques...etc.

A cet effet, un schéma directeur du réseau d'assainissement de la zone d'étude sera présenté au prochain chapitre. Ce schéma directeur tiendra compte de toutes les observations et les remarques faites dans ce chapitre et également des paramètres urbanistiques pour les l'horizon 2035.

Nous pouvons conclure ainsi que le réseau d'assainissement de la zone d'étude est en mauvais état, sa réhabilitation, sa rénovation et son extension sont impératives.



Chapitre III : calculs hydrologique.

Chapitre III : Calculs Hydrologique

Introduction :

Hydrologie, science qui a pour objet l'étude de l'eau et de sa circulation sur la surface de la terre.

L'hydrologie étudie l'eau sous ses trois états (liquide, solide, gazeux) : l'eau liquide s'évapore, la neige se sublime ou retourne à l'état liquide, la vapeur d'eau se condense et les précipitations tombent en pluie ou en neige qui alimentent les cours d'eau et les glaciers. Ces derniers s'écoulent à la surface des continents et ramènent l'eau à l'océan.

L'hydrologie est une science particulière car elle regroupe plusieurs sciences fondamentales très diversifiées et à pour but général de répondre aux problèmes concernant la ressource en eau. L'hydrologie offre à l'ingénieur des outils d'inventaire et d'analyse des données pour répondre à des besoins soit sur le plan de la conception des éléments d'un aménagement ou sur celui de l'exploitation des systèmes.

Etant donné que le réseau d'assainissement doit pouvoir évacuer aussi bien les eaux usées domestiques que pluviales, il est important de connaître les quantités d'une manière assez rigoureuse. Si les eaux usées découlent directement de la quantité consommée, les eaux pluviales ne sont connues qu'après avoir fait une étude hydrologique appropriée qui permettra d'estimer les débits de ruissellement.

III.1 Les averses :

Ce sont des pluies subites et abondantes, généralement de courte durée qui varie d'une minute à plusieurs heures. Les averses sont caractérisées par un volume important et une forte intensité par unité de temps, exigeant ainsi, un système de drainage efficace. ^[1]

III. 2 Choix de la période de retour :

La période de retour est le temps que met une averse d'une intensité donnée pour se manifester. Une pluie de période de retour de 10 ans est une pluie qui peut se manifester une fois tous les 10 ans. Pour les projets d'assainissement, nous optons généralement pour une pluie décennale. Le choix de la période de retour est le résultat d'un compromis entre le coût du réseau d'égout, l'entretien et la protection de ce dernier contre les risques auxquels il est exposé et ceux qu'il risque de provoquer en cas d'insuffisance.

III.3 Détermination de l'intensité moyenne de précipitation :

En hydrologie urbaine, l'ingénieur hydrologue est appelé à avoir des données spécifiques au projet étudié, mais dans certaines conditions il est rare de recourir à des données spécifiques. C'est la raison pour laquelle on est contraint à réunir une information de base la plus complète possible, pour aider à analyser par la statistique les événements pluvieux tout en identifiant leurs paramètres.

Lors de l'étude d'une averse, il convient de déterminer les intensités moyennes maximales qui se définissent par rapport à la hauteur d'eau tombée pendant une durée t , soit :

$$i_m = \frac{h}{t} \dots\dots\dots(\text{III.1})$$

i_m : intensité moyenne en mm/h.

h : hauteur de pluie tombée pendant la durée t en m.

Pour le calcul de l'intensité, on doit :

Analyser les données pluviométriques et faire le choix du type de loi à laquelle il faut ajuster nos résultats.

Calculer les paramètres de la loi choisie et vérifier son adéquation.

Calculer la valeur de l'intensité moyenne de précipitation. ^[1]

La station de Relizane est prise comme station de référence, son identification est présentée dans le tableau III.1.

Tableau III-1 : Identification de la station de Relizane.

Station	code	X (km)	Y (km)	Z (m)	période d'observation	Nbre d'année
Relizane	013505	304.25	275.3	75	1968 à 2007	39

Source ANRH (Relizane)

Le traitement statistique des données pluviométriques consiste à déterminer non seulement les caractéristiques empiriques de la série de précipitations maximales journalières, mais aussi son quantile de période de retour de 10ans.

La série d'observation de précipitations maximales journalières est donnée dans le tableau suivant

Tableau III.2. Série d'observation de précipitations maximales journalières

N	Année	Pjmax (mm)	N	Année	Pjmax (mm)
1	1968-1969	107.52	21	1988-1989	62.8
2	1969-1970	131,04	22	1989-1990	48,1
3	1970-1971	90,1	23	1990-1991	86,6
4	1971-1972	77,1	24	1991-1992	62,6
5	1972-1973	86,1	25	1992-1993	57,3
6	1973-1974	119,8	26	1993-1994	51,7
7	1974-1975	86,3	27	1994-1995	56,9
8	1975-1976	65,3	28	1995-1996	113,9
9	1976-1977	52,8	29	1996-1997	97,00
10	1977-1978	76	30	1997-1998	70,06
11	1977-1979	98,2	31	1998-1999	56,46
12	1979-1980	96,4	32	1999-2000	78,2
13	1980-1981	109,6	33	2000-2001	105,2
14	1981-1982	48,8	34	2001-2002	85,9
15	1982-1983	118,7	35	2002-2003	54,8
16	1983-1984	59,1	36	2003-2004	76,4
17	1984-1985	57,1	37	2004-2005	72,4
18	1985-1986	73,3	38	2005-2006	84,00
19	1986-1987	53,4	39	2006-2007	93,3
20	1987-1988	71,6			

Source : station (RELIZANE)

III.3.1 Analyses des données pluviométriques et choix du type de loi d'ajustement :**III.3.1.1 Analyse des données statistiques :**

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

Nous prenons comme base de calcul la série pluviométrique de la station expérimentale de Relizane.

La série s'étend sur une période de fonctionnement de 39 ans, soit de 1968 à 2007. Elle nous a été fournie par l'A.N.R.H Relizane.

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, de 39 années.

Les caractéristiques de cette série sont : [1]

La moyenne interannuelle des précipitations maximales journalières $\overline{P_{\max,j}}$ durant 39 ans d'observations :

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

$$\overline{P_{\max,j}} = \frac{\sum_{i=1}^n P_{\max,j}}{n} = \frac{1787,9}{42} = 79.279 \text{ mm}$$

n : le nombre d'années d'observations (n= 39 ans).

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

Pour n \geq 30 ans on a :

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

D'où :

$$\sigma_{P_{\max,j}} = \left[\sqrt{\frac{\sum_{i=1}^{39} (P_{\max,j} - 79.279)^2}{39}} \right] = 22.355 \text{ mm}$$

❖ Coefficient de variation : « Cv » :

$$C_V = \frac{\sigma_{P_{\max,j}}}{P_{\max,j}} \dots\dots\dots\text{(III.4)}$$

$$C_V = \frac{\sigma_{P_{\max,j}}}{P_{\max,j}} = \frac{22.355}{79.279} = 0.28197$$

Les caractéristiques de la série sont représentées dans le tableau III-3:

Tableau III.3 : Caractéristiques de la série avec n=39ans

caractéristiques	Formules	Valeurs
La somme des P _{max j} en (mm)	$\sum_{i=1}^{n=39} Xi$	1787.9 mm
la moyenne des P _{max j} en (mm)	$\bar{X} = \frac{\sum_{i=1}^{n=39} Xi}{n}$	79.279 mm
L'écart type « σ_x » ; Pour n > 30 ans	$\sigma_x = \left[\sqrt{\frac{\sum_{i=1}^{39} (X_i - 79.279)^2}{39}} \right]$	22.355 mm
Coefficient de variation « Cv » :	$C_V = \frac{\sigma}{\bar{X}}$	0,28197
L'exposant climatique :	b=0.36	

• **Remarque :**

L'exposant climatique pour notre région b=0.36 est donné par l'A.R.N.H de Relizane.

III.3.2 Choix de la loi d'ajustement :

On voit que les régimes pluviométriques sont très irréguliers, les deux lois généralement utilisées sont :

- la loi de GUMBEL
- la loi de GALTON

III.3.2.1 Calcul des paramètres de la loi choisie et vérification de son adéquation

III.3.2.1.1. Ajustement de la série pluviométrique à la loi de Gumbel :

Cette loi a une fonction de répartition qui s'exprime selon la formule III-7

$$F(x) = e^{-e^{-y}} \dots\dots\dots (III.7)$$

Tel que : $y = a (x - x_0) \dots\dots\dots (III.8)$

Avec :

Y : variable réduite de GUMBEL

X : précipitation maximale journalière (mm)

X₀ : ordonnée à l'origine en (mm)

On peut écrire : $y_i = - \ln (- \ln (F (x_i))) \dots\dots\dots (III.9)$

Avant de procéder à l'ajustement il faut suivre les étapes suivantes :

- classer les valeurs des précipitations par ordre croissant avec attribution d'un rang 1, 2,3.....m.
- calculer pour chaque valeur de précipitation la fréquence expérimentale par la formule de HAZEN.

$$F(x) = \frac{m - 0.5}{n} \dots\dots\dots (III.10)$$

m : rang de précipitation

n : nombre d'observations

- calculer la variable réduite de GUMBEL donnée par la formule (III-11):

$$Y_i = -\ln(-\ln(F(x_i))) \dots\dots\dots (III.11)$$

- calculer les paramètres d'ajustement « a » et « x₀ »
- représenter graphiquement les couples (x_i, y_i) sur papier GUMBEL

- **Calcul des paramètres de l'ajustement de la loi e Gumbel :**

La droite de GUMBEL est donnée par la formule :

$$x=(1/a)y + x_0 \dots\dots\dots \text{(III.12)}$$

Avec : 1/a : la pente de la droite de Gumbel

x₀ : ordonnée à l'origine

L'estimation de ces paramètres peut s'effectuer par le biais de plusieurs méthodes, mais on opte pour la méthode des moments, car cette méthode conduit à des estimations de calcul particulièrement simple et d'emploi très fréquent.

Avec :

$$\frac{1}{a} = \left(\frac{\sqrt{6}}{\pi} \right) \sigma_x \dots\dots\dots \text{(III.13)}$$

$$\frac{1}{a} = \left(\frac{\sqrt{6}}{\pi} \right) \sigma_x = (0,78)(22.4) = 17.47mm$$

$$X_0 = \bar{X} - \frac{1}{a} \bar{y} \dots\dots\dots \text{(III.14)}$$

\bar{y} : Moyenne de la variable réduite de GUMBEL

$$\bar{y} = \frac{\sum_{i=1}^{N=42} y_i}{N} \dots\dots\dots \text{(III.15)}$$

$$\bar{y} = \frac{\sum_{i=1}^{N=42} y_i}{N} = 0,57mm$$

$$X_0 = 79.3 - (17.45). (0,57) = 69.35 \text{ mm}$$

Donc la droite de GUMBEL devient :

$$X = 17.45y + 69.35$$

$$P_{\max,j}(p\%) = 17.45y + 69.35$$

- **Coefficient de corrélation r :**

$$r = \frac{\sum_{i=1}^N (P_{\max,j} - \overline{P_{\max,j}})(y_i - \overline{y})}{\sqrt{\sum_{i=1}^N (P_{\max,j} - \overline{P_{\max,j}})^2 \sum_{i=1}^N (y_i - \overline{y})^2}} \dots\dots\dots \text{(III.16)}$$

Donc **r=0,95**

• **Conclusion :**

On voit que $r = 0.95 > 0.8$, donc la corrélation est acceptable.

A partir du graphe nous tirons la précipitation maximale journalière pour une fréquence au non-dépassement de 10%. Le tracé de la droite est représenté sur papier GUMBEL (voir graphe N°III.01) à l'aide du logiciel (Hyfran).

III.3.2.1.1.1. Résultats de l'ajustement par la loi de Gumbel :

Gumbel (méthode des moments)

Nombre d'observation : 39

$$T=1/ (1-f(x))$$

Tableau III.5. Ajustement de la série pluviométrique à la loi de Gumbel

T (ans)	F(x)	P _{p%} (mm)	Ecart-type	Intervalle de confiance(95%)
50.0	0.9800	137.23	12.058	113.59-160.87
20.0	0.9500	120.99	9.4408	102.48-139.50
10.0	0.9000	108.44	7.4734	93.791-123.09
5.0	0.8000	95.362	5.533	84.515-106.21
3.0	0.6667	84.952	4.1746	76.769- 93.136

Avec :

T : période de retour (ans) ;

F(x) : probabilité au non dépassement ;

P_{p%} : précipitations maximales journalières (mm) pour une probabilité P% ;

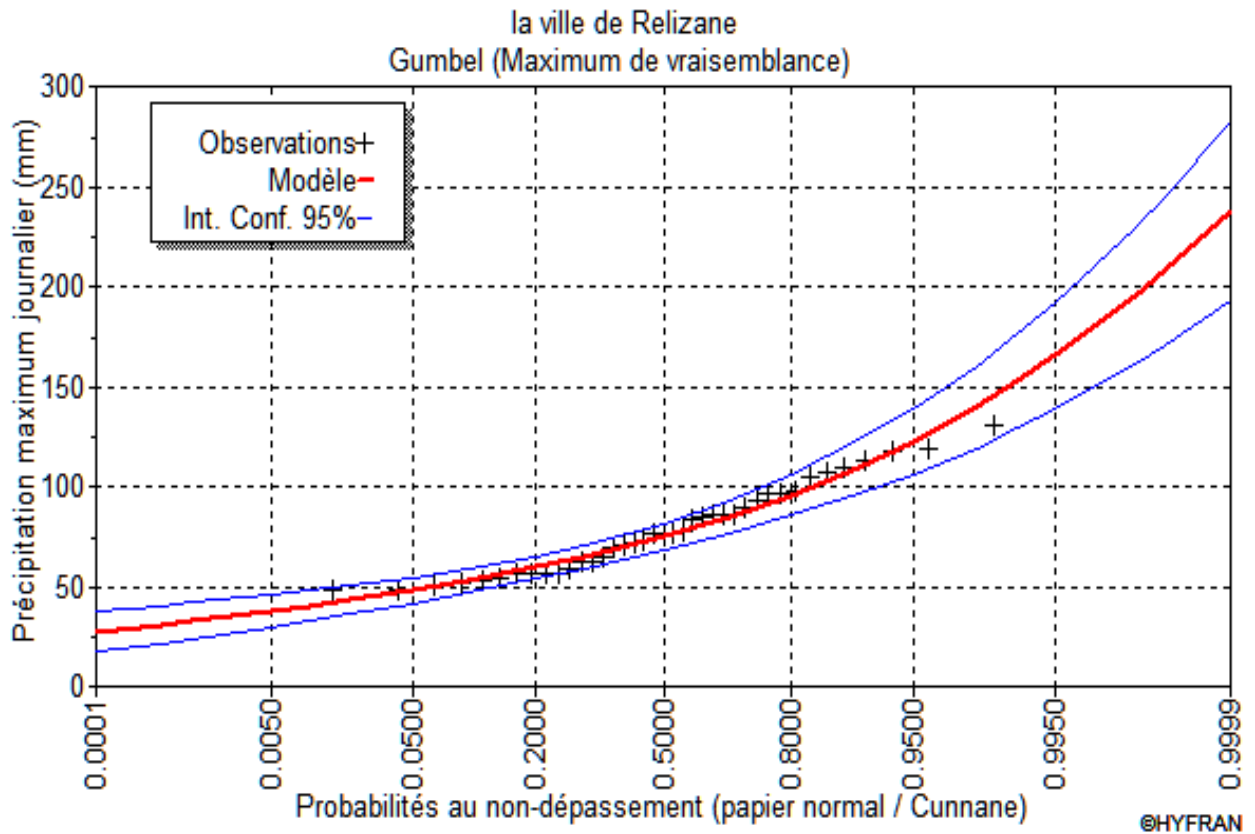


Figure III.1 : Ajustement a la loi de gumbel des précipitations maximales journalières de la ville de Relizane

Pour notre étude on s'intéresse à la précipitation maximale journalière de période de retour de 10ans et d'après le logicielHyfran on a obtenu :

Tableau III.6 : Ajustement de la série pluviométrique à la loi de Gumbel pour la période de retour de 10ans

T (ans)	F(x)	P _{p%} (mm)	Ecart-type (mm)	Intervalle de confiance (mm) (95%)
10.0	0.9000	108.44	7.4734	93.791-123.09

III.3.2.1.2.Ajustement de la série pluviométrique à la loi de Galton (log normale) :

La loi de Galton a une fonction de répartition qui s'exprime selon la formule suivant :

$$F(x) = \frac{1}{\sqrt{2\pi}} \int_{-\infty}^u e^{-\frac{1}{2}u^2} du \dots \dots \dots (III.17)$$

F(x) : fréquence au non dépassement ;

La variable réduite est de la forme :

$$u = \frac{x_i - \bar{x}}{\sigma_x} \dots \dots \dots (III.18)$$

L'équation de la variable réduite présentée sous la forme $\overline{\log x} + u\sigma_{\log x}$ est l'équation d'une droite sur papier gauss-logarithmique avec en abscisse l'échelle gaussienne et en ordonnée l'échelle logarithmique.

1. procédé d'ajustement :

1. classement des valeurs par ordre décroissant (fréquence au non dépassement) ;
2. calcul de la fréquence expérimentale par formule de Henri ;
3. calcul des caractéristiques empiriques de la série initiale ;
4. calcul des caractéristiques de la série transformée en $\overline{\log x}$ et $\sigma_{\log x}$;
5. report des valeurs sur papier gausso-logarithmique ;
6. détermination de la droite de Galton $\log x = \overline{\log x} + u\sigma_{\log x}$;
7. détermination de la valeur extrême soit graphiquement sur la droite, soit analytiquement par : $x_{p\%} = 10^{\log x_{p\%}}$ d'où :

$$x_{p\%} = 10^{\overline{\log x} + up\% \sigma_{\log x}} \dots \dots \dots (III.19)$$

8. tracer la droite de Galton (à l'aide du logiciel HYFRAN) ;

2. calcul des paramètres d'ajustement par la loi de Galton :

$$\overline{\ln x} = \frac{\sum \ln x_i}{n} \Rightarrow \overline{\ln X} = 1.88mm$$

$$\sigma_{\ln x} = 0.13mm$$

III.3.2.1.2.1. résultats de l'ajustement par la loi de Galton :

Galton (méthode des moments)

Nombre d'observation : 39

$$T = 1 / (1 - f(x))$$

Tableau III.7 : Ajustement de la série pluviométrique à la loi de GALTON

T	q	XT	Ecart-type	Intervalle de confiance (95%)
50.0	0.9800	135.63	10.819	114.42 156.84
20.0	0.9500	120.95	8.3823	104.52 137.39
10.0	0.9000	109.25	6.6500	96.213 122.29
5.0	0.8000	96.578	5.0561	86.666 106.49
3.0	0.6667	86.076	4.0385	78.158 93.993

Avec:

T : période de retour (ans) ;

F(x) : probabilité au non dépassement ;

$P_{p\%}$: précipitations maximales journalières (mm) pour une probabilité P% ;

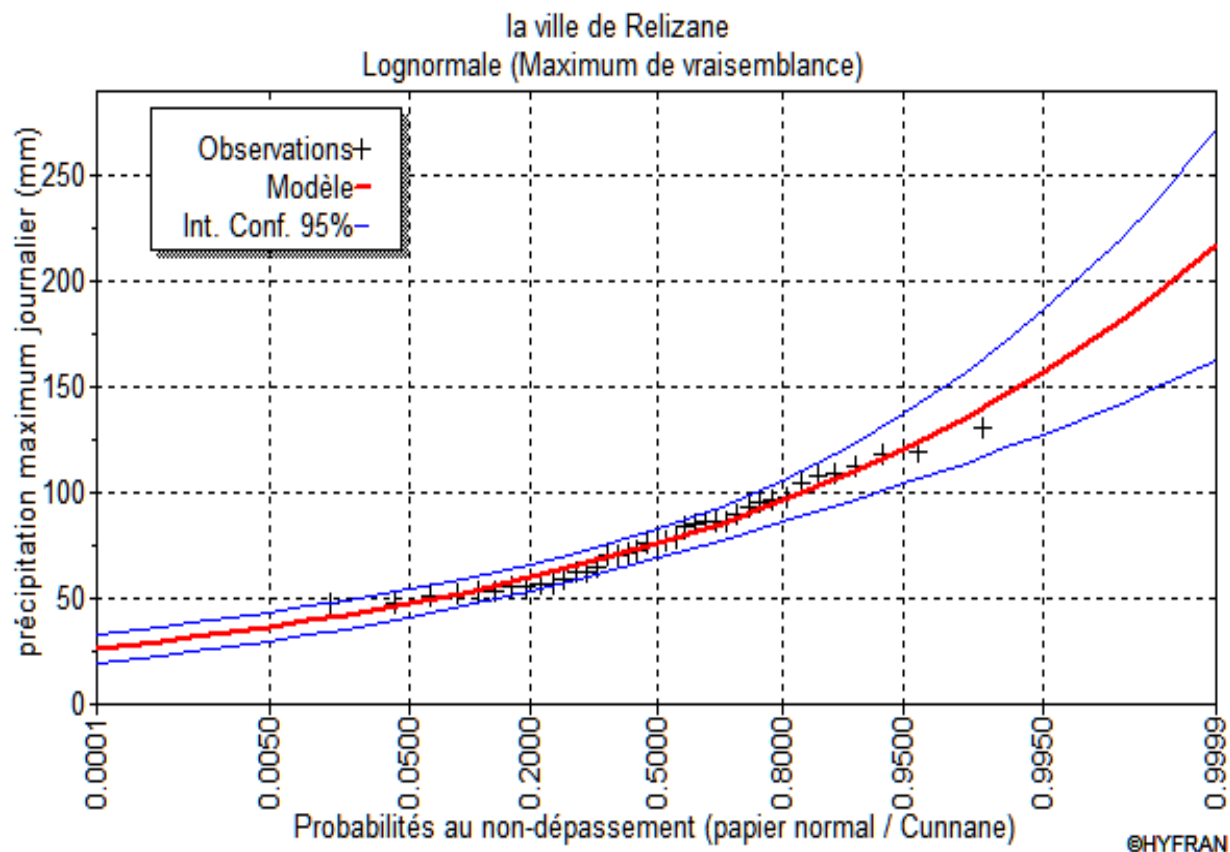


Figure III.2 : Ajustement à la droite de Galton des précipitations maximales journalières de la ville de Relizane

Pour notre étude on s'intéresse à la précipitation maximale journalière de période de retour de 10ans et d'après le logiciel Hyfran on a obtenu :

Tableau III.8: Ajustement de la série pluviométrique à la loi de Galton pour la période de retour de 10ans

T (ans)	F(x)	P _{p%} (mm)	Ecart-type (mm)	Intervalle de confiance (mm) (95%)
10.0	0.9000	109.25	6.65	96.213 122.29

III.3.2.2.Choix de l'ajustement à adopter :

Il est nécessaire de choisir la loi d'ajustement à adopter dans la suite du travail et pour cela il faut passer par une série de test pour désigner la loi appropriée.

III.3.2.2.1. Le Test d'adéquation :

Ce test à pour but de vérifier si la loi d'ajustement est bien adéquate pour l'échantillon ou non, il existe plusieurs tests d'adéquation et on va appliquer le test de Khi carré dont voici le principe :

Comme critère de comparaison, la variable X^2 est utilisée pour un risque $\alpha=5\%$ et un nombre de liberté $\gamma=k-1-m$

Avec :

K : nombre de classes

m : nombre de paramètres de la loi

$$X^2_{cal} = \sum_{i=1}^k \frac{(n_i - u_i)^2}{u_i} \dots \dots \dots (III.20)$$

Ou :

n_i : Nombre 'observation contenues la classe i

u_i : Nombre d'observation théorique calculés dans la classe i.

Ce nombre doit être supérieur ou égale à 5.

X^2 : est une variable aléatoire qui peut varier de 0 à ∞ .

On pose l'hypothèse nulle H_0 : Est que la loi de distribution de fréquence théorique P ajuste la courbe ou droite expérimentale F ?

$H_0 : P = F$ CONTRE $H_1 : F \neq P$

Pour que $P=F$ vérifié , il faut que :

$$X^2_{calculée} < X^2_{théorique} \quad \text{SOIT} \quad \sum_{i=1}^k \frac{(n_i - u_i)^2}{u_i} < X^2_{(1-\alpha)}$$

Une autre interprétation du $X^2_{calculée}$ peut être faite :

Si $X^2_{calculée} = 0$ c'est - à -dire si le nombre de valeurs observées est égale au nombre

De valeurs théorique , l'ajustement est parfait et la loi théorique suit exactement la répartition des fréquences .

Si $P(X^2_{calculée}) > 5\%$, l'ajustement est a considérer

Si $P(X^2_{calculée}) < 1\%$, l'ajustement est a rejeter, la loi considérée n'est pas adéquate.

Si $1\% < P(X^2_{calculée}) < 5\%$, on ne peut rien conclure , il faut refaire le calcul en modifiant Le nombre de classes.

Le logiciel HYFRAN nous permet de faire l'adéquation et nous donne le résultat final.

a-lois de Gumbel :

On pose deux hypothèses

H₀ :L'échantillon provient d'une loi Gumbel

H₁ : l'échantillon ne provient pas d'une loi Gumbel

Les résultats sont représentés dans le tableau suivant :

Tableau III.9: Résultat du test d'adéquation à la loi de Gumbel

Résultat statistique	$\chi^2 = 5.92$
P value	p = 0.3138
Degré de liberté	5
Nombre de classes	8

Conclusion :

Nous pouvons accepter H₀ pour un niveau de signification de 5%, donc la loi de Gumbel est adéquate.

a-lois de Galton :

On pose deux hypothèses

H₀ :L'échantillon provient d'une loi Galton

H₁ : l'échantillon ne provient pas d'une loi Galton

Les résultats sont représentés dans le tableau suivant :

Tableau III.10: Résultat du test d'adéquation à la loi de Galton

Résultat statistique	$X^2 = 5.51$
P value	p = 0.3565
Degré de liberté	5
Nombre de classes	8

Conclusion :

Nous pouvons accepter H₀ pour un niveau de signification de 5%, donc la loi de Galton est adéquate.

Remarque :

Comme les deux ajustements sont adéquats et donnent des valeurs très rapprochées, on opte pour la loi Galton qui donne une estimation de la précipitation max journalière de période de retour de 10 ans plus grande que celle de Gumbel.

III .3. Expression de l'intensité maximale journalière de période de retour de 10 ans par la formule de Montanari :

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

Pour le calcul de l'intensité moyenne de précipitation, pour un intervalle de référence 15 mn nous utilisons la formule **III-21**:

$$\bar{i}_{15mn,10\%} = \frac{P_{\max,15mn,10\%}}{15mn} \quad (\text{III-21})$$

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

$$P_{\max,15mn,10\%} = P_{\max,j,10\%} \left(\frac{t}{24} \right)^b \quad (\text{III-22})$$

b : Exposant climatique de la région de Laghouat (Station de Relizane) (b=0,36), il est donné par l'A.N.R.H d'Alger.

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

En utilisons les formules III.21 et III.22 ; on a : $\bar{i}_{t,10\%} = \frac{P_{\max,j,10\%}}{24} \left(\frac{t}{24} \right)^{b-1}$ on trouve :

$$\bar{i}_{t,10\%} = \frac{109.25}{24} \left(\frac{t}{24} \right)^{0.36-1} = 4.55 \left(\frac{t}{24} \right)^{-0.64} \quad (\text{mm/h})$$

C'est l'expression de Montanari qui nous donne l'intensité moyenne maximale en fonction de diverses durées « t » pour une période de retour décennale. [1]

Les résultats sont résumés dans les tableaux III.11.

Tableau III.11 Intensité-durée pour une période de retour de 10ans de la ville de Relizane (station de Relizane)

Probabilité de 10%		
t (h)	P _{max,t,10%} (mm)	i _{max,t,10%} (mm/h)
0,25	21,13	84,50
0,5	27,11	54,23
1	34,80	34,80
1,5	40,27	26,84
2	44,66	22,33
2,5	48,40	19,36
3	51,68	17,23
3,5	54,63	15,61
4	57,32	14,33
4,5	59,80	13,29
5	62,11	12,42
5,5	64,28	11,69
6	66,33	11,05
6,5	68,26	10,50
7	70,11	10,02
7,5	71,87	9,58
8	73,56	9,20
8,5	75,19	8,85
9	76,75	8,53
9,5	78,26	8,24
10	79,72	7,97
10,5	81,13	7,73
11	82,50	7,50
11,5	83,83	7,29
12	85,12	7,09

Probabilité de 10%		
t (h)	P _{max,t,10%} (mm)	i _{max,t,10%} (mm/h)
12,5	86,38	6,91
13	87,61	6,74
13,5	88,81	6,58
14	89,98	6,43
14,5	91,13	6,28
15	92,24	6,15
15,5	93,34	6,02
16	94,41	5,90
16,5	95,46	5,79
17	96,50	5,68
17,5	97,51	5,57
18	98,50	5,47
18,5	99,48	5,38
19	100,44	5,29
19,5	101,38	5,20
20	102,31	5,12
20,5	103,22	5,04
21	104,12	4,96
21,5	105,01	4,88
22	105,88	4,81
22,5	106,74	4,74
23	107,59	4,68
23,5	108,43	4,61
24	109,25	4,55

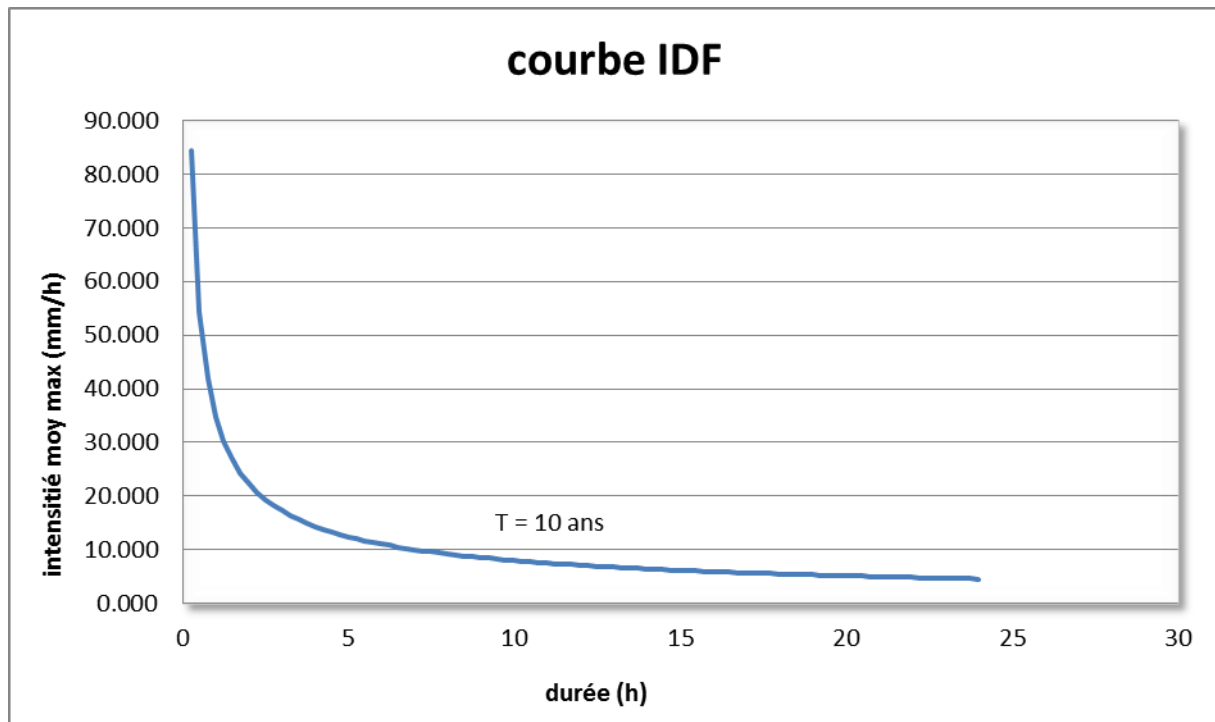


Figure III.3. Courbe Intensité-Durée (Station de Relizane)

Conclusion :

L'étude hydrologique nous a permis de déterminer l'intensité moyenne maximale et cela d'après les résultats obtenue par l'ajustement de la série pluviométrique a la loi de Galton, on a:

$$i_{15\text{min},10\%} = 84.5 \text{ mm/h} ;$$

D'où le débit spécifique est :

$$i = \frac{84.5 \times 10000}{3600} = 234.7 \text{ L/s/ha}$$

Donc on prend : $i=235 \text{ l/s/ha}$



Chapitre IV : Etude préliminaire.

Chapitre IV : Etude préliminaire

Introduction :

Dans ce chapitre ; on va s'intéresser au calcul de base du réseau d'évacuation d'eaux usées et pluviales et de l'estimation du nombre d'habitants pour L'horizon 2035, le choix du système de réseau et du schéma ; le nombre de sous bassins adoptés et le coefficient de ruissellement correspondant.

IV.1 Situation démographique :

1.1. Etude démographique:

1. 2.Population actuelle et résidente:

L'estimation de la population est déterminée en tenant compte du dernier recensement 2008.

Le taux d'accroissement, est de 1.6% entre (1998-2008) : (source : O.N.S)

Le taux d'accroissement donné de la part de D.P.A.T de Relizane est de 1.6%.

Remarque :

On prend le taux égal à 1.6 une valeur constante pour les horizons 2015, 2020, 2025,2030 et 2035.

La Population à l'horizon considéré est calculée à partir de la formule suivante :

$$P_n = P_0 (1 + X)^n$$

Avec:

P_n : Population à l'horizon considéré

P_0 : Population à l'horizon de référence

X : Taux d'accroissement de la population

n : Nombre d'années séparant les deux horizons

Tableau IV.1 : Evolution de la population a l'horizon 2035

ANNEE	Nbre Années	POPULATION
2008	///////	23529
2015	7	26295
2020	12	28467
2025	17	30818
2030	22	33364
2035	27	

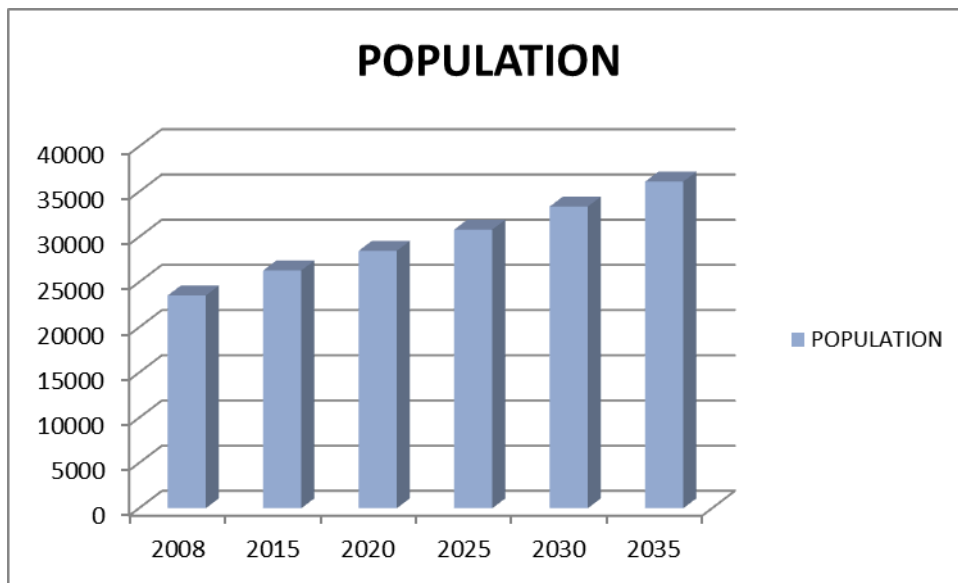


Figure.IV.1. : Evolution de la population au cours des horizons d'étude

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

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

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

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

Pour notre projet ; le découpage de la zone à étudier se fait suivant la densité des habitants. Les routes et voiries existantes ; les courbes de niveaux, ainsi que les pentes et les contres pentes. [2]



Figure.IV.2. : la limitation de BV et les découpages des SBV

IV.3 Système d'évacuation du réseau d'assainissement :

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

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

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

- Système unitaire.
- Système séparatif.
- Système pseudo séparatif. [3]

IV.3.1 Systèmes fondamentaux :

Les réseaux correspondants sont à écoulement libre mais peuvent comporter certaines sections En charge. On distingue :

IV.3.1 Système unitaire :

L'évacuation de l'ensemble des eaux usées et pluviales est assurée par un seul réseau Généralement pourvu de déversoirs permettant en cas d'orage le rejet direct, par surverse, D'une partie des eaux dans le milieu naturel. [3]

IV.3.2 Système séparatif :

Il consiste à réserver un réseau à l'évacuation des eaux usées domestiques et, sous certaines Réserves, de certains effluents industriels alors que l'évacuation de toutes les eaux météoriques est assurée par un autre réseau. [3]

IV.3.3 Système pseudo séparatif :

L'usage a prévalu de désigner sous ce vocable des réseaux séparatifs où le réseau d'eaux usées Peut recevoir certaines eaux pluviales provenant des propriétés riveraines. [3]

IV.3.4 Système composite :

C'est une variante du système séparatif qui prévoit, grâce à divers aménagements, une dérivation partielle des eaux les plus polluées du réseau pluvial vers le réseau d'eaux usées en Vue de leur traitement. [3]

IV.3.5 Systèmes spéciaux :

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

➤ **Système sous pression sur la totalité du parcours :**

Le réseau fonctionne en charge de façon permanente sur la totalité du parcours.

➤ **Système sous dépression :**

Le transport de l'effluent s'effectue par mise des canalisations en dépression.

IV.4 Choix du système d'évacuation :

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

- L'aspect économique : une étude comparative de plusieurs variantes est nécessaire.

- Il faut tenir compte les conditions de rejet.
- S'il s'agit d'une extension du réseau, il faut tenir compte du système existant.
- La topographie du terrain naturel. [2]

Remarque :

Dans notre agglomération est caractérisée par un encombrement du sol et en tenant compte de l'aspect économique et de la simplicité du système, nous optons pour le réseau unitaire.

Figure IV.3 : divers systèmes d'évacuation

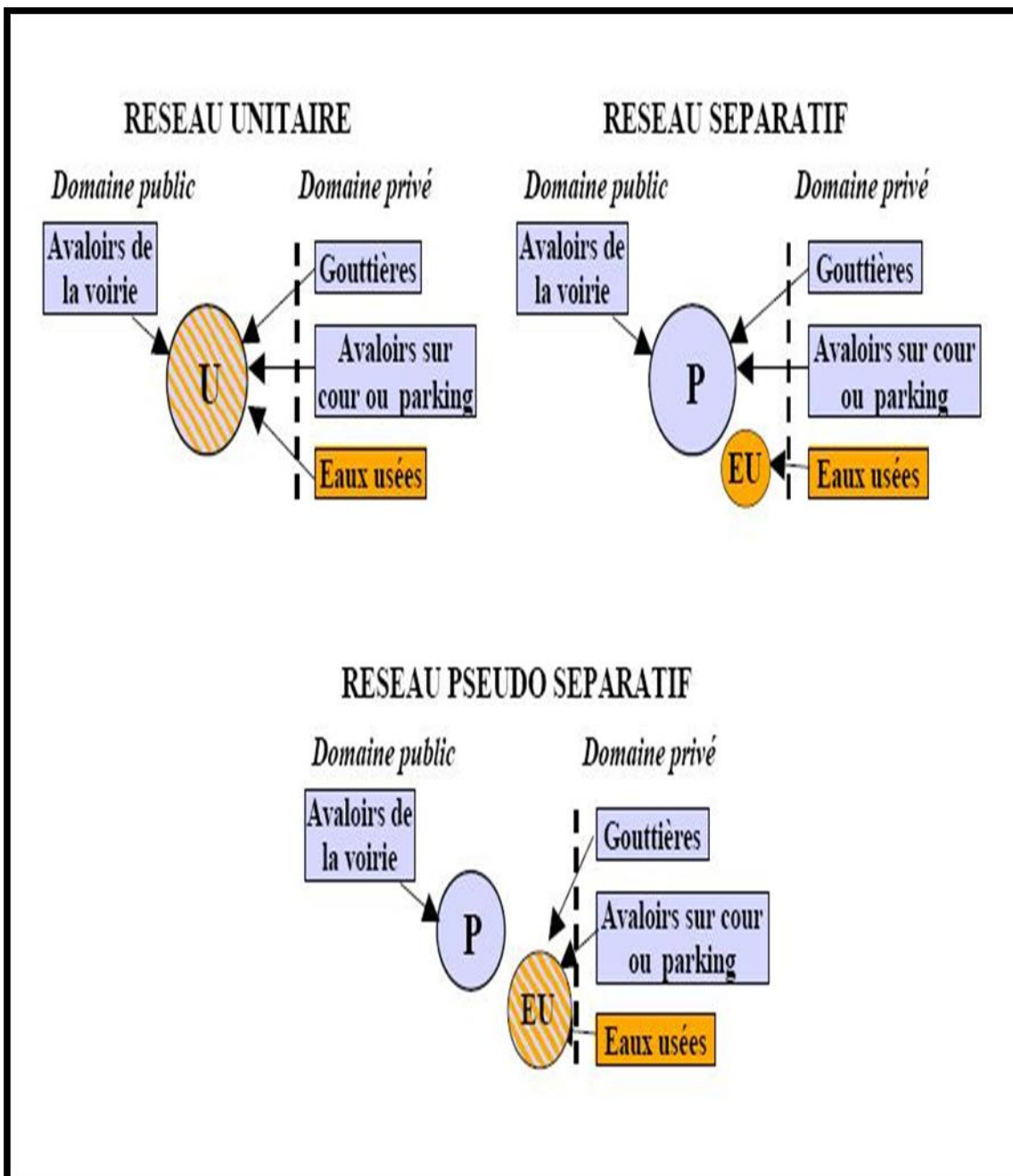


Tableau IV.2: Avantages et inconvénients des trois systèmes de réseaux

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

				anomalies (inversion de branchement, arrivée d'eaux parasites, passage caméra).
Spéciaux	<p>L'utilisation de ces systèmes correspond à des cas d'espèce et leurs avantages dépendent de conditions locales spécifiques :</p> <ul style="list-style-type: none"> - topographies spéciales. - liaisons intercommunales. 	<ul style="list-style-type: none"> - utilisable en terrain plat. - adapté lorsque la nappe est proche de la surface. - pas de sur profondeur des canalisations. 	<ul style="list-style-type: none"> - coût d'exploitation plus élevé qu'avec un système gravitaire. - risque de développement de gaz toxique et corrosif (H₂S) sur les refoulements de grande longueur. - équipements fragiles : pompe, pompe à vide, vanne automatique d'isolement, etc. - les systèmes en dépression ne fonctionnent plus en cas de fuite. 	<ul style="list-style-type: none"> - entretien et contrôle régulier des postes de pompage et des vannes automatiques d'isolement. - contrôle de l'étanchéité des réseaux en dépression. - traitement des effluents septiques (cas d'H₂S). - détection et localisation des arrivées d'eaux parasites.

Source : Office International de l'Eau - Janvier 2000

IV.5 Différents schémas d'évacuation :

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

IV.5.1 Schéma perpendiculaire :

Ce schéma consiste à amener perpendiculairement à la rivière un certain nombre de collecteurs. Il ne permet pas la concentration des eaux vers un point unique d'épuration, il convient lorsque l'épuration n'est pas jugée nécessaire et aussi pour l'évacuation des eaux pluviales. [3]

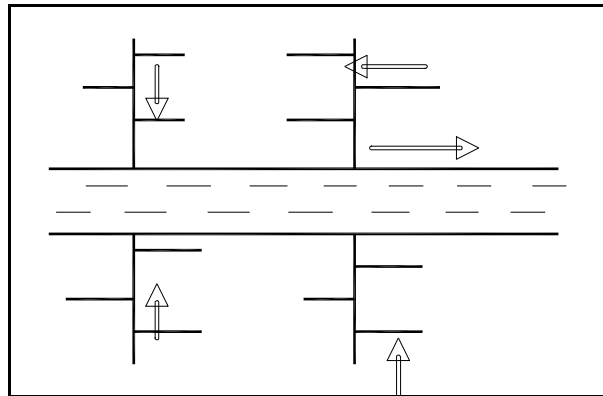


Figure IV.4 : Schéma perpendiculaire

IV.5.2 Schéma par déplacement latéral :

On adopte ce type de schéma quand il y a obligation de traitement des eaux usées, ou toutes les eaux sont acheminées vers un seul point dans la mesure du possible. [3]

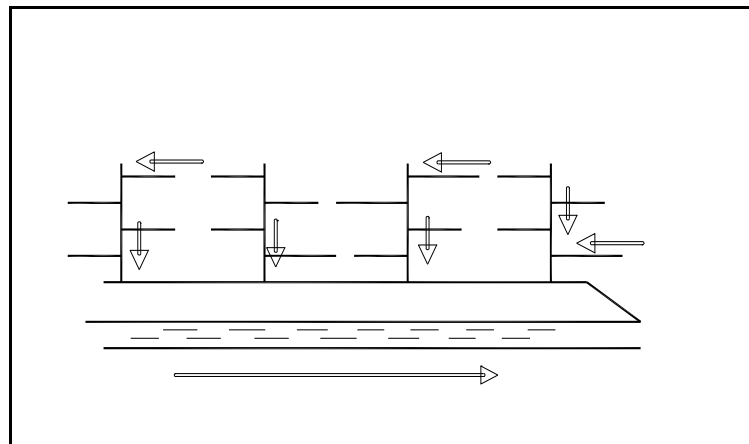


Figure IV.5 : Schéma par déplacement latéral

IV.5.3 Schéma à collecteur transversal ou oblique :

Ce schéma est tracé pour augmenter la pente du collecteur quant celle de la rivière n'est pas suffisante afin de profiter de la pente du terrain vers la rivière. [3]

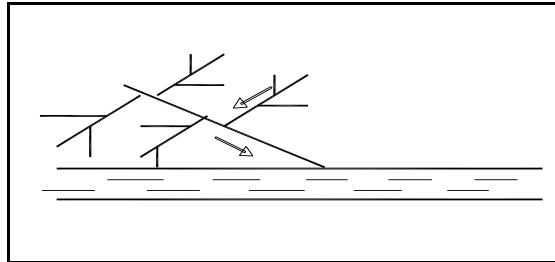


Figure IV.6 : Schéma à Collecteur Transversal ou Oblique

IV.5.4 Schéma à collecteur étagé :

Lorsque notre agglomération est étendue et notre pente est assez faible, il est nécessaire d'effectuer l'assainissement à plusieurs niveaux. [3]

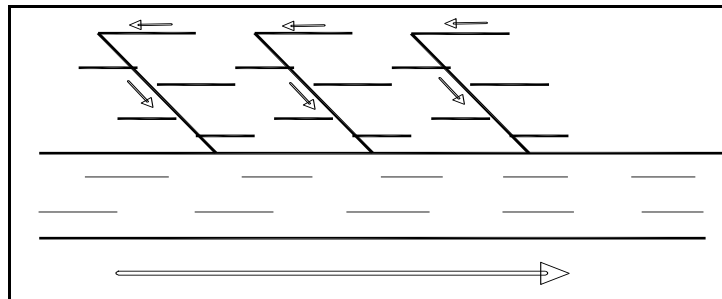


Figure IV.7 Schéma à Collecteur Etagé

IV.5.5 Schéma type radial :

Si notre agglomération est sur un terrain plat, il faut donner une pente aux collecteurs en faisant varier la profondeur de la tranchée, vers un bassin de collecte par la suite un relevage est nécessaire au niveau ou à partir du bassin vers la station d'épuration. [3]

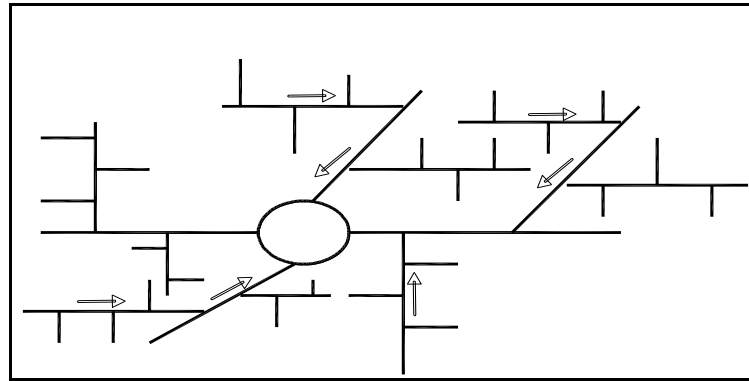


Figure IV.8 schéma type radial

IV.6 Choix du schéma du réseau d'évacuation :

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

- Les conditions techniques et locales du lieu, du système existant, de la topographie du terrain et de la répartition géographique des habitants à desservir.
- Les conditions économiques ; le coût et les frais d'investissement et d'entretien.
- les conditions d'environnement : nature de rejet et le milieu récepteur.
- L'implantation des canalisations dans le domaine public.

Pour notre agglomération, en tenant compte de la topographie de la ville en vue d'éviter de fortes pentes, le schéma le plus adéquat dans notre cas est le schéma à déplacement latéral. [2]

IV.7 Choix du coefficient de ruissellement :

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

$$C = A' / A \quad \text{Avec } Cr \geq 0,2$$

Car, en zone urbanisée, la surface de la voirie et des aires de service représente à elle seule environ 20 % de la superficie de cette zone.

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

Il dépend de plusieurs facteurs :

- La nature du sol.
- La pente du terrain.
- Le mode d'occupation du sol.

- La densité de la population.
- La durée de pluie.
- L'humidité de l'air. [2]

IV.7.1 Coefficient de ruissellement pondéré dans le temps :

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

$$C_{rp} = \frac{\sum A_i * C_{ri}}{A} \quad (III.2)$$

Avec :

Ai : surface du sous bassin (ha).

A : surface totale en (ha).

Cri : coefficient de ruissellement partiel.

Crp : coefficient de ruissellement total pondéré.

i : numéro de sous bassin (i=1....10).

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

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

Tableau IV.3: 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

Source: Design and Construction of Sanitary and Storms Sewers, 1970.

IV.7.3 Coefficient de ruissellement relatif à diverses surfaces :

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

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

Source: Design and Construction of Sanitary and Storms Sewers, 1970.

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

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

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

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

Source: Design and Construction of Sanitary and Storms Sewers, 1970.

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

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

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

Source: Design and Construction of Sanitary and Storms Sewers, 1970.

Remarque :

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

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

BVn°	Surface ha	Cr
SBV1	17.14	0.6
SBV3	6.31	0.6
SBV2	20.87	0.2
SBV4	7.16	0.2
SBV10	4.21	0.6
SBV5	7.59	0.6
SBV8	1.97	0.7
SBV6	6.83	0.6
SBV7	13.09	0.7
SBV12	3.28	0.65
SBV11	8.72	0.65
SBV9	13.04	0.7
SBV13	13.90	0.7
SBV14	9.61	0.7
SBV15	6.86	0.25
SBV16	7.20	0.7
SBV17	6.40	0.7
SBV20	58.89	0.15
SBV18	3.13	0.7
SBV19	13.69	0.7
SBV21	4.65	0.7
SBV22	17.11	0.3
SBV23	8.35	0.20

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

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

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

IV.8.1 Coefficient de ruissellement pondéré:

$$C_{rp} = \frac{\sum A_i * C_{ri}}{A} = \frac{114.56}{260} = 0,446$$

$$C_{rp} = \mathbf{0,44}$$

IV.8.2 Calcul de la densité partielle et nombre d'habitant de chaque sous bassin

$$D_i = \frac{C_{ri} \cdot P_t}{C_{rp} \cdot A} \quad (\text{III.3})$$

Avec :

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

C_{rp} : coefficient de ruissellement total pondéré.

A : surface totale (ha) **$A=260\text{ha}$** .

P_t : nombre total d'habitants (hab) à l'horizon **2035 = 36120 hab**.

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

$$P_i = D_i \cdot A_i$$

Remarque : les résultats de calcul du nombre d'habitants de chaque sous bassins, sont portés dans le tableau IV.8.

Tableau IV.8: Nombre d'habitants dans chaque sous bassin :

SBVn°	Surface ha	Cr	Cri*A	Di (hab/ha)	Pi (hab)
SBV1	17.14	0.6	10.28	187	3203
SBV3	6.31	0.6	3.79	187	1179
SBV2	20.87	0.2	4.17	62	1300
SBV4	7.16	0.2	1.43	62	446
SBV10	4.21	0.6	2.53	187	787

SBV5	7.59	0.6	4.55	187	1419
SBV8	1.97	0.7	1.38	218	430
SBV6	6.83	0.6	4.10	187	1276
SBV7	13.09	0.7	9.16	218	2854
SBV12	3.28	0.65	2.13	202	664
SBV11	8.72	0.65	5.67	202	1766
SBV9	13.04	0.7	9.13	218	2843
SBV13	13.90	0.7	9.73	218	3031
SBV14	9.61	0.7	6.73	218	2095
SBV15	6.86	0.25	1.72	78	534
SBV16	7.20	0.7	4.32	187	1346
SBV17	6.40	0.7	4.48	218	1395
SBV20	58.89	0.2	8.83	47	2752
SBV18	3.13	0.7	2.19	218	682
SBV19	13.69	0.7	9.58	218	2985
SBV21	4.65	0.7	3.26	218	1014
SBV22	17.11	0.3	5.13	93	1599
SBV23	8.35	0.20	1.67	62	520

Conclusion :

Dans ce chapitre, nous avons passé en revue différents systèmes d'évacuation, et décidé du choix du système et du schéma d'évacuation à adopter et répartir les habitants par sous bassin (23 sous bassins) afin de pouvoir faire un calcul hydraulique adéquat.

Chapitre V : Evaluation des débits.

Chapitre V : Evaluation Des Débits

Introduction :

L'établissement des réseaux d'assainissement d'une agglomération doit répondre à deux objectifs principaux :

- ✓ l'évacuation correcte des eaux pluviales permettant :
 - d'empêcher la submersion des zones urbanisées.
 - d'éviter la stagnation de ces eaux particulièrement dans les points bas de l'agglomération.
- ✓ la collecte et l'évacuation des eaux usées de toutes natures (eaux vannes, eaux ménagères, eaux industrielles) en assurant leur transport, le plus rapidement possible, jusqu'au lieu de leur traitement (la station d'épuration).

V.1. Evaluation des débits des eaux usées :

Le but principal de l'évaluation des débits des eaux usées à considérer dans l'étude des réseaux d'assainissement correspondent essentiellement :

Aux pointes des rejets qui conditionnent la détermination des sections des canalisations.

Aux flots minimaux actuels qui permettent d'apprécier les capacités d'auto curage des Canalisations.

V.1.1. Nature des eaux usées à évacuer :

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

- eaux usées d'origine domestique.
- Eaux des services publics
- Les eaux usées d'origine Industrielle.

1.1.1. Les eaux usées d'origine domestique :

Les eaux usées d'origine domestique comprennent :

- Les eaux ménagères (eaux de cuisine, de lessive, de toilette, etc.).
- les eaux vannes (en provenance des W.C, matière fécales et urines).

✚ Qualité des eaux usées :

✚ Les eaux usées constituent un effluent pollué et nocif .leur étude doit s'effectuer sous le double point de vue physico-chimique et biologique,

Quantité à évacuer :

La quantité des eaux à évacuer est, en seconde analyse à considérer sous l'angle des débits qui conditionnent le calcul des sections des canalisations d'égout. A cet effet, il y a lieu de distinguer entre les réseaux urbains courants et ceux desservants les agglomérations d'un type particulier telle que cités, casernes, etc. Elles dépendent des normes de consommation en eau potable et qui à leurs tours dépendent de l'évaluation de la consommation actuelle. Pour la quantification actuelle ou prévisible de la consommation en eau potable, on a les facteurs suivants qui interviennent :

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

1.1.2. Eaux des services publics :

Les eaux de lavage des espaces publics (cours, rue,...) sont évacuées vers le réseau par l'intermédiaire de puisard muni d'une grille. Les eaux usées des services publics : éducatifs, sanitaires, touristiques, administratifs et différents autres services d'utilité publique seront pris en compte avec les besoins domestiques

1.1.3. Eaux usées industrielles :

Lors de l'évaluation des débits des eaux usées industrielles à prendre en compte pour la détermination du réseau il conviendra de distinguer :

- D'une part, les industries existantes dont l'évaluation des débits doit résulter des mesures « in situ ».
- Que certaines industries traitent directement leurs effluents permettant ainsi le rejet dans le milieu naturel ou dans le réseau pluvial.

1.2. Estimation des débits des eaux usées :

L'évaluation de la quantité des eaux usées à évacuer quotidiennement s'effectuera à partir de la consommation d'eau par habitant.

L'évacuation quantitative des rejets est fonction du type de l'agglomération ainsi que le mode d'occupation du sol. Plus l'agglomération est urbanisée, plus la proportion d'eau rejetée est élevée.

1.3. Estimation des débits des eaux usées domestiques :

Pour calculer le débit des eaux usées à évacuer, en tenant compte la nature de la zone d'étude. Donc nous prendrons comme base une dotation d'eau potable de 150 l/j.hab car la réseau d'AEP de la ville de Relizane est calculé avec dotation de 150 l/j.ha.

Source : DRE de Relizane

Nous considérons que les 80% d'eau consommée sont rejetée comme eaux usées dans le réseau d'évacuation. [3]

1.3.1. Evaluation du débit moyen journalier :

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

$$Q_{\text{moy.j}} = \frac{N_i * \text{Dot} * K_r}{86400} \quad (\text{IV.1})$$

- $Q_{\text{moy.j}}$: débit moyen rejeté quotidiennement en (l/s).
- K_r : coefficient de rejet pris égale à 80% de la quantité d'eau potable consommé.
- Dot : dotation journalière pris égale à 150 (l/s/hab).
- N_i : nombre d'habitant du sous bassin.

1.3.2. Evaluation du débit de pointe :

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

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

K_p : Coefficient de pointe .

➤ **Calculé à partir du débit moyen journalier :**

$$K_p = 1.5 + \frac{2.5}{\sqrt{Q_{\text{moy.j}}}} \quad \text{si } Q_{\text{moy.j}} \geq 2,8 \text{ l/s} \quad (\text{IV.3})$$

$$K_p = 3 \quad \text{si } Q_{\text{moy.j}} < 2,8 \text{ l/s}$$

Les débits d'eaux usées des équipements et les débits d'eaux usées de pointe sont respectivement illustrés dans le tableau (IV.1) et le tableau (IV.2).

Tableau IV.1 : Evaluation des débits des eaux usées des équipements :

N° du sous bassin	Équipement	Unité de mesure	Nbre d'unité	Dotation (l/j/unité)	Q usé equ (l/s)	Q équipement (l/s)
SBV1	Société de prestation hôtelière	Fonctionnaire/ personnes	200	150	0.35	0.35
SBV6	Station traitement	fonctionnaire	35	0.01	0.01	0.01
SBV7	Ecole	Elève	200	20	0.05	0.07
	Sonitex	fonctionnaire	150	10	0.02	
SBV8	Hal zone indus	fonctionnaire	400	10	0.05	0.05
SBV9	Ecole primaire	Elève	175	20	0.04	0.04
SBV11	Ecole primaire	Elève	150	20	0.03	0.06
	Dispensaire	patient /j	50	50	0.03	
SBV12	CEM	Elève	185	20	0.04	0.07
	Salle de sport	personnes	50	50	0.03	
SBV13	Ecole primaire	Elève	200	20	0.05	0.16
	CEM	Elève	180	20	0.04	
	Lycée	Elève	300	20	0.07	
SBV14	Ecole primaire	Elève	150	20	0.03	
SBV16	Station essence	Personnes /j	150	10	0.02	0.02
SBV17	Clinique	patient /j	80	50	0.05	0.05
SBV21	Ecole primaire	Elève	220	20	0.05	0.05
SBV22	2 Ecoles primaires	Elève	410	20	0.09	0.35
	CEM	Elève	210	20	0.05	
	C.F.P.A	Elève	400	20	0.09	
	I.N.C.F.P	Elève	500	20	0.12	

Tableau IV.2: Détermination des débits de pointe d'eaux usées

BN°	S (ha)	Pi (ha)	DOT(l/j.ha)	Qmoy(l/s)	Qequi(l/s)	Kp	Qpt(l/s)	Qpt(m3/s)
SBV1	17.14	3247	150	4.45	0.35	2.69	12.89	0.0129
SBV3	6.31	1195	150	1.64	0	3.00	4.91	0.0049
SBV2	20.87	988	150	1.81	0	3.00	5.42	0.0054
SBV4	7.16	339	150	0.62	0	3.00	1.86	0.0019
SBV10	4.21	798	150	1.09	0	3.89	4.25	0.0043
SBV5	7.59	1438	150	1.97	0	3.00	5.91	0.0059
SBV8	1.97	435	150	0.60	0.08	4.74	2.83	0.0028
SBV6	6.83	1294	150	1.77	0.01	3.38	5.99	0.0060
SBV7	13.09	2893	150	3.96	0.07	3.00	11.89	0.0119
SBV12	3.28	673	150	0.92	0.07	4.10	3.78	0.0038
SBV11	8.72	1790	150	2.45	0.06	3.10	7.59	0.0076
SBV9	13.04	2882	150	3.95	0.04	2.76	10.89	0.0109
SBV13	13.90	3072	150	4.21	0.16	2.72	11.44	0.0114
SBV14	9.61	2124	150	2.91	0.03	2.97	8.63	0.0086
SBV15	6.86	541	150	0.74	0	3.00	2.23	0.0022
SBV16	7.20	1364	150	1.87	0.02	3.33	6.22	0.0062
SBV17	6.40	1414	150	1.94	0.05	3.00	5.81	0.0058
SBV20	58.89	2789	150	3.82	0	2.78	10.62	0.0106
SBV18	3.13	692	150	0.95	0	3.00	2.84	0.0028
SBV19	13.69	3026	150	4.15	0	2.73	11.31	0.0113
SBV21	4.65	1028	150	1.41	0.05	3.00	4.22	0.0042
SBV22	17.11	1621	150	2.22	0.26	3.00	6.66	0.0067
SBV23	8.35	527	150	0.72	0	3.00	2.17	0.0022

2. Evaluation des débits des eaux pluviales :

Différentes méthodes sont utilisées pour l'évaluation du débit pluvial. Dans notre travail nous considérons les deux les plus utilisées.

2.1. Méthode rationnelle :

La technique de calcul des débits de ruissellement afin de calculer les diamètres ou les dimensions des conduites et canaux est basée sur la méthode rationnelle. Cette technique est utilisée depuis la fin du siècle dernier (1889). Mais ce n'est qu'en 1906 qu'elle a été généralisée, elle est connue aussi par la méthode de LLOYD DAVIS, c'est une méthode qui a fait ses preuves surtout pour les bassins urbains de faible surface (≤ 10 ha).

Ce n'est pas à proprement parler une méthode de simulation car elle est basée sur une approximation pondérée par les temps de parcours du débit de pointe de l'hydrogramme. Cette approximation nous donne donc l'ordre de grandeurs des débits à véhiculer mais ne peut prévoir toutes les situations critiques.

La méthode rationnelle permet de calculer chaque débit de dimensionnement du réseau de drainage en commençant en tête du bassin:

La méthode rationnelle s'exprime par la formule (IV.4) suivante :

$$Q = \alpha \cdot C_r \cdot i \cdot A \quad (\text{IV.4})$$

Avec :

Q: Débit maximal [l/s].

A : Surface du bassin versant [h].

i : Intensité de pluie [l/s.h].

C_r : Coefficient de ruissellement. $0.05 < C_r < 1$

α : Coefficient correcteur de l'intensité de pluie

2.1.1. Hypothèses De La Méthode Rationnelle :

Les hypothèses de base sont les suivantes :

- L'intensité de l'averse en mm/h est uniforme, dans le temps et dans l'espace, sur l'ensemble du bassin drainé.
- Le débit de pointe Q_p en m^3/s de l'hydro gramme de ruissellement est une fonction du débit précipité i , A .
- L'intervalle de la récurrence du débit de pointe Q_p est le même que celui de l'averse d'intensité uniforme i .
- En fin, le coefficient de ruissellement est invariable d'une averse à l'autre.

2.1.2. Validité De La Méthode Rationnelle :

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

2.1.3. Temps de concentration :

Le temps de concentration relatif à un bassin versant est le temps le plus long que met l'eau qui ruisselle pour atteindre l'exutoire. Pour évaluer ce dernier on sait qu'il :

t_1 , t_2 et t_3 tels que :

➤ $t_1 = \frac{1}{60.v}$: C'est le temps mis par l'eau pour s'écouler dans les conduites. (Min)

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

➤ $t_3 = \frac{L}{11\sqrt{I}}$: Temps de ruissellement sur un parcours ne comportant pas de canalisation.

- Le bassin ne comporte pas de canalisation : $t_c = t_3$.
- Le bassin comporte un parcours superficiel, puis une canalisation: $t_c = t_1 + t_3$.
- Le bassin est urbanisé et comporte une canalisation : $t_c = t_1 + t_2$.

2.2. Méthode superficielle :

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

La Méthode superficielle du débit de fréquence de dépassement « F » prend l'aspect suivant :

$$Q(F) = K^{1/u} . I^{v/u} . C^{1/u} . A^{w/u} \quad (\text{IV.5})$$

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

$$i(t,F) = a(F) * t^{b(F)} \quad (IV.6)$$

Q(F) : est le débit de fréquence de dépassement F exprimé en (m³/s);

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

I : est la pente moyenne du bassin versant (en mètres par mètre) ;

C : est le coefficient de ruissellement ;

A : est la superficie du bassin versant (en hectares);

$$k : \text{est un coefficient d'expression } k = \frac{0.5b(F) a(F)}{6,6} \quad (IV.7)$$

$$u : \text{est un coefficient d'expression } u=1 + 0,287 b(F); \quad (IV.8)$$

$$v : \text{est un coefficient d'expression } v= - 0,41 b(F), \quad (IV.9)$$

$$w : \text{est un coefficient d'expression } w=0,95 + 0,507 b(F). \quad (IV.10)$$

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

2.2.1. Evaluation de la pente :

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

$$I_{eq} = \left[\frac{\sum_{i=1}^N Li}{\sum_{i=1}^N \left(\frac{Li}{\sqrt{Ii}} \right)} \right]^2 \quad (IV.11)$$

2.2.2. Evaluation du coefficient de ruissellement :

Le coefficient de ruissellement « C_r » sera pris égal au taux d'imperméabilisation.

Si «A » est la surface totale du bassin versant, « A' » la superficie de surface revêtue

$$C_r = A' / A \quad \text{avec } C_r \geq 0,2 \quad (IV.12)$$

2.2.3. Evaluation de l'allongement d'un bassin et évaluation du coefficient correcteur :

L'allongement « M » est défini comme étant le rapport du plus long cheminement hydraulique « L » au côté du carré de surface équivalente à la superficie du, bassin. Considéré, son expression est la suivante :

$$M = \frac{L}{\sqrt{A}} \quad (\text{IV.13})$$

Lorsqu'il apparaîtra utile de rechercher une grande approximation dans l'évaluation des débits, par exemple en vue de déterminer les caractéristiques d'un ouvrage important ou lorsqu'on aura affaire à un bassin de forme très ramassée ou au contraire de forme très allongée, on pourra, après avoir déterminé l'allongement « M » correspondant, corriger le débit calculé en le multipliant par le coefficient d'influence « m » traduisant quantitativement le fait que, pour une même surface « A », le débit varie à l'inverse de l'allongement « M » dudit bassin.

$$m = \left(\frac{M}{2} \right)^{\frac{0.84.b(f)}{1+0.287.b(f)}} \quad (\text{IV.14})$$

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

La formule superficielle développée ci-dessus (IV.3) est valable pour un bassin de caractéristiques physiques homogènes. L'application du modèle à un groupement de sous bassins hétérogènes de paramètres individuels A_j , C_j , I_j , L_j (longueur du drain principal), Q_{pj} (débit de pointe du bassin considéré seul), nécessite l'emploi de formule d'équivalence pour les paramètres « A, C, I et M » du groupement.

Ces formules qui diffèrent selon que les bassins constituant le groupement sont en « série » ou en « parallèle » sont exprimées ci-après :

Si l'évaluation des paramètres d'équivalence d'un groupement de bassins ne pose pas de problème dans le principe, il n'en va pas de même pour le calcul de l'allongement de bassins en « parallèle ». En respectant la hiérarchie des débits maximum pour un groupement de bassins en « parallèle » sur un exutoire commun (bassins de surface A_1 , A_2, \dots de plus longs parcours en temps d'écoulement L_1 , L_2, \dots et de débits de pointe individuels Q_{p1} , Q_{p2} , ...).

On calculera l'allongement équivalent du dit groupement en prenant pour longueur équivalente du plus long parcours celle du bassin ayant le plus fort débit de pointe individuel L ($Q_{pj\max}$).

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

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

2.2.5. Validité des formules :

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

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

3. Choix de la méthode :

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

4. Calcul des débits pluviaux :

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

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

$$i(t,f) = a(f) * t^{b(f)} \quad (IV.15)$$

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

$$i_{u(f)} = \frac{i_{24(f)}}{60} \cdot \left(\frac{t}{24 * 60} \right)^{b-1} \quad (IV.16)$$

Par analogie entre les deux formules on tire :

$$b(f) = b - 1 = 0.36 - 1 = -0.64 \quad (IV.17)$$

$$a(f) = \frac{P_{24(f)}}{24 * 60} \cdot \left(\frac{1}{24.60} \right)^{b-1} \quad (IV.18)$$

P24 (f) : pluie maximale journalière (P24 = 131.04mm/j).

b : exposant climatique b=0.36

$$a(f) = \frac{109.25}{24 * 60} \left(\frac{1}{(24 * 60)} \right)^{-0.64} = 7.97 \text{ mm/min}$$

Donc :

$$a(f) = 7.97$$

$$b(f) = -0.64$$

$$i = 7.97 t^{-0.64} \text{ mm/min}$$

4.2. Calcul des coefficients d'expressions :

$$k = \frac{(0,5)^{b(f)} * a(f)}{6.6} = 1.882$$

$$v = -0,41b(f) = 0.262$$

$$u = 1 + 0,287b(f) = 0,816$$

$$w = 0,95 + 0,507b(f) = 0,625$$

Avec :

k , u , v , w : est un coefficient d'expression

Le débit pluvial corrigé est égal :

Ce qui nous amène à avoir la formule superficielle sous la forme :

$$Q(f) = K^{\frac{1}{u}} * I^{\frac{v}{u}} * C_r^{\frac{1}{u}} * A^{\frac{w}{u}} = 1.88^{1.225} * I^{0.321} * C_r^{1.225} * A^{0.766} \quad (\text{m}^3/\text{s})$$

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

m: Coefficient d'influence donné par l'expression (IV.14) qui suit :

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

5. Procédure d'assemblage :

L'évaluation des débits suivant l'assemblage des bassins (en série ou en parallèle) sont illustrés dans le tableau (IV.6).

Tableau IV.4: détermination du débit pluvial corrigé

BN°	Surface(ha)	Cri	Pente(%)	L(m)	$K^{1.225}$	$I^{0.321}$	$Cr^{1.225}$	$A^{0.766}$	Qbrute(m ³ /s)	M	m	Qc(m ³ /s)
SBV1	17.14	0.6	2.47	802	2.1669	0.3048	0.5349	8.8156	3.1145	1.94	1.02	3.190
SBV3	6.31	0.6	1.80	200	2.1669	0.2754	0.5349	4.1004	1.3087	0.80	1.84	2.406
SBV2	20.87	0.2	1.43	863	2.1669	0.2558	0.1392	10.2507	0.7911	1.89	1.04	0.821
SBV4	7.16	0.2	0.53	535.65	2.1669	0.1860	0.1392	4.5171	0.2535	2.00	1.00	0.253
SBV10	4.21	0.6	0.20	361	2.1669	0.1360	0.5349	3.0075	0.4741	1.76	1.09	0.520
SBV5	7.59	0.6	1.80	635	2.1669	0.2754	0.5349	4.7235	1.5076	2.30	0.91	1.387
SBV8	1.97	0.7	0.20	222	2.1669	0.1360	0.6460	1.6810	0.3201	1.58	1.17	0.379
SBV6	6.83	0.6	1.76	426	2.1669	0.2734	0.5349	4.3568	1.3806	1.63	1.14	1.587
SBV7	13.09	0.7	1.70	541.8	2.1669	0.2704	0.6460	7.1709	2.7142	1.50	1.21	3.296
SBV12	3.28	0.65	1.26	340.5	2.1669	0.2456	0.5900	2.4840	0.7799	1.88	1.04	0.817
SBV11	8.72	0.65	1.35	543.4	2.1669	0.2511	0.5900	5.2533	1.6863	1.84	1.06	1.789
SBV9	13.04	0.7	1.02	721	2.1669	0.2295	0.6460	7.1499	2.2970	2.00	1.00	2.313
SBV13	13.90	0.7	0.40	497	2.1669	0.1699	0.6460	7.5084	1.7861	1.33	1.31	2.333
SBV14	9.61	0.7	0.62	804	2.1669	0.1956	0.6460	5.6593	1.5496	2.59	0.84	1.321
SBV15	6.86	0.25	0.61	420	2.1669	0.1946	0.1830	4.3714	0.3373	1.60	1.16	0.393
SBV16	7.20	0.7	1.00	415.6	2.1669	0.2280	0.6460	4.5365	1.4481	1.55	1.18	1.721
SBV17	6.4	0.7	1.00	415.6	2.1669	0.2280	0.6460	4.1451	1.3232	1.64	1.14	1.513
SBV20	3.13	0.7	0.97	478	2.1669	0.2258	0.6460	2.3966	0.7576	2.70	0.82	0.626
SBV18	58.89	0.2	0.38	1184	2.1669	0.1672	0.0979	22.6909	0.8045	1.54	1.19	0.966
SBV19	13.69	0.7	0.55	532	2.1669	0.1882	0.6460	7.4214	1.9554	1.44	1.24	2.444
SBV21	4.65	0.7	0.28	395	2.1669	0.1515	0.6460	3.2454	0.6885	1.83	1.06	0.741
SBV22	17.11	0.3	0.68	650	2.1669	0.2015	0.2288	8.8038	0.8795	1.59	1.16	1.032
SBV23	8.35	0.2	0.49	405	2.1669	0.1814	0.1392	5.0817	0.2781	1.40	1.26	0.354

Tableau IV.5: différents débits de dimensionnement

BVn°	Surface ha	Qusée(m3/s)	QPLUI(m3/s)	QTOTALE(m³/s)
SBV1	17.14	0.01289	3.19	3.2029
SBV3	6.31	0.00491	2.406	2.4109
SBV2	20.87	0.00542	0.821	0.8269
SBV4	7.16	0.00186	0.253	0.2552
SBV10	4.21	0.00425	0.52	0.5243
SBV5	7.59	0.00591	1.387	1.3929
SBV8	1.97	0.00283	0.379	0.3818
SBV6	6.83	0.00599	1.587	1.5930
SBV7	13.09	0.01189	3.296	3.3079
SBV12	3.28	0.00378	0.817	0.8208
SBV11	8.72	0.00759	1.789	1.7966
SBV9	13.04	0.01089	2.313	2.3239
SBV13	13.90	0.01144	2.333	2.3444
SBV14	9.61	0.00863	1.321	1.3296
SBV15	6.86	0.00223	0.393	0.3952
SBV16	7.20	0.00622	1.721	1.7272
SBV17	6.40	0.00581	1.513	1.5188
SBV20	58.89	0.01062	0.626	0.6366
SBV18	3.13	0.00284	0.966	0.9688
SBV19	13.69	0.01131	2.444	2.4553
SBV21	4.65	0.00422	0.741	0.7452
SBV22	17.11	0.00666	1.032	1.0387
SBV23	8.35	0.00217	0.354	0.3562

Tableau IV.6: les différents débits d'assemblages

Nom	A (ha)	C (%)	Pente (%)	L (m)	Q Usée (m ³ /s)	Q (m ³ /s)
SBV1	17.14	60	2.47	802.0	0.013	3.190
P1=(SBV1//SBV3)	23.45	60	2.47	802.0	0.022	4.337
SBV3	6.31	60	1.80	200	0.010	2.411
S2=((P1=(SBV1//SBV3))+SBV2)	44.32	39	1.83	1665.0	0.026	4.337
S3=(S2+SBV4)	51.48	35	1.23	2228.0	0.027	4.337
S4=(S3+SBV10)	55.69	37	0.59	2589.0	0.030	4.337
P11=(S4//P10)	110.21	52	1.73	967.8	0.078	13.801
SBV5	7.59	60	1.80	635.0	0.012	1.393
S5=(SBV5+SBV8)	9.56	62	0.78	857.0	0.017	1.387
P7=(S5//S6)	29.48	65	1.73	967.8	0.029	4.758
BV6	6.83	60	1.76	426.0	0.005	1.593
S6=(SBV6+SBV7)	19.92	67	1.73	967.8	0.012	3.371
P9=(P7//P8)	41.48	65	1.73	967.8	0.038	7.152
SBV12	3.28	65	1.26	340.5	0.004	0.8208
P8=(SBV12//SBV11)	12.00	65	1.35	543.4	0.009	2.523
SBV11	8.72	65	1.35	543.4	0.005	1.7967
P10=(P9//SBV9)	54.52	66	1.73	967.8	0.048	9.464
SBV9	13.04	70	1.02	721.0	0.010	2.324
SBV13	13.90	70	0.57	479.0	0.009	2.3446
P12=(SBV13//P11)	124.11	54	1.73	967.8	0.087	16.492
P13=(P12/S/BV14)	133.72	55	1.73	967.8	0.100	17.813
SBV14	9.61	70	0.62	804.0	0.013	1.3297
P15=(P13//S14)	147.78	54	1.73	967.8	0.107	19.534
SBV15	6.86	25	0.61	420.0	0.002	0.3953
S14=(SBV15+SBV16)	14.06	48	0.77	835.6	0.007	1.721
P17=(P15//S16)	157.31	55	1.73	967.8	0.116	21.048
SBV17	6.40	70	1.00	415.6	0.005	1.513
S16=(SBV17+SBV18)	9.53	70	0.98	893.6	0.009	1.5189
S18=((P17=(P15//S16))+SBV20)	190.31	48	0.97	1367.8	0.126	21.048
P19=(S18//SBV19)	204.00	50	0.97	1367.8	0.136	19.724
SBV19	13.69	70	0.55	532.0	0.010	2.4554
P21=(P19//P20)	225.76	49	0.97	1367.8	0.153	21.397
SBV21	4.65	70	0.28	395.0	0.010	0.7453
P20=(SBV21//SBV22)	21.76	39	0.68	657.0	0.017	1.673
SBV22	17.11	30	0.68	657.0	0.007	1.0388
S22=((P21=(P19//P20))+SBV23)	234.11	48	0.81	1772.8	0.155	21.397

Remarque :

P : assemblages en parallèle

S : assemblages en série

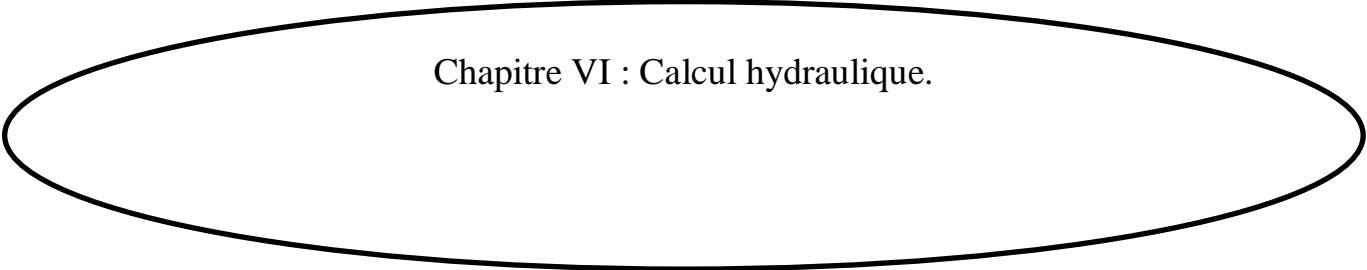
Avec :

A : surface de sous bassine (ha)

Cr : coefficient de ruissellement

Conclusion :

Le présent chapitre (évaluation des débits) a pour but la quantification des débits à évacuer pour chaque sous bassin, Ces débits incluent les débits d'eaux usées et d'eaux pluviales. Cette évaluation des débits nous permis de procéder au calcul hydraulique c.-à-d. le dimensionnement de notre réseau.



Chapitre VI : Calcul hydraulique.

Chapitre VI : Calcul hydraulique du réseau d'assainissement

Introduction

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

Lorsqu'il s'agit de réseau d'évacuation des eaux pluviales et des eaux usées dans une même conduite, les conditions d'auto curage doivent être satisfaites. Il faut assurer une vitesse minimale de 0.6 m/s pour le (1/10) du débit de pleine section, et une vitesse de 0.3 m/s pour le (1/100) de ce même débit avec un diamètre minimal de 300 mm.

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

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

Donc, il est déconseillé de dépasser des vitesses de l'ordre de (4 à 5) m/s à pleine section.

VI.1 Mode de calcul [4]

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

- L'écoulement est uniforme à surface libre, le gradient hydraulique de perte de charge est égal à la pente du radier.

- La perte de charge engendrée est une énergie potentielle égale à la différence des côtes du plan d'eau en amont et en aval.

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

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

La formule de calcul principale pour un écoulement permanent uniforme de l'eau est la formule de Chézy :

La vitesse moyenne du courant sous la forme suivante :

$$V = C \cdot \sqrt{R \times I} \dots\dots\dots (VI.1)$$

On utilisant l'équation de continuité suivant : $Q = V \times S$, on obtient :

$$Q = CS \cdot \sqrt{R \times I} \dots\dots\dots (VI.2)$$

Avec :

C : coefficient de Chézy ($m^{0.5}/s$),

S : section mouille (m^2),

R_h : rayon hydraulique (m),

I : pente (mm).

VI.1.1. Détermination de coefficient de Chézy

En utilisant les formules empiriques pour déterminer de coefficient de Chézy :

1- Formule de PAVLOVSKI

$$C = \frac{1}{n} R^{1/y} \dots\dots\dots (VI.3)$$

Avec :

n : la rugosité,

y : est l'exposant déterminé soit d'après la relation complète :

$$y = 2.5\sqrt{n} - 0.13 - 0.75\sqrt{R}(\sqrt{n} - 0.10) \dots\dots\dots (VI.4)$$

Soit d'après les égalités simplifiées :

$$y = 1.5\sqrt{n} \text{ a } R < 1m \dots\dots\dots (VI.5)$$

$$y = 1.3\sqrt{n} \text{ a } R > 1m \dots\dots\dots (VI.6)$$

2- Formule d'AGROSKINE

$$C = \frac{1}{n} + 17.72 \log R \dots\dots\dots (VI.7)$$

3- La formule de MANING-STRICKLER

$$C = K_S \cdot R^{1/6} \dots\dots\dots (VI.8)$$

La vitesse moyenne est donc déterminée par l'expression suivante (formule de Manning-Strickler) :

$$V = K_s \cdot R^{\frac{2}{3}} \cdot \sqrt{I_m} \quad (\text{VI.9})$$

Où :

I_m (m/m) : Pente motrice nécessaire à l'écoulement d'un débit Q donné.

R (m) : Rayon hydraulique.

K_s : Coefficient de rugosité dépend de la nature des parois, les coefficients K sont présentés en annexe (VI.1).

le diamètre est calculé comme suit :

$$D_{\text{cal}} = \left[\frac{3,2 * Q_t}{K_s * \sqrt{I}} \right]^{3/8} \quad (\text{VI.10})$$

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

Q_{eu} (m³/s) : Débit d'eau usée.

Q_{pl} (m³/s) : Débit d'eau pluviale.

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

$$Q_{\text{ps}} = V_{\text{ps}} * \frac{\pi * (D_{\text{nor}})^2}{4} \quad (\text{VI.11})$$

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

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

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

$$V_{\text{PS}} = K_s \cdot (D_{\text{nor}}/4)^{\frac{2}{3}} \cdot \sqrt{I_m} \quad (\text{VI.13})$$

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

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

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

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

Avec :

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

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

Pour le calcul hydraulique, on a utilisé un programme de calcul sous Excel.

Le programme de calcul est basé sur les relations précédentes.

VI.2 Présentation de la variante du schéma directeur :

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

Pour tracer le réseau il faut suivre le chemin des oueds qui existent et qui permettent de décharger le réseau tout en déversant les eaux pluviales. Il est préférable d'envisager plusieurs variantes et de choisir la plus avantageuse en tenant compte de plusieurs facteurs (géologie, topographie, économique).

Après que le diagnostic est fait, notre variante consiste à maintenir le schéma du tracé existant et projeter des collecteurs dans les zones d'extension. Néanmoins, les collecteurs qui se trouvent en mauvaise état à cause de leur ancienneté, son manque d'entretien et son ancienneté ont conduit à sa dégradation progressive, où son dimensionnement et nettement inférieur au débit de projet, devront être abandonnés et remplacés par d'autres tracés, à savoir: le collecteur principal C et les collecteurs secondaires C1, C2, C3, C4, C5.

On a proposé deux variantes:

1^{ère} variante :

Pour remédier au problème de la mise en charge et l'insuffisance des collecteurs, nous avons porté des modifications au niveau du tracé ainsi qu'au niveau de la géométrie proprement dite des collecteurs en question.

Nous avons intercepté les collecteurs, et dévié sa trajectoire de telle façon à évacuer le débit de projet vers l'aval en adoptant une pente moyenne de 0.5% et une section circulaire ajusté au terrain et au schéma de raccordement global du réseau.

L'inconvénient de cette variante sont les diamètres des collecteurs utilisés qui sont très important, elle nous a obligé à utiliser deux intercepteurs de diamètres 2500mm et 2000mm pour assurer l'évacuation de débit pluvial, Et cela nous pose les problèmes suivants :

- Difficulté de pose de deux conduites dans une zone urbanisée.
- Hauteur de recouvrement très grande.

2^{ème} variante :

La 2^{ème} variante est de garder le même tracé de la variante 1 mais on utilise canal rectangulaire pour intercepter les eaux pluviales jusqu'à le point de rejet, cette variante présente de nombreux avantages :

- Meilleure résistance mécanique du béton, aspects de parement lisse et caractéristiques dimensionnelles précises
- Pose rapide et aléas de chantier réduits
- Possibilité de mise en service immédiate.
- Conditions d'utilisation et hypothèses de calcul
- Débit supérieur à encombrement égal ;
- Gain de terrassement ;
- Facilité d'emboîtement avec les joints montés en usine ;
- Compactage latéral uniforme ;
- Couverture supérieure réduite ;
- Souplesse d'utilisation par inversion des dimensions et donc limitation des surprofondeurs ;
- Possibilité de réservations latérales pour tuyaux EP (droit ou angle à 45°) et de trémies pour regards de visite (600-800-1000).

Et pour vérifier l'auto curage lorsque le débit pluvial est très important par rapport au débit usée 1/100 sachant que les dimensions des dalots sont très grandes donc la vitesse minimale est inférieure à 0.3m/s, on utilise dans ce cas des dalot avec cunette pour assurer l'auto curage de débit à temps sec.

VI.3. Dimensionnement du réseau d'assainissement de la variante proposée

Tableau.VI.1 : Intercepteur CI

Tron	CT,am (m)	CT,av (m)	CR,am (m)	CR,av (m)	Dist (m)	l (m/m)	Qpl (m3/s)	Qeu (m3/s)	Qt (m3/s)	Dca (mm)	Dnor (mm)	Vps (m/s)	Qps (m3/s)	Rq	Rqmin	Rv	Rvmin	Rh	Rhmin	V (m/s)	Vmin (m/s)	H (mm)	Hmin (mm)
R10 - R11	76.10	75.77	73.13	73.00	25.99	0.005	2.406	0.004	2.41	1148	1200	2.40	2.71	0.89	0.001	1.113	0.237	0.74	0.04	2.67	0.57	885	48.0635
R11 - R12	75.77	75.69	73.00	72.92	19.40	0.004	2.406	0.004	2.41	1207	1400	2.33	3.58	0.67	0.001	1.081	0.234	0.60	0.04	2.51	0.54	840	54.6748
R12 - R9	75.69	75.43	72.92	72.78	30.74	0.005	2.406	0.004	2.41	1175	1400	2.50	3.85	0.63	0.001	1.066	0.234	0.58	0.04	2.66	0.58	806	54.3714
R9 - R13	75.43	74.78	72.28	72.04	47.64	0.005	4.337	0.016	4.353	1438	1500	2.76	4.87	0.89	0.003	1.114	0.249	0.74	0.05	3.07	0.69	1113	67.6167
R13 - R14	74.78	74.84	72.04	71.70	68.82	0.005	4.337	0.016	4.353	1438	1500	2.76	4.87	0.89	0.003	1.114	0.249	0.74	0.05	3.07	0.69	1113	67.6167
R14 - R15	74.84	74.80	71.70	71.33	73.62	0.005	4.337	0.016	4.353	1438	1500	2.76	4.87	0.89	0.003	1.114	0.249	0.74	0.05	3.07	0.69	1113	67.6167
R15 - R16	74.80	74.86	71.33	71.17	33.02	0.005	4.337	0.016	4.353	1438	1500	2.76	4.87	0.89	0.003	1.114	0.249	0.74	0.05	3.07	0.69	1113	67.6167
R16 - R17	74.86	74.74	71.17	70.75	82.90	0.005	4.337	0.016	4.353	1438	1500	2.76	4.87	0.89	0.003	1.114	0.249	0.74	0.05	3.07	0.69	1113	67.6167
R17 - R18	74.74	74.67	70.75	70.36	79.10	0.005	4.337	0.016	4.353	1438	1500	2.76	4.87	0.89	0.003	1.114	0.249	0.74	0.05	3.07	0.69	1113	67.6167
R18 - R19	74.67	74.73	70.36	69.96	78.27	0.005	4.337	0.016	4.353	1438	1500	2.76	4.87	0.89	0.003	1.114	0.249	0.74	0.05	3.07	0.69	1113	67.6167
R19 - R20	74.73	74.23	69.96	69.56	80.97	0.005	4.337	0.016	4.353	1438	1500	2.76	4.87	0.89	0.003	1.114	0.249	0.74	0.05	3.07	0.69	1113	67.6167
R20 - R21	74.23	73.36	69.56	69.18	76.10	0.005	4.337	0.021	4.358	1438	1500	2.76	4.87	0.89	0.004	1.114	0.256	0.74	0.05	3.07	0.71	1114	71.8354
R21 - R22	73.36	72.57	69.18	68.79	78.16	0.005	4.337	0.025	4.362	1439	1500	2.76	4.87	0.90	0.005	1.114	0.261	0.74	0.05	3.07	0.72	1115	75.1822
R22 - R23	72.57	71.55	68.79	68.37	84.55	0.005	4.337	0.025	4.362	1439	1500	2.76	4.87	0.90	0.005	1.114	0.261	0.74	0.05	3.07	0.72	1115	75.1822
R23 - R24	71.55	71.19	68.37	68.14	44.48	0.005	4.337	0.025	4.362	1439	1500	2.76	4.87	0.90	0.005	1.114	0.261	0.74	0.05	3.07	0.72	1115	75.1822
R24 - R25	71.19	70.99	68.14	67.95	38.93	0.005	4.337	0.025	4.362	1439	1500	2.76	4.87	0.90	0.005	1.114	0.261	0.74	0.05	3.07	0.72	1115	75.1822
R25 - R26	70.99	71.06	67.95	67.71	46.98	0.005	4.337	0.025	4.362	1439	1500	2.76	4.87	0.90	0.005	1.114	0.261	0.74	0.05	3.07	0.72	1115	75.1822

Tableau.VI.2 : Collecteur Principal C1

Tron	CT,am (m)	CT,av (m)	CR,am (m)	CR,av (m)	Dist (m)	l (m/m)	Qpl (m3/s)	Qeu (m3/s)	Qt (m3/s)	Dca (mm)	Dnor (mm)	Vps (m/s)	Qps (m3/s)	Rq	Rqmin	Rv	Rvmin	Rh	Rhmin	V (m/s)	Vmin (m/s)	H (mm)	Hmin (mm)
R1 - R2	81.45	80.56	77.91	76.71	40.60	0.005	3.197	0.012	3.209	1282	1400	2.63	4.05	0.79	0.003	1.102	0.247	0.67	0.04	2.90	0.65	932	61.860
R2 - R3	80.56	79.87	76.50	76.50	42.12	0.005	3.197	0.012	3.209	1282	1400	2.63	4.05	0.79	0.003	1.102	0.247	0.67	0.04	2.90	0.65	932	61.860
R3 - R4	79.87	77.39	74.50	74.36	26.83	0.005	3.197	0.012	3.209	1282	1400	2.63	4.05	0.79	0.003	1.102	0.247	0.67	0.04	2.90	0.65	932	61.860
R4 - R5	77.39	78.09	74.36	73.94	85.14	0.005	3.197	0.012	3.209	1282	1400	2.63	4.05	0.79	0.003	1.102	0.247	0.67	0.04	2.90	0.65	932	61.860
R5 - R6	78.09	77.02	73.94	73.60	68.03	0.005	3.197	0.012	3.209	1282	1400	2.63	4.05	0.79	0.003	1.102	0.247	0.67	0.04	2.90	0.65	932	61.860
R6 - R7	77.02	76.41	73.60	73.30	58.67	0.005	3.197	0.012	3.209	1282	1400	2.63	4.05	0.79	0.003	1.102	0.247	0.67	0.04	2.90	0.65	932	61.860
R7 - R8	76.41	75.85	73.30	73.05	50.42	0.005	3.197	0.012	3.209	1282	1400	2.63	4.05	0.79	0.003	1.102	0.247	0.67	0.04	2.90	0.65	932	61.860
R8 - R9	75.85	75.43	73.05	72.78	53.90	0.005	3.197	0.012	3.209	1282	1400	2.63	4.05	0.79	0.003	1.102	0.247	0.67	0.04	2.90	0.65	932	61.860

Tableau.VI.3 : Collecteur Principal C2

Tron	CT,am (m)	CT,av (m)	CR,am (m)	CR,av (m)	Dist (m)	l (m/m)	Qpl (m3/s)	Qeu (m3/s)	Qt (m3/s)	Dca (mm)	Dnor (mm)	Vps (m/s)	Qps (m3/s)	Rq	Rqmin	Rv	Rvmin	Rh	Rhmin	V (m/s)	Vmin (m/s)	H (mm)	Hmin (mm)
R53 - R70	74.54	74.00	71.10	70.81	58.65	0.005	7.521	0.039	7.56	1768	2000	3.34	10.50	0.72	0.004	1.092	0.252	0.63	0.05	3.65	0.84	1250	92.535
R70 - R71	74.00	73.30	70.31	70.01	60.85	0.005	7.521	0.039	7.56	1768	2000	3.34	10.50	0.72	0.004	1.092	0.252	0.63	0.05	3.65	0.84	1250	92.535
R71 - R72	73.30	72.60	69.51	69.20	61.42	0.005	7.521	0.039	7.56	1768	2000	3.34	10.50	0.72	0.004	1.092	0.252	0.63	0.05	3.65	0.84	1250	92.535
R72 - R73	72.60	72.13	69.20	68.87	65.37	0.005	7.521	0.039	7.56	1768	2000	3.34	10.50	0.72	0.004	1.092	0.252	0.63	0.05	3.65	0.84	1250	92.535
R73 - R74	72.13	71.73	68.87	68.56	63.40	0.005	7.521	0.039	7.56	1768	2000	3.34	10.50	0.72	0.004	1.092	0.252	0.63	0.05	3.65	0.84	1250	92.535
R74 - R75	71.73	71.27	68.36	68.01	68.74	0.005	7.521	0.039	7.56	1768	2000	3.34	10.50	0.72	0.004	1.092	0.252	0.63	0.05	3.65	0.84	1250	92.535
R75 - R76	71.27	71.47	68.01	67.64	74.75	0.005	7.521	0.039	7.56	1768	2000	3.34	10.50	0.72	0.004	1.092	0.252	0.63	0.05	3.65	0.84	1250	92.535
R76 - R80	71.47	71.48	66.64	66.47	80.73	0.002	9.464	0.05	9.514	2289	2500	2.45	12.04	0.79	0.004	1.102	0.255	0.67	0.05	2.70	0.63	1663	118.670
R80 - R81	71.48	71.41	66.47	66.23	79.47	0.003	9.464	0.05	9.514	2121	2500	3.00	14.74	0.65	0.003	1.073	0.250	0.59	0.05	3.22	0.75	1465	113.444
R81 - R82	71.41	71.12	66.23	65.99	78.64	0.003	9.464	0.05	9.514	2121	2500	3.00	14.74	0.65	0.003	1.073	0.250	0.59	0.05	3.22	0.75	1465	113.444
R82 - R26	71.12	71.07	65.99	65.89	34.48	0.003	9.464	0.05	9.514	2121	2500	3.00	14.74	0.65	0.003	1.073	0.250	0.59	0.05	3.22	0.75	1465	113.444

Tableau.VI.4 : Collecteur Principal C3

Tron	CT,am (m)	CT,av (m)	CR,am (m)	CR,av (m)	Dist (m)	l (m/m)	Qpl (m3/s)	Qeu (m3/s)	Qt (m3/s)	Dca (mm)	Dnor (mm)	Vps (m/s)	Qps (m3/s)	Rq	Rqmin	Rv	Rvmin	Rh	Rhmin	V (m/s)	Vmin (m/s)	H (mm)	Hmin (mm)
R97 - R98	73.98	73.13	70.66	70.47	37.41	0.005	2.333	0.012	2.345	1140	1200	2.38	2.69	0.87	0.004	1.111	0.257	0.72	0.05	2.64	0.61	869	57.977
R98 - R99	73.13	72.79	70.47	70.14	67.39	0.005	2.333	0.012	2.345	1140	1200	2.38	2.69	0.87	0.004	1.111	0.257	0.72	0.05	2.64	0.61	869	57.977
R99 - R100	72.79	72.95	70.14	69.84	60.10	0.005	2.333	0.012	2.345	1140	1200	2.38	2.69	0.87	0.004	1.111	0.257	0.72	0.05	2.64	0.61	869	57.977
R100 - R101	72.95	72.61	69.84	69.54	58.21	0.005	2.333	0.012	2.345	1140	1200	2.38	2.69	0.87	0.004	1.111	0.257	0.72	0.05	2.64	0.61	869	57.977
R101 - R102	72.61	73.10	69.54	69.08	93.60	0.005	2.333	0.012	2.345	1140	1200	2.38	2.69	0.87	0.004	1.111	0.257	0.72	0.05	2.64	0.61	869	57.977
R102 - R103	73.10	72.50	69.08	68.82	50.97	0.005	2.333	0.012	2.345	1140	1200	2.38	2.69	0.87	0.004	1.111	0.257	0.72	0.05	2.64	0.61	869	57.977
R103 - R104	72.50	72.19	68.82	68.56	53.12	0.005	2.333	0.012	2.345	1140	1200	2.38	2.69	0.87	0.004	1.111	0.257	0.72	0.05	2.64	0.61	869	57.977
R104 - R105	72.19	71.71	68.56	68.28	54.78	0.005	2.333	0.012	2.345	1140	1200	2.38	2.69	0.87	0.004	1.111	0.257	0.72	0.05	2.64	0.61	869	57.977
R105 - R106	71.71	71.44	68.28	67.98	59.87	0.005	2.333	0.012	2.345	1140	1200	2.38	2.69	0.87	0.004	1.111	0.257	0.72	0.05	2.64	0.61	869	57.977
R106 - R107	71.44	70.99	67.98	67.52	91.67	0.005	2.333	0.012	2.345	1140	1200	2.38	2.69	0.87	0.004	1.111	0.257	0.72	0.05	2.64	0.61	869	57.977
R107 - R108	70.99	69.91	67.52	67.16	73.49	0.005	2.333	0.012	2.345	1140	1200	2.38	2.69	0.87	0.004	1.111	0.257	0.72	0.05	2.64	0.61	869	57.977
R108 - R109	69.91	69.80	67.16	66.88	54.67	0.005	2.333	0.012	2.345	1140	1200	2.38	2.69	0.87	0.004	1.111	0.257	0.72	0.05	2.64	0.61	869	57.977
R109 - R110	69.80	70.03	66.88	66.60	56.47	0.005	2.333	0.012	2.345	1140	1200	2.38	2.69	0.87	0.004	1.111	0.257	0.72	0.05	2.64	0.61	869	57.977
R110 - R111	70.03	70.13	66.60	66.31	57.93	0.005	2.333	0.012	2.345	1140	1200	2.38	2.69	0.87	0.004	1.111	0.257	0.72	0.05	2.64	0.61	869	57.977
R111 - R112	70.13	70.42	66.31	66.11	41.29	0.005	2.333	0.012	2.345	1140	1200	2.38	2.69	0.87	0.004	1.111	0.257	0.72	0.05	2.64	0.61	869	57.977

Tableau.VI.5 : Collecteur Principal C4

Tron	CT,am (m)	CT,av (m)	CR,am (m)	CR,av (m)	Dist (m)	l (m/m)	Qpl (m3/s)	Qeu (m3/s)	Qt (m3/s)	Dca (mm)	Dnor (mm)	Vps (m/s)	Qps (m3/s)	Rq	Rqmin	Rv	Rvmin	Rh	Rhmin	V (m/s)	Vmin (m/s)	H (mm)	Hmin (mm)
R115 - R116	69.34	69.10	65.27	66.74	47.38	0.0050	1.321	0.009	1.33	922	1000	2.10	1.65	0.80	0.005	1.103	0.264	0.67	0.05	2.32	0.55	674	50.973
R116 - R117	69.10	68.68	66.74	66.50	117.93	0.0044	1.321	0.009	1.33	944	1000	1.97	1.55	0.86	0.006	1.109	0.266	0.71	0.05	2.19	0.53	712	51.942
R117 - R118	68.68	68.56	66.50	65.98	70.76	0.0051	1.321	0.009	1.33	918	1000	2.13	1.67	0.80	0.005	1.102	0.263	0.67	0.05	2.34	0.56	669	50.828
R118 - R119	68.56	68.58	65.98	65.61	33.53	0.0046	1.321	0.009	1.33	936	1000	2.02	1.59	0.84	0.006	1.107	0.265	0.70	0.05	2.24	0.54	698	51.599
R119 - R114	68.58	68.84	65.61	65.28	35.68	0.0050	1.321	0.012	1.333	922	1000	2.10	1.65	0.81	0.007	1.104	0.276	0.68	0.06	2.32	0.58	676	55.834

Tableau.VI.6 : Collecteur Principal C5

Tron	CT,am (m)	CT,av (m)	CR,am (m)	CR,av (m)	Dist (m)	l (m/m)	Qpl (m3/s)	Qeu (m3/s)	Qt (m3/s)	Dca (mm)	Dnor (mm)	Vps (m/s)	Qps (m3/s)	Rq	Rqmin	Rv	Rvmin	Rh	Rhmin	V (m/s)	Vmin (m/s)	H (mm)	Hmin (mm)
R121 - R122	68.94	68.70	66.98	66.64	59.35	0.0057	0.393	0.002	0.395	570	600	1.60	0.45	0.87	0.004	1.111	0.257	0.73	0.05	1.78	0.41	435	28.924
R122 - R123	68.70	68.57	66.64	66.31	59.04	0.0055	0.393	0.002	0.395	574	600	1.57	0.44	0.89	0.005	1.114	0.257	0.74	0.05	1.75	0.40	443	29.054
R123 - R124	68.57	68.42	66.31	65.96	59.46	0.0059	0.393	0.002	0.395	567	600	1.63	0.46	0.86	0.004	1.110	0.256	0.71	0.05	1.80	0.42	428	28.800
R124 - R125	68.42	68.13	65.96	65.71	43.10	0.0058	0.393	0.002	0.395	569	600	1.61	0.46	0.87	0.004	1.111	0.257	0.72	0.05	1.79	0.41	432	28.861
R125 - R126	68.13	68.17	65.71	65.35	80.45	0.0045	1.314	0.008	1.322	938	1000	2.00	1.57	0.84	0.005	1.108	0.261	0.70	0.05	2.21	0.52	701	50.045
R126 - R120	68.17	68.17	65.35	64.96	88.40	0.0045	1.314	0.008	1.322	938	1000	2.00	1.57	0.84	0.005	1.108	0.261	0.70	0.05	2.21	0.52	701	50.045

Tableau.VI.7 : Collecteur Principal C6

Tron	CT,am (m)	CT,av (m)	CR,am (m)	CR,av (m)	Dist (m)	l (m/m)	Qpl (m3/s)	Qeu (m3/s)	Qt (m3/s)	Dca (mm)	Dnor (mm)	Vps (m/s)	Qps (m3/s)	Rq	Rqmin	Rv	Rvmin	Rh	Rhmin	V (m/s)	Vmin (m/s)	H (mm)	Hmin (mm)
R128 - R129	71.05	70.98	68.55	68.28	57.75	0.0048	1.513	0.006	1.519	976	1000	2.06	1.62	0.94	0.004	1.120	0.252	0.78	0.05	2.31	0.52	784	46.237
R129 - R130	70.98	70.59	68.28	68.09	37.47	0.0050	1.513	0.006	1.519	969	1000	2.10	1.65	0.92	0.004	1.117	0.251	0.77	0.05	2.35	0.53	766	46.031
R130 - R131	70.59	70.64	68.09	68.04	12.04	0.0042	1.513	0.006	1.519	1001	1200	2.18	2.46	0.62	0.002	1.062	0.243	0.57	0.04	2.31	0.53	685	51.282
R131 - R132	70.64	69.71	67.24	66.91	68.98	0.0048	1.513	0.006	1.519	976	1000	2.06	1.62	0.94	0.004	1.120	0.252	0.78	0.05	2.31	0.52	784	46.237
R132 - R133	69.71	69.40	66.91	66.70	39.58	0.0053	1.513	0.009	1.522	959	1000	2.17	1.70	0.89	0.005	1.114	0.263	0.74	0.05	2.41	0.57	743	50.551
R133 - R134	69.40	69.01	66.70	66.51	42.69	0.0044	1.513	0.009	1.522	993	1000	1.97	1.55	0.98	0.006	1.123	0.266	0.83	0.05	2.22	0.53	831	51.942
R134 - R135	69.01	68.58	66.51	66.28	46.15	0.0050	1.513	0.009	1.522	970	1000	2.10	1.65	0.92	0.005	1.118	0.264	0.77	0.05	2.35	0.55	767	50.973
R135 - R136	68.58	68.53	66.28	66.03	45.62	0.0054	1.513	0.009	1.522	956	1000	2.19	1.72	0.89	0.005	1.113	0.262	0.74	0.05	2.43	0.57	736	50.418
R136 - R137	68.53	68.45	66.03	65.85	40.18	0.0047	1.513	0.009	1.522	981	1000	2.04	1.60	0.95	0.006	1.121	0.265	0.80	0.05	2.29	0.54	797	51.435
R137 - R138	68.45	68.22	65.85	65.32	97.94	0.0054	1.513	0.009	1.522	956	1000	2.19	1.72	0.89	0.005	1.113	0.262	0.74	0.05	2.43	0.57	736	50.418
R138 - R139	68.22	67.99	65.32	65.09	40.47	0.0057	1.513	0.009	1.522	946	1000	2.25	1.76	0.86	0.005	1.110	0.261	0.72	0.05	2.49	0.59	716	50.039
R139 - R127	67.99	68.11	65.09	64.83	46.97	0.0055	1.513	0.009	1.522	952	1000	2.21	1.73	0.88	0.005	1.112	0.262	0.73	0.05	2.45	0.58	729	50.288

Tableau.VI.8 : Collecteur Principal C7

Tron	CT,am (m)	CT,av (m)	CR,am (m)	CR,av (m)	Dist (m)	l (m/m)	Qpl (m3/s)	Qeu (m3/s)	Qt (m3/s)	Dca (mm)	Dnor (mm)	Vps (m/s)	Qps (m3/s)	Rq	Rqmin	Rv	Rvmin	Rh	Rhmin	V (m/s)	Vmin (m/s)	H (mm)	Hmin (mm)
R144 - R145	69.02	68.62	66.42	66.20	43.76	0.0048	2.444	0.011	2.455	1169	1200	2.33	2.63	0.93	0.004	1.119	0.255	0.78	0.05	2.61	0.59	934	57.035

R145 - R146	68.62	68.27	66.20	65.99	41.16	0.0050	2.444	0.011	2.455	1160	1200	2.38	2.69	0.91	0.004	1.117	0.255	0.76	0.05	2.65	0.60	912	56.758
R146 - R147	68.27	68.01	65.99	65.76	45.77	0.0042	2.444	0.011	2.455	1198	1200	2.18	2.46	1.00	0.004	1.122	0.257	0.85	0.05	2.44	0.56	1018	57.979
R147 - R148	68.01	67.75	65.76	65.15	97.40	0.0048	2.444	0.011	2.455	1169	1200	2.33	2.63	0.93	0.004	1.119	0.255	0.78	0.05	2.61	0.59	934	57.035
R148 - R143	67.75	67.91	64.55	63.89	113.73	0.0053	2.444	0.011	2.455	1147	1200	2.45	2.77	0.89	0.004	1.113	0.254	0.74	0.05	2.72	0.62	884	56.373

Tableau.VI.9 : Collecteur Principal C8

Tron	CT,am (m)	CT,av (m)	CR,am (m)	CR,av (m)	Dist (m)	l (m/m)	Qpl (m3/s)	Qeu (m3/s)	Qt (m3/s)	Dca (mm)	Dnor (mm)	Vps (m/s)	Qps (m3/s)	Rq	Rqmin	Rv	Rvmin	Rh	Rhmin	V (m/s)	Vmin (m/s)	H (mm)	Hmin (mm)
R160 - R165	68.09	67.65	64.28	63.87	80.53	0.0048	1.673	0.011	1.684	1015	1200	2.33	2.63	0.64	0.004	1.071	0.255	0.58	0.05	2.49	0.59	699	57.035
R165 - R166	67.65	67.33	63.87	63.60	78.92	0.0050	1.673	0.011	1.684	1007	1200	2.38	2.69	0.63	0.004	1.066	0.255	0.58	0.05	2.53	0.60	691	56.758
R166 - R167	67.33	67.37	63.60	63.37	64.07	0.0042	1.673	0.011	1.684	1040	1200	2.18	2.46	0.68	0.004	1.084	0.257	0.61	0.05	2.36	0.56	727	57.979
R167 - R151	67.37	67.66	63.37	63.07	59.65	0.0048	1.673	0.011	1.684	1015	1200	2.33	2.63	0.64	0.004	1.071	0.255	0.58	0.05	2.49	0.59	699	57.035

Tableau.VI.10 : Collecteur Secondaire S1

Tron	CT,am (m)	CT,av (m)	CR,am (m)	CR,av (m)	Dist (m)	l (m/m)	Qpl (m3/s)	Qeu (m3/s)	Qt (m3/s)	Dca (mm)	Dnor (mm)	Vps (m/s)	Qps (m3/s)	Rq	Rqmin	Rv	Rvmin	Rh	Rhmin	V (m/s)	Vmin (m/s)	H (mm)	Hmin (mm)
R27 - R28	79.90	78.42	76.30	75.98	63.88	0.005	1.387	0.006	1.393	938	1000	2.10	1.65	0.84	0.004	1.108	0.251	0.70	0.05	2.33	0.53	701	46.031
R28 - R29	78.42	77.35	74.98	74.72	52.91	0.005	1.387	0.006	1.393	938	1000	2.10	1.65	0.84	0.004	1.108	0.251	0.70	0.05	2.33	0.53	701	46.031
R29 - R30	77.35	76.53	74.22	73.95	54.03	0.005	1.387	0.006	1.393	938	1000	2.10	1.65	0.84	0.004	1.108	0.251	0.70	0.05	2.33	0.53	701	46.031
R30 - R31	76.53	75.84	73.95	73.60	69.07	0.005	1.387	0.006	1.393	938	1000	2.10	1.65	0.84	0.004	1.108	0.251	0.70	0.05	2.33	0.53	701	46.031
R31 - R32	75.84	75.50	73.10	72.98	24.59	0.005	1.387	0.006	1.393	938	1000	2.10	1.65	0.84	0.004	1.108	0.251	0.70	0.05	2.33	0.53	701	46.031
R32 - R33	75.50	75.33	72.98	72.88	19.74	0.005	1.387	0.006	1.393	938	1000	2.10	1.65	0.84	0.004	1.108	0.251	0.70	0.05	2.33	0.53	701	46.031
R33 - R34	75.33	79.09	72.88	72.59	58.55	0.005	1.387	0.006	1.393	938	1000	2.10	1.65	0.84	0.004	1.108	0.251	0.70	0.05	2.33	0.53	701	46.031
R34 - R35	79.09	75.07	72.59	72.32	53.38	0.005	1.387	0.006	1.393	938	1000	2.10	1.65	0.84	0.004	1.108	0.251	0.70	0.05	2.33	0.53	701	46.031
R35 - R36	75.07	74.94	72.32	71.93	79.03	0.005	1.387	0.009	1.396	939	1000	2.10	1.65	0.84	0.005	1.108	0.264	0.70	0.05	2.33	0.55	702	50.973
R36 - R37	74.94	74.92	71.93	71.55	74.27	0.005	1.387	0.009	1.396	939	1000	2.10	1.65	0.84	0.005	1.108	0.264	0.70	0.05	2.33	0.55	702	50.973
R37 - R38	74.92	74.82	71.55	71.20	70.99	0.005	1.387	0.009	1.396	939	1000	2.10	1.65	0.84	0.005	1.108	0.264	0.70	0.05	2.33	0.55	702	50.973

R38 - R53	74.82	74.54	71.20	71.10	19.17	0.005	4.758	0.027	4.785	1490	1800	3.11	7.92	0.60	0.003	1.057	0.250	0.56	0.05	3.29	0.78	1014	81.754
R27 - R28	79.90	78.42	76.30	75.98	63.88	0.005	1.387	0.006	1.393	938	1000	2.10	1.65	0.84	0.004	1.108	0.251	0.70	0.05	2.33	0.53	701	46.031

Tableau.VI.11 : Collecteur Secondaire S2

Tron	CT,am (m)	CT,av (m)	CR,am (m)	CR,av (m)	Dist (m)	l (m/m)	Qpl (m3/s)	Qeu (m3/s)	Qt (m3/s)	Dca (mm)	Dnor (mm)	Vps (m/s)	Qps (m3/s)	Rq	Rqmin	Rv	Rvmin	Rh	Rhmin	V (m/s)	Vmin (m/s)	H (mm)	Hmin (mm)
R39 - R40	80.29	81.93	78.19	78.00	38.27	0.0050	1.587	0.006	1.593	986	1000	2.10	1.65	0.96	0.004	1.122	0.251	0.81	0.05	2.36	0.53	812	46.031
R40 - R41	81.93	82.46	78.00	77.80	39.14	0.0050	3.371	0.018	3.389	1309	1500	2.76	4.87	0.70	0.004	1.087	0.252	0.61	0.05	3.00	0.69	918	69.309
R41 - R42	82.46	82.08	77.80	77.61	38.13	0.0050	3.371	0.018	3.389	1309	1500	2.76	4.87	0.70	0.004	1.087	0.252	0.61	0.05	3.00	0.69	918	69.309
R42 - R43	82.08	81.93	77.61	77.44	34.68	0.0050	3.371	0.018	3.389	1309	1500	2.76	4.87	0.70	0.004	1.087	0.252	0.61	0.05	3.00	0.69	918	69.309
R43 - R44	81.93	81.59	77.44	77.26	36.66	0.0050	3.371	0.018	3.389	1309	1500	2.76	4.87	0.70	0.004	1.087	0.252	0.61	0.05	3.00	0.69	918	69.309
R44 - R45	81.59	81.38	77.26	77.18	14.76	0.0050	3.371	0.018	3.389	1309	1500	2.76	4.87	0.70	0.004	1.087	0.252	0.61	0.05	3.00	0.69	918	69.309
R45 - R46	81.38	81.12	77.18	77.07	22.66	0.0050	3.371	0.018	3.389	1309	1500	2.76	4.87	0.70	0.004	1.087	0.252	0.61	0.05	3.00	0.69	918	69.309
R46 - R47	81.12	80.30	77.07	76.85	44.21	0.0050	3.371	0.018	3.389	1309	1500	2.76	4.87	0.70	0.004	1.087	0.252	0.61	0.05	3.00	0.69	918	69.309
R47 - R48	80.30	79.29	76.85	76.60	49.32	0.0050	3.371	0.018	3.389	1309	1500	2.76	4.87	0.70	0.004	1.087	0.252	0.61	0.05	3.00	0.69	918	69.309
R48 - R49	79.29	77.14	74.60	74.01	118.20	0.0050	3.371	0.018	3.389	1309	1500	2.76	4.87	0.70	0.004	1.087	0.252	0.61	0.05	3.00	0.69	918	69.309
R49 - R50	77.14	77.57	74.01	73.45	111.20	0.0050	3.371	0.018	3.389	1309	1500	2.76	4.87	0.70	0.004	1.087	0.252	0.61	0.05	3.00	0.69	918	69.309
R50 - R51	77.57	76.47	73.45	73.16	58.10	0.0050	3.371	0.018	3.389	1309	1500	2.76	4.87	0.70	0.004	1.087	0.252	0.61	0.05	3.00	0.69	918	69.309
R51 - R52	76.47	75.45	71.76	71.41	75.09	0.0047	3.371	0.018	3.389	1324	1500	2.67	4.73	0.72	0.004	1.091	0.253	0.62	0.05	2.92	0.68	935	69.786
R52 - R38	75.45	74.82	71.41	71.20	36.17	0.0057	3.371	0.018	3.389	1277	1500	2.94	5.20	0.65	0.003	1.075	0.250	0.59	0.05	3.16	0.74	883	68.344

Tableau.VI.12 : Collecteur Secondaire S3

Tron	CT,am (m)	CT,av (m)	CR,am (m)	CR,av (m)	Dist (m)	l (m/m)	Qpl (m3/s)	Qeu (m3/s)	Qt (m3/s)	Dca (mm)	Dnor (mm)	Vps (m/s)	Qps (m3/s)	Rq	Rqmin	Rv	Rvmin	Rh	Rhmin	V (m/s)	Vmin (m/s)	H (mm)	Hmin (mm)
R54 - R55	78.45	77.84	75.93	75.32	41.88	0.015	0.817	0.004	0.821	629	800	3.10	1.56	0.53	0.003	1.016	0.244	0.52	0.04	3.15	0.76	415	34.481
R55 - R56	77.84	77.10	75.32	74.58	55.85	0.013	0.817	0.004	0.821	641	800	2.95	1.48	0.55	0.003	1.032	0.245	0.54	0.04	3.04	0.72	428	34.775
R56 - R57	77.10	76.63	74.58	74.11	36.45	0.013	0.817	0.004	0.821	643	800	2.92	1.47	0.56	0.003	1.034	0.245	0.54	0.04	3.02	0.72	430	34.821
R57 - R58	76.63	76.13	74.11	73.61	37.54	0.013	0.817	0.004	0.821	640	800	2.96	1.49	0.55	0.003	1.031	0.245	0.53	0.04	3.05	0.72	427	34.752
R58 - R59	76.13	75.57	73.61	73.05	39.67	0.014	0.817	0.004	0.821	632	800	3.06	1.54	0.53	0.003	1.020	0.244	0.52	0.04	3.12	0.75	419	34.560
R59 - R60	75.57	75.10	73.05	72.72	28.89	0.011	0.817	0.004	0.821	660	800	2.73	1.37	0.60	0.003	1.054	0.247	0.56	0.04	2.88	0.67	449	35.258
R60 - R61	75.10	74.85	72.72	72.63	48.40	0.002	0.817	0.004	0.821	913	1000	1.33	1.05	0.79	0.004	1.101	0.253	0.66	0.05	1.47	0.34	662	46.570
R61 - R62	74.85	74.52	72.63	72.37	51.97	0.005	0.817	0.004	0.821	769	800	1.81	0.91	0.90	0.004	1.115	0.257	0.75	0.05	2.02	0.47	599	38.484
R62 - R68	74.52	74.35	71.87	71.79	16.11	0.005	2.523	0.012	2.535	1174	1200	2.38	2.69	0.94	0.004	1.120	0.257	0.79	0.05	2.66	0.61	948	57.977
R68 - R69	74.35	74.39	71.79	71.27	82.45	0.006	2.523	0.012	2.535	1128	1200	2.65	2.99	0.85	0.004	1.108	0.254	0.70	0.05	2.93	0.67	845	56.485
R69 - R53	74.39	74.54	71.27	71.10	30.76	0.006	2.523	0.012	2.535	1153	1200	2.49	2.82	0.90	0.004	1.115	0.256	0.75	0.05	2.78	0.64	897	57.297

Tableau.VI.13 : Collecteur Secondaire S4

Tron	CT,am (m)	CT,av (m)	CR,am (m)	CR,av (m)	Dist (m)	l (m/m)	Qpl (m3/s)	Qeu (m3/s)	Qt (m3/s)	Dca (mm)	Dnor (mm)	Vps (m/s)	Qps (m3/s)	Rq	Rqmin	Rv	Rvmin	Rh	Rhmin	V (m/s)	Vmin (m/s)	H (mm)	Hmin (mm)
R63 - R64	77.31	76.57	74.21	74.07	28.48	0.0050	1.789	0.008	1.797	1032	1200	2.38	2.69	0.67	0.003	1.080	0.247	0.60	0.04	2.57	0.59	718	53.078
R64 - R65	76.57	76.03	74.07	73.88	36.25	0.0050	1.789	0.008	1.797	1032	1200	2.38	2.69	0.67	0.003	1.080	0.247	0.60	0.04	2.57	0.59	718	53.078
R65 - R66	76.03	75.67	73.38	73.20	37.02	0.0050	1.789	0.008	1.797	1032	1200	2.38	2.69	0.67	0.003	1.080	0.247	0.60	0.04	2.57	0.59	718	53.078
R66 - R67	75.67	74.99	72.70	72.49	40.19	0.0051	1.789	0.008	1.797	1028	1200	2.40	2.71	0.66	0.003	1.078	0.247	0.59	0.04	2.59	0.59	713	52.981
R67 - R62	74.99	74.52	72.49	72.37	27.48	0.0046	1.789	0.008	1.797	1048	1200	2.28	2.58	0.70	0.003	1.087	0.248	0.61	0.04	2.48	0.56	735	53.498

Tableau.VI.14 : Collecteur Secondaire S5

Tron	CT,am (m)	CT,av (m)	CR,am (m)	CR,av (m)	Dist (m)	l (m/m)	Qpl (m3/s)	Qeu (m3/s)	Qt (m3/s)	Dca (mm)	Dnor (mm)	Vps (m/s)	Qps (m3/s)	Rq	Rqmin	Rv	Rvmin	Rh	Rhmin	V (m/s)	Vmin (m/s)	H (mm)	Hmin (mm)
R152 - R153	71.04	70.60	68.44	68.23	43.09	0.005	0.741	0.004	0.745	742	800	1.81	0.91	0.82	0.004	1.105	0.257	0.68	0.05	2.00	0.47	546	38.484
R153 - R154	70.60	71.29	68.23	67.97	51.41	0.005	0.741	0.004	0.745	742	800	1.81	0.91	0.82	0.004	1.105	0.257	0.68	0.05	2.00	0.47	546	38.484
R154 - R155	71.29	70.56	67.97	67.83	27.26	0.005	0.741	0.004	0.745	742	800	1.81	0.91	0.82	0.004	1.105	0.257	0.68	0.05	2.00	0.47	546	38.484
R155 - R156	70.56	70.34	67.83	67.72	22.56	0.005	0.741	0.004	0.745	742	800	1.81	0.91	0.82	0.004	1.105	0.257	0.68	0.05	2.00	0.47	546	38.484
R156 - R157	70.34	70.37	67.72	67.36	71.67	0.005	0.741	0.004	0.745	742	800	1.81	0.91	0.82	0.004	1.105	0.257	0.68	0.05	2.00	0.47	546	38.484
R157 - R158	70.37	69.40	67.36	67.04	65.46	0.005	0.741	0.004	0.745	742	800	1.81	0.91	0.82	0.004	1.105	0.257	0.68	0.05	2.00	0.47	546	38.484
R158 - R159	69.40	68.77	66.54	66.22	63.43	0.005	0.741	0.004	0.745	742	800	1.81	0.91	0.82	0.004	1.105	0.257	0.68	0.05	2.00	0.47	546	38.484
R159 - R160	68.77	68.09	66.22	65.88	66.83	0.005	0.741	0.004	0.745	742	800	1.81	0.91	0.82	0.004	1.105	0.257	0.68	0.05	2.00	0.47	546	38.484

Tableau.VI.15 : Collecteur Secondaire S6

Tron	CT,am (m)	CT,av (m)	CR,am (m)	CR,av (m)	Dist (m)	l (m/m)	Qpl (m3/s)	Qeu (m3/s)	Qt (m3/s)	Dca (mm)	Dnor (mm)	Vps (m/s)	Qps (m3/s)	Rq	Rqmin	Rv	Rvmin	Rh	Rhmin	V (m/s)	Vmin (m/s)	H (mm)	Hmin (mm)
R161 - R162	67.48	67.50	65.28	65.15	59.52	0.0022	1.032	0.007	1.039	980	1000	1.40	1.10	0.95	0.006	1.121	0.270	0.79	0.05	1.56	0.38	794	53.500
R162 - R163	67.50	67.72	65.15	64.82	73.36	0.0045	1.032	0.007	1.039	857	1000	2.00	1.57	0.66	0.004	1.078	0.257	0.59	0.05	2.15	0.51	595	48.313
R163 - R164	67.72	67.73	64.82	64.63	41.15	0.0047	1.032	0.007	1.039	850	1000	2.04	1.60	0.65	0.004	1.074	0.256	0.59	0.05	2.19	0.52	587	48.051
R164 - R160	67.73	68.09	64.63	64.28	70.36	0.0050	1.032	0.007	1.039	840	1000	2.10	1.65	0.63	0.004	1.067	0.255	0.58	0.05	2.25	0.54	577	47.688

Avec :

Cam : Côte de terrain naturel amont (m) ;

Cav : Côte de terrain naturel aval (m) ;

Cram : Côte projet amont (m) du terrain ;

Crav : Côte projet aval (m) du terrain ;

L : Longueur de la conduite entre deux regards (m) ;

I : Pente (m/m) ;

Q : Débit total (m³/s) ;

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

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

D_{cal} : Diamètre calculé (mm) ;

D_{nor} : Diamètre normalisé (mm) ;

R_q : Rapport des débits ;

R_h : Rapport des hauteurs ;

R_v : Rapport des vitesses ;

H : Hauteur de remplissage (mm) ;

V : Vitesse de l'écoulement (m/s) ;

77.7 : Regard de chut

Remarque :

Les remarques les plus importantes qu'on peut tirer après le dimensionnement du réseau d'évacuation d'eaux usées et pluviales sont :

- Les diamètres des collecteurs principaux, varient de 650mm jusqu'à 25000mm Le débit à évacuer est très important, ce qui nous oblige à projeter des regards de chutes dans les sous bassins à forte pente et des regards de jonction au niveau des raccordements et de changement de direction.
- Après l'achèvement du dimensionnement de notre variante et la comparaison des valeurs des diamètres obtenus avec les diamètres du réseau existant, on constate que les collecteurs principaux sont sous dimensionnés et ne répondront pas aux besoins futurs de l'agglomération.
- L'avantage que représente notre schéma est que les collecteurs projetés sont tous de type gravitaire. Aussi, pour faciliter le transfert des eaux usées en vue de les traiter à la station d'épuration de RELIZANE (en cours de réalisation), on a projeté 1 déversoir d'orage

type latéral pour décharger le réseau aval afin d'assurer le bon fonctionnement de la station d'épuration.

VI.3.2. Dimensionnement de canal rectangulaire (dalot) [5]

Pour le dimensionnement de la variante choisie, il nous faut un débit de dimensionnement qui est en fonction de la période de retour. Nous avons opté pour une période de retour de **10ans**, au quel, il faut ajouter le débit correspondant aux apports domestique. Toutefois ce débit est négligeable devant le débit de crue probable donc on dimensionner un cunette pour assurer l'évacuation de débit de temps sec.

Le dimensionnement proprement dit, consiste à calculer en écoulement à surface libre la hauteur d'eau dans le canal en fixant sa largeur, selon les valeurs trouvées, on augmente ou on diminue la largeur. A cette hauteur d'eau dite «Normale» s'ajoute une revanche qui est prise comme mesure de sécurité.

Donc, les paramètres clés pour le dimensionnement sont :

- La hauteur normale,
- La hauteur critique,
- Le régime d'écoulement.
- L'aménagement intérieur des dalots.

VI.3.2.1. Calcul hydraulique pour les dalots

Le calcul hydraulique s'inspire de la règle des valeurs extrêmes (débit et vitesse d'écoulement).

Donc, les dalots doivent satisfaire les conditions de l'évacuation de toutes les quantités d'eaux.

1.1. Les paramètres géométriques

Tableau. VI.16 : Paramètres géométriques d'un canal à section rectangulaire

Désignation	Expression	Définition
b	$2h$	La largeur du canal (m)
S	$h*b$	La surface mouillée (m ²)
P	$B + 2h$	Le périmètre mouillé (m)
R_h	s/p	Rayon hydraulique (m)

1.2. Calcul du rayon hydraulique maximal

On a :
$$R_h = \frac{S}{P} = \frac{h}{2} \dots\dots\dots(VI.14)$$

Le rayon hydraulique sera max pour une valeur de P_{min} .

Le périmètre soit min pour $dP=0$.

On a :

$$dS = h db + (b + m.h) dh = 0 \dots\dots\dots(VI.15)$$

$$dP = db + 2(1 + m^2)^{0.5} dh = 0 \dots\dots\dots(VI.16)$$

Les équations (15) et (16) donnent :

$$b = 2h(1 + m^2)^{0.5} - m \dots\dots\dots(VI.17)$$

$$\beta = 2 \times (\sqrt{1 + m^2} - m) \dots\dots\dots(VI.18)$$

Pour la section rectangulaire ($m=0$) : $\beta = \frac{b}{h} = 2$

Avec : $\beta =$ Largeur relative $R_h = \frac{h}{2}$

1.3. Calcul de la profondeur normal h_n

Pour un débit donné et une pente de canal fixée, l'écoulement s'effectue avec une certaine hauteur d'eau, appelée hauteur normale h_n .

Pour la détermination de h_n , on utilise la méthode itérative.

On tire la valeur de (b) à partir de l'équation générale de l'écoulement uniforme :

$$Q = S.C.\sqrt{R}.\sqrt{I} \dots\dots\dots(VI.19)$$

- Donc, on fixe la valeur de (H) et on donne des valeurs à (b) et on détermine Q jusqu'à une valeur de débit très proche ou égale au Q_n

Par la suite, on trace la courbe : $Q = f(b)$ et on détermine la valeur de b (m) correspondante à Q_n , C'est à- dire, on cherche b (m) pour le débit Q_{max} .

1.4. Calcul de la profondeur critique h_{cr}

Le calcul de h_{cr} se fait aussi par plusieurs, utilisé trois méthodes :

Parmi cette méthode on a, La méthode graphique, la méthode itérative et finalement la méthode d'AGROSKINE.

1.4.1. Méthode graphique

La méthode graphique est basée sur le graphe de l'énergie en fonction de h.

Et puisque la valeur de h_{cr} est la valeur qui correspondre une énergie spécifique et minimale. Donc on construit le graphe : $H_s = f(h)$, sachant que : $H_s = E_p + E_c$,

D'où :

E_p : Energie potentielle est égale à h, ($E_p = h$),

E_c : Energie cinétique et égale à ; ($E_c = V^2/2g$).

1.4.2. Méthode analytique d'AGROSKINE

La méthode d'AGROSKINE utilise la formule suivante :

La condition de criticité est :
$$\frac{\alpha \times Q^2 \times B_{cr}}{g \times S_{cr}^3} = 1$$

Avec :

B : largeur du plan d'eau en surface,

g : l'accélération gravitaire prise égale 9,81.

Pour un canal rectangulaire :

$$h_{cr(R)} = \sqrt[3]{\frac{\alpha Q^2}{g \cdot b^2}} \dots\dots\dots(VI.20)$$

1.5. Calcul de la pente critique

La pente critique correspondant à la profondeur critique.

La pente critique est donnée par la formule suivante :

$$Q = C \cdot S_{cr} \cdot \sqrt{R_h \cdot I_{cr}} \dots\dots\dots(VI.21)$$

Donc :

$$I_{cr} = \frac{Q^2}{C^2 \cdot S_{cr}^2 \cdot R_h} \dots\dots\dots(VI.22)$$

1.6. Calcul de la ligne d'eau

1.6.1. Equation de la surface libre de la ligne d'eau

L'équation de la surface libre de la ligne d'eau, est une équation liée à l'abscisse et à l'ordonnée de chaque point de la ligne d'eau pour un débit et une pente du canal donnée.

En se basant sur l'équation d'énergie :

$$\mathbf{H = z + V^2 / 2g + h} \quad \dots\dots\dots (\text{VI.23})$$

Et sur l'équation de la continuité :

$$\mathbf{Q = V / S} \quad \dots\dots\dots (\text{VI.24})$$

Dérivant l'équation (19) par rapport à dx, on trouve :

$$\frac{d}{dx} \left(\frac{(Q/S)^2}{2g} \right) + \frac{dh}{dx} + \frac{dz}{dx} = \frac{dH}{dx} \quad \dots\dots\dots (\text{VI.25})$$

Comme : $\frac{dz}{dx} = -J_f$ et $\frac{dH}{dx} = -J_e = -\frac{(Q/S)^2}{C^2 \cdot R_h}$

On trouve :

$$\frac{dh}{dx} = J_f \frac{1 - \frac{(Q/S)^2}{C^2 \cdot R_h \cdot J_f}}{1 - \frac{(Q/S)^2}{g \cdot S / B}} \quad \dots\dots\dots (\text{VI.26})$$

1.6.2. Calcul de la surface d'eau

Pour le tracé de la surface d'eau, on doit passer par l'intégration de l'équation N° (VI.26)

On peut distinguer pour cela 3 méthodes de calcul :

- La méthode par approximation successive.
- La méthode par intégration directe.
- La méthode par intégration graphique.

Remarque :

1- Pour notre étude, on va utiliser le logiciel "CANAL 21" dont le principe de calcul est basé sur la première méthode (La méthode par approximation successive).

Ce logiciel permet trois types d'études différents :

- Etude d'une section transversale de bief :
- Calcul des paramètres hydrauliques liés à la section.
- Etude de l'écoulement uniforme dans la section.

1.7. Dimension

Le Canal est calculé pour drainer les eaux pluviales provenant du bassin versant, et la banquette est calculée pour drainer les eaux de temps sec.

Pour ce bassin versant, la variante retenue est un canal fermé de forme rectangulaire en béton armé.

$$Q = S \cdot K_s \cdot R^{2/3} \cdot I^{1/2}$$

Avec :

- La pente moyenne est de 0.5% sur un linéaire de 2000m.
- K_s : coefficient de rugosité de STRICKLER, dépend de la nature du matériau du canal. $K_s = 75$ pour le cas du béton.

1.7.1. Tronçon R26-R1122

Données de base : $L = 67.26\text{m}$

$Q = 13.801 \text{ m}^3/\text{s}$

$K_s = 75$

$I = 0.005$

Tableau.VI.17 : Paramètres de calcul du canal rectangulaire en béton sur le tronçon R26-R112

sectione	large	Rugo	Pente	hauteur	Hydrauliques									
					B(m)	K_s	I(m/m)	H(m)	Hs(m)	P_m (m)	S_m (m ²)	Rh(m)	V(m/s)	Fr
Rect.	2	75	0.005	2	2	6	4	0.67	3.45	0.78	2.54	1.69	1.42	67.26

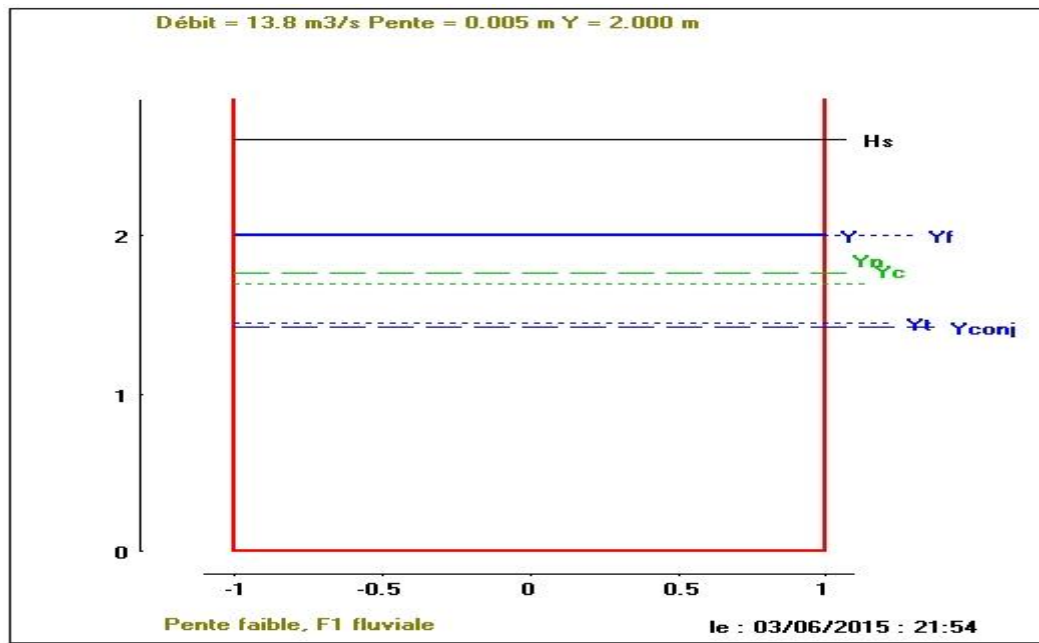


Figure.VI.2 : Caractéristiques du canal rectangulaire du tronçon R26-R112

Avec :

Cam : Côte de terrain naturel amont (m) ;

Cav : Côte de terrain naturel aval (m) ;

Cram : Côte projet amont (m) du terrain ;

Crav : Côte projet aval (m) du terrain ;

L : Longueur de la conduite entre deux regards (m) ;

I : Pente (m/m) ;

Q : Débit total (m³/s) ;

Qmin : débit de point sec (m³/s) ;

b : largeur de la canal (m) ;

h : hauteur de canal (m) ;

hn : hauteur normal d'eau (m) ;

hc : hauteur critique d'eau (m) ;

Fr : nombre de fraude ;

Rh : Rayon hydraulique ;

Pm : Périmètre moyé (m) ;

Sm : surface moyé (m²) ;

V : Vitesse de l'écoulement (m/s) ;

Hs : énergie spécifique (m) ;

Hsc : énergie spécifique critique (m) ;

Conclusion

Dans ce chapitre, nous avons abordé le côté hydraulique à savoir le dimensionnement du réseau d'évacuation d'eaux usées et pluviales, nous avons suivi une méthode de calcul déjà expliquée au préalable. Donc l'addition des débits d'eaux pluviales et usées dans des conduites circulaires et dans un canal rectangulaire avec cunette ; ainsi avec la pente du tronçon nous a permis de procéder à un dimensionnement de tout le réseau après un calcul précis.

Le tracé arrêté est constitué de collecteurs d'évacuation des eaux pluviales et usées aboutissant à un canal rectangulaire fermé en béton armé, c'est un dispositif qui permet d'évacuer le débit pluvial avec plusieurs avantages :

- ✚ Débit supérieur à encombrement égal.
- ✚ Couverture supérieure réduite.
- ✚ Souplesse d'utilisation par inversion des dimensions et donc limitation des surprofondeurs.

Nous remarquerons sans doute que notre dimensionnement a pris en considération :

- La vitesse d'auto curage.
- La distance entre la clé de la conduite et la cote du terrain naturel qui est supérieure à 0,8 m.

Chapitre VII : Eléments constitutifs du réseau et ouvrages
annexes.

Chapitre VII : Eléments constitutifs du réseau d'assainissement

VII. Introduction

En matière d'assainissement, les éléments constitutifs d'un réseau d'égout devront assurer :

- Une évacuation correcte et rapide sans stagnation des eaux de pluie :
- Le transport des eaux usées susceptibles de provoquer une purification, (odeur) dans les conditions d'hygiène favorables.

Les ouvrages en matière d'assainissement comprennent :

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

VII.1 Les ouvrages principaux

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

les collecteurs sont de trois types : circulaire (noté \emptyset ou DN), ovoïde (noté T, de forme ovale) ou dalots (noté D, de forme rectangulaire ou carré).



Figure VII.1 : Les ouvrages principaux

VII.1.1 Canalisations

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

visitables, ou Les Dalot sont des éléments en béton armé de section rectangulaire comportant généralement des goussets intérieurs à la jonction des plans verticaux (piédroits) et horizontaux (dalles) ainsi que des dispositifs de jointement entre éléments. Des éléments spéciaux peuvent être fabriqués sur demande (dalot coude, dalot regard, dalot avec trou d'homme ...).

VII.1.2 Type de canalisation

Il existe plusieurs types de conduites qui sont différents suivant leurs matériaux et leurs destinations.

VII.1.2.1 Conduites en béton non armé

Les tuyaux en béton non armé sont fabriqués mécaniquement par un procédé assurant une compacité élevée du béton. La longueur utile ne doit pas dépasser 2,50m. Ces types de tuyaux ont une rupture brutale, mais à moins que la hauteur de recouvrement ne soit insuffisante. Elle survient aux premiers âges de la canalisation. Il est déconseillé d'utiliser les tuyaux non armés pour des canalisations visitables. [6]

VII.1.2.2 Conduites en béton armé

Les tuyaux en béton armé sont fabriqués mécaniquement par un procédé assurant une compacité élevée du béton (compression radiale, vibration, centrifugation). Les tuyaux comportent deux séries d'armatures, la première est formée des barres droites appelées génératrices, la deuxième est formée des spires en hélice continues d'un pas régulier maximal de 1,5 m. La longueur utile ne doit pas être supérieure à 2m. [6]

VII.1.2.3 Conduites en amiante-ciment

Les tuyaux et pièces de raccord en amiante - ciment se composent d'un mélange de ciment Portland et d'amiante en fibre fait en présence d'eau.

Ce genre se fabrique en deux types selon le mode d'assemblage ; à emboîtement ou sans emboîtement avec deux bouts lisses. Les diamètres varient de 60 à 500 mm pour des longueurs variant de 4 à 5 m Les joints sont exclusivement du type préformé. [6]

VII.1.2.4 Conduites en grés artificiels

Le grès servant à la fabrication des tuyaux est obtenu à parties égales d'argile et de sable argileux cuits entre 1200°C à 1300°C. Le matériau obtenu est très imperméable. Il est inattaquable

aux agents chimiques, sauf l'acide fluorhydrique. L'utilisation de ce genre est recommandée dans les zones industrielles. La longueur minimale est de 1 m. [6]

VII.1.2.5 Conduites en chlorure de polyvinyle (p.v.c) non plastifié

Les tuyaux sont sensibles à l'effet de température au-dessous de 0°C. Ils présentent une certaine sensibilité aux chocs. L'influence de la dilatation est spécialement importante et il doit en être tenu compte au moment de la pose. La longueur minimale est 6 m. [6]

VII.1.2.6 Conduites en PEHD

Le polyéthylène se divise en deux classes selon le procédé de fabrication et les additifs utilisés : le PE haute densité (PFHD) et le PE basse densité (PEBD), plus souple et moins cher. Les diamètres peuvent aller jusqu'à 1500 mm. Pour les petits diamètres, le PE peut s'enrouler en couronne sur des centaines de mètres ce qui permet de diminuer le nombre de raccords et donc le risque de fuites. Sa souplesse lui donne également une grande adaptabilité au sol et une grande résistance au choc mais peut en contrepartie entraîner des risques d'ovalisation pour les plus gros diamètres. Il est inerte chimiquement et donc ne se corrode pas. [6]

VII.1.2.7 Dalot (Monolithe) :

VII.1.2.7.1 Monolithe coulé en place :

Cet ouvrage appelé Dalot est constitué par des éléments préfabriqués de 3.00 m de longueur, liaisonnés par du béton coulé en place et assurant ainsi la stabilité de l'ensemble. [7]

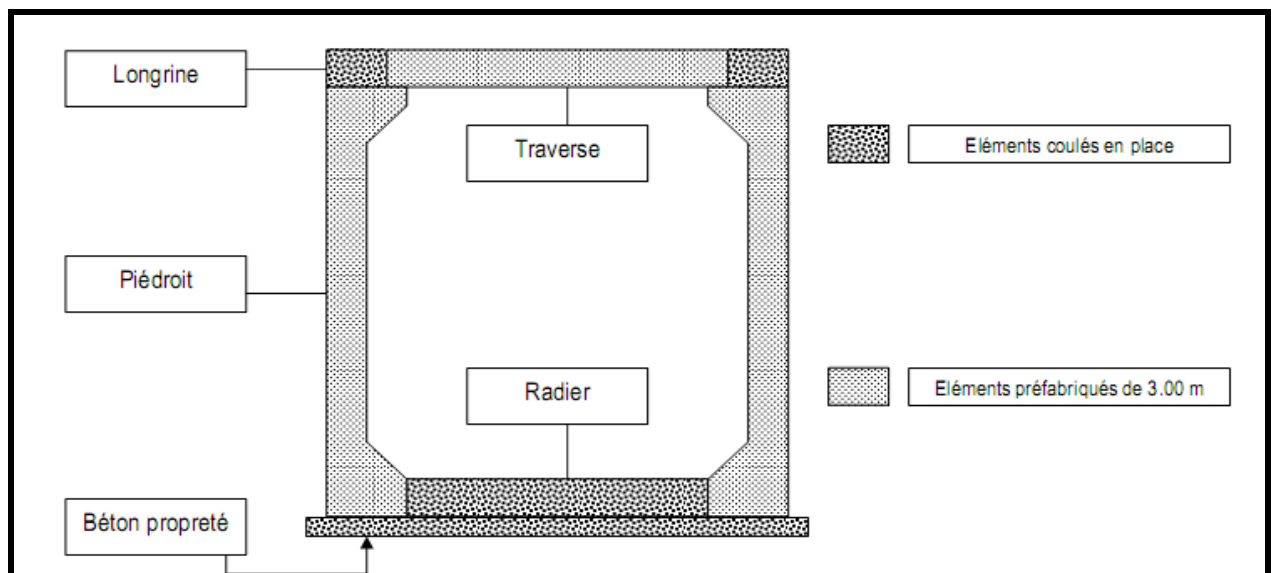


Figure VII.2 : Monolithe coulé en place

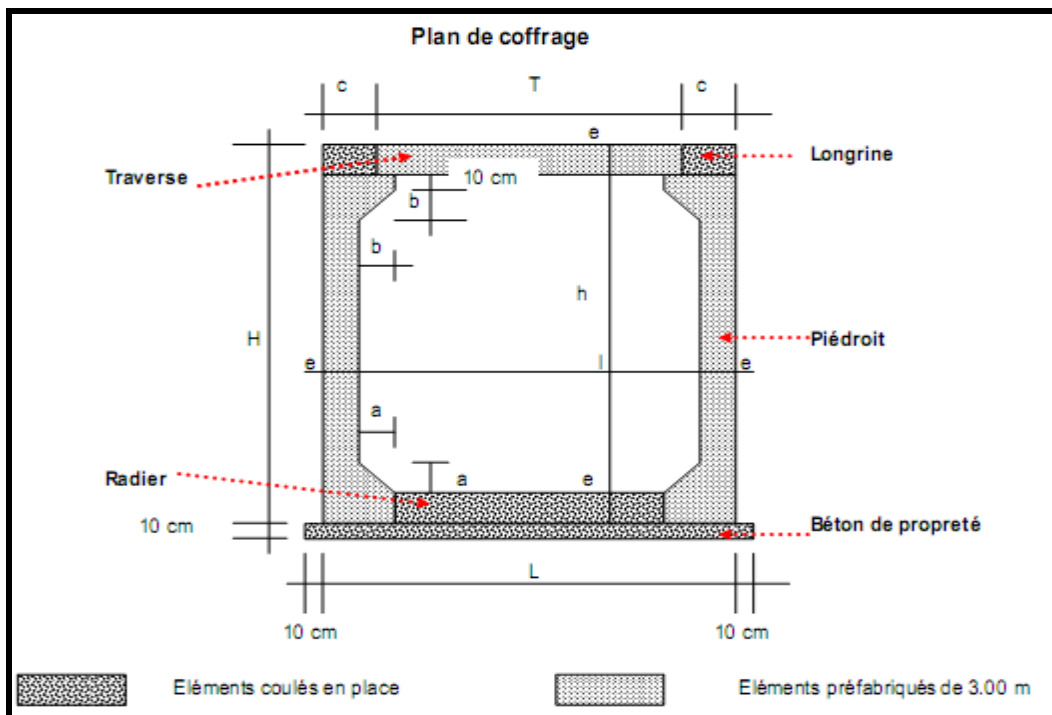
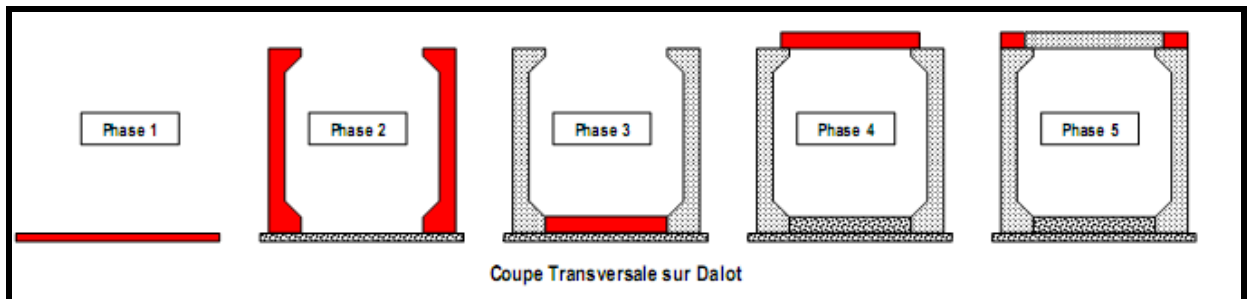


Figure VII.3 : Coupe type



Phase 1	Phase 2	Phase 3	Phase 4	Phase 5
		Béton Aciers		Béton Coffrage Aciers
		Béton Aciers		Béton Coffrage Aciers
		Béton Aciers		Béton Coffrage Aciers

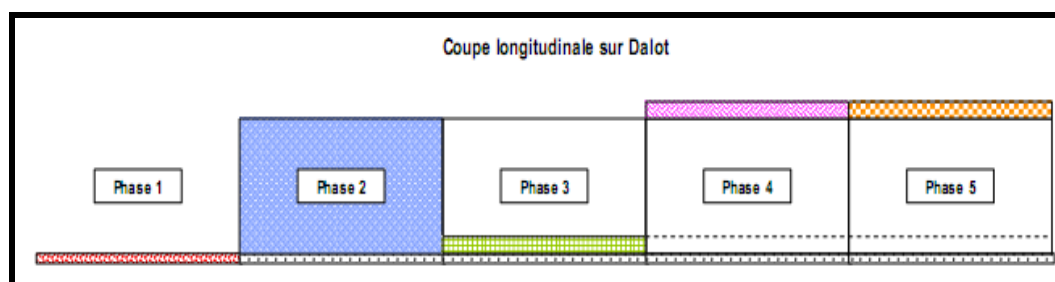


Figure VII.4 : Phasage des travaux

VII.1.2.7.2 Monolithe préfabriqué :

Les cadres rectangulaires (ou dalots) répondent à de nombreux cas d'utilisation, principalement l'écoulement des eaux pluviales en conduite ou en ouvrages hydrauliques, mais aussi en cas de passages inférieurs, galeries techniques, regards particuliers puits... [7]

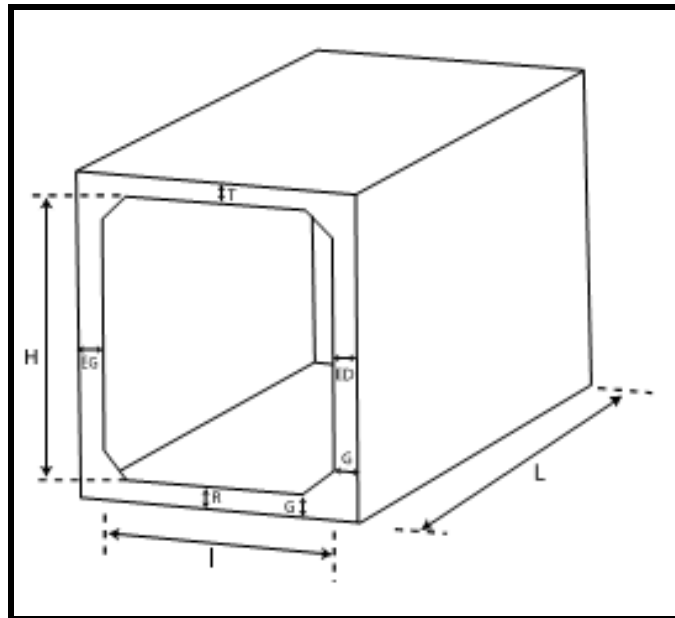


Figure VII.5 : Monolithe préfabriqué

VII.1.2.7.3 Emboîtement:

L'assemblage des deux dalots est assuré par plusieurs méthodes, essentiellement par joint souple en caoutchouc qui répond à vos exigences et garantissant :

- Une étanchéité.
- Une pose rapide et facile.
- Une absorption des légers mouvements de terrain
- Une bonne résistance aux efforts radiaux

Le joint et l'about doivent être nettoyés et lubrifiés avec du savon ou de la graisse adéquate de façon régulière sur toute sa périphérie pour faciliter le glissement. Le léger retour qui a lieu après l'emboîtement est normal. [7]

Ou bien par une bague en béton qui sera réalisé sur le chantier après le matage des abouts, ou avec des matériaux souples qui assure l'étanchéité (ex joint en goudron).



Figure VII.6 : Emboitement de dalot

VII.1.2.7.3 Armatures:

Les armatures sont disposées en deux nappes, suivant les charges (roulantes + militaires + exceptionnelles).

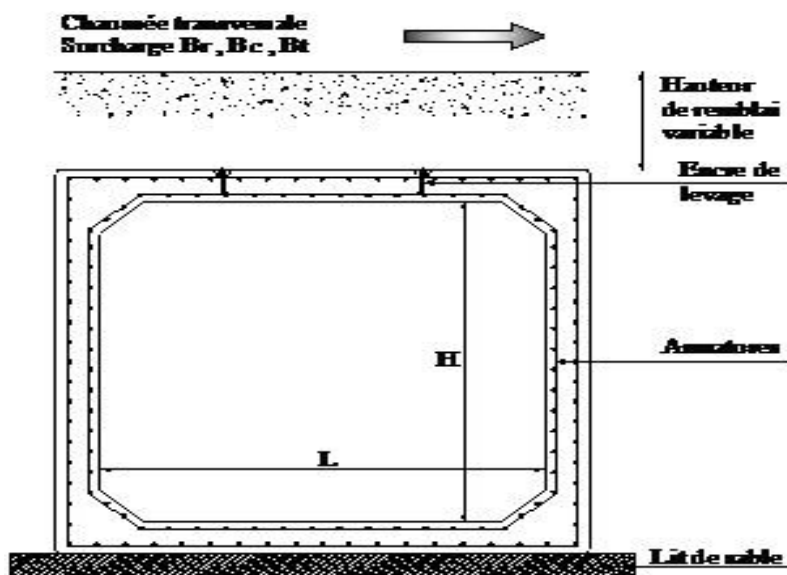


Figure VII.7 : Armateurs de dalot

- ❖ Le dalot divise en trois classes (classe C1 – classe C2 – classe C3)

C1 : Série légère

BC : Charges civiles de type camion 30 Tonnes

BT : civiles camions de deux essieux 16 tonnes chacun. Hauteur de remblai admissible de 0.7 à 1.5 m.

C2 : Série lourde

Charge militaire Mc 120 (deux chenilles de 55 T chacune) et hauteur de remblai admissible de 0.5 à 3.50 m.

C3 : Pour les autres cas utilisations

Charge exceptionnelle, fissuration très préjudiciable, hauteur de remblai supérieure à 4m, les éléments sont dimensionnés au cas par cas ou d'autres solutions de pose particulières seront proposées par notre bureau d'étude avec une note de calcul à l'appui. [7]



Figure VII.8 : photo de calque dalot

VII.1.3 Choix du type de canalisation [6]

Pour faire le choix des différents types de conduite on doit tenir compte de :

- Des pentes du terrain ;
- Des diamètres utilisés ;
- De la nature du sol traversé ;
- De la nature chimique des eaux usées ;
- Des efforts extérieurs dus au remblai.

Pour notre projet, les conduites utilisées seront :

- PVC de diamètre inférieure de 800mm, Etanchéité primordiale de profil circulaire vu les avantages qu'elles présentent :
 - Résistance aux attaques chimiques.
 - Leur bonne stabilité dans les tranchées.
 - Pose et assemblage facile.
 - Diminution du nombre de raccordement.

- La disponibilité sur le marché national.
- béton arme pour diamètre supérieure de 800mm, Etanchéité primordiale de profil circulaire.
- Dalot en béton arme pour évacuer les grands débits de profil rectangulaire avec un cunette pour évacuer le débit de temps sec de profil rectangulaire vu les avantages qu'elles présentent :
 - Débit supérieur à encombrement égal.
 - Assurer l'auto courage.
 - Gain de terrassement.
 - Facilité d'emboîtement avec les joints montés en usine.
 - Compactage latéral uniforme.
 - Couverture supérieure réduite.
 - Souplesse d'utilisation par inversion des dimensions et donc limitation des sur profondeurs.
 - Possibilité de réservations latérales pour tuyaux EP (droit ou angle à 45°) et de trémies pour regards de visite (600-800-1000).

VII.1.4 Les joints des conduites en béton armé

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

VII.1.4 .1Types d'assemblage :

L'assemblage des deux tuyaux est assuré à l'aide d'un joint souple en caoutchouc qui réponde à la norme EN 681-1

Selon le diamètre des tuyaux il peut être intégré au moment de la fabrication (joint intégré) comme il peut être livre séparément (joint glissant)

a) Joint intégrés :

Les pattes de scellement sont intégrées dans le béton a la fabrication

L'élément d'étanchéité est une lèvre, positionnée dans l'embout male, qui le comprime et le rend étanche

Élément de délestage au cas où le premier augmenterait cela garantit le contact béton contre béton et permet une déviation angulaire.

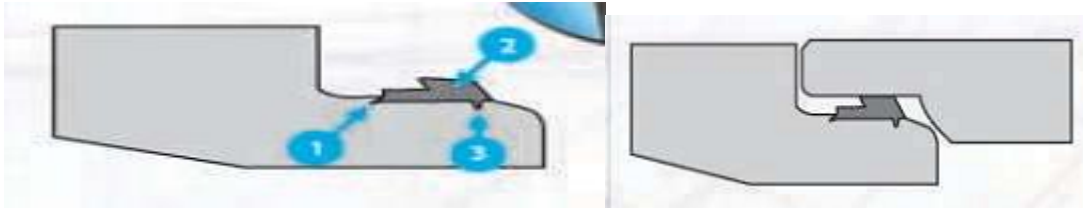


Figure VII.9 : Joint intégrés

b) Joint glissants

Le joint glissant placé en butée sur l'embout male conserve sa position pendant la durée de l'emboîtement.

Aucun risque de vrillage.

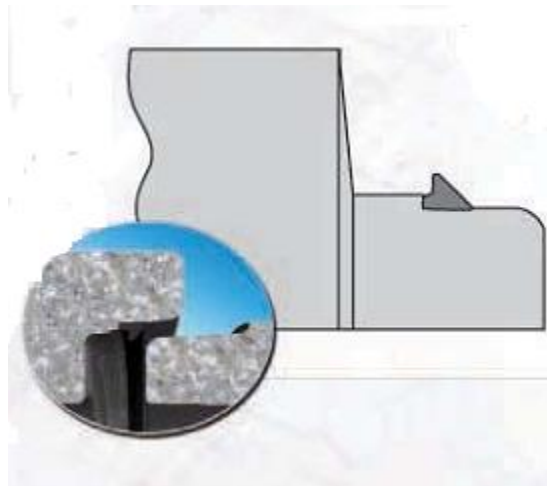


Figure VII.10 : Joint glissants

VII.1.5 Différentes actions supportées par la conduite

Les canalisations sont exposées à des actions extérieures et intérieures. Pour cela, ces canalisations doivent être sélectionnées pour lutter contre ces actions qui sont : Les actions mécaniques ; les actions statiques et les actions chimiques

a) Actions mécaniques

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 de grandes vitesses imposées généralement par le relief.

b) Actions statiques

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

Tableau VII.1 Caractéristiques du tuyau en béton armé

Diamètre nominal (mm)	Epaisseurs minimales des parois (mm)
800	66-116
1000	66-116
1200	71-121
1400	119 -146
1600	130 -158
1800	133-177
2000	141 -194

c) Actions chimiques

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 (H_2S) corrosif et néfaste aux conduites. [6]

VII.2 Ouvrages annexes

Les ouvrages annexes ont une importance considérable dans l'exploitation rationnelle des réseaux d'égout. Ils sont nombreux et obéissent à une hiérarchie de fonction très diversifiée : fonction de recette des effluents, de fenêtres ouvertes sur le réseau pour en faciliter l'entretien,

du système en raison de leur rôle économique en agissant sur les surdimensionnements et en permettant l'optimisation des coûts.

Les ouvrages annexes sont considérés selon deux groupes :

- Ouvrages normaux ;
- Ouvrages spéciaux ;

VII.2.1 Ouvrages normaux

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

VII.2.1.1 Branchements

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

- Un regard de façade qui doit être disposé en bordure de la voie publique et au plus près de la façade de la propriété raccordée pour permettre un accès facile aux personnels chargés de l'exploitation et du contrôle du bon fonctionnement.

- Des canalisations de branchement qui sont de préférence raccordées suivant une oblique inclinée à 45° ou 60° par rapport à l'axe général du réseau public.

- Les dispositifs de raccordement de la canalisation de branchement sont liés à la nature et aux dimensions du réseau public.

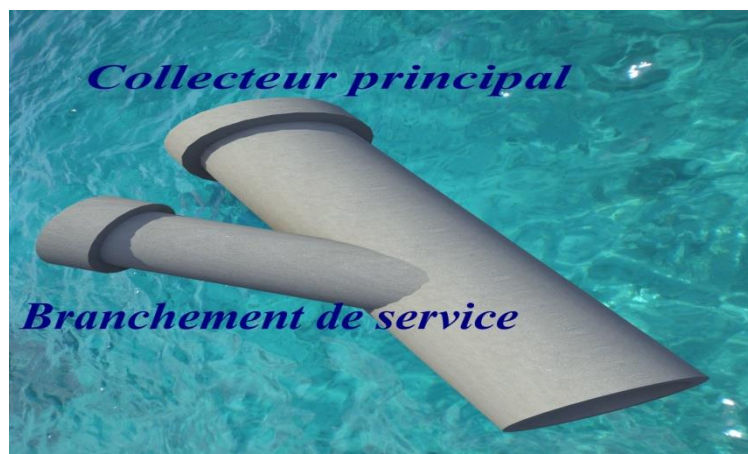


Figure VII.11 : Branchement de service.

VII.2.1.2 Ouvrages des surfaces

Ce type d'ouvrages est destiné au recueil des eaux pluviales. On distingue deux catégories :

- A- Ouvrages de collecte et de transport.
- B- Ouvrages de recueil proprement dite en tête et sur le cours du réseau principal.

A) Ouvrages de collecte et de transport**A.1 Les fossés**

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

A.2 Les caniveaux

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

Dans notre projet, les caniveaux sont placés entre les bouches d'égout et au niveau des voiries étroites pour permettre l'évacuation des eaux pluviales vers les bouches d'égout.

B) Les bouches d'égout

Les bouches d'égouts sont destinées à collecter les eaux en surface (pluviale et de lavage des chaussées). Elles sont généralement disposées au point bas des caniveaux, soit sur le trottoir. La distance entre les deux bouches d'égout est en moyenne de 50 m. La section d'entrée est en fonction de l'écartement entre les deux bouches d'égout afin d'absorber le flot d'orage venant de l'amont.

Elles peuvent être classées selon deux critères : La manière de recueillir des eaux et la manière dont les déchets sont retenus.

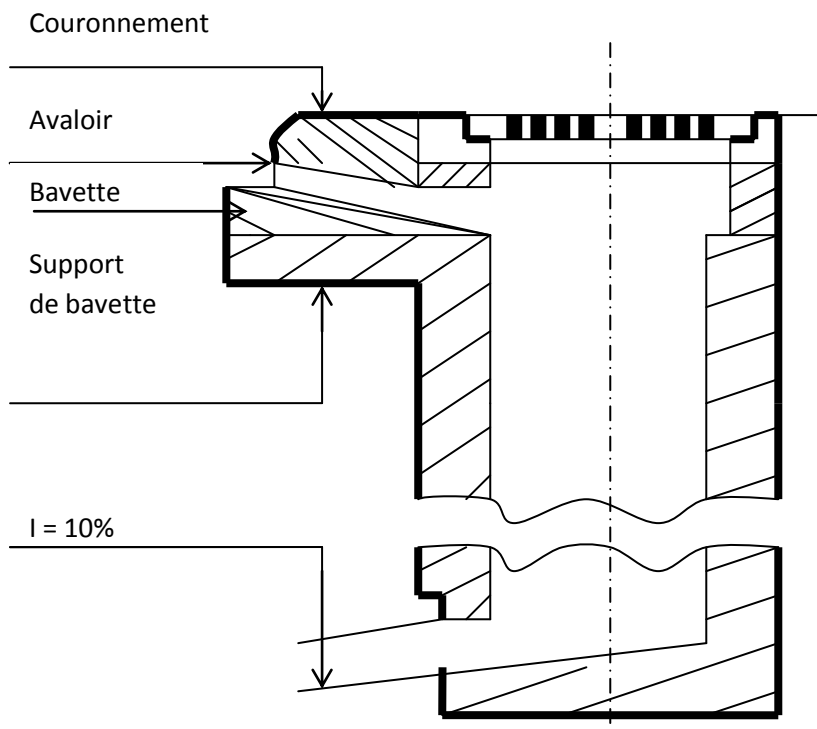


Figure VII.12 Exemple d'une bouche d'égout sans décantation

B.1 Les bouches d'égouts à section circulaire de 0,5m de diamètre avec ou sans décantation

Ce type de bouche d'égout peut s'adapter surtout si le réseau risque de ne pas faire l'objet d'un entretien permanent.

Selon le type de recueil des eaux, on distingue cinq types de bouches d'égout.

1.1 Les bouches d'égout avec grille et couronnement métallique

Ces bouches peuvent être sélectives ou non. Lorsqu'il est prévu une décantation, l'entrée des eaux dans le réseau s'effectue soit au moyen d'un siphon, soit directement par surverse au-dessus du seuil du puisard de décantation.

1.2 Les bouches d'égout avec bavette en pierre ou en béton et couronnement métallique

Elles peuvent être sélectives ou non, avec ou sans décantation siphonoïde ou non. Dans ce dernier cas l'entonnoir est prolongé par une jupe dont la base doit plonger au moins à 0,05 m au-dessous du niveau permanent du puisard de décantation.

1.3 Les bouches d'égout avec bavette et couronnement en pierres ou en béton

Ce type est une variante applicable aux deux types précédents.

1.4 Les bouches d'égout à avaloir métallique grille et couronnement combiné

Elles sont comme les précédentes, la seule particularité repose dans le fait que le dispositif métallique supérieur s'emboîte directement sur l'arase supérieure de la cheminée.

1.5 La bouche d'égout à grille seule

Les bouches d'égouts à grille seule s'emboîtent directement sur l'arase supérieure de la cheminée.

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

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

- **Regard simple** : pour raccordement des collecteurs de mêmes diamètres ou de diamètres différents.
- **Regard latéral** : en cas d'encombrement du V.R.D ou collecteurs de diamètre important.
- **Regard double** : pour système séparatif
- **Regard toboggan** : en cas d'exhaussement de remous
- **Regard de chute** : à forte pente
- **La distance entre deux regards est variable** :
 - 35 à 50 m en terrain accidenté.
 - 50 à 80 m en terrain plat.
- **Sur les canalisations les regards doivent être installés** :
 - A chaque changement direction ;
 - A chaque jonction de canalisation ;
 - Aux points de chute ;
 - A chaque changement de pente ;
 - A chaque changement de diamètre ;

❖ **Regard pour le dalot** :

C'est un ouvrage en béton B2 constitué des parois d'épaisseur 0,15m à 0,20m; muni d'un échelon de descente en acier inox ou d'échelle mobile pour

permettre l'accès au dalot. Il permet l'accès du personnel pour assurer l'entretien du réseau et aussi pour la ventilation des ouvrages enterrés.

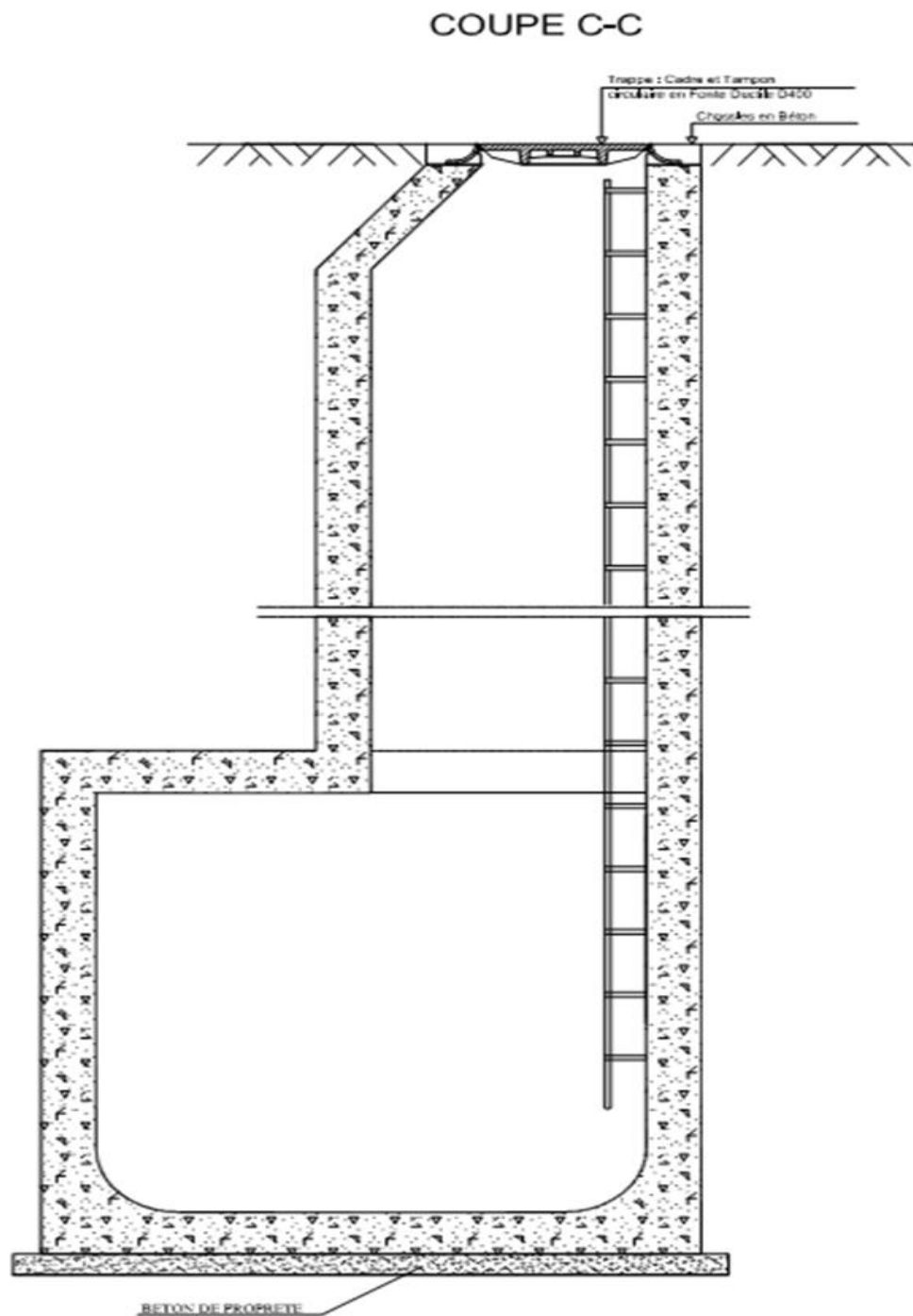


Figure VII.13 Exemple d'un regard de visite sur dalot

Dimensionnement des regards de chute

Le flux d'eau sortant d'un collecteur prend la forme d'un projectile, donc régie par les deux lois suivantes :

$$x = Vt \quad (\text{VII.1}).$$

$$y = \frac{1}{2} g t^2 \quad (\text{VII.2}).$$

Avec $t = \frac{x}{V} \quad (\text{VII.3}).$

Ou : x : Longueur du regard (m).

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

V : Vitesse d'écoulement dans la conduite. (m/s).

Des trois équations on aura : $x = \sqrt{\frac{2y}{g}} \cdot V \quad (\text{VII.4}).$

Dimensionner Regarde de chute R3

$$y = CR_{R3} - CR_{R4} = 76.50 - 74.36 = 2.14 \text{ m}$$

$$V = 2.63 \text{ m/s}$$

Donc :

$$x = \sqrt{\frac{2 * 2.14}{9.81}} * 2.9 = 1.92 \text{ m}$$

Pour des raisons économiques nous avons opté pour des longueurs standards des regards, dont en ajoutant des déflecteurs dans le cas des regards de chute.

VII.2.2 Ouvrages spéciaux**VII.2.2.1 Déversoirs d'orage**

En hydraulique urbaine, un déversoir est un dispositif dont la fonction réelle est d'évacuer par les voies les plus directes, les pointes exceptionnelles des débits d'orage vers le milieu récepteur. Par conséquent, un déversoir est un ouvrage destiné à décharger le réseau d'une

certaine quantité d'eaux pluviales de manière à réagir sur l'économie d'un projet en réduction du réseau aval.

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

VII.2.2.1.1 Emplacement des déversoirs d'orage

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

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

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

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

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

- Topographie du site et variations des pentes.

VII.2.2.1.2 Types des déversoirs

On distingue plusieurs types de déversoir.

A)-1 Déversoir à seuil latéral et conduite aval étranglée

Pour le calcul de cet ouvrage il faut que l'écoulement en amont soit fluvial. La présence d'un seuil élevé (marge de sécurité) conduit à la formation d'un ressaut dans la conduite d'amenée. Les vannes utilisées sur les conduites de décharges peuvent être manipulées en fonction du débit transité par le déversoir.

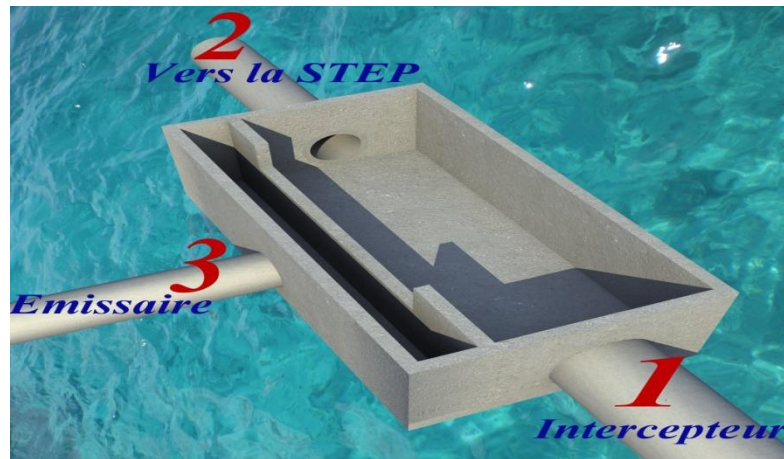


Figure VII.14 Déversoir d'orage à seuil latéral.

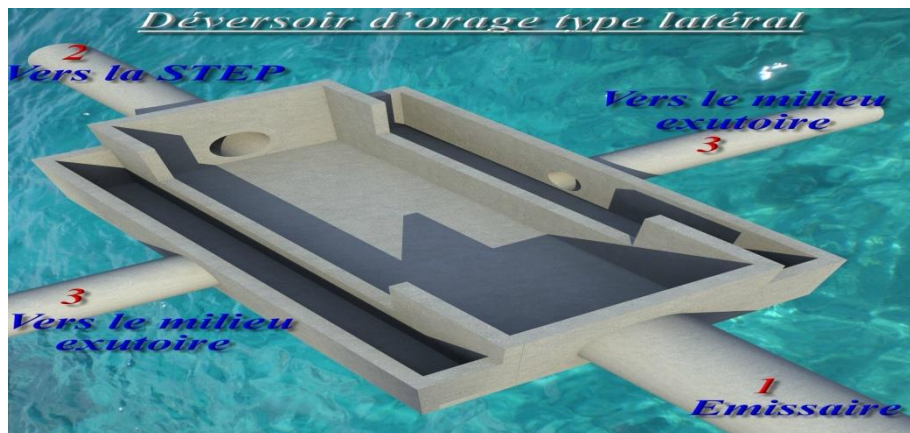


Figure VII.15 Déversoir d'orage type latéral à double seuil.

A)-2 Déversoir a seuil latéral et conduite aval libre :

Ce type de déversoir diffère du précédent essentiellement par le fait que la conduite aval a un écoulement libre, si pour le débit max. d'orage la charge sur la crête aval est nulle. Ce type de déversoir assurera un débit aval constant quel que soit le débit déversé.

B)- Déversoir d'orage à ouverture du fond :

Dans ce type d'ouvrage: le débit d'eau usée transite à travers une ouverture pratiquée dans le radier de la canalisation. On a d'autres types de déversoirs comme :

- Les déversoirs à seuil frontal :

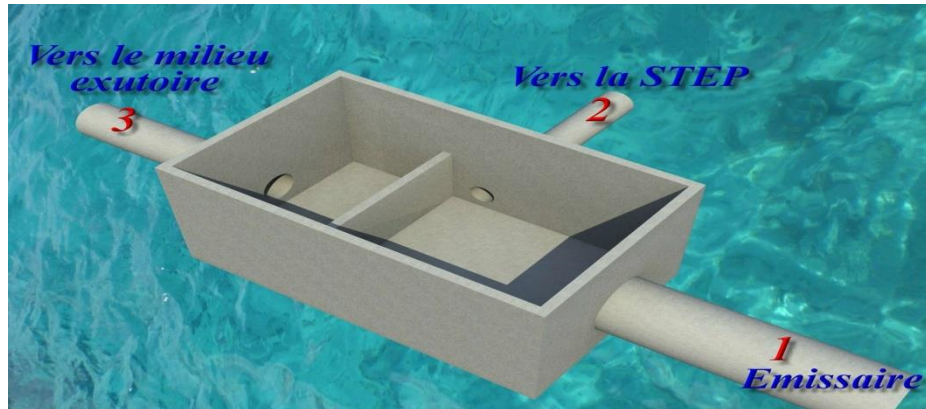


Figure VII.16 Déversoir d'orage type frontal.

- Déversoirs type Escalier :

Ce dernier a pour rôle les fonctions suivantes :

Alléger la surcharge dans la partie basse de l'agglomération.

Il est utilisé en cas de décharge de collecteur de part et d'autre, il est placé dans des endroits où il n'y a pas de charriage.

Si le terrain est à forte pente, il est utilisé pour éviter la surcharge.

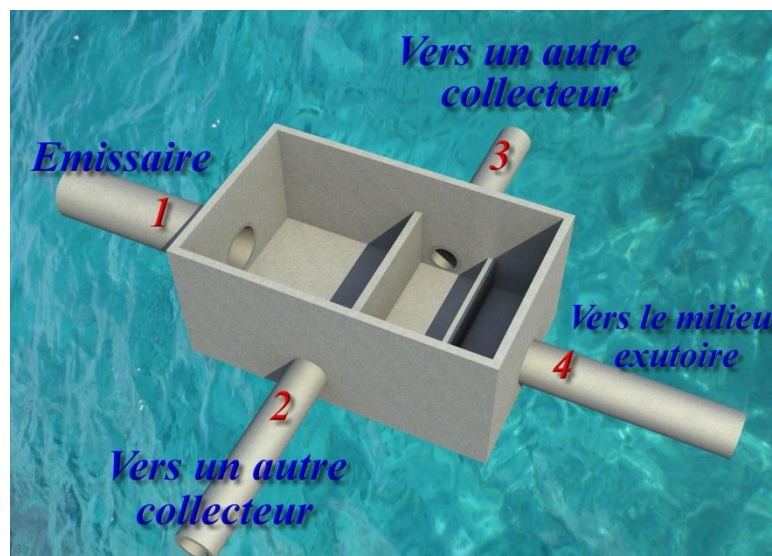


Figure VII.17 Déversoir d'orage type Escalier.

Déversoir By-pass :

C'est un déversoir qui a pour rôle de partager le débit en deux directions et l'amélioration des propriétés hydrauliques dans les collecteurs aval.

Remarque

Dans notre étude nous avons prévu 01 déversoir d'orage, de type latéral pour acheminer l'eau usée vers la station d'épuration intercommunale de RELIZANE. Le débit qui se déverse en période d'averse par le déversoir d'orage est véhiculé à l'aide d'un émissaire vers un canal en béton (existant) et ensuite vers Oued MINA.

VII.2.2.1.3 Dimensionnement des déversoirs d'orage

Pour notre cas nous optons pour la triple dilution, c'est à dire, le débit qui se dirige vers la station d'épuration par l'intermédiaire du déversoir d'orage est égal à trois fois le débit de temps sec. Le débit restant sera rejeté vers l'Oued par l'intermédiaire d'un émissaire.

-Dimensionnement du DO1

Les données de base :

Débit de temps sec : $Q_{ts}=0,15 \text{ m}^3/\text{s}$.

Débit total : $Q_T=21.397 \text{ m}^3/\text{s}$.

- On suppose une dilution de 3 pour la Station d'épuration c'est à dire 2 m^3 d'eau pluviale et 1 m^3 d'eau usée.
- Un coefficient de débit **m** qui est en fonction de la forme de la crête et la hauteur déversée. la valeur maximale de **m** est de 0.45 et la valeur minimale est de 0.27.

Pour notre projet on suppose un **m =0.45**.

a)Détermination du débit de la STEP :

On a le $Q_{usé}$ du tronçon 175-DO est de $0.15 \text{ m}^3/\text{s}$ avec une dilution de 3 donc le débit qui sera dirigé vers la station d'épuration est :

$$Q_{step}= 3. Q_{usé} = 3* 0,150= 0.45\text{m}^3/\text{s}$$

b) Détermination du débit déversé :

$$Q_T = 21.397 \text{ m}^3/\text{s} \rightarrow Q_c = Q_T * Z$$

❖ Détermination du temps de concentration

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

- $t_1 = \frac{L}{60 \cdot v}$: C'est le temps mis par l'eau pour s'écouler dans les conduites. (Min)
- t_2 : Temps mis par l'eau pour atteindre le premier ouvrage d'engouffrement on l'estime compris entre 2 et 20 minutes. On prendre $t_2 = 5 \text{ min}$

Tronçon	L (m)	V (m/s)	t (min)
R1-R9	425.71	2.9	2.45
R9-R26	913.54	3.07	4.96
R26-R112	67.26	3.45	0.32
R112-R114	166.05	3.3	0.84
R114-R120	64.78	3.56	0.30
R120-R127	88.4	3.91	0.38
R127-R141	99.99	4.21	0.40
R141-R143	87.88	3.89	0.38
R143-DO	767.63	4.28	2.99
		t_1	13

Tableau 2.VII : calcule le temps mis par l'eau pour s'écouler dans les conduites

Donc :

$$t_c = 13 + 5 = 17 \text{ min}$$

$$\text{Avec } Z = 1 - \frac{T_c}{100}$$

$$T_c = 17 \text{ min.}$$

$$\text{Donc } Z = 1 - \frac{17}{100} = 0.83 \rightarrow Q_c = 21.397 * 0.83 = 17.76 \text{ m}^3/\text{s.}$$

$$Q_{\text{dév}} = Q_c - Q_{\text{step}} = 17.76 - 0.45 = 17.31 \text{ m}^3/\text{s.}$$

$$Q_{\text{dév}} = 17.31 \text{ m}^3/\text{s.}$$

c) Détermination de la hauteur amont

D'après le tronçon 175-DO, le $h_n = 2.11$ m

$$\text{Donc : } H_{\text{amont}} = 2.11 \text{ m}$$

d) Détermination de la hauteur du seuil

D'après le tronçon 175-DO, le $h_{\text{min}} = 0.29$ m

$$\text{Donc : } H_{\text{seuil}} = 0.5 \text{ m}$$

e) Détermination de $H_{\text{dév}}$:

C'est la lame d'eau qui passe au-dessus du seuil du déversoir.

$$H_{\text{dév}} = (H_{\text{amont}} - H_{\text{seuil}})/2 = (2.11 - 0.5)/2 = 0.805 \text{ m}$$

f) Détermination de la longueur du déversoir :

$$Q_{\text{dév}} = m \cdot L \cdot (H_{\text{dév}})^{3/2} \sqrt{2g}$$

m : Coefficient du débit.

L : Largeur du déversoir exprimée en (m).

$H_{\text{dév}}$: Hauteur d'eau en (m) au-dessus du seuil du déversoir. $H_{\text{dév}} = 0.805$ m

$$L = \frac{17.31}{0.45 \cdot (0.5706)^{3/2} \sqrt{2 \cdot 9.81}} = 12 \text{ m}$$

Dans notre projet on a utilisé un déversoir d'orage type latéral à double seuil.

On prend la longueur du déversoir de 6m.

*Dimensionnement de la Dalot transitant le débit vers Oued Mina (Emissaire)

Pour une pente moyenne $l_{\text{moy}} = 0.005$ et $Q_{\text{dév}} = 17.31 \text{ m}^3/\text{s}$

D'après le programme de calcul (canal 21): $H \cdot L = 2500 \cdot 2000$ mm

section	large	Rugo	Pente	hauteur		Hydrauliques	

/	B(m)	K _S	I(m/m)	H(m)	H _s (m)	P _m (m)	S _m (m ²)	Rh(m)	V(m/s)	Fr	Hsc(m)	h _c (m)	h _{n(m)}	Lbief(m)
Rect.	2	75	0.005	2.5	2.5	7	5	0.7143	3.462	0.70	2.95	1.96	2.11	1.426

Tableau 3.VII : Paramètres de calcul du canal rectangulaire (Emissaire)

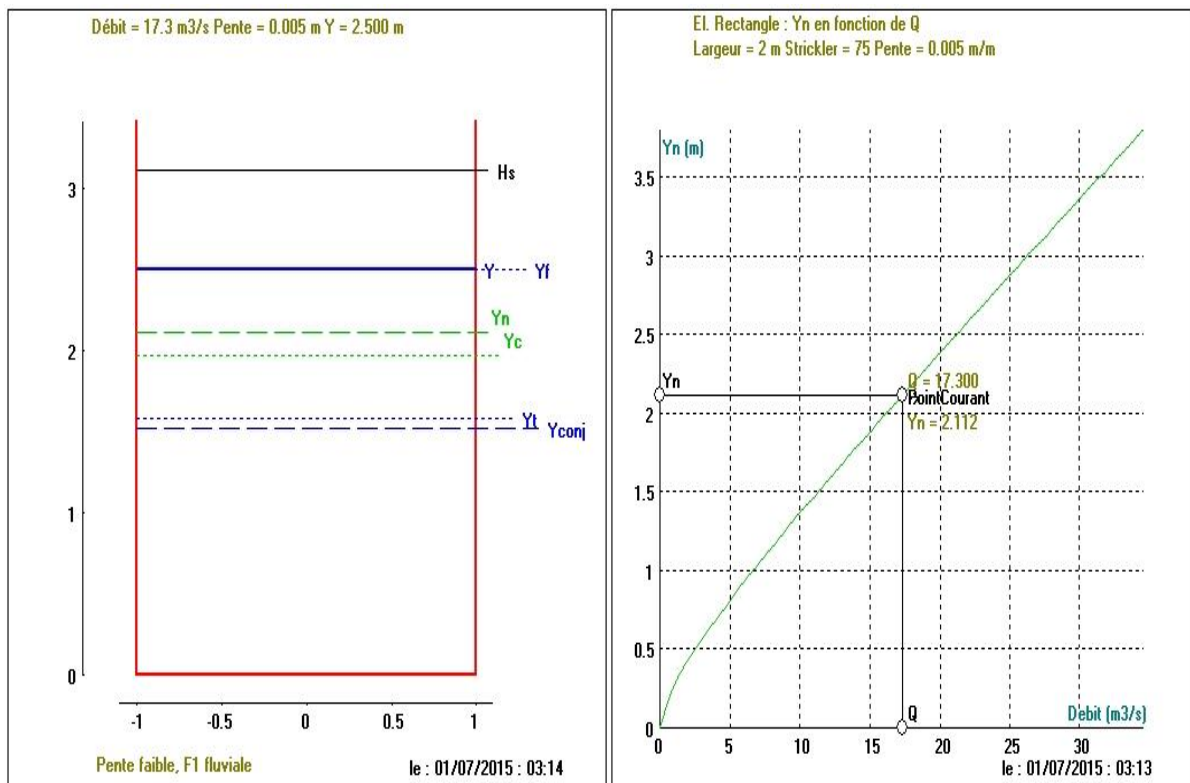


Figure 18.VII: Caractéristiques du canal rectangulaire (Emissaire)

Cette canal de dimension de 2500*2000 mm avec une linéarité de 1852m qui est destiné à évacuer un débit de 17.31 m³/s avec une vitesse égale à 3.462 m/s et jette dans un canal trapézoïdale en béton existant qui ensuit acheminer l'eau vers Oued Mina.

***Dimensionnement du conduit transitant le débit vers la step**

Pour une pente moyenne $l_{moy} = 0.005$ et $Q_{step} = 3$. $Q_{usé} = 3 * 0,150 = 0.45 m^3/s$

Cette collecteur de diamètre 800 mm avec une linéarité de 663m qui est destiné à évacuer un débit de 0.45 m³/s avec une vitesse égale à 1.82 m/s et raccorder avec collecteur existant qui ensuit acheminer l'eau vers la station d'épuration .

Conclusion :

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

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

- 01 Déversoir d'orage type latéral à double seuil.
- 01 émissaire.

Chapitre X : Gestion-entretien et exploitation du réseau.

Introduction :

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

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

VII.1 Connaissance du réseau :

La première condition pour une exploitation rationnelle du système d'assainissement est de connaître :

- Le tracé exact de celui ci.
- Toutes ces caractéristiques hydrauliques (débit, vitesse...etc.).
- Toutes ces caractéristiques topographiques. (pente, côte...etc.).

VII.2 Surveillance du réseau d'assainissement :

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

1) Caractéristiques géographiques et géométriques :

- pour les réseaux : Situation en plan, type ou section, côtes de sol et du fil d'eau, pentes etc....
- Pour les bassins : surface, coefficient de ruissellement, pente moyenne.

2) Caractéristiques hydrauliques :

- Pluviométrie ;
- Consommation d'eau ;
- Débit entrant dans le réseau.

La surveillance d'un réseau répond à plusieurs objectifs, à savoir :

- La sécurité du personnel ;
- La maintenance du réseau ;
- La protection du milieu urbain et de l'environnement.

VII.3 Organisation de l'entretien du réseau :

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

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

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

VII.3.1 Enlèvement des dépôts :

L'ennemi premier des réseaux d'assainissement est le dépôt des matières en suspension, surtout, le sable. Le curage peut se faire automatiquement par des regards de chasse, mais ces derniers ont montré leur limite d'utilisation, donc il vaut mieux prévoir des chasses hydromécanique ou faire un curage manuel.

VII.3.2 Détection des fuites :

Les causes principales des fuites sont :

- Les fissures au niveau des collecteurs ou au niveau des regards.
- Les joints qui ne remplissent plus leur rôle.

VII.3.3 Détection des eaux parasites :

Les eaux parasites proviennent des nappes ou du réseau d'alimentation en eaux potable, la détection se fait la nuit. On reconnaît les eaux parasites par leur clarté. Pour cette opération on utilise le PERISCOPE (caméra).

VI.3.4 Entretien des joints :

Les ouvrages (canalisation) peuvent présenter des défauts d'étanchéité et même des

ruptures dues aux mouvements du sol.

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

VII.3.5 Entretien du réseau non visitables :

Le diagnostic des désordres constatés sur les canalisations non visitables est extrêmement difficile. Il est pratiquement impossible d'avoir une vue directe pour examen par source lumineuse et miroir, sur un tronçon de canalisation entre deux regards espacés de 40 à 50 mètres, lorsque le diamètre est inférieur à 600 millimètres ou lorsqu'une anomalie est décelée au passage d'un engin de curage. On ne peut pas savoir s'il s'agit d'un joint dégradé, ou fissurer, d'un branchement particulier en saillie, d'un dépôt incrustant ou d'un corps étranger. L'inspection des égouts non visitables est possible par l'utilisation des circuits fermés de télévision. Le principe de cette technique est : une caméra tractée par un câble initialement passé entre deux regards de visite donne de l'intérieur de la canalisation visitée une image visible sur l'écran du téléviseur. Il est évident que ce matériel de visite des canalisations apporte beaucoup d'efficacité lors de l'exploitation d'un réseau. L'inspection télévisée nous facilite :

- La détection rapide de la nature des anomalies ainsi que leur repérage précis ;
- Le suivi de l'évolution des matériaux constitutifs des tuyaux ;
- La connaissance des techniques de pose de canalisation dans le temps ;
- La possibilité de contrôle des intrusions d'eau de nappe dans le réseau ;
- L'élaboration à moyen terme de programme de nettoyage des canalisations en fonction de leur vitesse d'encrassement ;
- Le contrôle de l'efficacité des têtes d'hydro-curage et la détermination du matériel le mieux adapté au nettoyage en fonction des déchets perturbant.

VII.3.6 Travaux spécifiques :

1-Désodorisation

Le réseau d'égouts est un milieu favorable à la formation de bactéries qui dégagent des mauvaises odeurs, pour y remédier il faut bien aérer le réseau ou injecter de l'oxygène liquide

2-Lutte contre la corrosion due à l'H₂S :

Comme les conduites de notre réseau sont en béton, qu'est un matériau sensible à l'attaque de l'acide sulfurique, il faut empêcher la formation de ce dernier par des moyens hydrauliques ou chimiques qu'on a cité précédemment.

VII.4 Les tâches de l'exploitant:

- Connaissance physique et hydraulique des réseaux ;
- Organisation du déclenchement du curage d'un réseau ;
- Entretien du réseau ;
- Suivi de l'exécution des branchements.
- Surveillance de l'adaptation du système d'assainissement (réseaux et stations).

VI.4.1 Connaissance physique et hydraulique des réseaux:

VI.4.1.1 Connaissance physique du réseau:

Cette connaissance est nécessaire pour assurer l'exploitation d'un réseau. Elle est divisée en quatre niveaux :

1^{er} niveau : La connaissance globale d'un réseau

Connaissance globale d'un réseau est indispensable et permet une visualisation de l'ensemble et comporte :

- L'implantation du réseau avec identification de la nature des eaux et du sens de leur écoulement ;
- La localisation et l'implantation des principaux ouvrages particuliers, station d'épuration,... etc ;
- La localisation des zones industrielles.

2^{ème} niveau : localisation des éléments du réseau

Elle comporte :

- Localisation des regards de visite avec repérage approximatif ;
- Définition précise des côtes du sol et de radier aux points caractéristiques (angles de rue, jonctions, changements de pentes, etc.) ;

- Diamètre, pente, matériau, année de construction et longueur par tronçon ;
- Identification de la partie sous domaine publique des branchements ;

3^{ème} niveau : localisation précise des éléments du réseau

- Localisation par coordonnées pour chaque tronçon ;
- Description géométrique et physique de chacun des organes d'entrée ;
- Nature et localisation de chacun des branchements particuliers ;
- Description des caractéristiques constructives du réseau ;
- Description des ouvrages particuliers ;

Cette connaissance constitue une excellente base pour l'exploitation d'un réseau.

4^{ème} niveau : connaissance de l'état des réseaux.

- Nature et état des joints ;
- Nature et état des revêtements intérieurs ;
- Niveau d'ensablement d'opérations et des ouvrages spéciaux ;
- Indications sur le fonctionnement des ouvrages particuliers.
- Composition et débit des eaux.

VII.4.1.2 Connaissance hydraulique du réseau:

La connaissance hydraulique du réseau est utile pour l'exploitant pour :

- La délivrance des permis de construire ;
- La dérivation des eaux pendant les travaux d'entretien ;
- Suivre l'évolution de l'urbanisation.

Comme pour la connaissance physique, on peut définir Trois niveau de connaissance hydraulique d'un réseau :

1^{er} niveau : connaissance globale du fonctionnement

Elle peut comporter :

- Nature des eaux (E.U., E.P., ..., ou unitaire) ;
- Indicateur sommaire du bon mauvais fonctionnement pour chaque élément du réseau.

2^{ème} niveau : connaissance quantitative du fonctionnement

Pour atteindre les objectifs visés, l'exploitant devrait, sans être obligé de refaire sans cesse les calculs hydrauliques, disposer des renseignements suivants :

- Pour les réseaux d'eaux usées :

- Débit de la conduite fonctionnant écoulement à surface libre ;
 - Débit de pointe journalier maximum.
- Pour les réseaux d'eaux pluviales :
- Débit de la conduite supportant un écoulement en charge ;
 - Débit de la conduite fonctionnant écoulement à surface libre ;
 - Débit de pointe pour un événement pluvieux de la période de retour de prise en compte au moment de la conception des réseaux.
- Pour tous les réseaux :
- Lignes d'eau.
 - Vitesse pour la mesure du risque d'abrasion dans le cas de vitesses élevées.
 - Vitesse correspondant à un débit minimal pour la vérification des conditions d'autocurage.

3^{ème} niveau : connaissance de la qualité des eaux

Ce niveau permet d'acquérir les informations liées à la connaissance de la qualité des eaux :

- A l'entrée de la station d'épuration.
- A la sortie des branchements industriels pouvant :
 - ✓ Produire des rejets toxiques pour le personnel.
 - ✓ Comporter des substances inhibitrices pour le fonctionnement de la station d'épuration.
- Aux déversoirs d'orage en y incluant la pollution véhiculée par les eaux pluviales.

VII.4.2 Critères de déclenchement des opérations de curage:

L'entretien périodique peut se concevoir sous la forme curative ou préventive :

Curatif : l'intervention appropriée est déclenchée lorsqu'un débordement est constaté soit dans le domaine public soit en propriété privée. Ce type de déclenchement n'est envisageable que si le nombre d'interventions n'est pas trop important ceci peut être le cas d'un réseau :

- bien conçu.
- A fortes pentes.
- Sans déversement industriels trop importants.
- Avec des branchements bien contrôlés.

Préventif : plusieurs systèmes existent :

- Curage à blanc d'une partie du réseau : ce procédé présente l'inconvénient d'un curage de zone ne nécessitant pas forcément un nettoyage ;
- Curage à partir d'une certaine épaisseur de sable constatée dans les égouts : ce procédé nécessite qu'une visite préalable soit faite pour recenser les différentes hauteurs de curage juste avant l'intervention. Il présente l'inconvénient de pérenniser la réduction de la débitance ;
- Curage à la demande en fonction des hauteurs de sable constatées et de la sensibilité de la zone : ce procédé nécessite que soient transcrits les renseignements concernant les dépôts antérieurement constatés et les dommages ou nuisances qu'ils ont engendrés. Des règles de visite et de déclenchement de curage peuvent être alors fixées. Elles permettent de minimiser le coût des visites préalables et des curages en les réduisant au strict minimum.

VII.4.3 Entretien des réseaux:

La nécessité de l'entretien de l'ensemble des différents collecteurs, qui constituent le réseau, est reliée aux fluides qu'ils véhiculent et aux phénomènes auxquels ils sont soumis :

- ✓ Erosion, corrosion, abrasion.
- ✓ Dégradations diverses dues à la nature et aux hommes provoquant également des engorgements, obstructions, excavations ou effondrements.

Toutes ces agressions obligent l'exploitant à remédier aux effets par des interventions périodiques ou immédiates ayant donc un caractère préventif ou curatif.

Ces phénomènes peuvent être aggravés par un réseau mal conçu (pentes faibles, changements de pente ou tracés trop importants) ou par des anomalies telles que branchements pénétrants, racines d'arbre, etc.

VII.5 Réhabilitation des réseaux d'assainissement:

La réhabilitation d'un tronçon d'égout est envisagée lorsque les perturbations de fonctionnement des réseaux ou bien des dommages causés à l'environnement sont Inacceptables.

La réhabilitation d'un tronçon détérioré peut s'effectuer par de nouvelles techniques parmi lesquelles peuvent être citées:

- 1) L'injection des produits colmatant;
- 2) Le gainage intérieur;
- 3) Le tubage intérieur.

1. Technique d'injection : Cette méthode consiste:

- à repérer l'infiltration à l'aide d'une caméra;
- à positionner à l'aide de la camera l'outil de réparation;
- à injecter à basse pression une solution de résine acrylique de l'intérieur vers l'extérieur.

• **Avantage :**

- introduction du matériel par des regards.
- possibilité de vérifier l'étanchéité du joint.
- mise en œuvre compatible avec des infiltrations limitées.
 - comblement des vides créent autour des joints.
- mise en œuvre rapide et possible même en présence d'écoulement.

• **Inconvénient :**

- réhabilitation souvent peu structurante et locale.
- peu utilisable sur pvc et polyéthylène.
- traitement difficile à proximité des regards.

2. Technique de gainage :

a. Méthode par inversion :

Cette méthode consiste à introduire par retournement une gaine imprégnée de résine à partir d'un regard de visite. La masse de la colonne d'eau ou la pression d'air chaud assurent à la fois l'avancement de la gaine, son plaquage contre l'ancienne paroi et la polymérisation de la résine.

b. Méthode par tractage :

La mise en place de la gaine se fait à l'aide d'un treuil qui tracte la gaine à partir du regard suivant. La mise sous pression est ensuite réalisée pendant la durée de réalisation.

• **Avantage :**

- pas de fouille.
- applicable à une gamme variée de cas.
- rénovation structurante sans réduction importante de diamètre.
- bonne résistance des matériaux.
- mise en œuvre rapide.

- **Inconvénient :**

- reproduction des défauts dans l'ancienne canalisation.
- reprise de pathologie pas très important.
- mise hors d'eau nécessaire du tronçon à réhabiliter.

3. Technique de tubage :

Cette technique consiste à chemiser la partie de canalisation en mauvais état par un tuyau formé d'éléments assemblés au fur à mesure de leur introduction à partir d'un regard ou d'un puits d'accès. Selon la nature du tuyau l'assemblage des divers éléments s'effectue, par collage, par thermo-soudage, par emboîtement à vis ou à joint caoutchouc.

Avantage :

- la mise en place est rapide.
- la mise hors de l'eau du tronçon n'est pas toujours nécessaire.

Inconvénient :

- réduction de la section et de la qualité de l'écoulement.
- la présence de branchement limite l'intérêt de l'opération.

VII.5 Gestion informatique du réseau :

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

VII.6 Recommandations pour la gestion et l'exploitation de notre réseau :

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

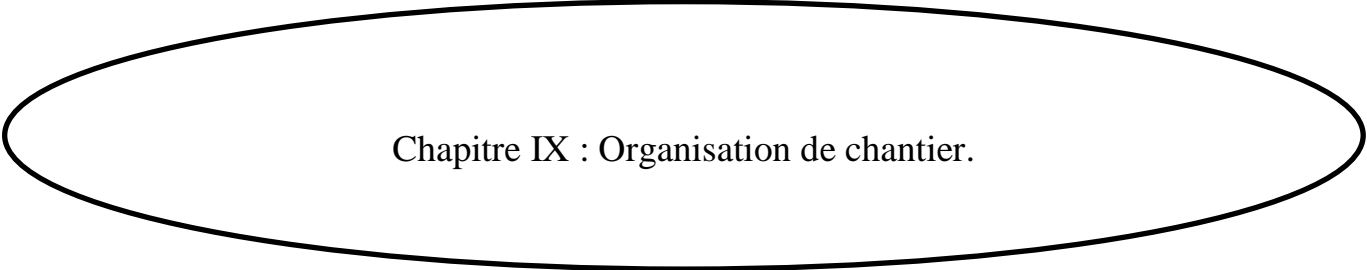
Une fois que l'opération de remise à niveau du réseau est terminée, on établit un calendrier annuel de toutes les opérations de surveillance et de contrôle ; à titre d'exemple ; il faut prévoir le curage de tous les regards et bouches d'égouts avant les premières pluies de l'automne.

Conclusion :

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

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

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



Chapitre IX : Organisation de chantier.

Chapitre IX : Organisation de chantier

Introduction

La réalisation d'un système d'assainissement est régie par les lois auxquelles sont soumis tous chantiers se trouvant dans la nature, en milieu urbain soient ils ou en milieu rural.

Pour une réalisation optimale il faut suivre les règles de l'organisation du chantier en général. La méthode la plus utilisée est la méthode CPM « critical path méthode », c'est une méthode qui consiste à réduire les temps de réalisation, les coûts, et augmenter le rendement du travail. Elle se base sur l'établissement d'un réseau qui traduit la succession des opérations constituant le projet en question. A la fin on obtient ce qu'on appelle le chemin critique.

IX .1. Les informations sur les réseaux publics existants

Le sous - sol des voiries reçoit l'ensemble des canalisations et réseaux qui concernent : l'eau potable, les égouts, électricité, gaz et télécommunications.

Devant cette situation, avant de faire la pose de nos conduites, il convient de préparer une étude très détaillée sur l'encombrement du sous-sol, afin d'éviter de détruire les revêtements des chaussées et les autres conduites.

Pour notre agglomération nous avons synthétisé tous les plan de récolement du sous-sol et nous avons constaté que toutes les actions situées préalablement sont présentes dans notre sol.

IX .2. Exécution des travaux

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

- Vérification, manutention des conduites ;
- Décapage de la couche du goudron (si elle existe) ;
- Emplacement des jalons des piquets (piquetage) ;
- Exécution des tranchées et des fouilles pour les regards ;
- Aménagement du lit de pose ;
- La mise en place des conduites ;
- Assemblage des tuyaux ;
- Faire les essais d'étanchéité pour les conduites et les joints ;
- Construction des regards ;
- Remblai des tranchées.

IX .2.1. Vérification, manutention des canalisations

Les produits préfabriqués font l'objet sur chantier de vérification portant sur :

- Les quantités ;
- L'aspect et le contrôle de l'intégrité ;
- Le marquage en cas de défaut ;

➤ **Précautions :**

Les conduites sont posées sans brutalité sur le sol où dans le fond des tranchées et ne doivent pas être roulées sur des pierres ou sur le sol rocheux, mais sur des chemins de roulement.

IX .2.2. Décapage de la couche végétale

L'opération se fait par un doser sur une couche de 10 cm, le volume V de terre décapé est :

$$V = bHL \text{ (m}^3\text{)} \quad \text{(IX -1)}$$

H : Epaisseur de la couche végétale.

b : Largeur de la couche végétale.

L : Longueur totale de tranché

IX .2.3 Emplacement des jalons des piquets (piquetage)

Suivant les tracés du plan de masse, les jalons des piquets doivent être placés dans chaque point d'emplacement d'un regard à chaque changement de direction ou de pente et à chaque branchement ou jonction de canalisation.

IX .2.4 L'exécution des fouilles pour les regards et les tranchées

Le mode d'exécution en fouille ouverte, en tranchée, est le plus fréquemment utilisé lors de la construction des collecteurs urbains.

La profondeur de la tranchée est pratiquement toujours imposée par des conditions d'axe hydraulique ou de croisement d'ouvrages existants.

La largeur de la tranchée dépend essentiellement des dimensions extérieures et du type d'emboîtement des tuyaux, de la fondation, de l'espace minimum nécessaire entre la canalisation et la paroi de la tranchée pour réaliser une pose correcte et un remblayage latéral de compacité adéquate, de la profondeur de pose de la place disponible pour l'exécution des fouilles, de la nature des terrains rencontrés, notamment si les terrassements ne sont pas réalisés

à l'abri d'un blindage. Economiquement, il n'est pas intéressant d'établir des tranchées trop larges, vu le coût des terrassements ; on s'oriente donc vers l'exécution de fouilles de largeurs minimales. Les aptitudes

L'exécution des fouilles pour les regards et les tranchées est réalisée par une pelle mécanique équipée en rétro de l'aval vers l'amont du réseau.

Les aptitudes de la pelle rétro sont :

- creuser au-dessous de la surface d'appui ;
- creuser rapidement et précisément les tranchées à talus vertical ;
- creuser à une profondeur importante ;
- creuser dans la direction de la machine.

IX .2.4.1 Pour les collecteurs en terrain naturel.

a) Profondeur de la tranchée

$$H = e + D + h \text{ (m)} \quad \text{(IX-2)}$$

Avec : H : Profondeur de la tranchée.

e : Epaisseur du lit de sable.

D : Diamètre de la conduite.

h : Hauteur du remblai

b) Largeur de la tranchée

$$B = D + 2c \quad \text{(IX-3)}$$

Avec : B : Largeur de la fouille au fond.

D : Diamètre de la conduite.

C : Espacement entre les parois de la tranchée et la conduite ($c = 0,3 \text{ m}$)

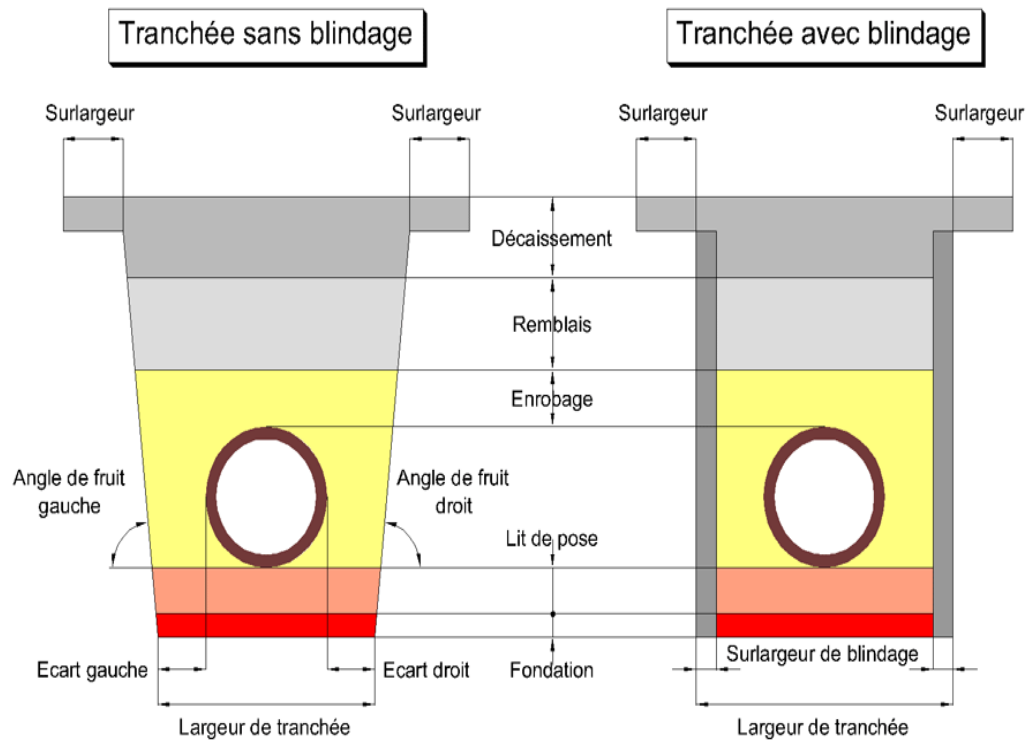


Figure IX .1. Coupe transversale d'une tranchée avec la mise en place de la conduite

IX.2.4.1.2 Aménagement du lit de pose

Les conduites seront posées sur un lit de pose de sable d'épaisseur égale au moins à 10 cm. Ce dernier sera bien nivelé suivant les côtes du profil en long.

De plus, des règles de bonne pratique sont à respecter ; ainsi, il est conseillé :

- d'éviter de poser les tuyaux sur des tasseaux qui concentrent les efforts d'écrasement et les font travailler en flexion longitudinale,
- de réaliser un fond de fouille bien rectiligne pour que les tuyaux y reposent sur toute leur longueur,
- de creuser le fond de fouille, lorsque les tuyaux sont à emboîtement par collet extérieur sur tout leur pourtour, de façon à éviter que les collets ne portent sur le sol,
- de placer toujours les tuyaux sur des fouilles sèches,
- d'éliminer du fond des fouilles tous les points durs (grosses pierres, crêtes rocheuses, vieilles maçonneries,...) qui constituent des tasseaux naturels,
- en sol rocheux, d'approfondir la fouille de 15 à 20 cm et de confectionner un lit de pose bien damé avec des matériaux pulvérulents ou de procéder à une pose sur un bain fluant de mortier,

- en sols mouvants, marécageux ou organique, de prévoir un appui en béton, éventuellement sur pieux, ou de procéder au remplacement du sol insuffisamment portant,
- en terrains où l'eau peut ruisseler ou s'accumuler, de confectionner un appui en matériaux pulvérulents capable d'assurer un bon drainage,
- de réaliser, si possible dans tous les cas, un appui de manière à ce que le tuyau repose sur un arc au moins égal au quart de sa circonférence extérieure ; plus le diamètre est grand, plus la surface d'appui doit être soignée.

IX .2.4.1.3 Mise en place des conduites

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

IX .2.4.1.4 Assemblage des conduites

Les joints des conduites circulaires à emboîtement sont effectués à l'aide d'une bague renforcée d'une armature et coulée sur place.

IX .2.4.1.5 Essais sur les joints et les canalisations

C'est une épreuve d'étanchéité au quelle sont soumises les conduites déjà placées au fond de la tranchée.

L'essai est réalisé avec de l'eau, de l'air, de la fumée ou un mélange d'eau et d'air.

IX .2.4.1.6 Remblaiement et compactage de la tranchée

Après avoir effectué la pose des canalisations dans les tranchées, un remblayage de qualité est nécessaire sur une certaine hauteur au-dessus de la génératrice supérieure pour assurer, d'une part la transmission régulière des charges agissant sur la canalisation et, d'autre part, sa protection contre tout dégât lors de l'exécution du remblai supérieur.

Le matériau utilisé est similaire à celui mis en œuvre pour le remblayage latéral. L'exécution d'un remblayage de qualité doit être effectué sur une hauteur minimale de 30 cm au-dessus de la génératrice supérieure, étant entendu que le compactage jusqu'à 75 cm doit être effectué par damage manuel, afin d'en minimiser ses effets dynamiques.

Si la mise en œuvre d'engin de compactages lourds ou vibrants est envisagée pour les remblais supérieurs, il importe d'augmenter cette hauteur minimum et, dans tous les cas, de ne

jamais accepter sans aucune précaution particulière l'utilisation de ces engins avec des hauteurs de recouvrement inférieur au mètre.

Cependant pour le remblai supérieur, la nature des matériaux à utiliser pour le corps du remblai et le degré de compactage dépendent essentiellement des conditions finales à atteindre au niveau de la surface du sol ; le tassement des remblais, susceptible de nuire à la bonne tenue du terrain naturel reconstitué ou du revêtement de chaussée, doit être évité dans toute la mesure du possible.

Remarque : Lors du compactage il faut appliquer une force qui n'excède pas à la charge maximale que peut supporter la canalisation

IX .2.4.2 Pour les dalots :

a) Profondeur de la tranchée

$$H = e + H + h \text{ (m)} \quad \text{(IX-4)}$$

Avec : H : Profondeur de la tranchée.

e : Epaisseur du lit de sable.

H : Hauteur du dalot.

h : Hauteur du remblai

b) Largeur de la tranchée

$$B = b + 2c \quad \text{(IX-5)}$$

Avec : B : Largeur de la fouille au fond.

b : Largeur de la conduite.

C : Espacement entre les parois de la tranchée et la conduite (c = 0,3 m)

IX .2.4.2.1 Système de manutention et pose :**Figure IX .2.** Pose de dalot**1.1 Lit de pose :**

Le lit de pose est constitué d'une épaisseur de matériau supérieure ou égale à 10 cm sur sol normal et à 15 cm sur sol dur ou rocheux.

Il est recommandé d'intégrer la ligne et la pente spécifiées dans le lit de pose.

1.2 Pose :

Ancre de levage normalisé dont les dimensionnements et le positionnement sont pré-étudiés

**Figure VIII.3.** Pose dalot avec ancre de levage-

Une ligne de dalot est généralement posée depuis l'extrémité située en aval avec les abouts femelles orientés vers l'amont pour recevoir le dalot suivant à poser.

Avant de poser les dalots, il convient de les inspecter pour s'assurer qu'ils sont propres et non endommagés.

Eviter que du matériau détaché de la surface de pose ne pénètre dans l'interstice du joint lors du positionnement de l'élément.

Le calage est soit définitif par remblai partiel, soit provisoire, à l'aide de cales.

Le calage au moyen de matériaux durs est interdit.



Figure IX.4. Calage de dalot

1.3 Emboitement:

L'assemblage des deux dalots est assuré par plusieurs méthodes, essentiellement par joint souple en caoutchouc qui répond à vos exigences et garantissant :

- Une étanchéité.
- Une pose rapide et facile.
- Une absorption des légers mouvements de terrain
- Une bonne résistance aux efforts radiaux

1.4 Remblaiement:

- Il convient de remblayer le plus rapidement possible une fois les dalots posés, avec des couches n'excédant pas 200 mm, compactées avec un compacteur léger ou à main

- Choix du matériau de remblai : Le remblai autour du dalot, et, au moins jusqu'à la moitié de la hauteur, est constitué de matériau apte au compactage et propre à assurer une assise efficace au dalot.
- Exécution du remblai : Il est indispensable d'assurer un compactage uniforme avec la moitié inférieure du dalot. Le remblai est mis en place et compacté par couches successives (maximum 0,30 m) au moins jusqu' 'à la moitié de la hauteur du dalot. Au-dessus, le remblaiement est poursuivi en veillant à utiliser des engins compatibles avec la résistance du dalot et la hauteur atteinte par le remblai.
- Circulation des engins de chantier : Cette circulation n'est possible que lorsque le remblai a atteint la hauteur suffisante pour assurer la répartition des charges compatibles avec la résistance du dalot.

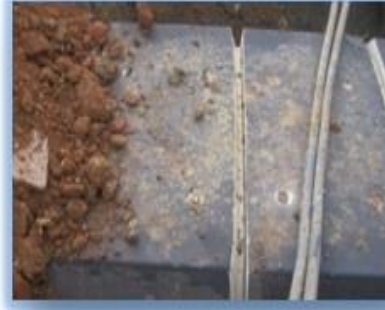


Figure IX .5. Remblaiement de dalot

IX .2.4.3 Exécution des regards

Les regards sont généralement de forme carrée dont les dimensions varient en fonction des collecteurs. La profondeur et l'épaisseur varient d'un regard à un autre.

L'emplacement, la numérotation et les distances entre les regards sont portés sur les plans du tracé et les profils en long.

Le radier en béton comporte une cunette de hauteur au moins égale au rayon de la canalisation et deux plages inclinées à 10%. En aucun point l'épaisseur du béton ne doit être inférieure à 8 cm.

Si une canalisation de branchement ou de bouche d'égout est raccordée sur la canalisation principale à la base du regard, les dispositions suivantes sont à respecter :

- L'angle de raccordement doit être au maximum de $67^{\circ}30$.

- Le niveau de la génératrice inférieure du branchement doit être supérieure à 0,10 m au moins à celui de la canalisation principale.
- La canalisation de branchement doit être encastrée dans le radier, la continuité de la banquette ou de la plage citée ci-dessus étant assurée par une grille ou une dalle.
- La cheminée verticale peut être en maçonnerie de moellons ou en béton armé. Dans le cas du béton armé, l'épaisseur minimale est de 8 cm. La section des cheminées peut être circulaire ou carrée.
- Le côté du carré ou le diamètre du cercle ne doivent pas être inférieurs à 0,90 m. Cette dimension minimale étant portée à 1,0 m si les échelons de descente sont saillies sur le gabarit de l'ouvrage.
- Si nécessaire, une hotte conique ou pyramidale permet de raccorder la cheminée à la dalle supérieure.
- Les échelons réalisés en acier Tor DN 20 mm, doivent avoir une longueur de 0,35 m et être espacés de 0,30 m d'axe en axe.
- Dans chaque cheminée de regard, une série d'échelons percés doivent permettre la mise en place de la crosse mobile de sortie, laquelle doit comporter un renflement empêchant de l'enlever.
- Les regards sur les canalisations pourront ne pas être systématiquement pourvus d'échelons, lorsque leur profondeur est inférieure à 5,0 m, il est cependant recommandé d'en équiper un regard sur deux.
- La dalle supérieure en béton armé, dont l'épaisseur minimale doit être de 0,12 m si elle est sous trottoir, et de 0,15 m si elle est sous chaussée, comporte une feuillure destinée à supporter les dispositifs de fermeture. Ce dispositif doit être capable de résister à la rupture, à des charges centrées de 30000 daN sous chaussée, ou dans les zones accessibles aux véhicules, 10000 daN sous trottoir.
- Les tampons doivent comporter un orifice, ayant pour but de faciliter leur levage ainsi que l'aération de l'égout.
 - Les différentes étapes d'exécution d'un regard sont les suivantes :
 - Réglage du fond du regard ;
 - Exécution de la couche du béton de propreté ;
 - Ferrailage du radier de regard ;
 - Bétonnage du radier ;

- Ferrailage des parois ;
- Coffrage des parois ;
- Bétonnage des parois ;
- Décoffrage des parois ;
- Ferrailage de la dalle ;
- Coffrage de la dalle ;
- Bétonnage de la dalle ;
- Décoffrage de la dalle ;

***Les boîtes de branchement**

Les boîtes de branchement seront dressées avec grille. Les branchements particuliers doivent être connectés avec le réseau à travers des boîtes de branchement. Ils seront exécutés en tronçon aussi rectiligne que possible, de pente égale au minimum à 3%. Le diamètre de la canalisation doit être inférieur à celui de la canalisation publique.

Les canalisations de branchement seront de préférence raccordées suivant une oblique inclinée à 45° ou 60° par rapport à l'axe général du réseau public.

IX .2.4.4 Exécution des déversoirs d'orage

Après avoir décapé la couche végétale, une opération de piquetage est indispensable avant de commencer les travaux.

Il est nécessaire que les coffrages aient une raideur suffisante pour résister à la pression du béton, surtout au cours de la vibration. Le démontage des coffrages doit se faire sans destruction du béton.

IX .3 Planification des travaux

Elle consiste à chercher constamment la meilleure façon d'utiliser avec économie la main d'œuvre et les autres moyens de mise en œuvre pour assurer l'efficacité de l'action à entreprendre, elle consiste en :

- installation des postes de travail ;
- observations instantanées ;
- analyse des tâches ;
- le chronométrage ;
- définition des objectifs et des attributions ;

- simplification des méthodes ;
- stabilisation des postes de travail.

IX .3.1 Techniques de la planification

Il existe deux principales méthodes de planification à savoir :

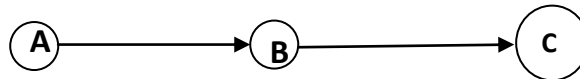
- Méthodes basées sur le réseau ;
- Méthodes basées sur le graphique.

❖ Définition du réseau :

Le réseau est une représentation graphique d'un projet qui permet d'indiquer la relation entre les différentes opérations qui peuvent être successives, simultanées, convergentes et la durée de réalisation. On distingue deux types de réseaux :

a) Réseau à flèches :

L'opération est représentée par une flèche et la succession des opérations par des nœuds.



L'opération **A** précède l'opération **B**

b) Réseau à noeuds :

L'opération est représentée par un nœud et la succession des opérations par des flèches

L'opération (**B**) ne peut commencer que si l'opération (**A**) est complètement achevée.

Construction du réseau :

Pour construire un réseau il convient d'effectuer les six (6) opérations suivantes :

➤ Etablissement d'une liste des tâches

Il s'agit dans cette première phase de procéder à un inventaire très précis et détaillé de toutes les opérations indispensables à la réalisation d'un projet.

➤ Détermination des tâches antérieures

Après avoir dressé la liste des tâches à effectuer, il n'est pas toujours facile de construire un réseau car il n'est pas aisé de dire si les tâches antérieures doivent être successives ou convergentes.

- ◆ Construction des graphes partiels ;
- ◆ Regroupement des graphes partiels ;
- ◆ Détermination des tâches de début de l'ouvrage et de fin de l'ouvrage ;
- ◆ Construction du réseau ;

b. Méthode C.P.M (méthode du chemin critique)

L'objectif de cette méthode est de réduire les temps de réalisation d'un ouvrage en tenant compte de trois phases :

1^{ère} phase : l'effectif nécessaire pour effectuer le travail considéré ;

2^{ème} phase : analyser systématiquement le réseau, heure par heure, jour pour jour, selon l'unité de temps retenue ;

3^{ème} phase : adapter le réseau aux conditions ou contraintes fixées par l'entreprise.

IX .3.2 Les étapes de la planification

La planification est le processus de la ligne de conduite des travaux à réaliser, elle comprend des étapes suivantes :

IX .3.2.1 Collection des informations

L'établissement d'une synthèse d'analyse des informations acquises par des études comparatives permet l'usage correct du plan de réalisation de notre projet.

IX .3.2.2 Décomposition du projet

C'est une partie importante car chaque projet peut être analysé de diverses manières ; nous attribuons à chaque tâche un responsable et ses besoins en matériels.

IX .3.2.3 Relations entre les tâches

Il existe deux relations essentielles entre les tâches lors de la réalisation; l'une porte sur un enchaînement logique et l'autre sur un enchaînement préférentiel.

IX .3.2.4 Les paramètres de la méthode C.P.M

Les paramètres indispensables dans l'exécution de cette méthode sont les suivants :

DCP	TR
DFP	DCPP
DFPP	MT

Avec :

- TR** : Temps de réalisation ;
DCP : Date de commencement au plus tôt ;
DCPP : Date de commencement au plus tard ;
DFP : Date de finition au plus tôt ;
DFPP : Date de finition au plus tar;
MT : Marge totale.

et :

$$\begin{cases} \mathbf{DFP = DCP + TR} \\ \mathbf{DCPP = DFPP - TR} \end{cases}$$

C.P.M : méthode du chemin critique

➤ **Chemin critique (C.C)**

C'est le chemin qui donne la durée totale du projet (DTR) reliant les opérations possédant la marge totale nulle (0).

Donc pour retrouver un chemin critique il suffit de vérifier la double condition suivante :

$$\mathbf{C.C} \Leftrightarrow \begin{cases} \mathbf{MT = 0} \\ \mathbf{\sum TR_{C.C} = D.T.P} \end{cases}$$

IX.3.2.5 Attribution des durées de chaque opération

Pour l'attribution du temps, il est nécessaire de se baser sur deux points :

- Le nombre de ressources (moyens humains et matériels) ;
- Dimensions du projet.

En utilisant les normes **C.N.A.T**, on pourra appliquer la formule suivante:

$$\mathbf{T = \frac{Q \cdot N}{n}}$$

Avec :

$$\begin{cases} \mathbf{Q = Quantité de travail} \\ \mathbf{N = Rendement} \\ \mathbf{n = Nombre d'équipes} \end{cases}$$

IX .4 Symboles des différentes opérations

Les principales opérations à exécuter sont :

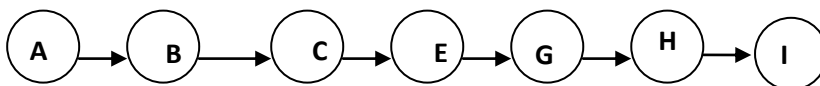
- A.** Décapage de la couche de terre.
- B.** Piquetage

- C. Exécution des tranchées et des fouilles pour les regards.
- D. Aménagement du lit de pose.
- E. Mise en place des canalisations en tranchée
- F. Assemblage des Conduite.
- G. Construction des regards.
- H. Remblai des tranchées.
- I. Travaux de finition.

Tableau IX .1 : Détermination des délais

OPERATION	TR (jours)	DP		DPP		MT
		DCP	DFP	DCPP	DFPP	
A	35	0	35	0	35	0
B	25	35	60	35	60	0
C	105	60	165	60	165	0
D	30	60	90	135	165	75
E	50	165	215	165	215	0
F	25	215	240	295	320	80
G	105	215	320	215	320	0
H	37	320	357	320	357	0
I	25	357	382	357	382	0

Le chemin qui donne la durée totale du projet (DTR) reliant les opérations possédant la marge totale nulle (0) est donnée par le chemin suivant:



$$DTR = \sum TR = 382 \text{ jours .}$$

IX.5. Devis quantitatif estimatif

Introduction

Le calcul du devis quantitatif et estimatif permet d'effectuer une estimation du coût de notre projet.

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

Les différentes opérations effectuées sont :

- Travaux de décapage à grande masse ;
- Travaux de décapage de la tranchée ;
- fourniture et pose de lit de sable ;
- fourniture et pose des buses en béton armé ;
- L'exécution des regards de chute, de visite ou de jonction ;
- Travaux de remblai de la tranchée ;
- Transport des terres excédentaires ;

IX.5.1 Détermination des différents volumes

IX.5.1.1 Volumes des déblais des tranchées « Vp »

a) Forme rectangulaire :

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

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

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

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

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

L : Longueur totale de la tranchée (m) ;

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

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

Ou :

e : Epaisseur da la couche du lit de pose ; e=0.10m

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

D : Diamètre nominal de la conduite (m)

IX.5.1.2 Volume du découvert «V»

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

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

Avec : V : Volume de la couche végétale (m³) ;

b : Largeur de la couche végétale (m) ;

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

L : longueur totale de la tranchée (m).

IX.5.1.3 Volume occupé par le lit de pose « V_{LP} »

Ce volume est donné par la formule suivante :

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

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

b : Largeur de la tranchée(m) ;

L : Longueur totale de la tranchée (m).

IX.5.1.4 Volume de la canalisation « V_c »

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

$$V_c = \frac{\pi.D^2}{4}.L \quad (\text{m}^3)$$

$$V_c = h * l * L \quad (\text{m}^3)$$

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

h : Hauteur de canal (m) ;

l : Largeur de canal (m) ;

L : Longueur totale de la tranchée (m).

IX.5.1.5 Volume d'eurobanque tamisée « V_{e.t} »

Ce volume est exprimé par la formule suivante :

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

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

D : Diamètre de la conduite (m) ;

h : Hauteur de canal (m) ;

L : Longueur totale de la conduite (m³)

IX.5.1.6 Volume du remblai « V_R »

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

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

Avec : V_{D,F} : Volume des déblais foisonnés.

$$V_{D,F} = V_D \cdot K_f \quad (m^3) ;$$

K_f = 1.25 (Coefficient de foisonnement)

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

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

V_c : Volume de la canalisation (m³) ;

V_{e,t} : Volume d'enrobage tamisé (m³) ;

IX.5.2 Détermination du devis estimatif et quantitatif

Le devis estimatif et quantitatif du réseau d'assainissement est donné dans le tableau IX.1

NB : Les prix unitaires sont donnés par la D.H.W de RELIZANE.

N°	Désignation des travaux	Unité	Quantité	Prix Unitaire (DA)	Montant (DA)
A	Travaux de terrassement				
1	Décapage de la tranchée	m ³	4500	200	900000
2	Déblai	m ³	40000	450	18000000
3	Pose du lit de sable	m ³	7670	1200	9204000
4	Remblai de la tranchée	m ³	54789	200	10957800
5	Evacuation des déblais excédentaires	m ³	15478	300	4643400
B	Canalisation				
	Fourniture, transport et pose de canalisation				
1	Canalisation en PVC				
	600	ml	220.95	8500	1878075
	800	ml	703.96	12500	8799500
2	Canalisation en béton				
	1000	ml	1989.4	30000	59682000
	1200	ml	1873.14	36000	67433040
	1400	ml	475.85	3900	1855815
	1500	ml	1591.86	40000	63674400
	1800	ml	19.17	52000	996840
	2000	ml	453.18	60000	27190800
3	2500		173.72	68000	11812960
	Canal rectangulaire				
	2000*2000	ml	67.26	100000	6726000
	2000*2500	ml	1274.73	120000	152967600
C	Construction				
1	Construction des regards en béton armé	U	174	60000	10440000
2	Exécution des déversoirs d'orage	U	1	150000	150000
	THT				457312230
	TVA 17%				77743079.1
	TTC (DA)				535055309

Le coût estimatif global de notre projet est de :

Cinq cent trente-cinq millions cinquante-cinq mille et trois cent neuf Dinars.

Conclusion

On peut avoir d'après ce chapitre une information sur tous les volumes des travaux nécessaires pour l'élaboration du chantier, le coût total du projet ainsi que leur temps de réalisation, on connaissant aussi tous les moyens que l'on peut utiliser dans le chantier.

CONCLUSION GENERALE

CONCLUSION GENERALE :

Le réseau d'assainissement de la zone d'étude dysfonctionne à cause de son ancienneté. Son manque d'entretien et son ancienneté ont conduit à sa dégradation progressive. Ces dernières entraînent l'infiltration d'une importante quantité de sédiments et de corps divers responsables des obstructions dans le réseau. Ces obstructions permanentes du réseau d'eau usée ont conduit à la dégradation d'une partie du système d'évacuation des eaux, illustré par les dégradations des ouvrages, des regards et des conduites qui sont plus le fait de la population que des attaques chimiques. Les nombreux branchements illicites entraînent une augmentation des débits des effluents dans le réseau. Cette situation est plus posée lors des saisons des pluies avec difficultés d'évacuation des eaux usées. Certains regards sont pour la plupart bouchés en raison de l'insuffisance de bouche d'égout, et les dimensions des collecteurs existants sont nettement inférieures au débit de projet. Par conséquent, le débordement est inéluctable, ce qui donne un aspect d'inondation dans ce quartier surtout dans les points les plus bas.

Le dysfonctionnement de l'existant entraîne le rejet de ces eaux sans aucun traitement dans la nature. Les nuisances qui en découlent sont l'écoulement permanent d'eaux usées sur la voie publique, favorisant la stagnation des eaux, le dégagement d'odeurs nauséabondes, la dégradation de la voirie. Il y a des risques sanitaires de choléra, fièvre typhoïde. En effet, on a relevé les plaintes de ménages contre les odeurs nauséabondes dues aux eaux usées domestiques ruisselant dans les rues et de l'existence d'insectes dans la quasi-totalité de leurs maisons.

Cette étude nous a donc permis de faire ressortir les anomalies liées au fonctionnement du réseau d'assainissement et qui peuvent être lourdes de conséquence pour l'homme et son milieu. Ce sont essentiellement :

- l'insuffisance des collecteurs existants de évacuer les eaux pluviales
- la dégradation des ouvrages sous l'action des produits chimiques contenus dans l'eau usée
- les branchements non-conformes.

✚ Fort de ce constat, quelques solutions sont proposées :

- La réhabilitation, et la rénovation de réseaux et son extension sont impératives
- Entretenir régulièrement le réseau d'assainissement et réhabiliter les ouvrages défectueux.
- Acheminer les eaux usées vers la station d'épuration

REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES

[01] **TOUAIBIA, B., 2004** Manuel pratique d'hydrologie. Presse Madani Frères. Blida. Algérie.

[2] **M^{me} : N.Cheniti** / Cours d'assainissement 5^{ème} année / ENSH 2015

[3] **M^{re} : Salah Boualem** / Cours d'assainissement 5^{ème} année / ENSH – Blida.

[4] **Michel Carlier, 1972.** Hydraulique générale et appliquée. Paris : Eyrolles, p582.

[5] **KERKAR Mohamed. 2011.** Protection de la ville de Meftah (W. BLIDA) contre les inondations par aménagement de l'Oued Khadra. Mémoire de fin d'étude ENSH Blida.

[6] **REGIS, B, 1984.** Les réseaux d'assainissement, calculs application et perspective », Paris.

[7] **DRE, 2015.** Document interne. RELIZANE.



ANNEXES

Annexe : Coefficient de Manning-Strickler (ks) « Source :

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

Tableau.VI.18 : Canal rectangulaire

troncon	ctnav	ctnamo	crava	cramon	L(m)	QP (m3/s)	QU (m3/s)	QT (m3/s)	type	h(m)	b(m)	K	I (m/m)	Hs (m)	Pm (m)	Sm (m2)	Rh (m)	V (m/s)	Fr	Hsc (m)	Hc (m)	Hn (m)
R26-R112	71.06	70.42	66.44	66.11	67.26	13.801	0.078	13.876	Rec	2	2	75	0.005	2.0	6	4	0.67	3.45	0.78	2.54	1.69	1.750
R112- R113	70.42	69.62	66.11	65.71	79.87	16.492	0.087	16.576	Rec	2.5	2	75	0.005	2.5	7	5	0.71	3.32	0.67	2.87	1.91	2.04
R113 -R114	69.62	68.84	65.71	65.27	86.18	16.492	0.087	16.576	Rec	2.5	2	75	0.005	2.5	7	5	0.71	3.32	0.67	2.87	1.91	2.04
R114 - R120	68.84	68.17	65.27	64.96	64.78	17.813	0.099	17.909	Rec	2.5	2	75	0.005	2.5	7	5	0.71	3.58	0.72	3.02	2.01	2.17
R120 - R127	68.17	68.11	64.96	64.83	88.40	19.534	0.107	19.638	Rec	2.5	2	75	0.005	2.5	7	5	0.71	3.93	0.79	3.21	2.14	2.35
R127 - R140	68.11	68.07	64.83	64.53	61.22	21.048	0.116	21.161	Rec	2.5	2	75	0.005	2.5	7	5	0.71	4.23	0.85	3.38	2.25	2.50
R140 - R141	68.07	67.93	64.53	64.33	38.77	21.048	0.116	21.161	Rec	2.5	2	75	0.005	2.5	7	5	0.71	4.23	0.85	3.38	2.25	2.50
R141 - R142	67.93	67.92	64.33	64.13	41.21	19.427	0.126	19.55	Rec	2.5	2	75	0.005	2.5	7	5	0.71	3.91	0.79	3.20	2.14	2.34
R142 - R143	67.92	67.91	64.13	63.89	46.67	19.427	0.126	19.55	Rec	2.5	2	75	0.005	2.5	7	5	0.71	3.91	0.79	3.20	2.14	2.34
R143 - R149	67.91	67.96	63.89	63.70	38.44	21.397	0.137	21.531	Rec	2.5	2	75	0.005	2.5	7	5	0.71	4.31	0.87	3.42	2.28	2.40
R149 - R150	67.96	67.78	63.70	63.33	74.05	21.397	0.137	21.531	Rec	2.5	2	75	0.005	2.5	7	5	0.71	4.31	0.87	3.42	2.28	2.40
R150 - R151	67.78	67.66	63.33	63.07	52.19	21.397	0.137	21.531	Rec	2.5	2	75	0.005	2.5	7	5	0.71	4.31	0.87	3.42	2.28	2.40
R151 - R168	67.66	67.69	63.07	62.74	66.37	21.397	0.148	21.542	Rec	2.5	2	75	0.005	2.5	7	5	0.71	4.31	0.87	3.42	2.28	2.45
R168 - R169	67.69	67.35	62.74	62.42	62.89	21.397	0.148	21.542	Rec	2.5	2	75	0.005	2.5	7	5	0.71	4.31	0.87	3.42	2.28	2.45
R169 - R170	67.35	67.10	62.42	62.11	61.92	21.397	0.148	21.542	Rec	2.5	2	75	0.005	2.5	7	5	0.71	4.31	0.87	3.42	2.28	2.45
R170 - R171	67.10	66.74	62.11	61.85	53.02	21.397	0.148	21.542	Rec	2.5	2	75	0.005	2.5	7	5	0.71	4.31	0.87	3.42	2.28	2.45
R171 - R172	66.74	65.05	61.85	61.49	70.94	21.397	0.148	21.542	Rec	2.5	2	75	0.005	2.5	7	5	0.71	4.31	0.87	3.42	2.28	2.45
R172 - R173	65.05	65.56	61.49	61.10	79.63	21.397	0.15	21.544	Rec	2.5	2	75	0.005	2.5	7	5	0.71	4.31	0.87	3.42	2.28	2.45
R173 - R174	65.56	65.03	61.10	60.72	75.83	21.397	0.15	21.544	Rec	2.5	2	75	0.005	2.5	7	5	0.71	4.31	0.87	3.42	2.28	2.45
R174 - R175	65.03	64.34	60.72	60.45	53.16	21.397	0.15	21.544	Rec	2.5	2	75	0.005	2.5	7	5	0.71	4.31	0.87	3.42	2.28	2.45
R175 - DO	64.34	65.30	60.45	60.05	79.19	21.397	0.15	21.544	Rec	2.5	2	75	0.005	2.5	7	0	0.71	4.31	0.87	3.42	2.28	2.45

Tableau.VI.19 : dimensionnement de cunette de la Canal rectangulaire avec Q_{min}

troncon	ctnav	ctnamo	crava	cramon	L(m)	Qmin (m3/s)	type	h(m)	b(m)	K	l(m/m)	Hsmin (m)	Pmmin (m)	Smmin (m2)	Rhmin (m)	Vmin (m/s)	Frmin	Hscmin (m)	hcmin (m)	hnmin (m)
R26-R112	71.09	70.42	66.44	66.11	67.26	0.078	Rec	0.3	0.3	75	0.005	0.3	0.9	0.09	0.1	0.87	0.51	0.29	0.19	0.24
R112 - R113	70.42	69.62	66.11	65.71	79.87	0.087	Rec	0.3	0.3	75	0.005	0.3	0.9	0.09	0.1	0.97	0.56	0.31	0.20	0.26
R113 - R114	69.62	68.84	65.71	65.27	86.18	0.087	Rec	0.3	0.3	75	0.005	0.3	0.9	0.09	0.1	0.97	0.56	0.31	0.20	0.26
R114 - R120	68.84	68.17	65.27	64.96	64.78	0.099	Rec	0.3	0.3	75	0.005	0.3	0.9	0.09	0.1	1.10	0.64	0.33	0.22	0.29
R120 - R127	68.17	68.11	64.96	64.83	88.40	0.107	Rec	0.4	0.3	75	0.005	0.3	1.0	0.12	0.12	0.89	0.52	0.29	0.19	0.23
R127 - R140	68.11	68.07	64.83	64.53	61.22	0.116	Rec	0.4	0.3	75	0.005	0.3	1.0	0.12	0.12	0.97	0.56	0.31	0.20	0.24
R140 - R141	68.07	67.93	64.53	64.33	38.77	0.116	Rec	0.4	0.3	75	0.005	0.3	1.0	0.12	0.12	0.97	0.56	0.31	0.20	0.24
R141 - R142	67.93	67.92	64.33	64.13	41.21	0.126	Rec	0.4	0.3	75	0.005	0.3	1.0	0.12	0.12	1.05	0.61	0.32	0.22	0.26
R142 - R143	67.92	67.91	64.13	63.89	46.67	0.126	Rec	0.4	0.3	75	0.005	0.3	1.0	0.12	0.12	1.05	0.61	0.32	0.22	0.26
R143 - R149	67.91	67.96	63.89	63.70	38.44	0.137	Rec	0.4	0.3	75	0.005	0.3	1.0	0.12	0.12	1.14	0.67	0.34	0.23	0.27
R149 - R150	67.96	67.78	63.70	63.33	74.05	0.137	Rec	0.4	0.3	75	0.005	0.3	1.0	0.12	0.12	1.14	0.67	0.34	0.23	0.27
R150 - R151	67.78	67.66	63.33	63.07	52.19	0.137	Rec	0.4	0.3	75	0.005	0.3	1.0	0.12	0.12	1.14	0.67	0.34	0.23	0.27
R151 - R168	67.66	67.69	63.07	62.74	66.37	0.148	Rec	0.4	0.4	75	0.005	0.4	1.2	0.16	0.13	0.93	0.47	0.36	0.24	0.29
R168 - R169	67.69	67.35	62.74	62.42	62.89	0.148	Rec	0.4	0.4	75	0.005	0.4	1.2	0.16	0.13	0.93	0.47	0.36	0.24	0.29
R169 - R170	67.35	67.10	62.42	62.11	61.92	0.148	Rec	0.4	0.4	75	0.005	0.4	1.2	0.16	0.13	0.93	0.47	0.36	0.24	0.29
R170 - R171	67.10	66.74	62.11	61.85	53.02	0.148	Rec	0.4	0.4	75	0.005	0.4	1.2	0.16	0.13	0.93	0.47	0.36	0.24	0.29
R171 - R172	66.74	65.05	61.85	61.49	70.94	0.148	Rec	0.4	0.4	75	0.005	0.4	1.2	0.16	0.13	0.93	0.47	0.36	0.24	0.29
R172 - R173	65.05	65.56	61.49	61.10	79.63	0.15	Rec	0.4	0.4	75	0.005	0.4	1.2	0.16	0.13	0.94	0.47	0.36	0.24	0.29
R173 - R174	65.56	65.03	61.10	60.72	75.83	0.15	Rec	0.4	0.4	75	0.005	0.4	1.2	0.16	0.13	0.94	0.47	0.36	0.24	0.29
R174 - R175	65.03	64.34	60.72	60.45	53.16	0.15	Rec	0.4	0.4	75	0.005	0.4	1.2	0.16	0.13	0.94	0.47	0.36	0.24	0.29
R175 - DO	64.34	65.30	60.45	60.05	79.19	0.15	Rec	0.4	0.4	75	0.005	0.4	1.2	0.16	0.13	0.94	0.47	0.36	0.24	0.29