



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

وزارة التعليم العالي و البحث العلمي

Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique

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 :

**DIMENSIONNEMENT DU RESEAU
D'ASSAINISSEMENT DES VILLAGES DE
TOUZALINE, AIT MOUSSA OUSLIME ET ALENTOURS**

Présenté par :

M^r : LAKRID HAMZA

DEVANT LES MEMBRES DU JURY

Nom et Prénom

Grade

Qualité

M^r Y.DERNOUNI

M.A.A

Président



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

وزارة التعليم العالي و البحث العلمي

Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique

M^{me} M.KAHLERRAS	M.A.A	Examinatrice
M^{me} H.SAIDI	ING/DOCTORANTE	Examinatrice
M^{me} CH.SALHI	M.A.B	Examinatrice
M^{me} S.BELLABAS.CHARIFI	M.A.A	Promotrice

Septembre 2015

REMERCIEMENT

Je remercie dieu de m'avoir donné la force et la patience a fin d'achevé ce modeste travail.

Et je tiens à remercier vivement tous ceux qui m'ont apporté un soutien pour l'élaboration de ce mémoire de fin d'étude, particulièrement ma famille.

*Toute ma gratitude pour ma promotrice M^{me} :
BELLABAS.S.CHARIFI pour ses judicieux conseils ainsi que sa disponibilité tout au long de l'élaboration de ce travail.*

Toute gratitude à nos professeurs et enseignants qui nous ont guidés au cours de la formation d'ingénieur.

Mon derniers remerciements s'adressent à tous mes amies de la promotion 2008, pour avoir beaucoup de sollicitudes et de chaleur humaine dont nous avons tant besoin.

Dédicace

Je dédie ce modeste travail en signe de reconnaissances et de respect :

- *A ma mère et mon père pour tous les sacrifices qu'ils ont consenti à mon égard;*
- *A mes frères et mes sœurs*
- *A toute ma famille ;*
- *A mes amis de mon Cartier et de l'ENSH et en particulier: Le groupe KH.*

المخلص:

لاحظنا في المدة الأخيرة ظهور وتفشي عدة أمراض نتيجة مشاكل التلوث التي مست المياه الجوفية. و ذلك ناتج عن عدم وجود شبكة تصريف مياه الصرف الصحي واستعمال الأهالي للحفر للتخلص من المياه المستعملة هذه الأخيرة تنفذ خلال الأرض مسببة بذلك تلوث المياه.

تعد قرية توزالين التابعة لبلدية بني عمران من المناطق التي مستها ظاهرة تلوث المياه وتسببت في الكثير من الخسائر على مستوى البلدية.

هدفنا في هذه الدراسة الحد من استعمال الحفر للتخلص من مياه الصرف الصحي و إنشاء شبكة لتصريف المياه مما يحد من التلوث.

Résumé :

Nous avons vu ces derniers temps, l'émergence et la prévalence de plusieurs maladies à la suite des problèmes de pollution qui ont touché l'eau souterraine. Ce problème est dû au manque de réseau d'assainissement et l'utilisation de fosses septiques pour les rejets des eaux usées. Ces dernières s'infiltrent dans le sol et causent la pollution des eaux.

Le village de Touzaline appartenant à la commune de Beni amrane est l'une des zones touchées par le phénomène de pollution des eaux qui cause beaucoup de dommages au niveau de la commune.

Notre objectif dans ce projet est de réduire l'utilisation des fosses septiques pour l'évacuation des eaux usées et de créer un réseau d'assainissement qui limite le spectre de pollution .

Abstract:

We saw lately, the emergence of the phenomenon of increase of several diseases because of pollution. This problem is the result of the lack of networks purification and the use of septic tank for the discharges of waste water. The last infiltrates in the ground and cause the pollution of water.

The village of Touzaline appurtenant in The town of Beni Amranr is one of the zones touched by the phenomenon of pollution which causes many damage on the level of the

town. Our objective in this project is to reduce the septic tanks for the drainage waste water and to create a network of water purification which limits the spectrum of pollution.

Table des matières

Introduction :	1
I.1 Situation géographique de la commune de beni amrane:	1
I.2 Situation géographique de la zone d'étude :	2
I.3 Délimitation de l'aire d'étude :	3
I.4 Données naturelles du site :	4
I.4.2 Situation climatologique	5
I.4.4 Géologie et géotechnique :	7
I.4.5 Séismicité :	7
I.5 Démographie :	8
1998.....	8
2008.....	8
I.6 Situation hydraulique :	10
I.6.1. L'assainissement actuel :	10
I.6.2. Alimentation en eau potable :	11
Conclusion :	11
Introduction	12
II.1 Les averses :	12
II.2 Choix de la période de retour :	12
II.3 Détermination de l'intensité moyenne des précipitations :	12
II.3.1 : Analyse des données pluviométriques et choix de la loi d'ajustement :	13
II.3.1.1 : Analyse des données statistiques :	13
II.3.1.2 Choix de la loi d'ajustement :	15
II.3.2 Calcul des paramètres de la loi choisie :	16
II.3.2.1 Ajustement de la série pluviométrique à la loi de GUMBEL :	16
II.3.2.2 Ajustement des p_{jmax} la série pluviométrique à la loi de Galton :	20
II.3.3 Calcul de l'intensité de la pluie de durée de 15 minutes et de période de retour de 10 ans par la formule de MONTANARI:	23
Conclusion.....	23
Introduction	24
III.1 Situation démographique :	24

III.2 : Découpage de l'aire d'étude en sous bassins élémentaires :.....	25
III.3 Système d'évacuation des eaux usées et des eaux pluviales :.....	25
III.3.1 Systèmes fondamentaux :.....	26
III.3.2 Système pseudo séparatif :.....	27
III.3.3 Système composite :.....	27
III.3.4 Systèmes spéciaux :.....	27
III.4 Choix du système d'évacuation :	28
III .5 Schémas d'évacuation :.....	30
III.5.1 Schéma perpendiculaire :	30
III.5.2 Schéma par déplacement latéral :.....	31
III.5.3 Schéma à collecteur transversal ou oblique :	31
III.5.4 Schéma à collecteur étagé :	32
III.5.5 Schéma type radial :	32
III.6 Choix du schéma du réseau d'évacuation :	32
III.7 Choix du coefficient de ruissellement :.....	33
III.7.1 Coefficient de ruissellement pondéré dans le temps :.....	33
III.7.2 Coefficient de ruissellement en fonction de la catégorie d'urbanisation :.....	34
III.7.3 Coefficient de ruissellement relatif à diverses surfaces :	34
III.7.4 Coefficient de ruissellement en fonction de densité de la population :.....	35
III.8 Calcul du nombre d'habitants pour chaque sous bassin :.....	36
III.8.1 Coefficient de ruissellement pondéré:	36
III.8.2 Calcul de la densité partielle :	36
Conclusion :.....	37
Introduction :.....	38
IV.1 Evaluation des débits des eaux usées :.....	38
IV.1.1 Nature des eaux usées à évacuer :.....	38
IV.1.2 Estimation des débits des eaux usées :.....	40
IV.1.3 Estimation des débits des eaux usées domestiques :.....	40
V.1.3.1 Evaluation du débit moyen journalier :	40
IV.1.3.2 Evaluation du débit de pointe :	41
IV.2.1 Méthode rationnelle :	43
IV.2.1.1 Hypothèses De La Méthode Rationnelle :	43
IV.2.1.2 Validité De La Méthode Rationnelle :	44

IV.2.1.3 Temps de concentration :	44
IV.2.2 Méthode superficielle :	44
IV.2.2.1 Evaluation de la pente :	45
IV.2.2.2 Evaluation du coefficient de ruissellement :	46
IV.2.2.3 Evaluation de l'allongement d'un bassin et évaluation du coefficient correcteur : ...	46
IV.2.2.4 Validité des formules :	47
IV.3 Choix de la méthode :	47
IV.4 Calcul des débits pluviaux	48
Introduction	50
V.1 Conditions d'implantation des réseaux :	50
V.2 Conditions d'écoulement et de dimensionnement :	50
V.3 Mode de calcul	51
V.4 Dimensionnement du réseau d'assainissement :	52
V.4.1 Dimensionnement du réseau d'assainissement de bassin versant n ⁰ 1 :	53
V.4.2 Dimensionnement du réseau d'assainissement de bassin versant n ⁰ 2 :	59
Conclusion	67
Introduction :	66
VI .1 Ouvrages principaux :	66
VI.2 Canalisations :	66
VI.2.1 Matériau des canalisations :	66
VI.2.2 Choix du type de canalisation :	68
VI.2.3 Différentes actions supportées par la conduite :	68
VI.2.4 Protection des conduites :	69
VI.2.5 Essais des tuyaux préfabriqués :	70
VI.2.6 Les avantages des conduites en chlorure de polyvinyle:	71
VI.2.7 Les inconvénients des conduites en chlorure de polyvinyle:	71
VI.3 Ouvrages annexes :	71
VI.3.1 Ouvrages normaux :	71
VI.3.1.1 Branchements :	72
VI.3.1.2 fossés :	72
VI.3.1.3 caniveaux :	72
VI.3.1.4 Bouches d'égout :	73
VI.3.1.5 Regards :	74

VI.3.2 Ouvrages spéciaux :	74
VI.3.2.1 Traverse de Chaaba :	74
VI.3.2.2 Déversoirs d'orage :	75
VI.3.3 Type des déversoirs :	76
VI.3.3.1 Détermination selon le nombre de seuils :	76
VI.3.3.2 Détermination selon la position du seuil par rapport à la conduite amont :	78
VI.3.3.3 déversoir by passe :	80
VI.3.4 Dimensionnement des déversoirs d'orage :	81
VI.3.5 décanteur:	85
VI.3.5.1 Principe de la décantation :	85
VI.3.5.2 Géométrie du décanteur :	85
VI.3.5.3 Dégrilleur :	86
VI.3.5.5 Calcul du décanteur N02 :	93
Introduction	96
VII.1 Emplacement des canalisations :	96
VII.2 Exécution des travaux :	96
VII.3 Décapage de la couche de terre végétale:	97
VII.4 Emplacement des jalons des piquets (piquetage) :	97
VII.5 Exécution des tranchées et les regards.....	97
VII.6 Aménagement du lit de sable :	98
VII.7 Pose des canalisations en tranchées :	99
VII.7.1- Mise en place des conduites	99
VII.7.2 – Assemblage des conduites :	100
VII.7.3–Essais sur les joints et les canalisations	100
VII.7.4-Essais des tuyaux préfabriqués :	100
VII.7.4.1- Essais d'étanchéité.....	100
VII.8 Confection des joints :	101
VII.9 Réalisation des regards :	101
VII.10 Remblaiement et compactage des tranchée:	101
VII.11 Choix des engins :	102
VII.12 Devis quantitatif et estimatif.....	105
VII.12.1Détermination des différents volumes :	105
VII.13.planification des travaux :	108

Conclusion.....	112
Conclusion Générale	2

+

Introduction Générale

Les réseaux d'assainissement ont toujours été ressentis comme des équipements secondaires, conséquence banale d'une urbanisation. Chaque type de réseau en isolement, donne lieu à un dimensionnement sans se soucier des différentes interactions entre l'infrastructure et l'environnement. Les réseaux sont alors gérés de façon ponctuelle lorsque des dysfonctionnements venaient à apparaître.

En effet, le développement rapide de la population en milieu urbain ainsi que l'évolution du mode de vie entraînent un accroissement considérable des structures urbaines impliquant des besoins en eau importants. Ces derniers, faut-il le souligner, se traduisent par un accroissement permanent du volume des rejets polluants.

A cet effet, le but de notre étude est de projeter un réseau d'assainissement des villages de Touzaline Ait moussa ou Slim et alentours, et éliminer l'utilisation des fosses septiques collectives et individuelles afin d'éviter les risques de pollution qui menacent les zones agricoles.

Chapitre I : Présentation de la zone d'étude



Chapitre I : Présentation de la zone d'étude

Introduction :

Avant tout projet d'assainissement, l'étude du site est nécessaire pour connaître les caractéristiques physiques du lieu et les facteurs qui influent sur la conception du système, qui sont réparti en (04) classes :

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

I.1 Situation géographique de la commune de beni amrane:

La commune de BENI AMRANE est une commune dépendant administrativement de la wilaya de Boumerdès depuis 1985, elle couvre une superficie de 42,3 Km² pour une population de 23 621 habitants au recensement de 2008 Elle est limitée:

-Au nord par Thénia, Souk_El_Had, au nord-ouest par Tidjelabine, à l'est par Issers, au sud par Ammal et à l'Ouest par Bouzegza_Keddara.

La commune de BENI AMRANE est desservie par un certain nombre de voies qui lui assure une bonne accessibilité:

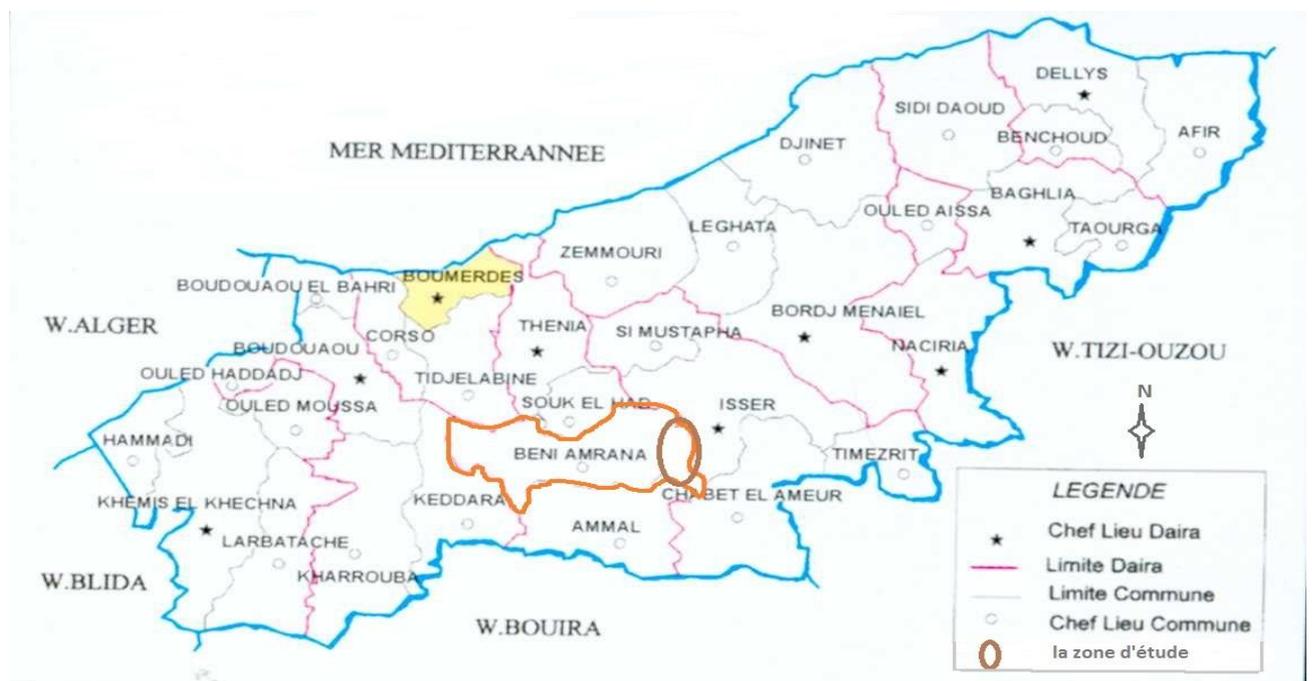


Figure I.1 : Situation géographique de beni amrane ,Echelle (1/50000).

I.2 Situation géographique de la zone d'étude :

Les villages d'Ait Moussa Ousslim, Touzaline et alentours font partie de la commune de Beni Amrane, ils sont situés au Nord-Est de la commune de Beni Amrane, c'est une zone rurale dont la totalité de sa superficie est dominée par des terrains agricoles. Elle est délimitée par :

- Au Nord par la commune d'Issers,
- À l'Est et au Sud par la commune de Chaâbet El Ameur,
- Au Sud-ouest par le village de Boudid,
- Au Nord-ouest par le village d'Oued Djenaine.



Figure I.2 : Délimitation de la zone d'étude sur google earth

I. 3 Délimitation de l'aire d'étude :

L'aire d'étude est une localité de Touzaline et Ait Moussa Ousslime. A l'entrée de village de touzaline (sur la route CW68) on trouve un petit groupement de Lkechache (quatre maisons environ) auprès de Oued Gargaba. Sur la route, allons vers Chaabet El-Ameur au grand virage on trouve la famille Amrani en amont et la famille Ayache , en aval (trente maisons environ), sur la piste à la sortie Est de ce groupement, il y a Oued Gargaba, cette piste mène vers le village de Ait Moussa Ousslime (famille Ayache, vingt maisons environ), cette dernière se situe à la limite communale de BeniAmrane et Les Issers., en aval y a le groupement de la famille Zalmati (dix maisons environ), à coté de ce groupement y a la piste qui mène vers le cimetière, en continuant cette piste on trouve la famille Bakiri (Oulad Bakir, vingt maison environ). Sur la route CW68 vers la sortie de VSA, en aval, y a un petit groupement de la famille Berrichi et une piste qui mène vers Ivarrichane (famille Amghare et Slimani, quarante maison environ). A la sortie de VSA-Touzaline sur les bords de la route CW68, on trouve la famille Arousse (trente maison environ). Avant d'arriver à Cité-Touzaline d'environ 500 m, on trouve les familles Sahraoui et Barrichi et en sommet le village Ain Toulbia (soixante-dix maison environ). Au coté haut de la mosquée, on trouve un groupement de la famille Hamzaoui (quatre maison environ). Sur la rote CW68 avant

d'entrée au Cité-Touzaline, une déviation à l'aval qui mène vers la famille Salhi (vingt-cinq maisons environ).

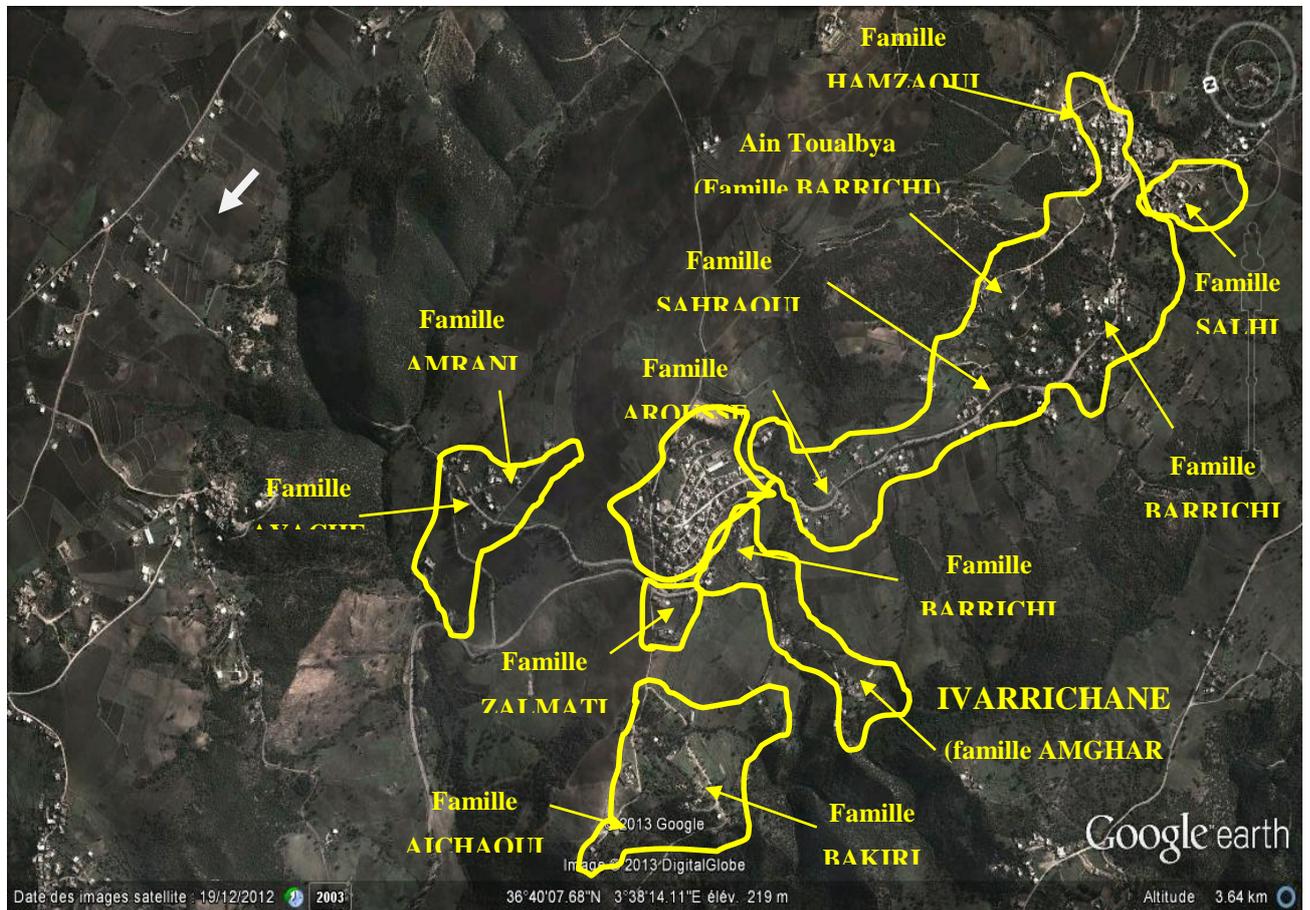


Figure I.3 Répartition des villages sur google earth

I.4 Données naturelles du site :

I.4.1 Topographie :

La topographie joue un rôle déterminant dans la conception du réseau d'assainissement, vu que l'évacuation doit s'effectuer généralement par gravité sauf dans le cas où le relief est accidenté et nécessite un relevage.

L'agglomération de notre zone d'étude qui s'étend sur une superficie de 160 ha présente un relief semi accidenté.



I.4.2 Situation climatologique

a) Le climat

Le climat est de type méditerranéen à tendance humide à deux saisons contractées s'étendant sur un semestre chacune :

- L'hiver s'étend du mois d'octobre à mars
- L'été s'étend du mois d'avril au mois de septembre

Ces dernières années, on assiste à un prolongement de la saison chaude jusqu'au mois de janvier, car les précipitations se font rares. L'irrégularité des pluies est caractéristique du climat méditerranéen qui est saisonnière, annuelle et inter-annuelle.

b) Les températures

- La température moyenne annuelle est de 18.31 °C
- La température moyenne annuelle des mois les plus chauds est de 24.51°C (d'avril à septembre)
- La température moyenne annuelle des mois les plus froids est de 12.06°C (octobre à mars)

Le tableau I.1 présente les températures moyennes mensuelles sur la période 1970-2012

Tableau I.1 Températures moyennes mensuelles (c°)

Mois	J	F	M	A	M	J	J	A	S	O	N	D
Tc°. moy	9.1	10.1	12	13.9	20.2	26.3	30.8	32.1	24.1	18.2	13.2	9.8

Source : [ONM] (OFFICE NATIONAL DE METEOROLOGIE).

c) Les vents

Les vents dominants sont les vents du sud-ouest (26,6 %), ceux du nord (20,3 %) et au Nord-est est (18 %), en hiver rassemblant (64,96 %) du total. Les autres variations se répartissent sur le long de l'année (surtout de Sud –Est).

d) L'humidité relative

Elle est de 70,66 %, elle est importante car tributaire du climat, du brouillard et de la proximité de la mer.

I.4.3. Pluviométrie :

La pluviométrie est un facteur essentiel du coût du réseau . Surtout pour le choix du type du réseau d'assainissement à projeter.

Le tableau I.3 présente la moyenne mensuelle de la série pluviométrique sur la période 1970-2012 de la station de LAKHDARIA GORGES.

Tableau I-2 : Identification de la station de lakhdaria gorges

Station	code	X (km)	Y (km)	Z (m)
LAKHDARIA GORGES	090502	579.3	370	50

Source : [ANRH] de Blida.

Tableau I.3 : Répartition mensuelles de la pluviométrie

Mois	S	O	N	D	J	F	M	A	M	J	J	A
p (mm)	17.07	23.48	32.7	34.57	31.41	29.06	28.33	24.47	21.29	7.50	4.7	8.9

Source : [ANRH] de Blida.

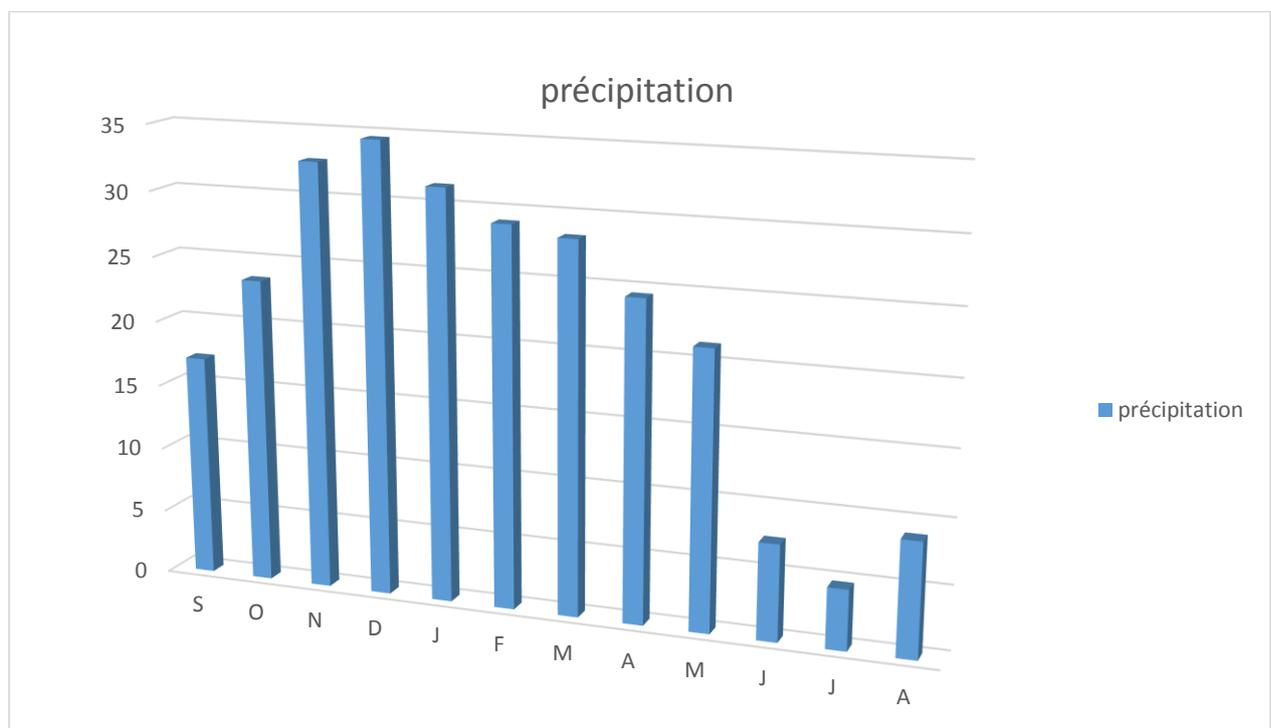


Figure I.4 : Répartition mensuelles de la pluviométrie



I.4.4 Géologie et géotechnique :

Pour aboutir à un zoning géotechnique, nous avons pris en compte des paramètres suivants : géologie, hydrogéologie, morphologie afin de donner des estimations géotechnique de ces sols. Nous avons découpé cette commune en 5 classes géotechniques sont :

1. Classe favorable

Elle regroupe les informations suivantes : les alluvions anciennes, le pliocène (Pla et P1), l'éocène (e3) et le cartenien inférieur (m1a).

2. Classe moyennement favorable

Cette classe occupe les terrains situés tout autour de la ville de Beni Amrane. Elle est constituée par des marnes calcaires sont dures et ne sont pas exposées à de tassements. Mais il sera nécessaire d'entreprendre une étude plus poussée avant d'urbaniser avant de connaître la couche altérée et aussi le comportement de ces sols à fortes pentes.

3. Classe propriété variable

Cette catégorie englobe les formations suivantes : alluvions récents (a2), les marnes sahélienne (mU), argiles et grès de l'helvétien et ²crétacé (m3 et C9).

4. Classe défavorable

Cette classe regroupe le massif de Beni Amrane. Ce dernier est situé au Nord .

5. Classe indéterminée

Cette zone d'après la carte géologique est formée d'alluvions actuelles et d'une actuelles (a1d).

I.4.5 Séismicité :

Le nord de l'Algérie est associé à une activité sismique superficielle modérée, liée aux mouvements des plaques parasismiques Algériennes, le territoire Algérien est divisé en quatre zones sismiques:

- Zone 0 : sismicité négligeable
- Zone I : sismicité faible
- Zone II : sismicité moyenne
- Zone III : sismicité forte

La commune de Beni Amrane est classée en zone III (sismicité forte). Après l'implantation secousse tellurique qu'a subi notre pays le 21 mai 2003, le ministère de l'habitat et de l'urbanisme a chargé le groupe technique spécialisé (GTS) pour procéder à la révision « à court terme » du RPA 99 ,(REGLES PARASISMIQUES ALGERIENNES RPA 99 / version 2003).

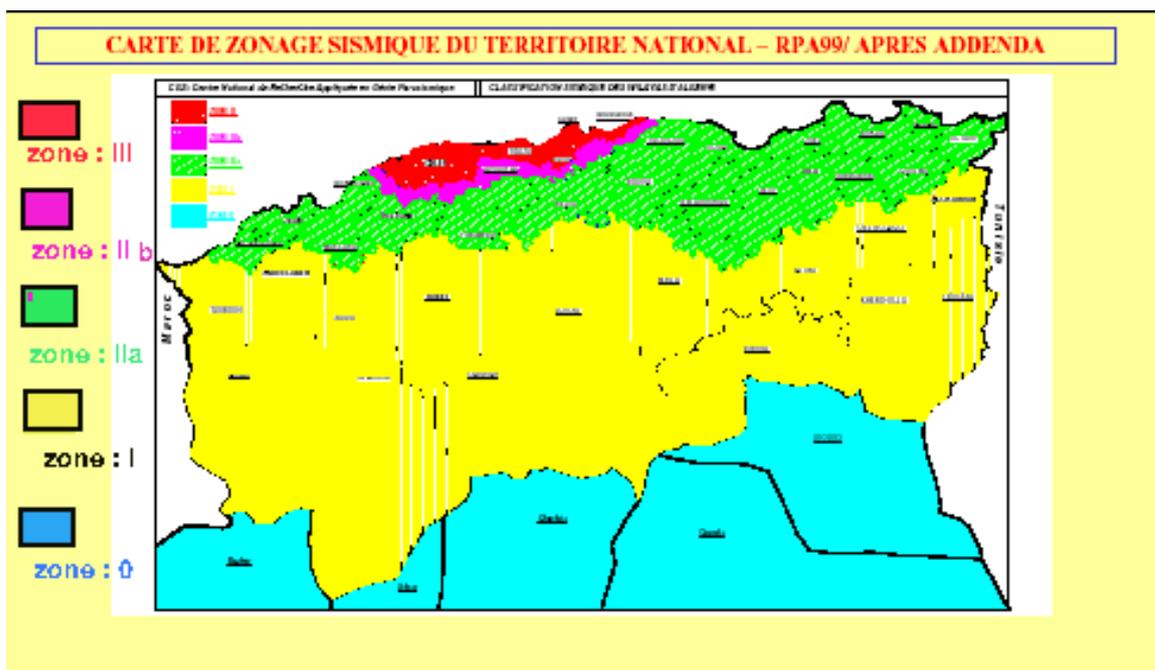


Figure I.5 : Carte de zonage sismique du territoire national-RPA99.

I.5 Démographie :

Les villages des localités de touzaline,ait moussa ouslim et alentours est habitée par une population moyenne, maîtrisable et d'origine rurale locale. Elle est dispersée sur l'ensemble de l'aire de site. Cette population a atteint 2156 habitants en 2008.

Tableau I.4 : Evaluation de la population :

Années	1987	1998	2008
Nombre d'habitants	1320	1603	2156

Source : PDAU Beni Amrane .(Le Plan directeur d'aménagement et d'urbanisme)

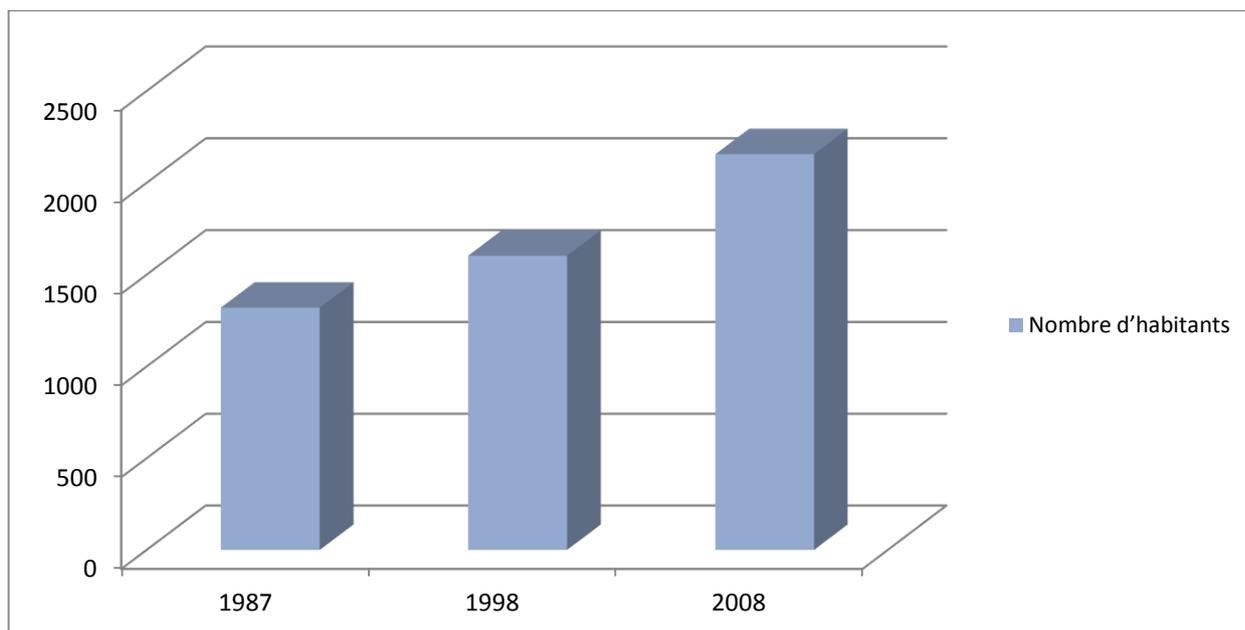


Figure I.6 : Evaluation de la population

La population est répartir comme suit, on prend une moyenne de sept (07) personnes par maison

Tableau I.5 : répartition de la population :

Famille ou village	Nombre d'habitation	Nombre d'habitants
Lkechache	9	63
Rabah N'Said (familles Amrani et Ayache)	35	245
Ait Moussa Ousslim (famille Ayache)	31	217
La famille Zalmati	18	126
Oulad Bakir (famille Bakiri et Aichaoui)	22	154
La famille Barrichi et Ivarrichane (familles Amghare et Saidani)	23	168
La famille Arousse	35	245
Les familles Sahraoui et Barrichi	79	553
Ain Toualbia (famille Barrichi)	14	126



La famille Hamzaoui	10	70
La famille Salhi	27	189

Tableau I.6 : répartition des équipements :

Nature de l'Équipement	Nombre	Unité	Quantité
Etablissement primaire	01	Elève	250
Mosquée	02	Fidèle	750

I.6 Situation hydraulique :

I.6.1. L'assainissement actuel :

- Les villages des localités de touzaline, ait moussa ouslim et alentours ne sont pas assainis dont le rejet se fait dans des fosses septiques (individuels ou collectives) perdues, conçu en briques ou en parpaings, elles ne sont pas étanches et ne respectant pas les normes sanitaires en vigueur et parfois en milieu naturel, ce qui peut endommager le milieu naturel et les nappes souterraine ainsi le risque de filtration dans les conduites de l'eau potable ou les puits, donc provoquer des maladies à transmission hydriques .

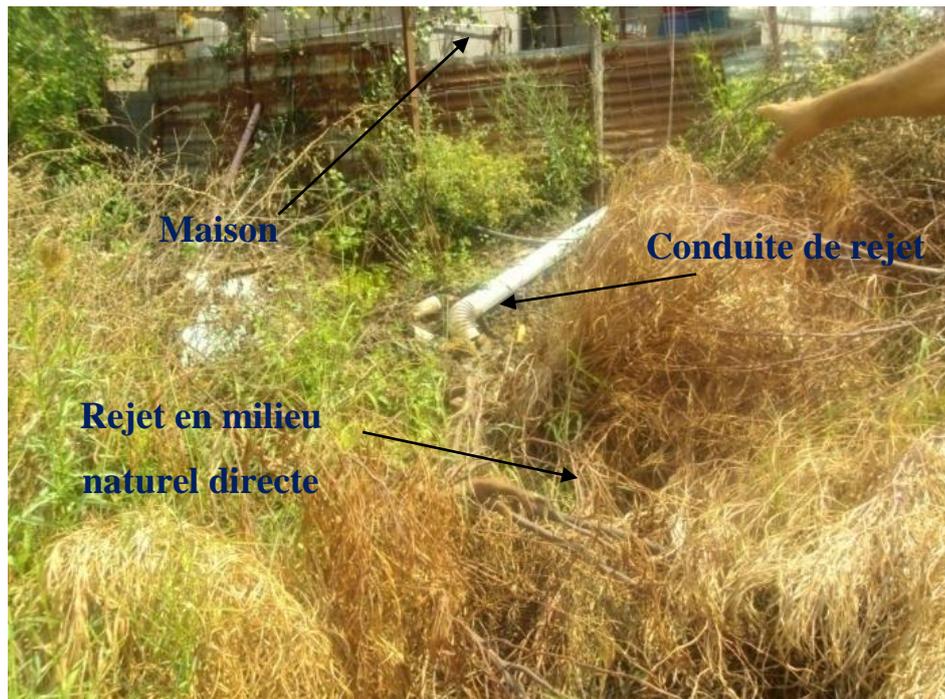


Figure I.7 : état des points de rejet.

I.6.2. Alimentation en eau potable :

Les villages des localités de touzaline, ait moussa ouslim et alentours est alimentée à partir de quatre réservoirs. Deux réservoirs de capacité 300 m³, un réservoir de capacité 200 m³, et le quatrième réservoir de capacité de 100 m³.

Conclusion :

Ayant suffisamment défini les données concernant notre agglomération du point de vue topographie, géologie, climat et démographie ainsi que l'urbanisation, on s'en sert pour entamer notre étude de conception du réseau d'assainissement des villages de Touzaline, Ait moussa Ouslim et alentours.



Chapitre II : Etude hydrologique.



Etude 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.

II.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.

II.2 Choix de la période de retour :

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

II.3 Détermination de l'intensité moyenne des précipitations :

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



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

Soit :

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

Avec : i_m : intensité moyenne en mm/h.

Δh : hauteur de pluie tombée pendant la durée Δt .

Pour le calcul de l'intensité, on doit :

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

II.3.1 : Analyse des données pluviométriques et choix de la loi d'ajustement :

II.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 de données de la station pluviométrique de LAKHDARIA GORGES codée 090502, sur une période de fonctionnement de 1970 à 2012 qui a été fournie par l'ANRH de Blida.

Tableau II.1 : Les coordonnées Lambert de la station .

Station	code	X (km)	Y (km)	Z (m)
LAKHDARIA GORGES	090502	579.3	370	50

Source : [ANRH] de Blida.

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 43 ans.

- Les caractéristiques de cette série sont :

- La somme des précipitations maximales journalières durant 43 ans d'observations :

$$\sum_{i=1}^{n=43} P_{\max,j} = 2638\text{mm}$$

- Moyenne des précipitations maximales journalières :

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

$$\overline{P_{\max,j}} = \frac{\sum_{i=1}^n P_{\max,j}}{n} = \frac{2638}{43} = 61.35\text{mm}$$

Pour $n \geq 30$ ans on a :

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

D'où :

$$\sigma_{P_{\max,j}} = \left[\sqrt{\frac{\sum_{i=1}^{43} (P_{\max,j} - 61.35)^2}{43}} \right] = 22.9\text{mm}$$

❖ Coefficient de variation : « C_v » :

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

$$C_v = \frac{\sigma_{P_{\max,j}}}{\overline{P_{\max,j}}} = \frac{22.9}{61.35} = 0.373$$

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

Tableau II.2 : Caractéristiques de la série avec n=43ans

caractéristiques	Formules	Valeurs
La somme des $P_{\max j}$ en (mm)	$\sum_{i=1}^{n=43} X_i$	2638 mm
la moyenne des $P_{\max j}$ en (mm)	$\bar{X} = \frac{\sum_{i=1}^{n=43} X_i}{n}$	61.35mm
L'écart type « σ_x » ; Pour n > 30 ans	$\sigma_x = \left[\frac{\sum_{i=1}^{43} (X_i - 61.35)^2}{43} \right]$	22.9mm
Coefficient de variation « C_v » :	$C_v = \frac{\sigma}{\bar{X}}$	0,373
L'exposant climatique :	b=0.4	

• **Remarque :**

L'exposant climatique pour notre région b=0.4 est donné par l'A.R.N.H de BLIDA.

II.3.1.2 Choix de la loi d'ajustement :

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

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

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



II.3.2 Calcul des paramètres de la loi choisie :

II.3.2.1 Ajustement de la série pluviométrique à la loi de GUMBEL :

La fonction de répartition de la loi de GUMBEL est :

$$F(X) = e^{-e^{\frac{(x-x_0)}{\alpha}}} \quad (\text{II.7})$$

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

α , x_0 : Coefficients d'ajustement.

x_0 : Paramètre de position (mode).

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

Par changement de variable $y = \alpha(x - x_0)$, la loi de GUMBEL s'écrit

$$F(x) = e^{-e^{-y}} \quad (\text{II.8})$$

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

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

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

a) Procédé d'ajustement : [1]

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

$$F(x) = \frac{m - 0.5}{n} \quad (\text{II.9})$$

m : Numéro d'ordre.

n : Taille de la série.

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

$$y = -\left[Ln\left(-LnF(x)\right)\right] \quad (\text{II.10})$$

Reporter les valeurs observées sur papier GUMBEL.

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



$$r = \frac{\sum_{i=1}^n (x_i - \bar{x})(y_i - \bar{y})}{\sqrt{\sum_{i=1}^n (x_i - \bar{x})^2 \sum_{i=1}^n (y_i - \bar{y})^2}} \quad (\text{II.11})$$

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

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

$$x = \left(\frac{1}{\alpha} \right) y + x_0 \quad (\text{II.12})$$

$\frac{1}{\alpha}$: Pente de la droite et x_0 est l'ordonnée à l'origine.

y : Variable de GUMBEL pour une probabilité donnée.

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

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

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

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

$$\frac{1}{\alpha} = 0,78 \times 22.9 = 17.862; \text{ donc } \frac{1}{\alpha} = 17.862 \text{ mm.}$$

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

Tableau II.3: valeurs F(x) et Y_i

N	X_i	F(x)	Y_i
1	64.4	0,011627907	-1,49388054
2	112,3	0,034883721	-1,210670825
3	104	0,058139535	-1,045531216
4	112	0,081395349	-0,919659909
5	61,3	0,104651163	-0,814090869
6	59,8	0,127906977	-0,720982179
7	52,5	0,151162791	-0,636258227
8	39,3	0,174418605	-0,557497601
9	65,9	0,197674419	-0,483125875
10	53,1	0,220930233	-0,412048932
11	53,4	0,244186047	-0,343465483

12	46,8	0,26744186	-0,27676248
13	44,5	0,290697674	-0,211452655
14	59,6	0,313953488	-0,147135068
15	50	0,337209302	-0,083468954
16	73,7	0,360465116	-0,020155596
17	55,6	0,38372093	0,043074806
18	49,7	0,406976744	0,106473096
19	31,1	0,430232558	0,170279099
20	34	0,453488372	0,234728334
21	42,2	0,476744186	0,300058034
22	84,2	0,5	0,366512921
23	67,5	0,523255814	0,434351111
24	46	0,546511628	0,503850516
25	60,2	0,569767442	0,575316149
26	57,6	0,593023256	0,649088835
27	27,7	0,61627907	0,725555952
28	57,6	0,639534884	0,805165117
29	64,6	0,662790698	0,88844206
30	54	0,686046512	0,976014589
31	71,3	0,709302326	1,068645515
32	24,5	0,73255814	1,167279096
33	112,8	0,755813953	1,273108449
34	42,4	0,779069767	1,387676609
35	40,5	0,802325581	1,513033824
36	55	0,825581395	1,651993601
37	92,8	0,848837209	1,808572895
38	117,4	0,872093023	1,988802745
39	56	0,895348837	2,202360876
40	58	0,918604651	2,466287737
41	53,8	0,941860465	2,8151098
42	56,4	0,965116279	3,338034193
43	72,5	0,988372093	4,448504976

$$\bar{y} = \frac{\sum_{i=1}^{N=43} y_i}{n} = 0.570mm$$

$$x_0 = \bar{x} - \frac{1}{\alpha} \bar{y} \Rightarrow x_0 = 61.35 - 17.862(0,570) = 51.17mm$$

Donc ; la droite de GUMBEL devient :

$$x = 17.862y + 51.17$$

D'où : $P_{maxj,p\%} = 17.862 y + 51.17$

Le coefficient de corrélation $r = 0.98$



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

- GUMBEL (Méthode des moments)

Nombre d'observations: 43

Quantiles

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

$T = 1 / (1-q)$

Tableau II.4 : Ajustement de la série pluviométrique à la loi de GUMBEL

T (ans)	fréquence	XT (mm)	Ecart-type	INTERVALLE DE CONFIANCE (95%)	
100.0	0.9900	132	10.9	111	153
50.0	0.9800	120	9.27	101	138
20.0	0.9500	103	7.14	89.2	117
10.0	0.9000	90.5	5.56	79.6	101
5.0	0.8000	77.2	4.08	69.2	85.2
3.0	0.6667	66.7	3.17	60.5	72.9
2.0	0.5000	57.2	2.78	51.8	62.7

Avec :

T : période de retour (T=10ans).

Q : Fréquence.

XT : précipitation maximale journalière.

Tableau II.5 : Caractéristiques de l'échantillon

	Caractéristiques. de l'échantillon
Minimum	24
Maximum	117

Moyenne	61.35
Ecart-type	22.9
Médiane	56
Coefficient de variation (Cv)	0.373
Coefficient d'asymétrie (Cs)	1.07

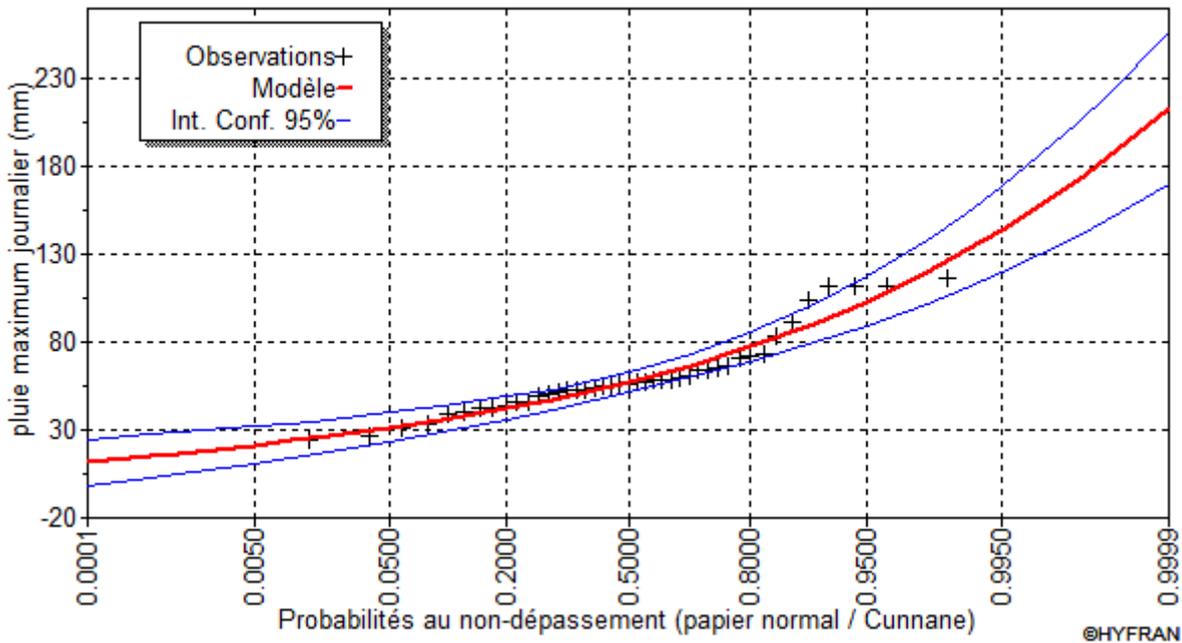


Figure II-1 : Ajustement des pluies max journalières de la station 090502 à la loi de GUMBEL

II.3.2.2 Ajustement des p_{jmax} la série pluviométrique à la loi de Galton :

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

$$F(x) = \frac{1}{\sqrt{2\pi}} \int_{-\infty}^u e^{-\frac{1}{2}u^2} du \quad (II.13)$$

$F(x)$: Fréquence au non dépassement.

La variable réduite est de la forme :

$$u = \frac{\ln x - \overline{\ln x}}{\sigma_{\ln x}} \quad (II.14)$$

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



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

a) Procédé d'ajustement : [1]

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

$$x_{p\%} = e^{\ln p\%} = e^{\overline{\ln x} + u_{p\%} \cdot \sigma_{\ln x}} \quad (\text{II.15})$$

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

$$\overline{\ln x} = \frac{\sum \ln x_i}{N} \Rightarrow \overline{\ln x} = 4.035$$

$$\sigma_{\ln x_i} = 0,359 \text{ mm}$$

- L'équation totale devient :

$$\ln x = 4.035 + u * 0,359$$

$$u=1.28 \quad P_{\text{maxj},10\%} = 90.9 \text{ mm.}$$

La droite de Galton est représentée sur le graphe N° II-2

- L'intervalle de confiance du quantile :

$$P_{\text{maxj},10\%} \Rightarrow p [77.6 < 90.9 < 104] = 95\% \quad (\text{voir tableau II-7})$$

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

Log normale (Maximum de vraisemblance)

Nombre d'observations: 43.

Quantiles :

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

$T = 1 / (1 - q)$

Tableau II.6 : Ajustement de la série pluviométrique à la loi de Galton

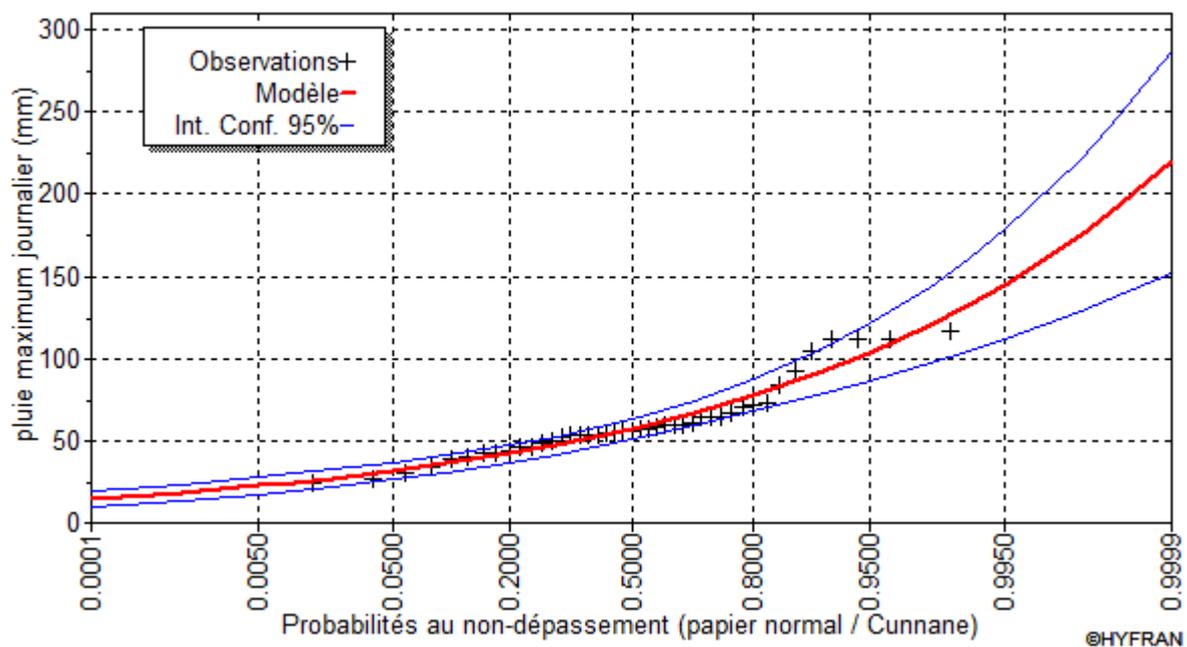
T	F	XT (mm)	Ecart-type	INTERVALLE DE CONFIANCE (95%)	
100.0	0.9900	133	14.2	105	161
50.0	0.9800	120	11.8	97.1	143
20.0	0.9500	104	8.84	86.4	121
10.0	0.9000	90.9	6.81	77.6	104
5.0	0.8000	77.5	4.99	67.7	87.3
3.0	0.6667	66.8	3.86	59.2	74.4
2.0	0.5000	57.2	3.16	51.0	63.4

Avec :

T : période de retour (T=10ans).

F : probabilité au non dépassement.

XT : précipitation maximale journalière.

**Figure II.2** Ajustement des pjmax de la station 090502 à la loi de Galton



II.3.3 Calcul de l'intensité de la pluie de durée de 15 minutes et de période de retour de 10 ans par la formule de MONTANARI: [1]

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

$$I_{t_{15\text{min}}, p\%} = I_{24, p\%} \left(\frac{t}{24}\right)^{b-1} \dots\dots\dots(\text{II.16})$$

$I_{t_{15\text{min}}, p\%}$: Intensité moyenne de précipitation pour une averse de fréquence (p%).

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

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

b : exposant climatique de la région ($b=0.40$),

Nous aurons donc :

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

➤ **D'après la loi de GUMBEL :**

$$I_{15\text{min}, 10\%} = \frac{90.5}{24} \left(\frac{0,25}{24}\right)^{0,40-1} = 58.32\text{mm} / h$$

$$I_{15\text{min}, 10\%} = 58.32\text{mm} / h$$

➤ **D'après la loi de GALTON :**

$$I_{15\text{min}, 10\%} = \frac{90.9}{24} \left(\frac{0,25}{24}\right)^{0,40-1} = 60.03\text{mm} / h$$

$$I_{15\text{min}, 10\%} = 60.03\text{mm} / h$$

Conclusion :

L'étude hydrologique nous a permis de déterminer l'intensité moyenne des précipitations.

On observe que les résultats obtenus par les deux lois d'ajustement (loi de GUMBEL et loi de GALTON) soit analytiquement ou graphiquement sont très rapprochés.



Pour le dimensionnement de notre réseau d'assainissement on va prendre la valeur $I_{15\text{min}.10\%}$ obtenue par la loi de GALTON par ce qu'elle est supérieure à celle trouvée par la loi de Gumbel, et on déterminera la valeur de l'intensité pluviale qui est le débit spécifique.

$$I = 166.75l / s / ha$$

Chapitre III : Calcul de base



Calcul de base

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 2038, le choix du système de réseau et du schéma ; le nombre de sous bassins adoptés et le coefficient de ruissellement correspondant.

III.1 Situation démographique :

On peut estimer le nombre d'habitants pour des horizons futurs, en utilisant la loi des accroissements donnée par la relation suivante :

$$P_t = P_0 (1 + T)^N \quad (\text{III.1})$$

Avec :

P_t : Nombre d'habitants à l'horizon futur.

P_0 : Nombre d'habitants à l'année de base 2008 ($P_0=2156$ hab.).

T : taux d'accroissement égale d'après l'APC de Beni amrane à 2.90% pour notre région.

N : écart d'années entre les deux horizons (2008-2038) $N = 30$ ans.

Tableau III.1: Répartition de la population à différents horizons de calcul

Horizon	2008	2015	2038
Estimation (hab)	2156	2634	5083

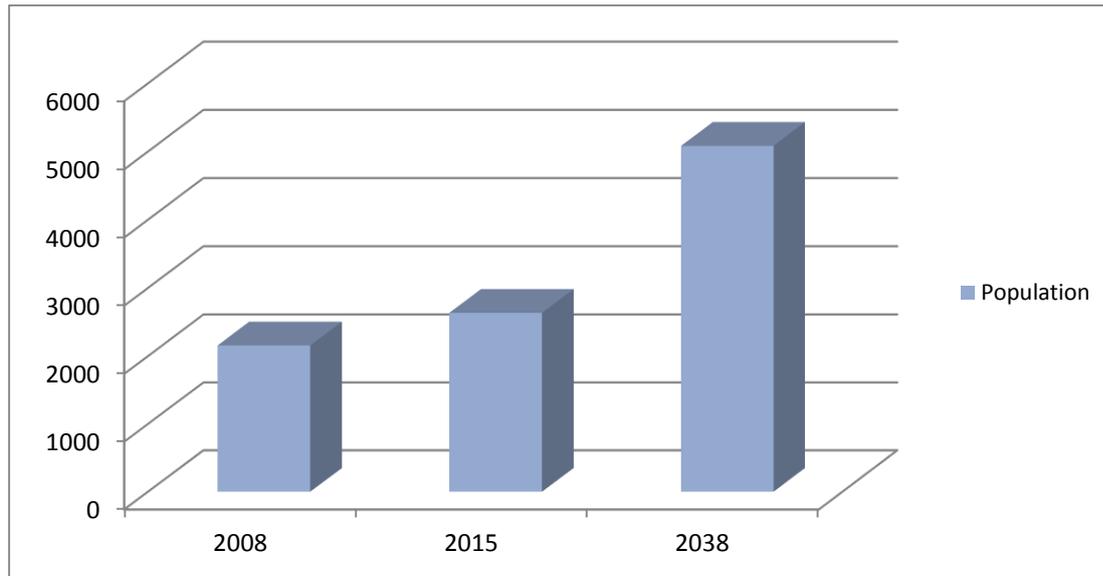


Fig III.1: Répartition de la population à différents horizons de calcul

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

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

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

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

III.3 Système d'évacuation des eaux usées et des eaux pluviales :

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 résiduelles 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.

III.3.1 Systèmes fondamentaux :

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

- **Système séparatif :**

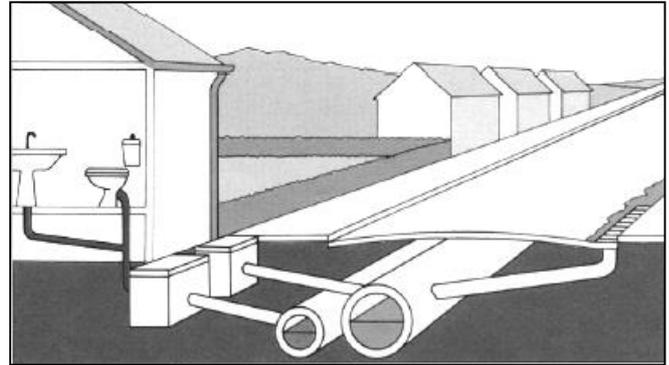
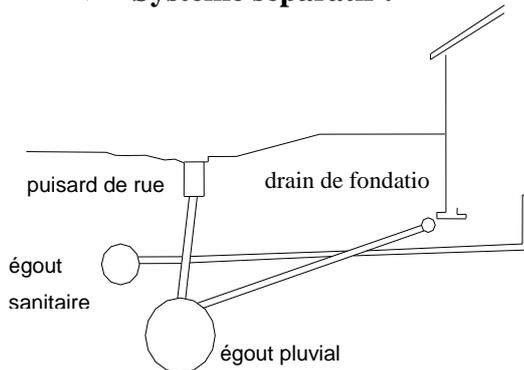


Fig.III.2 : réseau séparatif

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

- **Système unitaire :**

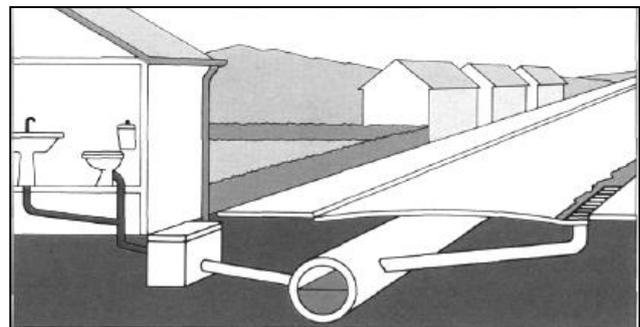
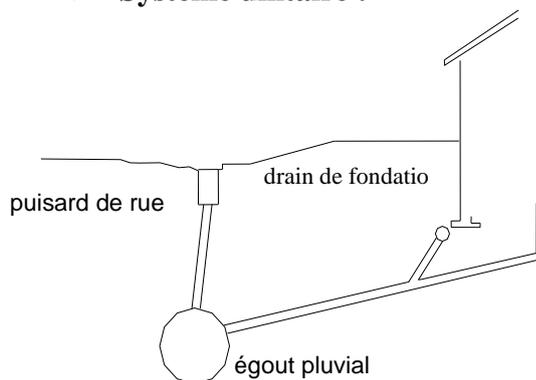


Fig.III.3 : réseau unitaire

L'évacuation de l'ensemble des eaux usées et pluviales est assurée par un seul réseau

Généralement pourvu de déversoirs permettant en cas d'orage le rejet direct, par surverse, D'une partie des eaux dans le milieu naturel.

➤ **Système mixte :**

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

III.3.2 Système pseudo séparatif :

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

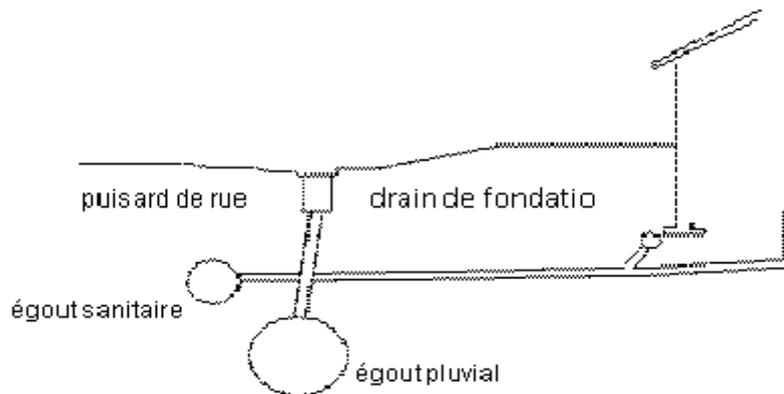


Fig.III.4 : réseau pseudo séparatif

III.3.3 Système composite :

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

III.3.4 Systèmes spéciaux :

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

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

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

➤ **Système sous dépression :**

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



III.4 Choix du système d'évacuation :

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

- L'aspect économique : une étude comparative de plusieurs variantes est nécessaire.
- Il faut tenir compte 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.

Remarque :

Dans notre travail nous avons opté pour le système unitaire pour les raisons suivantes :

- pouvoir récupérer les eaux de ruissellement car notre région est à vocation agricole.
- pouvoir procéder au rinçage de nos conduites afin d'éviter le dépôt de sable dans ces dernières.



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

Système	Domaine d'utilisation	Avantages	Inconvénients	Contraintes d'exploitation
Unitaire	<ul style="list-style-type: none"> - milieu récepteur éloigné des points de collecte - topographie à faible relief - débit d'étiage du cours d'eau récepteur important. 	<ul style="list-style-type: none"> - conception simple - encombrement réduit du sous-sol - à priori économique - pas de risque d'inversion de branchement. 	<ul style="list-style-type: none"> - débit à la STEP très variable - la dilution des eaux usées est variable - apport de sable important à la station d'épuration ; - rejet direct vers le milieu récepteur du mélange " eaux usées eaux pluviales " au droit des déversoirs d'orage. 	<ul style="list-style-type: none"> - entretien régulier des déversoirs d'orage et des bassins de stockage - difficulté d'évaluation des rejets directs vers le milieu récepteur.
Séparatif	<ul style="list-style-type: none"> - petites et moyennes agglomérations ; - extension des villes ; - faible débit d'étiage du cours d'eau récepteur. 	<ul style="list-style-type: none"> - diminution des sections des collecteurs - exploitation plus facile de la STEP - meilleure nature préservé 	<ul style="list-style-type: none"> - encombrement important du sous-sol - coût d'investissement élevé - risque important d'erreur de branchement. 	<ul style="list-style-type: none"> - Surveillance accrue des branchements - entretien d'un linéaire important de collecteurs (eaux usées et pluviales)



Pseudo séparatif	<ul style="list-style-type: none"> - petits et moyennes agglomération. - présence d'un milieu récepteur proche. 	<ul style="list-style-type: none"> - Le problème des faux branchements est éliminé. - Le plus gros des eaux pluviales étant acheminé en d'heur de la ville, ce qui nous donne des collecteurs traversant la ville de moindre dimension 	<ul style="list-style-type: none"> - le fonctionnement de la station d'épuration est perturbé, la charge polluante est variable en qualité et en quantité 	<ul style="list-style-type: none"> - Entretien régulier des déversoirs d'orage et des bassins de stockage ; - Surveillance accrue des branchements.
-------------------------	---	--	--	---

Source : Office International de l'Eau - Janvier 2000

III .5 Schémas d'évacuation :

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

III.5.1 Schéma perpendiculaire :

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

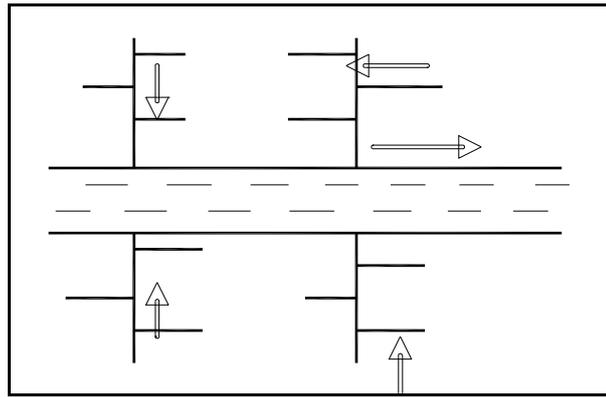


Fig.III.5 : Schéma perpendiculaire

III.5.2 Schéma par déplacement latéral :

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

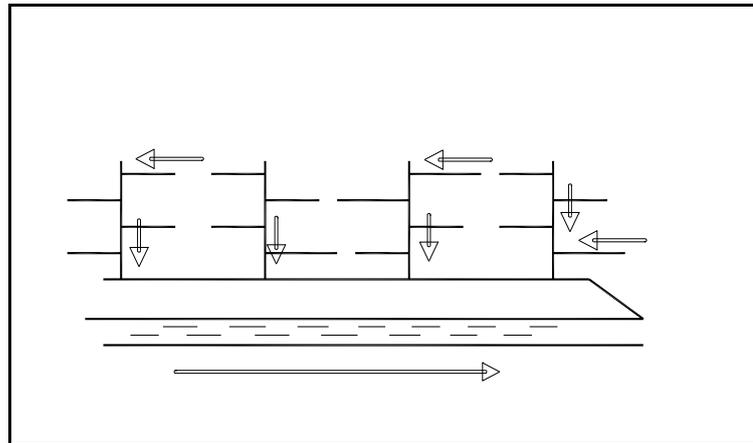


Fig.III.6 : Schéma par déplacement latéral

III.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.

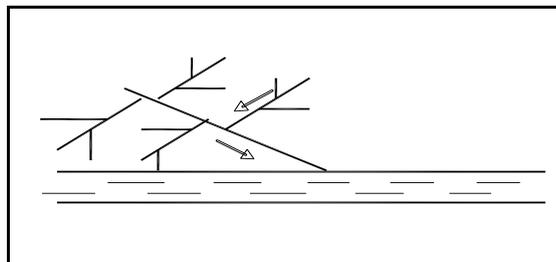


Fig.III.7 : Schéma à Collecteur Transversal ou Oblique

III.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.

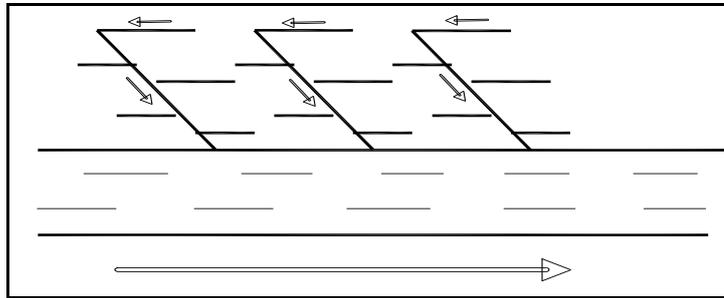


Fig.III.8 : Schéma à Collecteur Etagé

III.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.

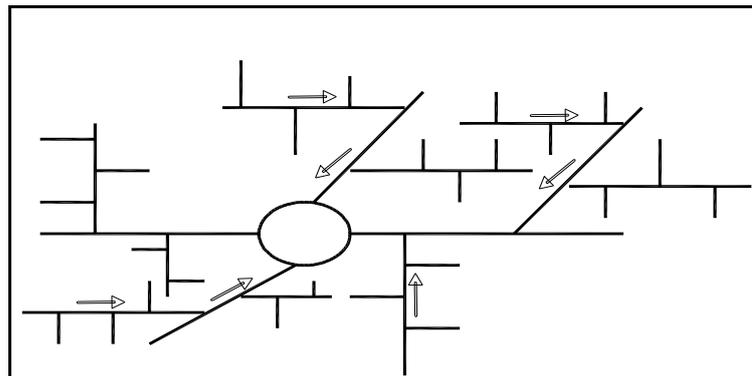


Fig.III.9 : schéma type radial

III.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, on adoptera le réseau d'eau usée avec schéma à déplacement latéral. Ce schéma permet de ne pas charger les collecteurs et de ne pas avoir des diamètres importants au centre de l'agglomération.

III.7 Choix du coefficient de ruissellement :

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

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

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.

III.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 .

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

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

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

Catégorie d'urbanisation	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

III.7.3 Coefficient de ruissellement relatif à diverses surfaces :

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

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



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

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

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

Remarque :

Pour le cas de notre projet, le coefficient de ruissellement est estimé en fonction des surfaces drainées.

Tableau III.6 : Coefficient de ruissellement des sous bassins

Bv 1			Bv 2		
N° de SB	Aire (ha)	Cr	N° de SB	Aire (ha)	Cr
1	5.36	0.1	11	4.82	0.46
2	6.33	0.29	12	11.82	0.05
3	14.62	0.06	13	2.90	0.40
4	10	0.06	14	1.78	0.05
5	15.58	0.48	15	4.78	0.29
6	11.32	0.20	16	10.99	0.05
7	5.93	0.26	17	11.61	0.06
8	13	0.38	18	7.81	0.25
9	9.47	0.17	19	5.87	0.25
10	24.32	0.05	20	21.08	0.05
			21	9.58	0.18



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

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

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

III.8.1 Coefficient de ruissellement pondéré:

$$C_{rp1} = \frac{\sum A_i * C_{ri}}{A} = \frac{20.21}{66.99} = 0,30$$

$C_{rp1} = 0,30$

$$C_{rp2} = \frac{\sum A_i * C_{ri}}{A} = \frac{9.91}{35.76} = 0,277$$

$C_{rp2} = 0,277$

$$C_{rpT} = \frac{\sum A_i * C_{ri}}{A} = \frac{30.11}{102.75} = 0,293$$

$C_{rpT} = 0,293$

III.8.2 Calcul de la densité partielle :

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

Avec :

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

C_{rp} : coefficient de ruissellement total pondéré.

A : surface totale (ha) $A = 102.75 \text{ ha}$.

P_t : nombre total d'habitants (hab) à l'horizon 2038 = 5083 hab.

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

$$P_i = D_i \cdot A_i \quad (III.4)$$

Remarque :



On a éliminé les sous bassins 3,4,10,12,14,17,20 par ce que ces bassin ne continents pas d'habitants et les eaux pluviales se ruissellent directement vers les chaabas et cela pour éviter le sur dimensionnement du réseau d'assainissement.

les résultats de calcul du nombre d'habitants de chaque sous bassins, sont portés dans le tableau III.7.

Tableau III.7: nombre d'habitants

N° :S-B	Surface A (ha)	Cri	Cri*A	Di(hab/ha)	Nbre d'habitant
1	5.36	0.1	0,54	17	90
2	6.33	0.29	1,84	49	310
5	15.58	0.48	7,48	81	1262
6	11.32	0.20	2,26	34	382
7	5.93	0.26	1,54	44	260
8	13	0.38	4,94	64	834
9	9.47	0.17	1,61	29	272
11	4.82	0.46	2,22	78	374
13	2.90	0.4	1,16	68	196
15	4.78	0.29	1,39	49	234
18	7.81	0.25	1.95	42	330
19	5.87	0.25	1,47	42	248
21	9.58	0.18	1,72	30	391

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 repartir les habitants par 13 sous bassin afin de pouvoir faire un calcul hydraulique adéquat.

Chapitre IV : Evaluation des débits à évacuer



Evaluation des débits à évacuer

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).

IV.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 d'avenir qui conditionnent la détermination des sections des canalisations en système pseudo séparatif.
- aux flots minimaux actuels qui permettent d'apprécier les capacités d'auto curage des Canalisations.

IV.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:

- Les eaux usées d'origine domestique.
- Les eaux usées d'origine industrielle.



A. 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 desservant les agglomérations d'un type particulier telles que cités, casernes, etc. Elle dépend des normes de consommation en eaux potable et qui à leur tour dépendent de, l'évaluation de la consommation actuelle.

Pour la quantification actuelle ou prévisible de la consommation en eaux potable, on a les facteurs suivants qui interviennent :

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

B. Eaux des services publics :

Les eaux de lavage des espaces publics (cours, rue,...) sont évacuer vers le réseau par l'intermédiaire de puisard menu 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

.C. 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.

IV.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 en 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.

IV.1.3 Estimation des débits des eaux usées domestiques :

Pour calculer le débit des eaux usées à évacuer, nous prendrons comme base une dotation d'eau potable de 150 l/j hab. (Source A.P.C),

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

V.1.3.1 Evaluation du débit moyen journalier :

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

$$Q_{moy.j} = \frac{N.D.K_p}{86400} \quad (IV.1)$$

Avec:

$Q_{moy.j}$: Débit moyen rejeté quotidiennement en (l/s) .

N : Nombre d'habitants à l'horizon d'étude (hab).

D : Dotation journalière prise égale à 150 l/j hab.

K_p : Coefficient de rejet pris égal à 80% de la quantité d'eau potable consommée.



IV.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 qu'il est donné par la formule qui suit :

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

Avec :

Q_{pte} : Débit de pointe.

$Q_{moy.j}$: Débit moyen journalier.

K_p : Coefficient de pointe, Ce coefficient de pointe peut être Calculé à partir du débit moyen journalier :

$$K_p = 1.5 + \frac{2.5}{\sqrt{Q_{moy.j}}} \quad si \quad Q_{moy.j} \geq 2,81 / s \quad (IV-3)$$

$$K_p = 3 \quad si \quad Q_{moy.j} < 2,81 / s$$

Remarque :

Pour notre étude le coefficient de pointe k_p est calculé à partir du débit moyen journalier, selon la relation (IV-2)

. L'estimation des eaux usées d'équipements se fait à base du nombre de personnes qui fréquentent le lieu et sur la dotation requise pour chaque activité, à titre d'exemple :

- Ecoles : 10 l/j/ élève.
- Mosquée : 10 l/ fidèle

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

Tableau IV.1 : Evaluation des débits des eaux usées des équipements pour chaque sous bassin :

N° du S.B	Type d'équipement	Unité de mesure	Usagers (Personne)	Dotation l/j.hab ou l/j.m2	Qmoy (m ³ /j)	Qequi usée (m ³ /j)	Qequi total (m ³ /j)	Qequi total (l/s)
5	Ecole primaire	Elève	250	10	2.5	2	2	0.0232
9	Mosquée	Fidèle	750	10	7.5	6	6	0.0694

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

N° de SB	Aire (ha)	Nombre d'habitant	Q _{moy,j} (l/s)	K _p	Q _{pte,usé} (l/s)	Q _{equip} (l/s)	Q _{total} (l/s)	Q _{total} (m3/s)
1	5.36	90	0,125	8,571	1,071	0	1.071	0,001071
2	6.33	310	0,431	5,310	2,286	0	2.286	0,002286
5	15.58	1262	1,753	3,388	5,939	0.0232	5.962	0,005962
6	11.32	382	0,531	4,932	2,617	0	2.617	0,002617
7	5.93	260	0,361	5,660	2,044	0	2.044	0,002044
8	13	834	1,158	3,823	4,428	0	4.428	0,004428
9	9.47	272	0,378	5,567	2,103	0.0694	2.173	0,002173
11	4.82	374	0,519	4,969	2,581	0	2.581	0,002581
13	2.90	196	0,272	6,292	1,713	0	1.713	0,001713
15	4.78	234	0,325	5,885	1,913	0	1.913	0,001913
18	7.81	248	0,344	5,760	1,984	0	1.984	0,001984
19	5.87	291	0,404	5,432	2,196	0	2.196	0,002196
21	9.58	330	0,458	5,193	2,380	0	2.380	0,00238
Somme	102.75	5083	7,060		32.28	0.0926	33,348	0,033348

IV.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.

IV.2.1 Méthode rationnelle :

C'est une méthode qui consiste à estimer le débit à partir d'un découpage du bassin versant en secteurs limités par les lignes isochrones, cette méthode fut découverte en 1889, mais ce n'est qu'en 1906 qu'elle a été généralisée, elle est connue aussi par la méthode de LLOYD DAVIS, c'est une méthode qui a fait ses preuves surtout pour les bassins urbains de faible surface (≤ 10 ha).

Elle consiste à estimer les débits pluviaux suite à une averse d'intensité moyenne « i » supposée constante durant la chute de pluie sur des surfaces d'influence de superficie « A », caractérisée par un coefficient de ruissellement « Cr ». La méthode rationnelle s'exprime par la formule suivante :

$$Q = \alpha \cdot Cr \cdot i \cdot A \quad (IV.4)$$

Avec:

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

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

Cr : coefficient de ruissellement.

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

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

IV.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 .
- Enfin, le coefficient de ruissellement est invariable d'une averse à l'autre.



IV.2.1.2 Validité De La Méthode Rationnelle :

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

IV.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 a :

t_1 , t_2 et t_3 tels

que :

➤ $t_1 = \frac{l}{60.v}$: 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.

➤ $t_3 = \frac{L}{1.487 \sqrt{I}}$: 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 : $t_c = t_1 + t_2$.

Ou :

l : Longueur de la conduite (m).

L : Cheminement hydraulique le plus long.

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

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

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

IV.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 formule superficielle du débit de fréquence de dépassement « F » prend l'aspect suivant :

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

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.

$$i(t, F) = a(F)tb(F) \quad (IV.6)$$

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

Q (F) est le débit de fréquence de dépassement F exprimé en mètres cubes par seconde

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

Cr : est le coefficient de ruissellement

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

K : est un coefficient d'expression

$$K = \frac{0.5b(F) a(F)}{6,6} \quad (IV.7)$$

U : est un coefficient d'expression

$$U = 1 + 0.287b(F) \quad (IV.8)$$

V : est un coefficient d'expression

$$V = -0.41b(F) \quad (IV.9)$$

W : est un coefficient d'expression

$$W = 0.95 + 0.507b(F) \quad (IV.10)$$

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

IV.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



$$I = \left(\frac{\frac{L}{L_K}}{\sqrt{I_K}} \right)^2 \quad (IV.11)$$

IV.2.2.2 Evaluation du coefficient de ruissellement :

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

$$A'/A \text{ avec } C \geq 0,2$$

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.

IV.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 :

$$M = \frac{L}{\sqrt{A}} \geq 0,8 \quad (IV.12)$$

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 un coefficient d'influence « ni » traduisant quantitativement le fait que, pour une même surface « A », le débit varie à l'inverse de l'allongement « M » dudit bassin.



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

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

I_i : pente du tronçon i ;

Q_i : débit du tronçon i ;

N : nombre des tronçons

IV.2.2.4 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 (0.8 < M < 2)

IV.3 Choix de la méthode :

En tenant compte des caractéristiques de notre agglomération du point de vue surface pente et coefficient de ruissellement, et vue la comparaison des deux méthodes, on opte à choisir la méthode rationnelle



IV.4 Calcul des débits pluviaux

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

S –B	Surface (ha)	I(l/s/hab)	C _r	α	Q (l/s)
1	5.36	166.75	0.1	1	89,378
2	6.33	166.75	0.29	1	306,103
3	14.62	166.75	0.06	1	146,273
4	10	166.75	0.06	1	100,050
5	15.58	166.75	0.48	1	1247,023
6	11.32	166.75	0.20	1	377,522
7	5.93	166.75	0.26	1	257,095
8	13	166.75	0.38	1	823,745
9	9.47	166.75	0.17	1	268,451
11	4.82	166.75	0.46	1	369,718
13	2.90	166.75	0.4	1	193,430
15	4.78	166.75	0.29	1	231,149
17	11.61	166.75	0.06	1	116,158
18	7.81	166.75	0.25	1	325,579
19	5.87	166.75	0.25	1	244,706
20	21.08	166.75	0.05	1	175.755
21	9.58	166.75	0.18	1	287,544
SOMME	<i>160.06</i>				5383,924

Avec :

S : Surface élémentaires de chaque sous bassins

C_r : Coefficient de ruissèlement

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

Q_{PL} : débit des eaux pluviales

**Conclusion :**

La présente phase (évaluation des débits) a eu pour résultat la quantification du débit à évacuer. Ces débits incluent les débits d'eaux usées et d'eaux pluviales.

D'après les valeurs des débits obtenues, on constate que les débits d'eaux usées ne représentent qu'une faible fraction des débits pluviaux.

*Chapitre V : Calcul hydraulique du réseau
d'assainissement*



Calcul hydraulique du réseau d'assainissement

Introduction :

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

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

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

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

V.1 Conditions d'implantation des réseaux :

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

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

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

V.2 Conditions d'écoulement et de dimensionnement :

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

Lorsqu'il s'agit de réseau d'évacuation des eaux pluviales et des eaux usées dans une même conduite, les conditions d'auto curage doivent être satisfaites. Il faut assurer une vitesse minimale de 0.6 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 conduit à poser des limites supérieures aux pentes admissibles.

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

V.3 Mode de calcul

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

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

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

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

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

Avec :

Q : Débit (m^3/s).

S : Section mouillée (m^2).

V : Vitesse d'écoulement (m/s).

Cette vitesse se calcule par différentes expressions

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

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

Où :



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

$R (m)$: Rayon hydraulique.

K_s : Coefficient de rugosité dépend de la nature des parois.

Et on tire l'expression du débit :

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

D'où le diamètre est calculé par la formule :

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

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

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

On a :

$$R_v = V/V_{ps} \quad , \quad V = K_s * R^{2/3} * \sqrt{I_i} \quad , \quad V_{ps} = 4 \cdot Q_{ps} / (\pi \cdot (D_{nor})^2) \quad ,$$

Donc R_v et R_h donné par les relations suivantes :

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

$$R_h = -11,423 \cdot R_q^6 + 40,641 \cdot R_q^5 - 55,497 \cdot R_q^4 + 37,115 \cdot R_q^3 - 12,857 \cdot R_q^2 + 2,8373 \cdot R_q + 0,0359 \quad (V.7)$$

V.4 Dimensionnement du réseau d'assainissement :

Le dimensionnement de tous les collecteurs et la détermination de leur paramètres hydrauliques sont résumés dans les tableaux :



V.4.1 Dimensionnement du réseau d'assainissement de bassin versant n°1 :

Tableau V.1 : Calcul hydraulique de collecteur tertiaire T1.

Tron	CT,am (m)	CT,av (m)	CR,am (m)	CR,av (m)	Dist (m)	I (m/m)	Qpl (m3/s)	Qeu (m3/s)	Qt	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)
R95 - R96	252,01	249,99	248,45	248,25	20,04	0,010	0,206	0,0011	0,2071	362	400	2,15	0,27	0,76	0,004	1,099	0,254	0,65	0,05	2,37	0,55	260	18,887
R96 - R97	249,99	248,01	246,25	246,03	22,69	0,010	0,206	0,0011	0,2071	362	400	2,15	0,27	0,76	0,004	1,099	0,254	0,65	0,05	2,37	0,55	260	18,887
R97 - R98	248,01	246,01	244,03	243,83	20,04	0,010	0,206	0,0011	0,2071	362	400	2,15	0,27	0,76	0,004	1,099	0,254	0,65	0,05	2,37	0,55	260	18,887
R98 - R99	246,01	243,97	241,83	241,67	15,79	0,010	0,206	0,0011	0,2071	362	400	2,15	0,27	0,76	0,004	1,099	0,254	0,65	0,05	2,37	0,55	260	18,887
R99 - R100	243,97	241,99	239,97	239,76	21,06	0,010	0,206	0,0011	0,2071	362	400	2,15	0,27	0,76	0,004	1,099	0,254	0,65	0,05	2,37	0,55	260	18,887
R100 - R101	241,99	240,04	238,76	238,18	57,44	0,010	0,206	0,0011	0,2071	362	400	2,15	0,27	0,76	0,004	1,099	0,254	0,65	0,05	2,37	0,55	260	18,887
R101 - R86	240,04	238,04	236,18	235,69	33,38	0,015	0,206	0,0011	0,2071	336	400	2,62	0,33	0,63	0,003	1,067	0,249	0,58	0,05	2,80	0,65	231	18,094

Tableau V.2 : Calcul hydraulique de collecteur secondaire C.1.

Tron	CT,am (m)	CT,av (m)	CR,am (m)	CR,av (m)	Dist (m)	I (m/m)	Qpl (m3/s)	Qeu (m3/s)	Qt	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)
R79 - R80	250,02	247,94	246,46	246,27	18,83	0,010	0,206	0,0011	0,2071	362	400	2,15	0,27	0,76	0,004	1,099	0,254	0,65	0,05	2,37	0,55	260	18,887
R80 - R81	247,94	246,31	244,27	244,1	17,25	0,010	0,206	0,0011	0,2071	362	400	2,15	0,27	0,76	0,004	1,099	0,254	0,65	0,05	2,37	0,55	260	18,887
R81 - R82	246,31	245,26	243,6	243,26	34,07	0,010	0,206	0,0011	0,2071	362	400	2,15	0,27	0,76	0,004	1,099	0,254	0,65	0,05	2,37	0,55	260	18,887
R82 - R83	245,26	244,02	242,46	241,98	48,18	0,010	0,206	0,0011	0,2071	362	400	2,15	0,27	0,76	0,004	1,099	0,254	0,65	0,05	2,37	0,55	260	18,887
R83 - R84	244,02	242	240,48	240,26	21,7	0,010	0,206	0,0011	0,2071	362	400	2,15	0,27	0,76	0,004	1,099	0,254	0,65	0,05	2,37	0,55	260	18,887
R84 - R85	242	240,05	238,26	238,1	16,09	0,010	0,206	0,0011	0,2071	362	400	2,15	0,27	0,76	0,004	1,099	0,254	0,65	0,05	2,37	0,55	260	18,887
R85 - R86	240,05	238,04	236,1	235,69	41,31	0,010	0,206	0,0011	0,2071	362	400	2,15	0,27	0,76	0,004	1,099	0,254	0,65	0,05	2,37	0,55	260	18,887
R86 - R87	238,04	235,08	232,19	232,04	15,04	0,010	0,612	0,0033	0,6153	548	630	2,86	0,89	0,69	0,004	1,086	0,252	0,61	0,05	3,10	0,72	384	29,129
R87 - R88	235,08	232,04	230,14	229,86	26,99	0,011	0,612	0,0033	0,6153	537	630	3,02	0,94	0,65	0,004	1,076	0,251	0,59	0,05	3,25	0,76	372	28,791
R88 - R89	232,04	230	228,16	227,96	19,06	0,010	0,612	0,0033	0,6153	544	630	2,92	0,91	0,68	0,004	1,082	0,251	0,60	0,05	3,16	0,73	379	29,000
R89 - R90	230	227,96	226,26	225,85	41,45	0,010	0,612	0,0033	0,6153	544	630	2,92	0,91	0,68	0,004	1,082	0,251	0,60	0,05	3,16	0,73	379	29,000
R90 - R91	227,96	225,86	224,15	223,89	26,35	0,010	0,612	0,0033	0,6153	544	630	2,92	0,91	0,68	0,004	1,082	0,251	0,60	0,05	3,16	0,73	379	29,000
R91 - R92	225,86	223,83	222,19	221,9	28,99	0,010	0,612	0,0033	0,6153	544	630	2,92	0,91	0,68	0,004	1,082	0,251	0,60	0,05	3,16	0,73	379	29,000
R92 - R93	223,83	221,84	220,2	219,89	31,18	0,010	0,612	0,0033	0,6153	544	630	2,92	0,91	0,68	0,004	1,082	0,251	0,60	0,05	3,16	0,73	379	29,000
R93 - R94	221,84	219,97	218,19	217,74	24,1	0,010	0,612	0,0033	0,6153	544	630	2,92	0,91	0,68	0,004	1,082	0,251	0,60	0,05	3,16	0,73	379	29,000



R94 - R14	219,97	217	215,94	215,36	24,73	0,024	0,612	0,0033	0,6153	464	500	3,83	0,75	0,82	0,004	1,105	0,257	0,68	0,05	4,23	0,98	342	24,049
-----------	--------	-----	--------	--------	-------	-------	-------	--------	--------	-----	-----	------	------	------	-------	-------	-------	------	------	------	------	-----	--------

Tableau V.3 : Calcul hydraulique de collecteur secondaire C.2.

Tron	CT,am (m)	CT,av (m)	CR,am (m)	CR,av (m)	Dist (m)	I (m/m)	Qpl (m3/s)	Qeu (m3/s)	Qt	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)
R102 - R103	214	212,69	210,95	210,72	22,95	0,010	0,2571	0,00204	0,25914	393	400	2,15	0,27	0,96	0,008	1,121	0,277	0,80	0,06	2,42	0,60	322	22,626
R103 - R104	212,69	211,96	210,22	209,99	22,93	0,010	0,2571	0,00204	0,25914	393	400	2,15	0,27	0,96	0,008	1,121	0,277	0,80	0,06	2,42	0,60	322	22,626
R104 - R105	211,96	211,17	209,49	209,24	25,28	0,010	0,2571	0,00204	0,25914	393	400	2,15	0,27	0,96	0,008	1,121	0,277	0,80	0,06	2,42	0,60	322	22,626
R105 - R20	211,17	209,75	207,29	207,18	10,87	0,010	0,2571	0,00204	0,25914	395	400	2,13	0,27	0,97	0,008	1,122	0,278	0,82	0,06	2,39	0,59	326	22,707

Tableau V.4 : Calcul hydraulique de collecteur secondaire C.3.

Tron	CT,am (m)	CT,av (m)	CR,am (m)	CR,av (m)	Dist (m)	I (m/m)	Qpl (m3/s)	Qeu (m3/s)	Qt	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)
R106 - R107	210,79	210,02	208,23	207,84	39,56	0,01	0,1888	0,00262	0,19138	351	400	2,15	0,27	0,71	0,01	1,089	0,291	0,62	0,06	2,35	0,63	247	24,863
R107 - R108	210,02	208	206,34	206,07	27	0,01	0,1888	0,00262	0,19138	351	400	2,15	0,27	0,71	0,01	1,089	0,291	0,62	0,06	2,35	0,63	247	24,863
R108 - R109	208	206,36	204,57	204,36	20,65	0,01	0,1888	0,00262	0,19138	351	400	2,15	0,27	0,71	0,01	1,089	0,291	0,62	0,06	2,35	0,63	247	24,863
R109 - R110	206,36	206	204,36	204,12	23,99	0,01	0,1888	0,00262	0,19138	351	400	2,15	0,27	0,71	0,01	1,089	0,291	0,62	0,06	2,35	0,63	247	24,863
R110 - R111	206	203,99	202,62	202,25	37,12	0,01	0,1888	0,00262	0,19138	351	400	2,15	0,27	0,71	0,01	1,089	0,291	0,62	0,06	2,35	0,63	247	24,863
R111 - R27	203,99	202,88	200,8	200,65	14,13	0,01	0,1888	0,00262	0,19138	349	400	2,19	0,27	0,70	0,01	1,087	0,290	0,61	0,06	2,38	0,63	245	24,716

Tableau V.5 : Calcul hydraulique de collecteur secondaire C.4.

Tron	CT,am (m)	CT,av (m)	CR,am (m)	CR,av (m)	Dist (m)	I (m/m)	Qpl (m3/s)	Qeu (m3/s)	Qt	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)
R112 - R113	191,99	191,09	189,44	189,05	39,24	0,010	0,2836	0,00298	0,28658	409	500	2,50	0,49	0,58	0,006	1,047	0,268	0,55	0,05	2,62	0,67	276	26,330
R113 - R114	191,09	190,46	189,05	188,66	39,24	0,010	0,2836	0,00298	0,28658	409	500	2,50	0,49	0,58	0,006	1,047	0,268	0,55	0,05	2,62	0,67	276	26,330
R114 - R41	190,46	189,8	187,66	187,26	40,75	0,010	0,2836	0,00298	0,28658	411	500	2,46	0,48	0,59	0,006	1,052	0,268	0,56	0,05	2,59	0,66	279	26,455

Tableau V.6 : Calcul hydraulique du Collecteur secondaire C.5.



Tron	CT,am (m)	CT,av (m)	CR,am (m)	CR,av (m)	Dist (m)	I (m/m)	Qpl (m3/s)	Qeu (m3/s)	Qt	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	189,53	189,07	187,48	187,24	23,41	0,010	0,2836	0,00298	0,28658	409	500	2,50	0,49	0,58	0,006	1,047	0,268	0,55	0,05	2,62	0,67	276	26,330
R116 - R117	189,07	188,75	187,24	187,05	19,23	0,010	0,2836	0,00298	0,28658	409	500	2,50	0,49	0,58	0,006	1,047	0,268	0,55	0,05	2,62	0,67	276	26,330
R117 - R118	188,75	189,91	187,05	186,85	20,5	0,010	0,2836	0,00298	0,28658	409	500	2,50	0,49	0,58	0,006	1,047	0,268	0,55	0,05	2,62	0,67	276	26,330
R118 - R119	189,91	188,68	186,85	186,64	21,08	0,010	0,2836	0,00298	0,28658	409	500	2,50	0,49	0,58	0,006	1,047	0,268	0,55	0,05	2,62	0,67	276	26,330
R119 - R120	188,68	188,7	186,64	186,34	29,47	0,010	0,2836	0,00298	0,28658	409	500	2,50	0,49	0,58	0,006	1,047	0,268	0,55	0,05	2,62	0,67	276	26,330
R120 - R43	188,7	188,01	185,54	185,19	35,57	0,010	0,2836	0,00298	0,28658	411	500	2,46	0,48	0,59	0,006	1,052	0,268	0,56	0,05	2,59	0,66	279	26,455

Tableau V.7 : Calcul hydraulique du Collecteur secondaire C.6.

Tron	CT,am (m)	CT,av (m)	CR,am (m)	CR,av (m)	Dist (m)	I (m/m)	Qpl (m3/s)	Qeu (m3/s)	Qt	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	149,82	148,02	146,77	146,22	55,42	0,010	0,09183	0,0016	0,09343	268	315	1,84	0,14	0,65	0,011	1,075	0,301	0,59	0,07	1,98	0,55	186	20,806
R122 - R123	148,02	145,96	144,22	143,78	43,28	0,010	0,09183	0,0016	0,09343	268	315	1,84	0,14	0,65	0,011	1,075	0,301	0,59	0,07	1,98	0,55	186	20,806
R123 - R68	145,96	145,33	143,08	142,73	36,15	0,010	0,09183	0,0016	0,09343	269	315	1,83	0,14	0,66	0,011	1,076	0,301	0,59	0,07	1,97	0,55	186	20,852

Tableau V.8 : Calcul hydraulique du Collecteur secondaire C.7.

Tron	CT,am (m)	CT,av (m)	CR,am (m)	CR,av (m)	Dist (m)	I (m/m)	Qpl (m3/s)	Qeu (m3/s)	Qt	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)
R124 - R125	136,59	134,03	132,54	132,18	35,66	0,010	0,08938	0,00107	0,09045	265	315	1,84	0,14	0,63	0,007	1,068	0,277	0,58	0,06	1,96	0,51	182	17,766
R125 - R126	134,03	132,26	130,18	129,96	22,28	0,010	0,08938	0,00107	0,09045	265	315	1,84	0,14	0,63	0,007	1,068	0,277	0,58	0,06	1,96	0,51	182	17,766
R126 - R127	132,26	131,22	129,46	129,21	24,64	0,010	0,08938	0,00107	0,09045	265	315	1,84	0,14	0,63	0,007	1,068	0,277	0,58	0,06	1,96	0,51	182	17,766
R127 - R128	131,22	130,02	128,21	127,98	23,41	0,010	0,08938	0,00107	0,09045	265	315	1,84	0,14	0,63	0,007	1,068	0,277	0,58	0,06	1,96	0,51	182	17,766



R128 - R129	130,02	128,01	126,18	126,03	14,67	0,010	0,08938	0,00107	0,09045	265	315	1,84	0,14	0,63	0,007	1,068	0,277	0,58	0,06	1,96	0,51	182	17,766
R129 - R130	128,01	126,75	125,23	124,66	57,65	0,010	0,08938	0,00107	0,09045	265	315	1,84	0,14	0,63	0,007	1,068	0,277	0,58	0,06	1,96	0,51	182	17,766
R130 - R131	126,75	126,79	124,66	124,24	68,27	0,006	0,08938	0,00107	0,09045	291	315	1,43	0,11	0,81	0,010	1,104	0,291	0,68	0,06	1,58	0,42	213	19,500
R131 - R77	126,79	126,43	124,24	124	45,6	0,005	0,08938	0,00107	0,09045	300	315	1,32	0,10	0,88	0,010	1,112	0,296	0,73	0,06	1,47	0,39	229	20,149

Tableau V. 9 : Calcul hydraulique du Collecteur principal.A.

Tron	CT,am (m)	CT,av (m)	CR,am (m)	CR,av (m)	Dist (m)	I (m/m)	Qpl (m3/s)	Qeu (m3/s)	Qt	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	245,81	244,09	242,43	241,93	27,94	0,018	0,2685	0,0022	0,2706	358	400	2,89	0,36	0,75	0,006	1,096	0,267	0,64	0,05	3,17	0,8	255	20,969
R2 - R3	244,09	241,77	240,43	239,72	39,08	0,018	0,2685	0,0022	0,2706	358	400	2,89	0,36	0,75	0,006	1,096	0,267	0,64	0,05	3,17	0,8	255	20,969
R3 - R4	241,77	240,56	239,72	238,56	48,54	0,024	0,2685	0,0022	0,2706	339	400	3,34	0,42	0,65	0,005	1,073	0,262	0,59	0,05	3,58	0,9	234	20,104
R4 - R5	240,56	238,84	237,56	236,77	60,35	0,013	0,2685	0,0022	0,2706	381	400	2,46	0,31	0,88	0,007	1,112	0,274	0,73	0,06	2,73	0,7	291	22,100
R5 - R6	238,84	236,25	234,89	234,25	30,37	0,021	0,4745	0,0033	0,4777	430	500	3,63	0,71	0,67	0,005	1,080	0,258	0,60	0,05	3,92	0,9	299	24,323
R6 - R7	236,25	234,24	232,45	232,02	28,56	0,015	0,4745	0,0033	0,4777	459	500	3,06	0,60	0,79	0,005	1,102	0,264	0,67	0,05	3,37	0,8	334	25,479
R7 - R8	234,24	232,42	230,62	230,37	14,29	0,018	0,4745	0,0033	0,4777	446	500	3,31	0,65	0,74	0,005	1,094	0,261	0,63	0,05	3,62	0,9	317	24,933
R8 - R9	232,42	230,09	228,47	228,09	18,27	0,021	0,4745	0,0033	0,4777	431	500	3,62	0,71	0,67	0,005	1,081	0,258	0,60	0,05	3,92	0,9	300	24,337
R9 - R10	230,09	228,07	226,29	225,8	40,57	0,012	0,4745	0,0033	0,4777	478	500	2,74	0,54	0,89	0,006	1,113	0,268	0,74	0,05	3,05	0,7	369	26,343
R10 - R11	228,07	225,59	224,4	223,44	64,48	0,015	0,4745	0,0033	0,4777	459	500	3,06	0,60	0,79	0,005	1,102	0,264	0,67	0,05	3,37	0,8	334	25,479
R11 - R12	225,59	223,74	221,84	221,29	39,19	0,014	0,4745	0,0033	0,4777	465	500	2,96	0,58	0,82	0,006	1,105	0,265	0,69	0,05	3,27	0,8	343	25,737
R12 - R13	223,74	222,25	219,39	218,92	24,58	0,019	0,4745	0,0033	0,4777	438	500	3,46	0,68	0,70	0,005	1,089	0,259	0,62	0,05	3,76	0,9	308	24,641
R13 - R14	222,25	217,88	216,92	215,36	46,1	0,034	0,4745	0,0033	0,4777	394	400	3,96	0,50	0,96	0,007	1,122	0,271	0,81	0,05	4,44	1,1	323	21,598
R14 - R15	217,88	215,99	215,36	213,83	59,41	0,026	1,0865	0,0066	1,0930	566	630	4,68	1,46	0,75	0,005	1,097	0,257	0,64	0,05	5,13	1,2	404	30,512
R15 - R16	215,99	214,03	212,43	211,66	70,34	0,011	1,0865	0,0066	1,0930	739	800	2,69	1,35	0,81	0,005	1,104	0,260	0,68	0,05	2,97	0,7	541	39,509
R16 - R17	214,03	213,4	211,66	211,23	47,76	0,009	1,0865	0,0066	1,0930	767	800	2,43	1,22	0,89	0,005	1,114	0,263	0,74	0,05	2,71	0,6	594	40,620
R17 - R18	213,4	212,01	210,23	209,44	78,61	0,010	1,0865	0,0066	1,0930	752	800	2,56	1,29	0,85	0,005	1,108	0,261	0,70	0,05	2,84	0,7	564	40,024
R18 - R19	212,01	211,21	209,44	208,92	52,09	0,010	1,0865	0,0066	1,0930	752	800	2,56	1,29	0,85	0,005	1,108	0,261	0,70	0,05	2,84	0,7	564	40,024
R19 - R20	211,21	209,75	207,72	207,18	67,93	0,008	1,0865	0,0066	1,0930	784	800	2,29	1,15	0,95	0,006	1,121	0,265	0,79	0,05	2,57	0,6	636	41,324
R20 - R21	209,75	209	207,18	206,62	56	0,010	1,3436	0,0086	1,3522	814	1000	2,98	2,34	0,58	0,004	1,045	0,252	0,55	0,05	3,11	0,7	549	46,182
R21 - R22	209	206,96	205,52	204,76	76,01	0,010	1,3436	0,0086	1,3522	814	1000	2,98	2,34	0,58	0,004	1,045	0,252	0,55	0,05	3,11	0,7	549	46,182
R22 - R23	206,96	206,16	204,76	203,96	79,5	0,010	1,5323	0,0086	1,5409	855	1000	2,98	2,34	0,66	0,004	1,077	0,252	0,59	0,05	3,21	0,7	593	46,182



R23 - R24	206,16	205,44	203,96	203,28	68,68	0,010	1,5323	0,0086	1,5409	855	1000	2,98	2,34	0,66	0,004	1,077	0,252	0,59	0,05	3,21	0,7	593	46,182
R24 - R25	205,44	204,69	203,28	202,6	42,17	0,016	1,5323	0,0086	1,5409	783	800	3,24	1,63	0,94	0,005	1,120	0,263	0,79	0,05	3,63	0,9	633	40,427
R25 - R26	204,69	204,01	202,6	201,91	49,53	0,014	1,5323	0,0086	1,5409	803	1000	3,52	2,77	0,56	0,003	1,033	0,248	0,54	0,04	3,64	0,9	537	44,613
R26 - R27	204,01	202,88	201,11	200,65	56,95	0,008	1,5323	0,0086	1,5409	892	1000	2,66	2,09	0,74	0,004	1,095	0,255	0,63	0,05	2,91	0,7	634	47,374
R27 - R28	202,88	201,43	199,85	199,14	79,36	0,009	1,7210	0,1123	1,8333	931	1000	2,82	2,22	0,83	0,051	1,106	0,504	0,69	0,15	3,12	1,4	689	151,084
R28 - R29	201,43	200	197,94	197,42	64,65	0,008	1,7210	0,1123	1,8333	952	1000	2,66	2,09	0,88	0,054	1,112	0,517	0,73	0,16	2,96	1,4	728	156,517
R29 - R30	200	199,32	196,82	196,64	29,85	0,006	1,7210	0,1123	1,8333	1005	1200	2,60	2,94	0,62	0,038	1,064	0,449	0,57	0,13	2,77	1,2	689	152,836
R30 - R31	199,32	198,13	195,74	195,46	35,07	0,008	1,7210	0,1123	1,8333	952	1000	2,66	2,09	0,88	0,054	1,112	0,517	0,73	0,16	2,96	1,4	728	156,517
R31 - R32	198,13	198,2	195,46	195,34	23,6	0,005	1,7210	0,1123	1,8333	1040	1200	2,38	2,69	0,68	0,042	1,084	0,466	0,60	0,13	2,58	1,1	726	161,459
R32 - R33	198,2	198,14	195,34	195,15	38,74	0,005	1,7210	0,1123	1,8333	1040	1200	2,38	2,69	0,68	0,042	1,084	0,466	0,60	0,13	2,58	1,1	726	161,459
R33 - R34	198,14	196,9	194,75	194,43	45,99	0,007	1,7210	0,1123	1,8333	976	1000	2,49	1,96	0,94	0,057	1,120	0,531	0,78	0,16	2,79	1,3	784	162,882
R34 - R35	196,9	196,63	193,23	192,98	31,72	0,008	1,7210	0,1123	1,8333	952	1000	2,66	2,09	0,88	0,054	1,112	0,517	0,73	0,16	2,96	1,4	728	156,517
R35 - R36	196,63	194,38	192,18	191,72	65,08	0,007	2,0046	0,1123	2,1169	1030	1200	2,81	3,18	0,67	0,035	1,079	0,435	0,60	0,12	3,03	1,2	716	145,935
R36 - R37	194,38	193,42	190,92	190,66	52,18	0,005	2,0046	0,1123	2,1169	1097	1200	2,38	2,69	0,79	0,042	1,101	0,466	0,66	0,13	2,62	1,1	796	161,459
R37 - R38	193,42	192,55	190,66	190,29	37,04	0,010	2,0046	0,1123	2,1169	963	1000	2,98	2,34	0,91	0,048	1,116	0,493	0,75	0,15	3,32	1,5	753	146,369
R38 - R39	192,55	191,45	188,99	188,5	53,82	0,009	2,0046	0,1123	2,1169	983	1000	2,82	2,22	0,95	0,051	1,121	0,504	0,80	0,15	3,17	1,4	802	151,084
R39 - R40	191,45	190,48	188,5	188,01	61,15	0,008	2,0046	0,1123	2,1169	1005	1200	3,01	3,40	0,62	0,033	1,064	0,424	0,57	0,12	3,20	1,3	689	140,242
R40 - R41	190,48	189,8	187,51	187,26	36,22	0,007	2,0046	0,1123	2,1169	1030	1200	2,81	3,18	0,67	0,035	1,079	0,435	0,60	0,12	3,03	1,2	716	145,935

Suite de Tableau V. 9 : Calcul hydraulique du Collecteur principal.A.

Tron	CT,am (m)	CT,av (m)	CR,am (m)	CR,av (m)	Dist (m)	I (m/m)	Qpl (m3/s)	Qeu (m3/s)	Qt	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)
R41 - R42	189,8	188,86	186,66	186,2	57,49	0,008	2,2882	0,1151	2,4033	1054	1200	3,01	3,40	0,71	0,034	1,089	0,428	0,62	0,12	3,27	1,3	742	142,325
R42 - R43	188,86	188,01	185,4	185,19	34,43	0,006	2,2882	0,1151	2,4033	1112	1200	2,60	2,94	0,82	0,039	1,105	0,453	0,68	0,13	2,88	1,2	818	155,131
R43 - R44	188,01	186,49	184,19	183,77	60,43	0,007	2,5718	0,1181	2,6899	1127	1200	2,81	3,18	0,85	0,037	1,108	0,444	0,70	0,13	3,12	1,2	844	150,403
R44 - R45	186,49	186,41	183,77	183,59	22,88	0,008	2,5718	0,1181	2,6899	1099	1200	3,01	3,40	0,79	0,035	1,102	0,432	0,67	0,12	3,31	1,3	799	144,511
R45 - R46	186,41	185,2	182,89	182,71	25,32	0,007	2,5718	0,1181	2,6899	1127	1200	2,81	3,18	0,85	0,037	1,108	0,444	0,70	0,13	3,12	1,2	844	150,403
R46 - R47	185,2	183,75	181,71	181,27	62,63	0,007	2,5718	0,1181	2,6899	1127	1200	2,81	3,18	0,85	0,037	1,108	0,444	0,70	0,13	3,12	1,2	844	150,403



R47 - R48	183,75	180,83	179,17	178,63	43,4	0,013	2,5718	0,1181	2,6899	1011	1200	3,76	4,25	0,63	0,028	1,068	0,397	0,58	0,11	4,01	1,5	695	126,703
R48 - R49	180,83	180,85	178,63	178,15	79,45	0,006	2,5718	0,1181	2,6899	1160	1200	2,60	2,94	0,91	0,040	1,117	0,458	0,76	0,13	2,91	1,2	913	157,537
R49 - R50	180,85	180,43	178,15	177,68	79,21	0,006	2,5718	0,1181	2,6899	1160	1200	2,60	2,94	0,91	0,040	1,117	0,458	0,76	0,13	2,91	1,2	913	157,537
R50 - R51	180,43	180,11	177,68	177,3	62,54	0,006	2,5718	0,1181	2,6899	1160	1200	2,60	2,94	0,91	0,040	1,117	0,458	0,76	0,13	2,91	1,2	913	157,537
R51 - R52	180,11	177,19	175,55	174,86	76,65	0,009	2,5718	0,1181	2,6899	1075	1200	3,19	3,61	0,75	0,033	1,096	0,422	0,64	0,12	3,49	1,3	767	139,533
R52 - R53	177,19	174,08	172,66	171,95	44,5	0,016	2,5718	0,1181	2,6899	965	1000	3,76	2,96	0,91	0,040	1,116	0,457	0,76	0,13	4,20	1,7	757	130,947
R53 - R54	174,08	173,43	171,15	170,82	55,22	0,006	2,5718	0,1181	2,6899	1160	1200	2,60	2,94	0,91	0,040	1,117	0,458	0,76	0,13	2,91	1,2	913	157,537
R54 - R55	173,43	171,68	169,12	168,98	22,91	0,006	2,7861	0,1197	2,9058	1194	1200	2,60	2,94	0,99	0,041	1,122	0,460	0,84	0,13	2,92	1,2	1005	158,819
R55 - R56	171,68	169,43	166,98	166,82	18,16	0,009	2,7861	0,1197	2,9058	1107	1200	3,19	3,61	0,81	0,033	1,103	0,425	0,68	0,12	3,52	1,4	810	140,652
R56 - R57	169,43	166,93	164,82	164,62	19,45	0,010	2,7861	0,1197	2,9058	1085	1200	3,36	3,80	0,76	0,031	1,099	0,416	0,65	0,11	3,69	1,4	780	136,329
R57 - R58	166,93	164,81	162,62	162,41	21,16	0,010	2,7861	0,1197	2,9058	1085	1200	3,36	3,80	0,76	0,031	1,099	0,416	0,65	0,11	3,69	1,4	780	136,329
R58 - R59	164,81	162,7	160,41	160,24	17,51	0,010	2,7861	0,1197	2,9058	1085	1200	3,36	3,80	0,76	0,031	1,099	0,416	0,65	0,11	3,69	1,4	780	136,329
R59 - R60	162,7	160,69	158,24	158,09	14,43	0,010	2,7861	0,1197	2,9058	1085	1200	3,36	3,80	0,76	0,031	1,099	0,416	0,65	0,11	3,69	1,4	780	136,329
R60 - R61	160,69	158,39	156,09	155,93	16,08	0,010	2,7861	0,1197	2,9058	1085	1200	3,36	3,80	0,76	0,031	1,099	0,416	0,65	0,11	3,69	1,4	780	136,329
R61 - R62	158,39	156,21	153,93	153,74	18,81	0,010	2,7861	0,1197	2,9058	1085	1200	3,36	3,80	0,76	0,031	1,099	0,416	0,65	0,11	3,69	1,4	780	136,329
R62 - R63	156,21	154,32	151,74	151,57	17,93	0,010	2,7861	0,1197	2,9058	1085	1200	3,36	3,80	0,76	0,031	1,099	0,416	0,65	0,11	3,69	1,4	780	136,329
R63 - R64	154,32	152,4	149,57	149,46	21,08	0,005	2,7861	0,1197	2,9058	1236	1200	2,38	2,69	1,08	0,045	1,084	0,478	0,94	0,14	2,58	1,1	1133	167,795
R64 - R65	152,4	150,18	147,66	147,5	26,22	0,006	2,7861	0,1197	2,9058	1194	1200	2,60	2,94	0,99	0,041	1,122	0,460	0,84	0,13	2,92	1,2	1005	158,819
R65 - R66	150,18	148,3	145,7	145,56	24,48	0,006	2,7861	0,1197	2,9058	1194	1200	2,60	2,94	0,99	0,041	1,122	0,460	0,84	0,13	2,92	1,2	1005	158,819
R66 - R67	148,3	146,05	143,76	143,5	36,6	0,007	2,7861	0,1197	2,9058	1160	1200	2,81	3,18	0,91	0,038	1,117	0,446	0,76	0,13	3,14	1,3	913	151,623
R67 - R68	146,05	145,33	142,8	142,73	12,15	0,006	2,7861	0,1197	2,9058	1194	1200	2,60	2,94	0,99	0,041	1,122	0,460	0,84	0,13	2,92	1,2	1005	158,819
R68 - R69	145,33	141,99	140,63	139,89	54,64	0,014	2,8779	0,1213	2,9992	1038	1200	3,91	4,42	0,68	0,027	1,083	0,395	0,60	0,10	4,23	1,5	724	125,843
R69 - R70	141,99	139,96	137,89	137,56	44,29	0,008	2,8779	0,1213	2,9992	1159	1200	2,91	3,29	0,91	0,037	1,116	0,442	0,76	0,12	3,25	1,3	910	149,704
R70 - R71	139,96	138,02	135,76	135,5	42,43	0,006	2,8779	0,1213	2,9992	1208	1400	2,89	4,44	0,68	0,027	1,082	0,394	0,60	0,10	3,12	1,1	842	146,342
R71 - R72	138,02	135,85	133,5	133,25	35,91	0,007	2,8779	0,1213	2,9992	1174	1400	3,12	4,80	0,63	0,025	1,065	0,383	0,58	0,10	3,32	1,2	805	140,005
R72 - R73	135,85	134,17	131,75	131,46	47,84	0,006	2,8779	0,1213	2,9992	1208	1400	2,89	4,44	0,68	0,027	1,082	0,394	0,60	0,10	3,12	1,1	842	146,342
R73 - R74	134,17	132,05	129,66	129,39	44,08	0,006	2,8779	0,1213	2,9992	1197	1400	2,96	4,55	0,66	0,027	1,077	0,391	0,59	0,10	3,18	1,2	830	144,296
R74 - R75	132,05	130,5	127,79	127,64	24,36	0,006	2,8779	0,1213	2,9992	1208	1400	2,89	4,44	0,68	0,027	1,082	0,394	0,60	0,10	3,12	1,1	842	146,342
R75 - R76	130,5	128,69	126,24	125,97	44,47	0,006	2,8779	0,1213	2,9992	1208	1400	2,89	4,44	0,68	0,027	1,082	0,394	0,60	0,10	3,12	1,1	842	146,342
R76 - R77	128,69	126,43	124,27	124	45,4	0,006	2,8779	0,1213	2,9992	1208	1400	2,89	4,44	0,68	0,027	1,082	0,394	0,60	0,10	3,12	1,1	842	146,342



R77 - DO	126,43	126,45	124	123,83	27,68	0,006	2,9673	0,1222	3,0895	1222	1400	2,89	4,44	0,70	0,028	1,087	0,395	0,61	0,10	3,14	1,1	857	146,989
----------	--------	--------	-----	--------	-------	-------	--------	--------	--------	------	------	------	------	------	-------	-------	-------	------	------	------	-----	-----	---------

V.4.2 Dimensionnement du réseau d'assainissement de bassin versant n°2 :

Tableau V.10 : Calcul hydraulique du Collecteur secondaire S.1.

Tron	CT,am (m)	CT,av (m)	CR,am (m)	CR,av (m)	Dist (m)	I (m/m)	Qpl (m3/s)	Qeu (m3/s)	Qt	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)
N52 - N53	214,48	214,09	212,42	212,17	24,86	0,01	0,2218	0,0013	0,2231	372	400	2,15	0,27	0,82	0,005	1,106	0,259	0,69	0,05	2,38	0,56	275	19,693
N53 - N54	214,09	212,81	211,17	211,05	12	0,01	0,2218	0,0013	0,2231	372	400	2,15	0,27	0,82	0,005	1,106	0,259	0,69	0,05	2,38	0,56	275	19,693
N54 - N55	212,81	211,76	210,05	209,9	15,07	0,01	0,2218	0,0013	0,2231	372	400	2,15	0,27	0,82	0,005	1,106	0,259	0,69	0,05	2,38	0,56	275	19,693
N55 - N56	211,76	210,01	208,4	208,18	22,44	0,01	0,2218	0,0013	0,2231	372	400	2,15	0,27	0,82	0,005	1,106	0,259	0,69	0,05	2,38	0,56	275	19,693
N56 - N57	210,01	208	206,18	206	17,41	0,01	0,2218	0,0013	0,2231	372	400	2,15	0,27	0,82	0,005	1,106	0,259	0,69	0,05	2,38	0,56	275	19,693
N57 - N1	205,62	205,62	204	203,64	24,2	0,01	0,2218	0,0013	0,2231	345	400	2,63	0,33	0,68	0,004	1,082	0,253	0,60	0,05	2,84	0,67	241	18,746

Tableau V.11 : Calcul hydraulique du Collecteur secondaire S.2.

Tron	CT,am (m)	CT,av (m)	CR,am (m)	CR,av (m)	Dist (m)	I (m/m)	Qpl (m3/s)	Qeu (m3/s)	Qt	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)
N58 - N59	205,62	209,94	208,12	207,66	23,1	0,020	0,1479	0,0013	0,1492	281	315	2,60	0,20	0,74	0,006	1,095	0,270	0,63	0,05	2,84	0,70	200	16,883
N59 - N60	209,94	209,94	205,66	205,56	14,32	0,007	0,1479	0,0013	0,1492	344	400	1,78	0,22	0,67	0,006	1,080	0,266	0,60	0,05	1,92	0,47	239	20,797
N60 - N61	209,94	205,98	204,06	203,93	13,2	0,010	0,1479	0,0013	0,1492	321	400	2,14	0,27	0,55	0,005	1,032	0,259	0,54	0,05	2,21	0,56	214	19,719
N61 - N62	205,98	205,54	203,93	203,79	31,8	0,004	0,1479	0,0013	0,1492	373	400	1,43	0,18	0,83	0,007	1,106	0,275	0,69	0,06	1,58	0,39	277	22,312
N62 - N63	205,54	206,03	203,79	203,68	18,95	0,006	0,1479	0,0013	0,1492	353	400	1,65	0,21	0,72	0,006	1,091	0,269	0,62	0,05	1,81	0,45	249	21,257
N63 - N1	205,62	205,62	203,68	203,64	11,2	0,003	0,1479	0,0013	0,1492	396	400	1,22	0,15	0,97	0,008	1,122	0,284	0,82	0,06	1,37	0,35	329	23,632



Tableau V.12: Calcul hydraulique du Collecteur secondaire S.3.

Tron	CT,am (m)	CT,av (m)	CR,a m (m)	CR,av (m)	Dist (m)	I (m/m)	Qpl (m3/s)	Qeu (m3/s)	Qt	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)
N64 - N65	219,38	218,17	217,02	216,25	38,52	0,020	0,09672	0,00085	0,09757	240	315	2,60	0,20	0,48	0,004	0,987	0,255	0,49	0,05	2,56	0,66	155	14,990
N65 - N66	218,17	216	214,75	214,19	56,66	0,010	0,09672	0,00085	0,09757	273	315	1,84	0,14	0,68	0,006	1,083	0,267	0,60	0,05	1,99	0,49	190	16,474
N66 - N67	216	216,01	214,19	213,83	37,07	0,010	0,09672	0,00085	0,09757	273	315	1,84	0,14	0,68	0,006	1,083	0,267	0,60	0,05	1,99	0,49	190	16,474
N67 - N68	216,01	213,99	212,32	212,22	9,89	0,010	0,09672	0,00085	0,09757	273	315	1,84	0,14	0,68	0,006	1,083	0,267	0,60	0,05	1,99	0,49	190	16,474
N68 - N69	213,99	212	210,22	210,08	13,4	0,010	0,09672	0,00085	0,09757	273	315	1,84	0,14	0,68	0,006	1,083	0,267	0,60	0,05	1,99	0,49	190	16,474
N69 - N70	212	210,02	208,08	207,99	9,43	0,010	0,09672	0,00085	0,09757	273	315	1,84	0,14	0,68	0,006	1,083	0,267	0,60	0,05	1,99	0,49	190	16,474
N70 - N71	210,02	207,97	205,99	205,84	15,36	0,010	0,09672	0,00085	0,09757	273	315	1,84	0,14	0,68	0,006	1,083	0,267	0,60	0,05	1,99	0,49	190	16,474
N71 - N72	207,97	206,01	203,84	203,69	14,18	0,010	0,09672	0,00085	0,09757	273	315	1,84	0,14	0,68	0,006	1,083	0,267	0,60	0,05	1,99	0,49	190	16,474
N72 - N73	206,01	205,51	203,69	203,34	35,28	0,010	0,09672	0,00085	0,09757	273	315	1,84	0,14	0,68	0,006	1,083	0,267	0,60	0,05	1,99	0,49	190	16,474
N73 - N74	205,51	204,01	202,34	201,88	45,78	0,010	0,09672	0,00085	0,09757	273	315	1,84	0,14	0,68	0,006	1,083	0,267	0,60	0,05	1,99	0,49	190	16,474
N74 - N75	204,01	202,01	199,88	199,66	21,94	0,010	0,09672	0,00085	0,09757	273	315	1,84	0,14	0,68	0,006	1,083	0,267	0,60	0,05	1,99	0,49	190	16,474
N75 - N76	202,01	199,99	197,66	197,45	21,2	0,010	0,09672	0,00085	0,09757	273	315	1,84	0,14	0,68	0,006	1,083	0,267	0,60	0,05	1,99	0,49	190	16,474
N76 - N77	199,99	198	195,95	195,88	7,56	0,010	0,09672	0,00085	0,09757	273	315	1,84	0,14	0,68	0,006	1,083	0,267	0,60	0,05	1,99	0,49	190	16,474
N77 - N12	198	196,58	193,93	193,87	6,54	0,009	0,09672	0,00085	0,09757	279	315	1,72	0,13	0,73	0,006	1,093	0,269	0,63	0,05	1,88	0,46	198	16,805

Tableau V.13: Calcul hydraulique de collecteur tertiaire T1.

Tron	CT,am (m)	CT,av (m)	CR,am (m)	CR,av (m)	Dist (m)	I (m/m)	Qpl (m3/s)	Qeu (m3/s)	Qt	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)
N78 - N79	210,04	210	208,09	207,94	31,27	0,005	0,09672	0,00085	0,09757	311	315	1,30	0,10	0,96	0,008	1,122	0,283	0,81	0,06	1,46	0,37	256	18,534
N79 - N80	210	210,71	207,94	207,71	45,44	0,005	0,09672	0,00085	0,09757	311	315	1,30	0,10	0,96	0,008	1,122	0,283	0,81	0,06	1,46	0,37	256	18,534
N80 - N81	210,71	209,86	207,71	207,53	35,26	0,005	0,09672	0,00085	0,09757	311	315	1,30	0,10	0,96	0,008	1,122	0,283	0,81	0,06	1,46	0,37	256	18,534
N81 - N71	209,86	207,97	205,93	205,84	17,73	0,005	0,09672	0,00085	0,09757	306	315	1,35	0,11	0,93	0,008	1,118	0,281	0,77	0,06	1,51	0,38	244	18,271

**Tableau V.14 :** Calcul hydraulique du Collecteur secondaire S.4.

Tron	CT,am (m)	CT,av (m)	CR,am (m)	CR,av (m)	Dist (m)	I (m/m)	Qpl (m3/s)	Qeu (m3/s)	Qt	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)
N82 - N83	206,2	206,46	204,04	203,79	24,52	0,010	0,1387	0,0008	0,1395	312	400	2,15	0,27	0,52	0,003	1,008	0,246	0,51	0,04	2,17	0,53	205	17,55
N83 - N84	206,46	206,04	203,79	203,48	30,97	0,010	0,1387	0,0008	0,1395	312	400	2,15	0,27	0,52	0,003	1,008	0,246	0,51	0,04	2,17	0,53	205	17,55
N84 - N85	206,04	204,01	201,98	201,85	13,36	0,010	0,1387	0,0008	0,1395	312	400	2,15	0,27	0,52	0,003	1,008	0,246	0,51	0,04	2,17	0,53	205	17,55
N85 - N86	204,01	202,01	199,85	199,76	12,72	0,007	0,1387	0,0008	0,1395	332	400	1,83	0,23	0,61	0,003	1,058	0,250	0,57	0,05	1,93	0,46	226	18,11
N86 - N87	202,01	200	197,76	197,54	12,04	0,018	0,1387	0,0008	0,1395	281	315	2,43	0,19	0,74	0,004	1,095	0,254	0,63	0,05	2,66	0,62	200	14,88
N87 - N88	200	198	195,54	195,34	15,35	0,014	0,1387	0,0008	0,1395	295	315	2,13	0,17	0,84	0,005	1,107	0,258	0,70	0,05	2,36	0,55	220	15,36
N88 - N17	198	196,61	193,34	193,21	10,32	0,012	0,1387	0,0008	0,1395	302	315	2,00	0,16	0,90	0,005	1,114	0,260	0,75	0,05	2,22	0,52	235	15,64

Tableau V.15: Calcul hydraulique du Collecteur secondaire S.5.

Tron	CT,am (m)	CT,av (m)	CR,am (m)	CR,av (m)	Dist (m)	I (m/m)	Qpl (m3/s)	Qeu (m3/s)	Qt	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)
N89 - N90	205,99	203,97	202,54	202,29	24,58	0,010	0,0693	0,0008	0,0701	241	315	1,84	0,14	0,49	0,005	0,992	0,263	0,50	0,05	1,82	0,48	156	16,00
N90 - N91	203,97	203,06	201,29	200,96	33,79	0,010	0,0693	0,0008	0,0701	241	315	1,84	0,14	0,49	0,005	0,992	0,263	0,50	0,05	1,82	0,48	156	16,00
N91 - N92	203,06	202,01	199,96	199,77	18,75	0,010	0,0693	0,0008	0,0701	241	315	1,84	0,14	0,49	0,005	0,992	0,263	0,50	0,05	1,82	0,48	156	16,00
N92 - N93	202,01	200,05	198,77	198,4	37,17	0,010	0,0693	0,0008	0,0701	241	315	1,84	0,14	0,49	0,005	0,992	0,263	0,50	0,05	1,82	0,48	156	16,00
N93 - N94	200,05	197,97	196,4	195,88	25,84	0,020	0,0924	0,0012	0,0936	236	315	2,60	0,20	0,46	0,006	0,973	0,265	0,48	0,05	2,53	0,69	151	16,30
N94 - N21	197,97	195,83	192,88	192,39	23,79	0,021	0,0924	0,0012	0,0936	234	315	2,65	0,21	0,45	0,006	0,967	0,265	0,47	0,05	2,56	0,70	149	16,20

Tableau V.16 : Calcul hydraulique de collecteur tertiaire T2.

Tron	CT,am (m)	CT,av (m)	CR,am (m)	CR,av (m)	Dist (m)	I (m/m)	Qpl (m3/s)	Qeu (m3/s)	Qt	Dca (mm)	Dnor (mm)	Vps (m/s)	Qps (m3/s)	Rq	Rqmi n	Rv	Rvmi n	Rh	Rhmin	V (m/s)	Vmi n (m/s)	H (mm)	Hmin (mm)
N95 - N96	201,65	201,42	199,71	199,36	34,6	0,01	0,0231	0,0004	0,0235	160	315	1,84	0,14	0,16	0,003	0,769	0,245	0,28	0,04	1,41	0,45	89	13,713
N96 - N93	201,42	200,05	198,51	198,4	11,62	0,01	0,0231	0,0004	0,0235	160	315	1,83	0,14	0,16	0,003	0,770	0,245	0,28	0,04	1,41	0,45	90	13,725



Tableau V.17 : Calcul hydraulique du Collecteur secondaire S.6.

Tron	CT,am (m)	CT,av (m)	CR,am (m)	CR,av (m)	Dist (m)	I (m/m)	Qpl (m3/s)	Qeu (m3/s)	Qt	Dca (mm)	Dnor (mm)	Vps (m/s)	Qps (m3/s)	Rq	Rqmin	Rv	Rvmin	Rh	Rhmi n	V (m/s)	Vmi n (m/s)	H (mm)	Hmin (mm)
N97 - N98	191,43	191,35	189,48	189,23	25,35	0,010	0,06512	0,0006	0,0657	235	315	1,84	0,14	0,46	0,004	0,971	0,255	0,48	0,05	1,78	0,47	150	14,95
N98 - N99	191,35	190,01	188,73	188,34	38,74	0,010	0,06512	0,0006	0,0657	235	315	1,84	0,14	0,46	0,004	0,971	0,255	0,48	0,05	1,78	0,47	150	14,95
N99 - N28	190,01	189,24	187,34	187,22	20,62	0,006	0,06512	0,0006	0,0657	259	315	1,42	0,11	0,59	0,005	1,051	0,263	0,56	0,05	1,50	0,37	176	15,99

Tableau V.18 : Calcul hydraulique du Collecteur secondaire S.7.

Tron	CT,am (m)	CT,av (m)	CR,a m (m)	CR,av (m)	Dist (m)	I (m/m)	Qpl (m3/s)	Qeu (m3/s)	Qt	Dca (mm)	Dnor (mm)	Vps (m/s)	Qps (m3/s)	Rq	Rqmi n	Rv	Rvmi n	Rh	Rhmin	V (m/s)	Vmi n (m/s)	H (mm)	Hmin (mm)
N100 - N101	185,59	183,98	182,54	182,26	27,71	0,010	0,0977	0,0008	0,0985	274	315	1,84	0,14	0,69	0,006	1,085	0,264	0,61	0,05	1,99	0,49	191	16,14
N101 - N102	183,98	182,66	181,26	180,88	37,48	0,010	0,0977	0,0008	0,0985	274	315	1,84	0,14	0,69	0,006	1,085	0,264	0,61	0,05	1,99	0,49	191	16,14
N102 - N103	182,66	182,29	180,88	180,69	19,11	0,010	0,0977	0,0008	0,0985	274	315	1,84	0,14	0,69	0,006	1,085	0,264	0,61	0,05	1,99	0,49	191	16,14
N103 - N104	182,29	182,7	180,49	180,28	20,96	0,010	0,0977	0,0008	0,0985	274	315	1,84	0,14	0,69	0,006	1,085	0,264	0,61	0,05	1,99	0,49	191	16,14
N104 - N105	182,7	181,99	180,28	179,93	34,87	0,010	0,0977	0,0008	0,0985	274	315	1,84	0,14	0,69	0,006	1,085	0,264	0,61	0,05	1,99	0,49	191	16,14
N105 - N33	181,99	180,18	177,93	177,59	21,66	0,016	0,0977	0,0008	0,0985	250	315	2,33	0,18	0,54	0,004	1,025	0,256	0,53	0,05	2,39	0,60	166	15,14



Tableau V.19 : Calcul hydraulique du Collecteur secondaire S.8.

Tron	CT,am (m)	CT,av (m)	CR,am (m)	CR,av (m)	Dist (m)	I (m/m)	Qpl (m3/s)	Qeu (m3/s)	Qt	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)
N123-N124	153,1	151,53	150,52	149,44	49,27	2,20	0,3256	0,0020	0,3276	156	315	27,25	2,12	0,15	0,001	0,757	0,233	0,28	0,04	2,63	6,35	87	12,14
N124-N125	151,53	151,54	149,44	149,13	61,05	0,50	0,3256	0,0020	0,3276	206	315	12,99	1,01	0,32	0,002	0,881	0,240	0,39	0,04	1,45	3,12	122	13,04
N125-N126	151,54	150,93	149,13	148,78	50,7	0,70	0,3256	0,0020	0,3276	194	315	15,37	1,20	0,27	0,002	0,852	0,238	0,36	0,04	1,31	3,66	112	12,78
N126-127	150,93	150,04	148,78	147,98	32,11	2,50	0,3256	0,0020	0,3276	153	315	29,05	2,26	0,14	0,001	0,744	0,232	0,27	0,04	2,16	6,75	84	12,09
N127-N49	150,04	149,94	147,98	147,48	81,91	0,61	0,3256	0,0020	0,3276	199	315	14,35	1,12	0,29	0,002	0,863	0,239	0,37	0,04	1,23	3,42	116	12,88

Tableau V.20 : Calcul hydraulique du Collecteur secondaire S.9.

Tron	CT,am (m)	CT,av (m)	CR,am (m)	CR,av (m)	Dist (m)	I (m/m)	Qpl (m3/s)	Qeu (m3/s)	Qt	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)
N106 - N107	171,64	169,91	168,2	168,07	12,57	0,01	0,2875	0,0024	0,2899	410	500	2,50	0,49	0,59	0,005	1,051	0,260	0,56	0,05	2,63	0,65	278	24,68
N107 - N108	169,91	169,79	168,07	167,87	20,38	0,01	0,2875	0,0024	0,2899	410	500	2,50	0,49	0,59	0,005	1,051	0,260	0,56	0,05	2,63	0,65	278	24,68
N108 - N109	169,79	167,92	166,37	166,06	30,45	0,01	0,2875	0,0024	0,2899	410	500	2,50	0,49	0,59	0,005	1,051	0,260	0,56	0,05	2,63	0,65	278	24,68
N109 - N110	167,92	165,93	164,06	163,83	23,46	0,01	0,2875	0,0024	0,2899	410	500	2,50	0,49	0,59	0,005	1,051	0,260	0,56	0,05	2,63	0,65	278	24,68
N110 - N111	165,93	163,93	192,33	161,98	34,9	0,01	0,2875	0,0024	0,2899	410	500	2,50	0,49	0,59	0,005	1,051	0,260	0,56	0,05	2,63	0,65	278	24,68
N111 - N112	163,93	162,39	160,48	159,98	49,85	0,01	0,2875	0,0024	0,2899	410	500	2,50	0,49	0,59	0,005	1,051	0,260	0,56	0,05	2,63	0,65	278	24,68
N112 - N113	162,39	160,14	158,48	158,25	23,21	0,01	0,2875	0,0024	0,2899	410	500	2,50	0,49	0,59	0,005	1,051	0,260	0,56	0,05	2,63	0,65	278	24,68
N113 - N114	160,14	159,32	157,75	157,44	30,48	0,01	0,2875	0,0024	0,2899	410	500	2,50	0,49	0,59	0,005	1,051	0,260	0,56	0,05	2,63	0,65	278	24,68
N114 - N115	159,32	158,92	157,44	157,22	22,7	0,01	0,2875	0,0024	0,2899	410	500	2,50	0,49	0,59	0,005	1,051	0,260	0,56	0,05	2,63	0,65	278	24,68
N115 - N116	158,92	158,46	156,72	156,45	26,79	0,01	0,2875	0,0024	0,2899	410	500	2,50	0,49	0,59	0,005	1,051	0,260	0,56	0,05	2,63	0,65	278	24,68
N116 - N117	158,46	156,02	154,45	153,92	26,45	0,02	0,2875	0,0024	0,2899	360	400	3,05	0,38	0,76	0,006	1,098	0,269	0,65	0,05	3,34	0,82	258	21,22
N117 - N118	156,02	153,05	151,92	151,38	26,88	0,02	0,2875	0,0024	0,2899	360	400	3,05	0,38	0,76	0,006	1,098	0,269	0,65	0,05	3,34	0,82	258	21,22
N118 - N119	153,05	150,44	149,38	148,82	28,29	0,02	0,2875	0,0024	0,2899	360	400	3,05	0,38	0,76	0,006	1,098	0,269	0,65	0,05	3,34	0,82	258	21,22
N119 - N120	150,44	148,57	147,62	146,86	37,99	0,02	0,2875	0,0024	0,2899	360	400	3,05	0,38	0,76	0,006	1,098	0,269	0,65	0,05	3,34	0,82	258	21,22
N120 - N121	148,57	146,13	144,86	144,16	34,95	0,02	0,2875	0,0024	0,2899	360	400	3,05	0,38	0,76	0,006	1,098	0,269	0,65	0,05	3,34	0,82	258	21,22
N121 - N122	146,13	145,48	144,16	143,21	47,49	0,02	0,2875	0,0024	0,2899	360	400	3,05	0,38	0,76	0,006	1,098	0,269	0,65	0,05	3,34	0,82	258	21,22
122-DO	145,48	145,44	143,21	143,15	10	0,006	1,7331	0,0128	1,7459	986	1000	2,31	1,81	0,96	0,007	1,122	0,274	0,81	0,06	2,59	0,6	812	55,33



Tableau V.21 : Calcul hydraulique du Collecteur principal.B.

Tron	CT,am (m)	CT,av (m)	CR,am (m)	CR,av (m)	Dist (m)	I (m/m)	Qpl (m3/s)	Qeu (m3/s)	Qt	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)
N1 - N2	205,62	203,89	201,64	201,43	21,41	0,010	0,0894	0,0011	0,0905	265	315	1,84	0,14	0,63	0,008	1,068	0,277	0,58	0,06	1,96	0,5	182	17,80
N2 - N3	203,89	201,85	199,43	199,22	21,01	0,010	0,0894	0,0011	0,0905	265	315	1,84	0,14	0,63	0,008	1,068	0,277	0,58	0,06	1,96	0,5	182	17,80
N3 - N4	201,85	199,9	197,22	197,06	15,99	0,010	0,0894	0,0011	0,0905	265	315	1,84	0,14	0,63	0,008	1,068	0,277	0,58	0,06	1,96	0,5	182	17,80
N4 - N5	199,9	197,51	195,56	195,37	19,25	0,010	0,0894	0,0011	0,0905	265	315	1,84	0,14	0,63	0,008	1,068	0,277	0,58	0,06	1,96	0,5	182	17,80
N5 - N6	197,51	197,63	195,37	195,04	107,99	0,003	0,0894	0,0011	0,0905	332	400	1,18	0,15	0,61	0,007	1,059	0,276	0,57	0,06	1,25	0,3	227	22,32
N6 - N7	197,63	197,75	195,04	194,85	62,68	0,003	0,0894	0,0011	0,0905	332	400	1,18	0,15	0,61	0,007	1,059	0,276	0,57	0,06	1,25	0,3	227	22,32
N7 - N8	197,75	197,32	194,85	194,51	114,12	0,003	0,0894	0,0011	0,0905	332	400	1,18	0,15	0,61	0,007	1,059	0,276	0,57	0,06	1,25	0,3	227	22,32
N8 - N9	197,32	197,39	194,51	194,28	76,44	0,003	0,0894	0,0011	0,0905	332	400	1,18	0,15	0,61	0,007	1,059	0,276	0,57	0,06	1,25	0,3	227	22,32
N9 - N10	197,39	196,98	194,28	194,04	82,15	0,003	0,0894	0,0011	0,0905	332	400	1,18	0,15	0,61	0,007	1,059	0,276	0,57	0,06	1,25	0,3	227	22,32
N10 - N11	196,98	196,59	194,04	193,93	34,8	0,003	0,0894	0,0011	0,0905	332	400	1,18	0,15	0,61	0,007	1,059	0,276	0,57	0,06	1,25	0,3	227	22,32
N11 - N12	196,59	196,58	193,93	193,87	21,12	0,003	0,0894	0,0011	0,0905	332	400	1,18	0,15	0,61	0,007	1,059	0,276	0,57	0,06	1,25	0,3	227	22,32
N12 - N13	196,58	196,21	193,87	193,84	10,82	0,003	0,5631	0,0043	0,5674	737	800	1,40	0,71	0,80	0,006	1,103	0,268	0,67	0,05	1,55	0,4	539	42,17
N13 - N14	196,21	196,85	193,84	193,65	62,38	0,003	0,5631	0,0043	0,5674	737	800	1,40	0,71	0,80	0,006	1,103	0,268	0,67	0,05	1,55	0,4	539	42,17
N14 - N15	196,85	196,57	193,65	193,52	42,88	0,003	0,5631	0,0043	0,5674	737	800	1,40	0,71	0,80	0,006	1,103	0,268	0,67	0,05	1,55	0,4	539	42,17
N15 - N16	196,57	196,61	193,52	193,36	53,1	0,003	0,5631	0,0043	0,5674	737	800	1,40	0,71	0,80	0,006	1,103	0,268	0,67	0,05	1,55	0,4	539	42,17
N16 - N17	196,61	196,61	193,36	193,21	48,9	0,003	0,5631	0,0043	0,5674	737	800	1,40	0,71	0,80	0,006	1,103	0,268	0,67	0,05	1,55	0,4	539	42,17
N17 - N18	196,61	196,03	193,21	193,02	64,07	0,003	0,7020	0,0051	0,7071	800	1000	1,63	1,28	0,55	0,004	1,031	0,254	0,53	0,05	1,68	0,4	534	47,00
N18 - N19	196,03	196	193,02	192,77	83,11	0,003	0,7020	0,0051	0,7071	800	1000	1,63	1,28	0,55	0,004	1,031	0,254	0,53	0,05	1,68	0,4	534	47,00
N19 - N20	196	195,97	192,77	192,53	80,41	0,003	0,7020	0,0051	0,7071	800	1000	1,63	1,28	0,55	0,004	1,031	0,254	0,53	0,05	1,68	0,4	534	47,00
N20 - N21	195,97	195,83	192,53	192,39	48,89	0,003	0,7020	0,0051	0,7071	800	1000	1,63	1,28	0,55	0,004	1,031	0,254	0,53	0,05	1,68	0,4	534	47,00
N21 - N22	195,83	194,84	192,39	192,12	88,47	0,003	0,7944	0,0063	0,8007	839	1000	1,63	1,28	0,63	0,005	1,065	0,260	0,58	0,05	1,74	0,4	575	49,47
N22 - N23	194,84	194,15	192,12	191,66	152	0,003	0,9572	0,0071	0,9643	899	1000	1,63	1,28	0,75	0,006	1,097	0,264	0,64	0,05	1,79	0,4	643	51,14
N23 - N24	194,15	191,93	189,66	189,41	24,9	0,010	0,9572	0,0071	0,9643	717	1000	2,98	2,34	0,41	0,003	0,939	0,247	0,45	0,04	2,79	0,7	446	44,34
N24 - N25	191,93	190,02	187,91	187,66	50,5	0,005	0,9572	0,0071	0,9643	817	1000	2,10	1,65	0,58	0,004	1,047	0,256	0,55	0,05	2,20	0,5	552	47,77
N25 - N26	190,02	190,73	187,66	187,49	55,81	0,003	0,9572	0,0071	0,9643	899	1000	1,63	1,28	0,75	0,006	1,097	0,264	0,64	0,05	1,79	0,4	643	51,14
N26 - N27	190,73	190	187,49	187,37	42,59	0,003	0,9572	0,0071	0,9643	899	1000	1,63	1,28	0,75	0,006	1,097	0,264	0,64	0,05	1,79	0,4	643	51,14



N27 - N28	190	189,24	187,37	187,22	48,94	0,003	0,9572	0,0071	0,9643	899	1000	1,63	1,28	0,75	0,006	1,097	0,264	0,64	0,05	1,79	0,4	643	51,14
N28 - N29	189,24	187,72	185,22	185,12	19,4	0,005	1,0223	0,0076	1,0300	837	1000	2,10	1,65	0,62	0,005	1,065	0,258	0,57	0,05	2,24	0,5	574	48,75
N29 - N30	187,72	186	183,62	183,4	45,56	0,005	1,0223	0,0076	1,0300	837	1000	2,10	1,65	0,62	0,005	1,065	0,258	0,57	0,05	2,24	0,5	574	48,75
N30 - N31	186	184,39	181,9	181,75	28,77	0,005	1,0223	0,0076	1,0300	837	1000	2,10	1,65	0,62	0,005	1,065	0,258	0,57	0,05	2,24	0,5	574	48,75
N31 - N32	184,39	182,39	179,75	179,67	15,54	0,005	1,0223	0,0076	1,0300	837	1000	2,10	1,65	0,62	0,005	1,065	0,258	0,57	0,05	2,24	0,5	574	48,75
N32 - N33	182,39	180,18	177,67	177,59	17,53	0,005	1,0223	0,0076	1,0300	837	1000	2,10	1,65	0,62	0,005	1,065	0,258	0,57	0,05	2,24	0,5	574	48,75
N33 - N34	180,18	178,17	175,59	175,51	14,74	0,005	1,1200	0,0084	1,1284	867	1000	2,10	1,65	0,68	0,005	1,084	0,261	0,61	0,05	2,28	0,6	605	50,05
N34 - N35	178,17	175,93	173,51	173,35	31,69	0,005	1,1200	0,0084	1,1284	867	1000	2,10	1,65	0,68	0,005	1,084	0,261	0,61	0,05	2,28	0,6	605	50,05
N35 - N36	175,93	174	171,85	171,68	34,22	0,005	1,1200	0,0084	1,1284	867	1000	2,10	1,65	0,68	0,005	1,084	0,261	0,61	0,05	2,28	0,6	605	50,05
N36 - N37	174	172,03	169,88	169,57	62,55	0,005	1,1200	0,0084	1,1284	867	1000	2,10	1,65	0,68	0,005	1,084	0,261	0,61	0,05	2,28	0,6	605	50,05
N37 - N38	172,03	170,1	167,57	167,37	40,21	0,005	1,1200	0,0084	1,1284	867	1000	2,10	1,65	0,68	0,005	1,084	0,261	0,61	0,05	2,28	0,6	605	50,05
N38 - N39	170,1	168,03	165,37	165,24	26,53	0,005	1,1200	0,0084	1,1284	867	1000	2,10	1,65	0,68	0,005	1,084	0,261	0,61	0,05	2,28	0,6	605	50,05
N39 - N40	168,03	166,18	163,74	163,61	26,22	0,005	1,1200	0,0084	1,1284	867	1000	2,10	1,65	0,68	0,005	1,084	0,261	0,61	0,05	2,28	0,6	605	50,05

Suite de Tableau V. 21 : Calcul hydraulique du Collecteur principal.B.

N40 - N41	166,18	164,11	161,81	161,71	19,41	0,005	1,1200	0,0084	1,1284	867	1000	2,10	1,65	0,68	0,005	1,084	0,261	0,61	0,05	2,28	0,6	605	50,05
N41 - N42	164,11	162,07	159,71	159,62	16,85	0,005	1,1200	0,0084	1,1284	867	1000	2,10	1,65	0,68	0,005	1,084	0,261	0,61	0,05	2,28	0,6	605	50,05
N42 - N43	162,07	159,98	157,62	157,54	16,26	0,005	1,1200	0,0084	1,1284	867	1000	2,10	1,65	0,68	0,005	1,084	0,261	0,61	0,05	2,28	0,6	605	50,05
N43 - N44	159,98	158,35	156,04	155,67	75,43	0,005	1,1200	0,0084	1,1284	867	1000	2,10	1,65	0,68	0,005	1,084	0,261	0,61	0,05	2,28	0,6	605	50,05
N44 - N45	158,35	158,2	155,67	155,38	57,32	0,005	1,1200	0,0084	1,1284	867	1000	2,10	1,65	0,68	0,005	1,084	0,261	0,61	0,05	2,28	0,6	605	50,05
N45 - N46	158,2	156,02	153,88	153,68	40,17	0,005	1,1200	0,0084	1,1284	867	1000	2,10	1,65	0,68	0,005	1,084	0,261	0,61	0,05	2,28	0,6	605	50,05
N46 - N47	156,02	154,03	151,68	151,57	22,57	0,005	1,1200	0,0084	1,1284	867	1000	2,10	1,65	0,68	0,005	1,084	0,261	0,61	0,05	2,28	0,6	605	50,05
N47 - N48	154,03	152	149,77	149,47	58,19	0,005	1,1200	0,0084	1,1284	867	1000	2,10	1,65	0,68	0,005	1,084	0,261	0,61	0,05	2,28	0,6	605	50,05
N48 - N49	152	149,94	147,67	147,48	39,41	0,005	1,1200	0,0084	1,1284	867	1000	2,10	1,65	0,68	0,005	1,084	0,261	0,61	0,05	2,28	0,6	605	50,05
N49 - N50	149,94	148,22	145,98	145,6	76,33	0,005	1,4456	0,0104	1,4560	954	1000	2,10	1,65	0,88	0,006	1,112	0,269	0,73	0,05	2,34	0,6	731	53,29
N50 - N51	148,22	146,56	144,4	144,06	66,97	0,005	1,4456	0,0104	1,4560	954	1000	2,10	1,65	0,88	0,006	1,112	0,269	0,73	0,05	2,34	0,6	731	53,29

Avec :

Cam : côte de terrain naturel amont (m) ;

Ctav : côte de terrain naturel aval (m) ;

Cam.r : côte projet amont (m) du terrain ;

Cav.r : côte projet aval (m) du terrain ;

L : longueur de conduite entre deux regards (m) ;

I: pente (m/m);

Qpl: débit d'eau pluviale (m^3/s) ;

Qeu :debit d'eau usée (m^3/s) ;

Q_{ps}: débit à pleine section (m^3/s) ;

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

D_{exi}: diamètre de conduite existante (mm) ;

D_{cal}: diamètre calculé (mm) ;

D_{nor}: diamètre normalisé (mm) ;

R_q : rapport des débits ;

R_{q,min} : rapport des débits en temps sec ;

R_h : rapport des hauteurs ;

R_{h,min} : rapport des hauteurs en temps sec ;

R_v : rapport des vitesses ;

R_{v,min} : rapport des vitesses en temps sec ;

h :hauteur de remplissage (mm) ;

h_{min} :hauteur de remplissage en temps sec (mm) ;

V : vitesse de l'écoulement (m/s) ;

V_{min} : vitesse de l'écoulement en temps sec (m/s).

Conclusion :

L'importance du point de rejet En conséquence, les effluents rejetés dans les cours d'eau au titre de l'assainissement des agglomérations devront avoir des caractéristiques adaptées à l'usage qui est envisagé à l'aval pour le milieu récepteur dont ils sont tributaires. Dans les zones, où le temps d'écoulement entre le point de rejet et le point d'utilisation est relativement court. Les effluents devront subir une épuration renforcée. En définitive, pour le choix du point de rejet on devra donc, avant toute décision, porter une attention toute particulière au milieu qui devra recevoir après épuration les eaux collectées.



Éléments constitutifs du réseau d'égout

Introduction :

Les éléments constitutifs d'un réseau d'égout se subdivisent en :

- Ouvrages principaux.
- Ouvrages annexes.

VI.1 Ouvrages principaux :

Les ouvrages principaux comprennent :

- Les tuyaux cylindriques préfabriqués en usine, qui sont distingués par leurs diamètres intérieurs (diamètre nominal en mm).
- Les tuyaux ovoïdes préfabriqués qui sont distingués par leurs hauteurs intérieures (nominale exprimé en cm).
- Les ouvrages visitables de profils particuliers.

L'utilisation des conduites circulaires est réservée aux faibles sections. la forme circulaire est simple à fabriquer. Elle peut être utilisée pour les grandes sections avec certains inconvénients :

- largeur importante de la tranchée.
- Vitesse d'écoulement faible pour des tirants d'eau faibles. d'où surgit la difficulté du curage et de l'entretien.

Pour palier au problème d'auto curage, le profil circulaire est remplacé par la forme ovoïde, quand cela est possible.

VI.2 Canalisations :

VI.2.1 Matériau des canalisations :

Il existe plusieurs types de conduites qui diffèrent suivant leur matériau constitutif et leur destination.

A) Conduite en fonte :

Ce type de conduite a été imposé à titre de sécurité pour la traversée d'un bassin hydrominéral par un collecteur d'eau usée. Les raffineries de pétrole utilisent couramment ce type de matériel pour évacuer les eaux usées industrielles.

**B) 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. Il est déconseillé de les utiliser pour les canalisations visitables.

C) Conduites en béton armé :

L'armature formant la conduite en béton armé se compose :

- De génératrices disposées en parallèle. On peut parfois rencontrer plusieurs couches de génératrices en fonction des conditions de pose.
- De cerces disposées de telle façon à former des grilles avec les génératrices et écartées d'environ 15 cm les unes des autres.

D) Conduites en grès 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 par les agents chimiques, sauf l'acide fluorhydrique. L'utilisation de ce type de canalisation est recommandée dans les zones industrielles.

E) Conduite en amiante ciment :

Les conduites en amiante ciment à utiliser sont celles de série «assainissement» du type sans emboîtement, le revêtement intérieur de la paroi est à base d'enduit anti-acide.

F) conduite en matières plastique

On distingue

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

Elles présentent les caractéristiques suivantes

- Résistance aux chocs.
- Résistance au gel.
- Résistance à la corrosion chimique.
- Adaptation à la déformation.
- Facilité de pose et de transport.



G) Conduites en chlorure de polyvinyle (p.v.c) nonplastifié :

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. [7]

VI.2.2 Choix du type de canalisation :

Le matériau des conduites est choisi en fonction :

- De la nature du sol (agressivité, stabilité).
- De la nature chimique des eaux usées transportées par la conduite.
- Des efforts extérieurs auxquels les conduites sont soumises.
- Du milieu à traverser.

Pour notre projet, les conduites utilisées seront :

Pour les diamètres de 630 mm et moins nous avons utilisé les conduites en chlorure de polyvinyle (p.v.c)

Pour les diamètres qui dépasse 630mm nous avons utilisé les conduites en béton arme'

VI.2.3 Différentes actions supportées par la conduite :

Du fait que les canalisations sont exposées aux différentes actions (extérieures et intérieures), le choix du matériau de la conduite doit être judicieux, parmi ces actions on cite :

A. Actions mécaniques :

Elles s'expriment par les frottements des particules (graviers, sables) présentes dans l'eau à évacuée contre les parois intérieures de la canalisation. Ces actions engendrent l'érosion des ces dernières.

B. Action statique :

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



Tableau VI.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. Action chimique :

Elles se passent généralement à l'intérieure de la conduite, et sont dues à des agents chimiques présents dans les eaux d'origine industrielle.

VI.2.4 Protection des conduites :

Les moyens de lutte contre ces actions peuvent être résumés comme suit :

- Les temps de séjour des eaux usées dans les canalisations doivent être réduits au maximum.
- L'élimination des dépôts doit s'opérer régulièrement, car ces derniers favorisent le développement des fermentations anaérobies génératrices d'hydrogène sulfuré (H₂S). Qui est le principale facteur de la corrosion de la partie sèche de la canalisation.
- Une bonne aération permet d'éviter les condensations d'humidité sur les parois et de réduire ainsi la teneur en H₂S.
- Le revêtement intérieur des conduites par le ciment limoneux ou le ciment sulfaté avec un dosage suffisant dans le béton (300 à 350 kg/m³ de béton).
- L'empêchement de l'entrée des sables par implantation des bouches d'égout.

- Le rinçage périodique des conduites.

VI.2.5 Essais des tuyaux préfabriqués :

Plusieurs types d'essais doivent être effectués :

- Essai à l'écrasement.
- Essai à l'étanchéité.
- Essai à la corrosion.

a)-Essai à l'écrasement :

L'épreuve à l'écrasement se fait par presse automatique avec enregistrement des efforts. Ils doivent être répartis uniformément sur la génératrice supérieure de la conduite. La mise en marche est effectuée jusqu'à la rupture par écrasement. ou ovalisation de la conduite. À une vitesse de 1000 daN/m de longueur et par minute. Elle peut être directement comparée à la pression exercée par le remblai.

b)-Essai d'étanchéité :

L'essai à l'étanchéité est obligatoire sur le chantier.

-sur le chantier : l'un des trois essais suivants peut être envisagé.

- 1) l'essai à l'eau effectué pendant 30mn pour les faibles diamètres ; ainsi que pour les joints, la pression est augmentée jusqu'à 3 bars.
- 2) l'essai à la fumée : cet essai ne peut être effectué qu'en absence de vent et que si la conduite n'est pas humide.
- 3) l'essai à l'air: Sous pression de 1 bar pendant 30 minutes, et sous une pression de 0,5 bar durant 3 minutes, Pour les conduites circulaires. ^[7]

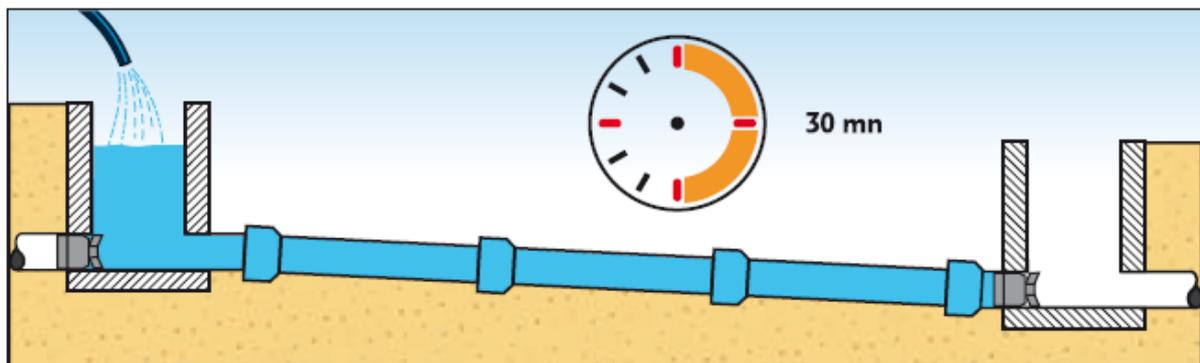


Figure VI.1 Essai d'étanchéité sue le chantier

**c) - Essai à la corrosion :**

Les conduites en béton sont les plus utilisées et les plus gravement corrodées par l'hydrogène sulfuré. La corrosion du béton commence par la baisse de pH superficiel suite au lessivage de la chaux en excès et à la carbonatation de la surface par le gaz carbonique.

L'épreuve de corrosion se fait par l'addition de différents acides (acide chlorhydrique, acide nitrique, acide sulfurique). Après le lavage à l'eau douce et l'assèchement à l'étuve, on pèse l'échantillon. Les surfaces de la paroi interne ne doivent pas être altérées.

VI.2.6 Les avantages des conduites en chlorure de polyvinyle:

- 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.

• Légèreté :

Le PVC avec une densité de 1.4 est un matériau particulièrement léger en comparaison avec d'autres matériaux utilisés en canalisation.

La légèreté du PVC permet de réduire les coûts de transport et de manutention des tubes. [7]

VI.2.7 Les inconvénients des conduites en chlorure de polyvinyle:

Le seul inconvénient de PVC c'est que dans le cas où le diamètre dépassent 630 mm il devient très chère. [7]

VI.3 Ouvrages annexes :

L'attention est attirée sur l'importance des ouvrages annexes tant du point de vue constructif que d'entretien pour l'exploitation rationnelle des réseaux d'égout.

Les ouvrages annexes comprennent :

- Les ouvrages normaux.
- Les ouvrages spéciaux.

VI.3.1 Ouvrages normaux :

Les ouvrages normaux sont les ouvrages courants. on les trouve aussi bien en amont ou le long des réseaux .Ils assurent généralement la fonction de recette des effluents ou d'accès au réseau.

VI.3.1.1 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 du réseau.
- Des canalisations de branchement qui sont de préférence raccordées sous un angle de 45° ou 60° par rapport à l'axe général du réseau public.
- Les dispositifs de raccordement de la canalisation de branchement qui sont liés à la nature et aux dimensions du réseau public. [7]

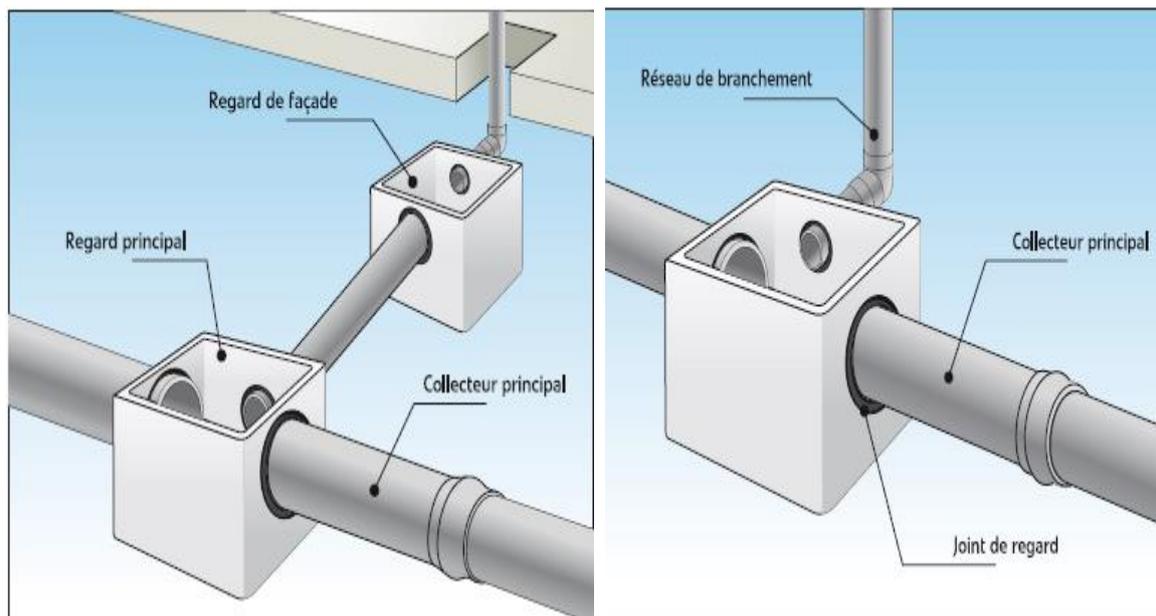


Figure VI.2 : Branchements

VI.3.1.2 fossés :

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

VI.3.1.3 caniveaux :

Ce sont des ouvrages annexes de voirie destinés à la collecte des eaux pluviales provenant de la chaussée et éventuellement du trottoir.

VI.3.1.4 Bouches d'égout :

Les bouches d'égout sont destinées à collecter les eaux en surface (Pluviale et de lavage des chaussées). On les trouve :

- Au point bas des caniveaux, soit sous le trottoir. La distance entre deux Bouches d'égout est en Moyenne de 50m, la section d'entrée est en fonction de l'écartement Entre les deux bouches afin d'absorber le flot. D'orage venant de l'amont.

Elles peuvent être classées selon deux critères : la manière de recueillir les eaux et la manière dont les déchets sont retenus. On distingue la bouche à absorption latérale, ou à absorption par le haut.

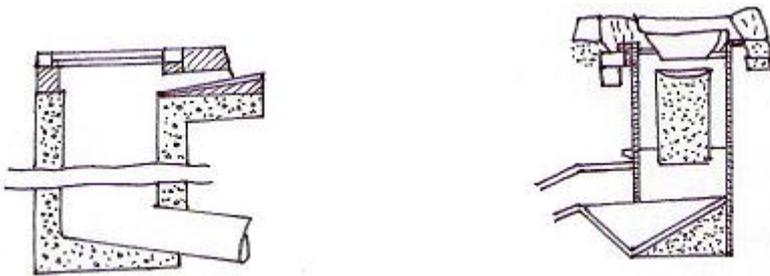


Figure VI.3 : Bouches

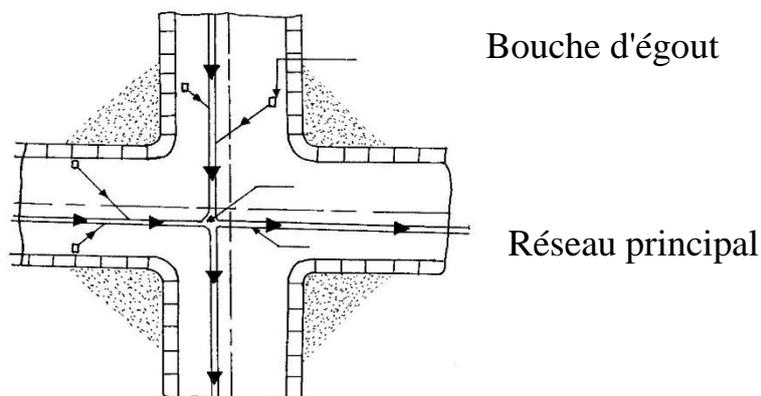


Figure VI.4 : Emplacement des bouches d'égout



VI.3.1.5 Regards :

- **Regard de jonction.**
- **Regard de visite.**

Les regards sont les ouvrages d'accès au réseau, qui permettent au personnel d'assurer l'entretien et la surveillance, ils assurent aussi l'aération du réseau.

On peut avoir plusieurs types à savoir :

- **Regard simple** : pour raccordement des collecteurs de mêmes diamètres ou de diamètres différents.
- **Regard latéral** : en cas d'encombrement du V.R.D ou des collecteurs de diamètre important.
- **Regard double** : Ils sont utilisés pour le système séparatif
- **Regard toboggan** : on les trouve dans les endroits où on a un exhaussement de remous.
- **Regard de chute** : Ils sont placés dans les terrains à forte pente

La distance entre deux regards est variable

- A) 35 à 50 m en terrain accidenté.
- B) 50 à 80 m en terrain plat.

Sur les canalisations les regards doivent être installés :

- A chaque changement de direction.
- A chaque jonction de canalisation.
- Aux points de chute.
- A chaque changement de pente.
- A chaque changement de diamètre.

VI.3.2 Ouvrages spéciaux :

VI.3.2.1 Traverse de Chaaba :

Parmi les problèmes majeurs dans la réalisation des projets hydrauliques c'est le problème des traversés, des chaaba et rivières par une conduite soit d'AEP ou d'assainissement, pour cela on a plusieurs solutions à ce problème, et parmi ces derniers on trouve le passage aérien et protection des conduites par listage en béton et en gabionnage, dans ce mémoire de fin d'étude on propose une protection de la conduite de passage par chaaba par gabionnage, et le schéma suivant illustre les différents composants et manière de réalisation

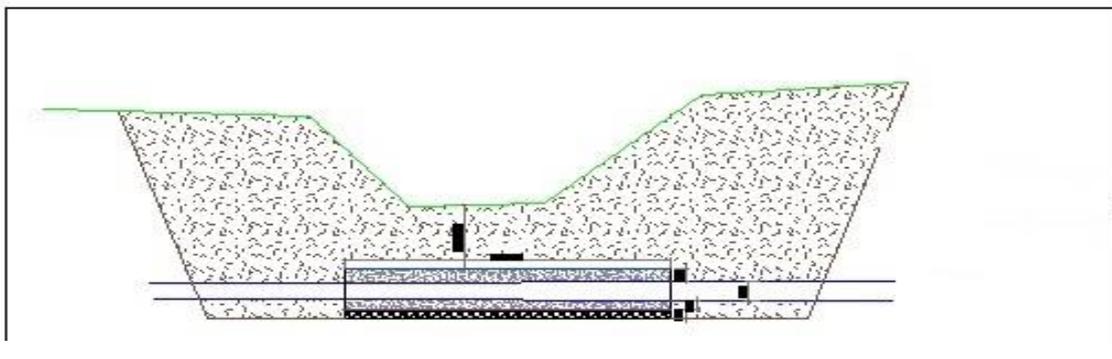
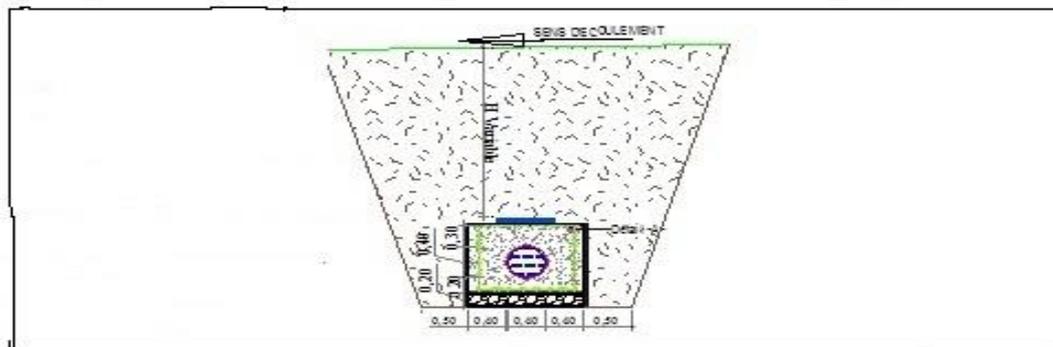


Figure VI.5 : traverse de chaaba par la conduite

VI.3.2.2 Déversoirs d'orage :

Un déversoir d'orage est un véritable "fusible hydraulique" ou une "soupape de sécurité". Cet ouvrage est donc présent dans tous les réseaux unitaires. Le terme « déversoir » des ouvrages de dérivation conçus pour les flux et limiter le débit dirigé par temps de pluie vers l'aval du réseau. Ce terme générique de déversoir peut être précisé par différents aspects, comme par exemple:

- Sur un réseau unitaire, on désigne par déversoir d'orage l'ensemble du dispositif dont la fonction est d'évacuer vers le milieu naturel les pointes de ruissellement de manière à décharger le réseau aval.
- Une deuxième fonction du déversoir est d'assurer un partage des flux polluants entre le milieu naturel et le collecteur aval.



- Le déversoir d'orage est un ouvrage permettant le rejet direct d'une partie des effluents au milieu naturel lorsque le débit à l'amont dépasse une certaine valeur.
- Les déversoirs d'orage sont généralement installés sur les réseaux unitaires dans le but de limiter les apports au réseau aval et en particulier dans la STEP en cas de pluie.

Les déversoirs d'orage sont souvent construits sur des systèmes unitaires, à proximité d'un milieu récepteur. Le choix d'un déversoir d'orage résulte d'un compromis fait au moment de la réalisation ou de la rénovation du réseau unitaire selon quatre types de contraintes:

a. Physiques (géométrie et hydraulique) :

- Topographie : pente, bassins hydrographiques, existence d'exutoires naturels, etc.
- Occupation du sol : densité de l'habitat et des activités, voirie, sous-sol, etc.
- Ouvrages hydrauliques proches du DO (bassin, station de pompage...).

b. Environnementales :

- Protection du milieu naturel contre les pollutions.
- Protections des riverains contre les pollutions diverses (santé, odeurs, bruit...).

Variations du niveau d'eau du milieu naturel.

- Variations du niveau d'eau du milieu naturel.

c. Economiques :

Coût des collecteurs vis-à-vis du coût du déversoir et de ses ouvrages annexes.

d. Gestion :

Mode de gestion : statique, dynamique (ouvrages mobiles).Facilités d'exploitation : accès, nettoyage, entretien...

VI.3.3 Type des déversoirs :

On distingue plusieurs types de déversoirs :

VI.3.3.1 Détermination selon le nombre de seuils :

a. Déversoirs à seuil simple :

Le seuil est placé d'un seul côté de l'ouvrage. Ce type de Déversoirs représente environ 85% des déversoirs à seuil.

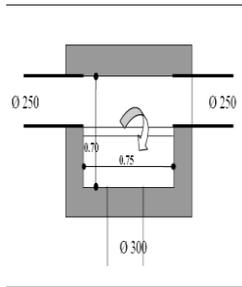


Figure VI.6 : Exemple de déversoir latéral à seuil simple

b. Déversoirs à seuil double :

Le seuil est placé de chaque côté de l'ouvrage. Ce type de déversoirs représente environ 15% des déversoirs à seuil. Ce sont des déversoirs suspendus.

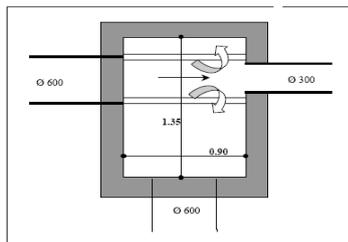


Figure VI.7 : Exemple de déversoir à seuil double

VI.3.3.2 Détermination selon la position du seuil par rapport à la conduite amont :

a. Déversoirs à seuil latéral :

Dans le cas du déversoir à seuil latéral pur, le seuil est rectiligne et strictement parallèle à l'écoulement.

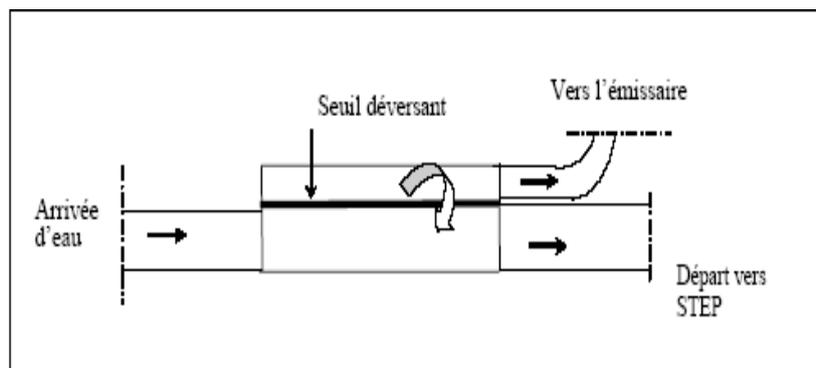


Figure VI.8 : Déversoir à seuil latéral pur, vue de dessus

b. Déversoirs à seuil frontal :

Le seuil est alors rectiligne et perpendiculaire à l'écoulement. Parmi les déversoirs à seuils frontaux, on peut encore établir une sous-catégorie selon la présence ou non d'une contraction au niveau du seuil, selon la mise en charge de la conduite aval et selon l'orientation de cette même conduite par rapport à la crête.

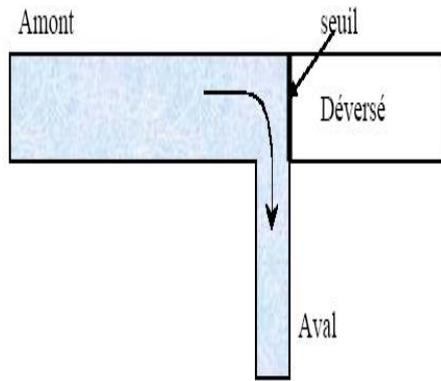


Figure VI.9: Exemples de déversoir frontal

c. Déversoirs à seuil dit "intermédiaire" :

Ce sont les déversoirs qui ont des seuils qui ne sont pas purement rectilignes : seuil rectiligne avec angle intermédiaire (41%), seuil brisé (4%) ou seuil curviligne (18%).

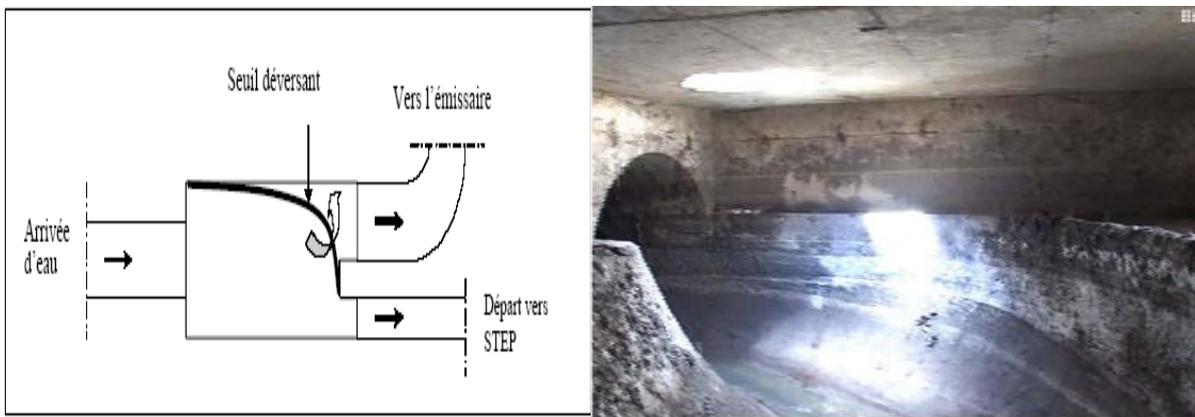


Figure VI.10 : Exemple de déversoir à seuil curviligne

VI.3.3.3 déversoir by passe :

Ce type de déversoir permettant d'évacuer vers le milieu naturel les pointes de ruissellement de manière à dégager le réseau aval ; assurer le partage du flux polluant entre le milieu naturel et collecteur aval ; envoyer les eaux excédentaires lors des orages vers un autre collecteur en assurant un rôle de maillage du réseau pour avoir la capacité de transports ; prélever les eaux de temps sec pour les envois vers un égout des eaux, transformation de la partie aval du collecteur unitaire en collecteur semi-pluvial, possible qu'avec un vannage.

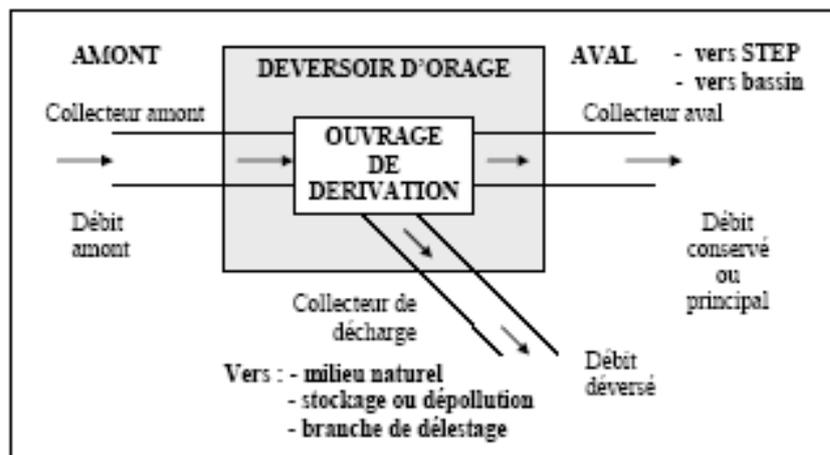


Figure VI.11 : schéma de principe du déversoir d'orage.

Remarque :

Dans notre étude nous allons utiliser 05 déversoirs d'orages, 03 à seuil latéral et 02 by passent



VI.3.4 Dimensionnement des déversoirs d'orage :

Pour notre cas nous optons pour la double dilution, c'est à dire, une partie d'eau usée domestique pour une partie d'eau pluviale. Donc, le débit qui se dirige vers la station d'épuration par l'intermédiaire du déversoir d'orage est égal à deux fois le débit de temps sec. Le débit restant sera rejeté vers l'exutoire par caniveaux ou par conduite.

a. Mode de calcul :

Pour le calcul de deux déversoirs d'orage le premier a double seuil latéral et la 2^{ème} a seuil latéral.

On doit adopter :

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

$$Q_T = Q_P + Q_{US} \dots \dots \dots (VI-1)$$

Débit de pointe transité vers le collecteur de rejet qui transporte les eaux vers la station d'épuration :

$$Q_{ST} = 3 \cdot Q_{US} \dots \dots \dots (VI-2)$$

Le débit rejeté vers l'Oued:

$$Q_R = Q_{T \text{ cor}} - Q_{ST} \dots \dots \dots (VI-3)$$

On détermine la valeur de la lame déversée (H_r)

-On détermine la longueur du seuil, déversant (L).

b. Dimensionnement du DO1:

- **Les données de base sont les suivantes :**

-Diamètre d'entrée : $D_e = 1400 \text{ mm}$

-Débit total à l'entrée : $Q_t = 3.0895 \text{ m}^3/\text{s}$

-Débit à pleine section : $Q_{PS} = 4.44 \text{ m}^3/\text{s}$

-Débit du temps sec : $Q_{ts} = 0,1222 \text{ m}^3/\text{s}$

-Débit de pointe allant vers le bassin : $Q_{bs} = 0.3666 \text{ m}^3/\text{s}$

- **Calcul du coefficient de retardement :**

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



$$Z = 1 - \frac{t_c}{100} \dots \dots \dots (VI-4)$$

t_c = temps de concentration (mn)

$t_c = 15$ mn

Donc $Z = 0.85$

-Calcul du débit pluvial corrigé

$$Q_{t.cor} = Z * Q_t = 0.85 * 3.0895 = 2.63 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$Q_{t.cor} = 2.63 \text{ m}^3/\text{s}$$

-Débit deverser vers l'oued:

$$Q_d = Q_{t.cor} - Q_{bs} = 2.63 - 0.3666 = 2.2634 \text{ m}^3/\text{s}$$

-La pente égale à 0,006m/m

-Hauteur d'eau à l'entrée : $H_e = 805$ mm

- **Hauteur d'eau allant vers le bassin:**

Pour calculer la hauteur d'eau transitée vers le bassin on doit passer au calcul de :

$$R_Q = \frac{Q_{bs}}{Q_t} \text{ et } R_h = \frac{H_{bs}}{D_e}$$

D'après le programme :

$$R_Q = 0.083$$

$$R_h = 0.16$$

$$H_s = D_e \cdot R_h = 1400 \cdot 0,16 = 256 \text{ mm}$$

$$H_s = 256 \text{ mm}$$

Pour éviter tous les risques de mal fonctionnement du déversoir d'orage Donc la hauteur du seuil du déversoir est égale à 400mm

- **Détermination de la longueur déversante :**

$$H_d = H_{amont} - H_s = 805 - 400 = 405 \text{ mm}$$

On applique la formule de BAZIN

$$Q_d = \frac{2}{3} \mu L \sqrt{2g} (H_d/2)^{(3/2)} \dots \dots \dots (VI-5)$$

Avec :



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

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

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

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

Donc :

$$L = \frac{3}{2} * \frac{Q_d}{0,60 (2 * g)^{0,5} (H_d/2)^{1,5}} \dots \dots \dots (VI-6)$$

$$L = \frac{3}{2} * \frac{2.2634}{0,60 (2 * 9.81)^{0,5} (0.405/2)^{1,5}}$$

$$L = 14 \text{ m}$$

Remarque :

On utiliser un déversoir latéral a double seuil donc : $L = 7 \text{ m}$

c. Dimensionnement du DO2:

- **Les données de base sont les suivantes :**

-Diamètre d'entrée : $D_e = 1000 \text{ mm}$

-Débit total à l'entrée : $Q_t = 1.7459 \text{ m}^3/\text{s}$

-Débit à pleine section : $Q_{ps} = 2.31 \text{ m}^3/\text{s}$

-Débit du temps sec : $Q_{ts} = 0,128 \text{ m}^3/\text{s}$

-Débit de pointe allant vers le bassin : $Q_{bs} = 0.128 * 3 = 0.384 \text{ m}^3/\text{s}$

- **Calcul du coefficient de retardement**

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

$$Z = 1 - \frac{t_c}{100} \dots \dots \dots (VI-4)$$

t_c = temps de concentration (mn)

$t_c = 15 \text{ mn}$

Donc $Z = 0.85$

-Calcul du débit pluvial corrigé



$$Q_{t.cor} = Z * Q_t = 0.85 * 1.7459 = 1.484 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$Q_{t.cor} = 1.484 \text{ m}^3/\text{s}$$

- **Débit deverser vers l'oued:**

$$Q_d = Q_{t.cor} - Q_{bs} = 1.484 - 0.384 = 1.1 \text{ m}^3/\text{s}$$

-La pente égale à 0,006m/m

-Hauteur d'eau à l'entrée : $H_e = 742 \text{ mm}$

- **Hauteur d'eau allant vers le bassin:**

Pour calculer la hauteur d'eau transitée vers le bassin on doit passer au calcul de :

$$R_Q = \frac{Q_{bs}}{Q_t} \text{ et } R_h = \frac{H_{bs}}{D_e}$$

D'après le programme :

$$R_Q = 0.25$$

$$R_h = 0.31$$

$$H_s = D_e \cdot R_h = 1000 \cdot 0,31 = 310 \text{ mm}$$

$$H_s = 310 \text{ mm}$$

Pour éviter tous les risques de mal fonctionnement du déversoir d'orage Donc la hauteur du seuil du déversoir est égale à 400mm

- **Détermination de la longueur déversante :**

$$H_d = H_{amont} - H_s = 742 - 400 = 342 \text{ mm}$$

On applique la formule de BAZIN

$$Q_d = \frac{2}{3} \mu L \sqrt{2g} (H_d/2)^{(3/2)} \dots \dots \dots \text{ (VI-5)}$$

Avec :

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

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

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

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

Donc :

$$L = \frac{3}{2} * \frac{Q_d}{0,60 (2 * g)^{0,5} (H_d/2)^{1,5}} \dots \dots \dots \text{ (VI-6)}$$



$$L = \frac{3}{2} * \frac{1.1}{0,60 (2 * 9.81)^{0,5} (0.342/2)^{1,5}}$$

$$L = 8.8 \text{ m}$$

Remarque :

Dans notre travail on a pas de station d'épuration cela vas nous causer un problème de pollution au niveau des oued ou on vas rejeter nos eaux usée car ces oued sert de source pour les réseaux d'irrigation, pour cela on a opter pour le dimensionnement des bassin de décantations pour diminuer cette pollution en attendant que la nouvelle station d'épuration sera mise en service.

VI.3.5 décanteur:

La décantation, procédé qu'on utilise dans pratiquement toutes les usines d'épuration et de traitement des eaux, a pour but d'éliminer les particules en suspension dont la densité est supérieure à celle de l'eau. Ces particules s'accumulent au fond du bassin, d'où on les extrait périodiquement. L'eau récoltée en surface est dite clarifiée.

VI.3.5.1 Principe de la décantation :

Toute particule présente dans l'eau est soumise à deux forces. La force de pesanteur, qui est l'élément moteur, permet la chute de cette particule. Les forces de frottement dues à la traînée du fluide s'opposent à ce mouvement. La force résultante en est la différence. STOKES a établi à partir de ces données, la loi qui permet de calculer la vitesse limite de chute d'une particule.

VI.3.5.2 Géométrie du décanteur :

Dans un souci de simplicité technique, nous avons choisi un décanteur longitudinal qui demande peu de maintenance et une main d'oeuvre peu qualifiée. La forme correspondant à la meilleure hydraulique donne alors un rapport de 1 pour 6 entre la largeur et la longueur de l'ouvrage de décantation. Les décanteurs sont allongés autant que possible dans la limite de 80 m, avec une profondeur comprise entre 1,5 et 2 m (exceptionnellement 3) pour assurer un écoulement laminaire stable en filets parallèles. Il faut noter qu'une durée de traversée supérieure à 3h engendrerait des risques de fermentation, ce qui nuirait au rendement de la décantation du fait de la remontée des boues déposées par formation de bulles gazeuses.

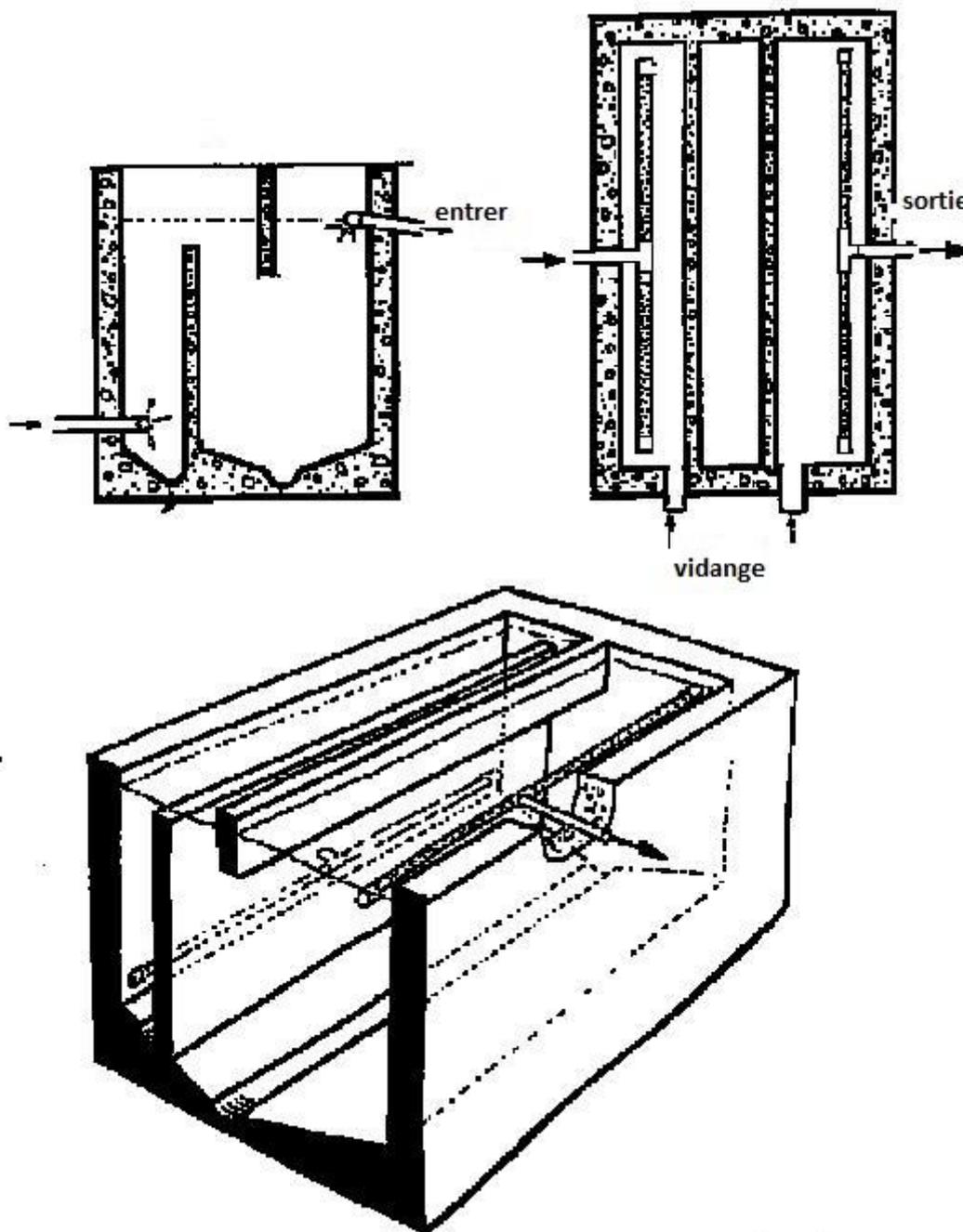


Figure VI.12 : La forme du bassin de décantation .

VI.3.5.3 Dégrileur :

L'installation du dégrillage est constituée, pour la première tranche de traitement de deux unités parallèles équipées d'une grille grossière automatique, suivie d'une grille fine.

Les refiles du dégrillage sont compactés et essorés pour réduire leur teneur en eau et limiter leur volume, puis transférés automatiquement vers les bennes de stockage.



L'installation du dégrillage doit être dimensionnée pour garantir la vitesse minimale de passage de l'eau brute (v) au débit de pointe de pluie (Q_{ptp}).

a) Dégrilleur :N01

- **Formules et lois permettant le dimensionnement :**

➤ **Méthode de KRISHMER:**

La largeur de la grille est donnée par l'expression:

$$Lg = S \cdot \sin \alpha / H_{\max} \cdot (1 - \beta) \cdot K \dots \dots \dots (VI.7)$$

Où :

L : largeur de la grille (m).

α : Angle d'inclinaison de la grille avec l'horizon ($\alpha = 60^\circ$).

H_{\max} : hauteur maximum d'eau admissible sur une grille $H_{\max} = (0.15-1.5)$ m.

β : Fraction de surface occupée par les barreaux.

K : coefficient de colmatage de la grille.

S : surface de passage de l'effluent ($S = Q_p/V$).....(VI.8)

V : Vitesse d'écoulement (m/s).

Donc :
$$Lg = Q_p \cdot \sin \alpha / V \cdot H_{\max} (1 - \beta) \cdot K \dots \dots \dots (VI.9)$$

- **Grille grossière :**

On a : $Q_p = 0,1222 * 3 = 0.3666 \text{ m}^3/\text{s}$

On prend: $\alpha = 60^\circ$.

$$V = 1 \text{ m/s.}$$

$$H_{\max} = 1 \text{ m.}$$

$$K = 0.5 \text{ (grille automatique).}$$

$$\beta = e/e+d = 2/8+2 = 0.2$$

Donc :
$$Lg = 0.3666 \times \sin 60^\circ / (1 \times 1 (1-0.2) \times 0.5) \quad Lg = 0.29 \text{ m}$$

- **Grille fine:**

On a : $Q_p = 0.3666 \text{ m}^3/\text{s}$

On prend: $\alpha = 60^\circ$.

$$V = 1 \text{ m/s.}$$

$$H_{\max} = 1 \text{ m.}$$

$$K = 0.5 \text{ (grille automatique).}$$



$$\beta = e/e+d = 1/1+0,9= 0.53$$

$$\text{Donc : } Lg = 0.3666 \times \sin 60^\circ / (1 \times 1 (1-0.53) \times 0.5) \quad Lg=1.35 \text{ m}$$

- **Calcul de la longueur :**

On a une hauteur de grille de 1m

$$\sin(\alpha) = h/B \quad \text{alors } B = h/\sin(\alpha) = 1/\sin 60 \quad B=1.15 \text{ m}$$

- **Calcul des pertes de charge :**

Pour le calcul du dégrilleur KRISHMER a établi une formule donnant la perte de charge dans une grille en fonction du coefficient de forme des barreaux et l'angle d'inclinaison de la grille par rapport à l'horizontal.

L'expression des pertes de charges est donnée comme suit :

$$\Delta H = \beta' \left(\frac{d}{e}\right)^{\frac{4}{3}} \frac{V^2}{2g} \sin \alpha \dots\dots\dots (VI.10)$$

Avec:

ΔH : perte de charge(m).

d : espacement entre les barreaux (cm).

g : accélération de la pesanteur (m/s^2).

α : angle d'inclinaison de la grille.

e : épaisseur des barreaux.

β : coefficient dépendant de la forme des barreaux.

$$\beta = 2.42 \text{ Pour les barreaux rectangulaires.}$$

$$\beta = 1.79 \text{ Pour les barreaux circulaires.}$$

- **La grille grossière :**

On a :

$$\beta = 1,79 \text{ (Barreaux de section circulaire).}$$

$$d = 8 \text{ cm, } e = 2 \text{ cm, } \alpha = 60^\circ, V = 1 \text{ m/s}$$

Donc :

$$\Delta H = 1,79 \left(\frac{2}{8}\right)^{\frac{4}{3}} \frac{(1)^2}{2.9,81} \sin 60^\circ \quad \Delta H = 0,012 \text{ m}$$



- **La grille fine :**

On a :

$\beta = 1,79$ (Barreaux de section circulaire).

$d = 1\text{cm}$, $e = 0,9\text{cm}$, $\alpha = 60^\circ$, $V = 1\text{m/s}$

Donc :

$$\Delta H = 1,79 \left(\frac{1}{0,9} \right)^{\frac{4}{3}} \frac{(1)^2}{2,9,81} \text{Sin}60^\circ \quad \Delta H = 0,09 \text{ m}$$

Tableau VI.2 : Résultats du dimensionnement des grilles.

Dégrilleur	Grille grossière	Grille fine
largeur (m)	0,29	1.35
longueur (m)	1,15	1,15
Perte de charge (m)	0,012	0,09

b) Dégrilleur :N02

- **Formules et lois permettant le dimensionnement :**

➤ **Méthode de KRISHMER:**

La largeur de la grille est donnée par l'expression:

$$L_g = S \cdot \sin \alpha / H_{\max} \cdot (1 - \beta) \cdot K \dots \dots \dots \text{(VI.7)}$$

Où :

L : largeur de la grille (m).

α : Angle d'inclinaison de la grille avec l'horizon ($\alpha = 60^\circ$).

H_{\max} : hauteur maximum d'eau admissible sur une grille $H_{\max} = (0.15-1.5) \text{ m}$.

β : Fraction de surface occupée par les barreaux.

K : coefficient de colmatage de la grille.

S : surface de passage de l'effluent ($S = Q_p/V$).....(VI.8)

V : Vitesse d'écoulement (m/s).

Donc : $L_g = Q_p \cdot \sin \alpha / V \cdot H_{\max} (1 - \beta) \cdot K \dots \dots \dots \text{(VI.9)}$

- **Grille grossière :**

On a : $Q_p = 0,128 * 3 = 0.384 \text{ m}^3/\text{s}$



On prend: $\alpha = 60^\circ$.

$$V = 1 \text{ m/s.}$$

$$H_{\max} = 1 \text{ m.}$$

$$K = 0.5 \text{ (grille automatique).}$$

$$\beta = e/e+d = 2/8+2 = 0.2$$

$$\text{Donc : } Lg = 0.384 \times \sin 60^\circ / (1 \times 1 (1-0.2) \times 0.5) \quad Lg = 0.21 \text{ m}$$

- **Grille fine:**

$$\text{On a : } Q_p = 0.384 \text{ m}^3/\text{s}$$

On prend: $\alpha = 60^\circ$.

$$V = 1 \text{ m/s.}$$

$$H_{\max} = 1 \text{ m.}$$

$$K = 0.5 \text{ (grille automatique).}$$

$$\beta = e/e+d = 1/1+0,9 = 0.53$$

$$\text{Donc : } Lg = 0.384 \times \sin 60^\circ / (1 \times 1 (1-0.53) \times 0.5) \quad Lg = 1.41 \text{ m}$$

- **Calcul de la longueur :**

On a une hauteur de grille de 1m

$$\sin(\alpha) = h/B \text{ alors } B = h/\sin(\alpha) = 1/\sin 60 \quad B = 1.15 \text{ m}$$

- **Calcul des pertes de charge :**

Pour le calcul du dégrilleur KRISHMER a établi une formule donnant la perte de charge dans une grille en fonction du coefficient de forme des barreaux et l'angle d'inclinaison de la grille par rapport à l'horizontal.

L'expression des pertes de charges est donnée comme suit :

$$\Delta H = \beta' \left(\frac{d}{e}\right)^{\frac{4}{3}} \frac{V^2}{2g} \sin \alpha \dots\dots\dots (VI.10)$$

Avec:

ΔH : perte de charge(m).

d : espacement entre les barreaux (cm).

g : accélération de la pesanteur (m/s^2).

α : angle d'inclinaison de la grille.

e : épaisseur des barreaux.

β : coefficient dépendant de la forme des barreaux.

$$\beta = 2.42 \text{ Pour les barreaux rectangulaires.}$$



$\beta = 1.79$ Pour les barreaux circulaires.

- **La grille grossière :**

On a :

$$\beta = 1,79 \text{ (Barreaux de section circulaire).}$$

$$d = 8\text{cm}, e = 2\text{cm}, \alpha = 60^\circ, V = 1\text{m/s}$$

Donc :

$$\Delta H = 1,79 \left(\frac{2}{8}\right)^{\frac{4}{3}} \frac{(1)^2}{2.9,81} \text{Sin}60^\circ \quad \Delta H = 0,012 \text{ m}$$

- **La grille fine :**

On a :

$$\beta = 1,79 \text{ (Barreaux de section circulaire).}$$

$$d = 1\text{cm}, e = 0,9\text{cm}, \alpha = 60^\circ, V = 1\text{m/s}$$

Donc :

$$\Delta H = 1,79 \left(\frac{1}{0,9}\right)^{\frac{4}{3}} \frac{(1)^2}{2.9,81} \text{Sin}60^\circ \quad \Delta H = 0,09 \text{ m}$$

Tableau VI.3 : Résultats du dimensionnement des grilles.

Dégrilleur	Grille grossière	Grille fine
largeur (m)	0,21	1.41
longueur (m)	1,15	1,15
Perte de charge (m)	0,012	0,09

- **Remarque :**

Nous optons dans la phase de dégrillage une grille grossière inclinée de 60° (plus que la grille est moins inclinée par rapport à l'horizontal, plus que la somme des deux forces: hydrostatique et force des dépôts solides devient plus faible).

Les eaux qui arrivent de la grille grossière sont acheminées par un canal vers le dégrillage fin. Les résidus de ce dernier sont repoussés par balayage vers le haut de la grille droite par une bande transporteuse à commande électrique (grille mécanique automatique).



VI.3.5.4 Calcul du décanteur N01 :

Le bassin de décantation est proposé du type rectangulaire

a) Base de dimensionnement du décanteur:

- **le volume du bassin :**

V : volume de bassin en m^3

Q_{pte} : débit de point en (m^3/s) $Q_{ptp} = 0.3666 m^3/s = 1319.76 m^3/h$

T_s : temps de séjour en min $T_s = 60 \text{ min} = 1 \text{ h}$

$$V = Q_{pte} * T_s = 1319.76 * 1 = 1319.76 m^3$$

Le dimensionnement s'effectue selon les formules suivantes:

- **La section horizontale:** $S_h = \frac{V}{H}$

H : hauteur du bassin en m, tel que : $1.25 < H < 2.5m$

$$H = 2.5 \text{ m}$$

$$S_h = \frac{1319.76}{2.5} = 527.9 m^2$$

- **La longueur du bassin:** On tel que : $L = 2.B \Rightarrow B = L/2$

- L : La longueur du bassin en m

- B : La largeur du bassin en m

- S_h : surface horizontale en m^2

$$S_h = B * L = L/2 * L = L^2/2$$

$$\Rightarrow L = (2 * S_h)^{0.5} = \sqrt{2 * 527.9} = 32.5 \text{ m}$$

$$L = 32.5 \text{ m}$$

- **La largeur B :**

$$B = \frac{S_h}{L} = \frac{527.9}{32.5} = 16.3m$$

$$\Rightarrow B = 16.3m$$



Tableau VI.4 : Dimensions du décanteur.

décanteur	Unités	Valeurs
Section verticale	m ²	40.75
Section horizontale	m ²	527.9
Longueur	m	8.6
Largeur	m	4.3
Volume du bassin	m ³	34.9
temps de séjour	mn	92.4

VI.3.5.5 Calcul du décanteur N02 :

Le bassin de décantation est proposé du type rectangulaire

a) Base de dimensionnement du: décanteur :

- le volume du bassin :

V : volume de bassin en m³

Q_{pte} : débit de point en (m³/s) Q_{ptp} = 0.384 m³/s. = 1382.4 m³/h

T_s : temps de séjour en min T_s = 60 min = 1 h

$$V = Q_{pte} * T_s = 1382.4 * 1 = 1382.4 \text{ m}^3$$

Le dimensionnement s'effectue selon les formules suivantes:

- La section horizontale: $S_h = \frac{V}{H}$

H : hauteur du bassin en m, tel que : 1.25 < H < 2.5m

$$H = 2.5 \text{ m}$$

- La longueur du bassin: $S_h = \frac{1382.4}{2.5} = 552.96 \text{ m}^2$
On tel que : L = 2.1 ⇒ 1
= L / 2



-L : La longueur du bassin en m

- l : La largeur du bassin en m

- S_h : surface horizontale en m^2

$$S_h = l * L = L/2 * L = L^2 / 2$$

$$\Rightarrow L = (2 * S_h)^{0.5} = \sqrt{2 * 552.96} = 33.3 \text{ m}$$

$$L = 33.3 \text{ m}$$

• **La largeur B :**

$$B = \frac{S_h}{L} = \frac{552.96}{33.3} = 16.6m$$

$$\Rightarrow B = 16.6m$$

Tableau VI.5 : Dimensions du décanteur

décanteur	Unités	Valeurs
Section verticale	m^2	41.5
Section horizontale	m^2	552.96
Longueur	m	33.3
Largeur	m	16.6
Volume du bassin	m^3	1382.4
temps de séjour	mn	60

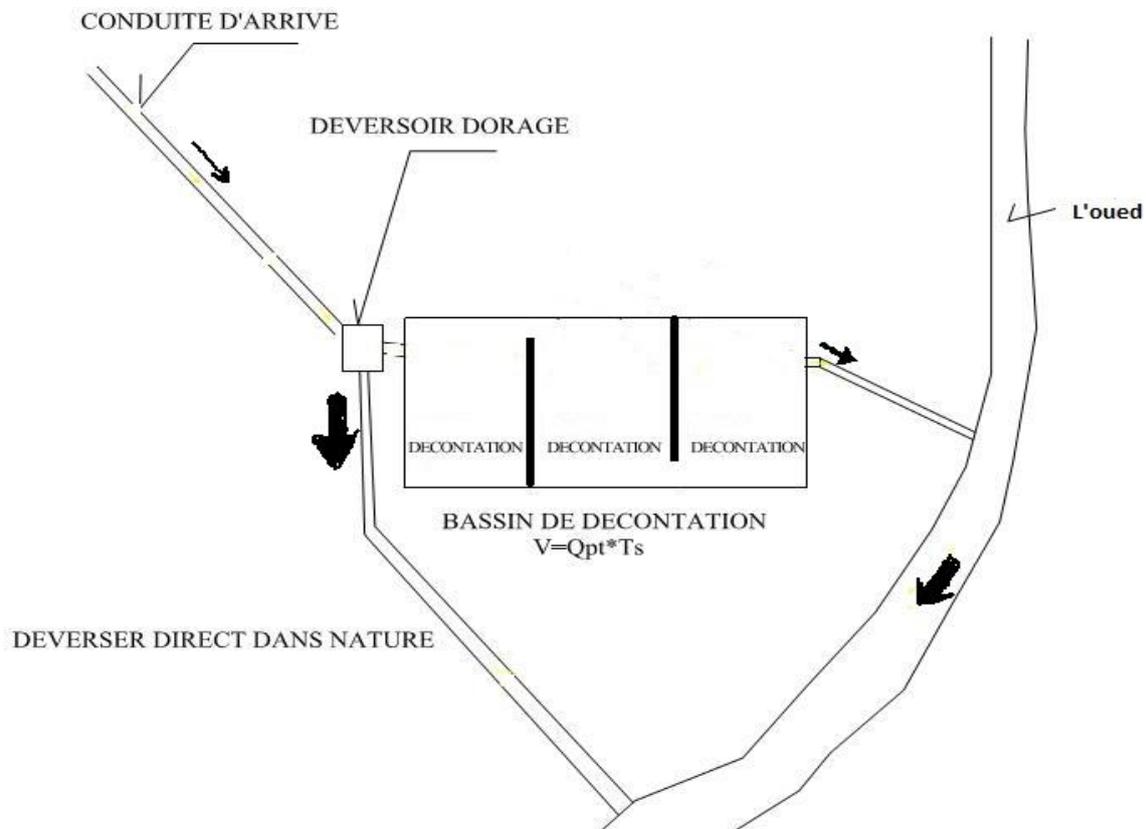


Figure VI.13 : schéma explicatif de la variante proposé

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 le quel elles sont construites.

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 :

- des gabionnages en béton pour traverser les chaaba et les rivières
- deux déversoirs d'orage , le premier de type latéral et le deuxième de type latéral à seuil double.
- deux bassins de décantation.

Chapitre VII : Organisation de chantier



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.

VII.1 Emplacement des canalisations :

Dans les rues de moins de 15m de largeur, les conduites sont placées en général dans l'axe de la chaussée.

Dans les rues plus larges, la pose d'un égout sous chaque trottoir s'impose.

Dans le système séparatif, il n'est, cependant, posé en général, qu'une seule canalisation d'eaux pluviales en fouille commune avec une des canalisations d'eaux usées. [7]

VII.2 Exécution des travaux :

Les principales opérations à exécuter pour la pose des canalisations sont :

- Vérification, manutention des conduites.
- Décapage de la couche de goudron (si elle existe) ou celle de végétation.
- Emplacement des jalons des piquets.
- Exécution des tranchées et des fouilles pour les regards.
- Aménagement du lit de pose.
- La mise en place des canalisations en tranchée.
- Assemblage des tuyaux.
- Essais d'étanchéité pour les conduites et les joints.
- Construction des regards.
- Remblai des tranchées.



VII.3 Décapage de la couche de terre végétale:

L'opération se fait par un dozer sur une couche de 10 cm, le volume (V) de terre décapé est :

$$V = bHL \quad (\text{m}^3) \quad (\text{VII.1})$$

H : Epaisseur de la couche végétale.

b : Largeur de la couche végétale.

L : Longueur totale de tranché

VII.4 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

VII.5 Exécution des tranchées et les regards

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.

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.

a) Profondeur de la tranchée

$$H = e + D + h \quad (\text{m}) \quad (\text{VII.2})$$

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

$$B = D + 2c$$

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 = 0,5 m)

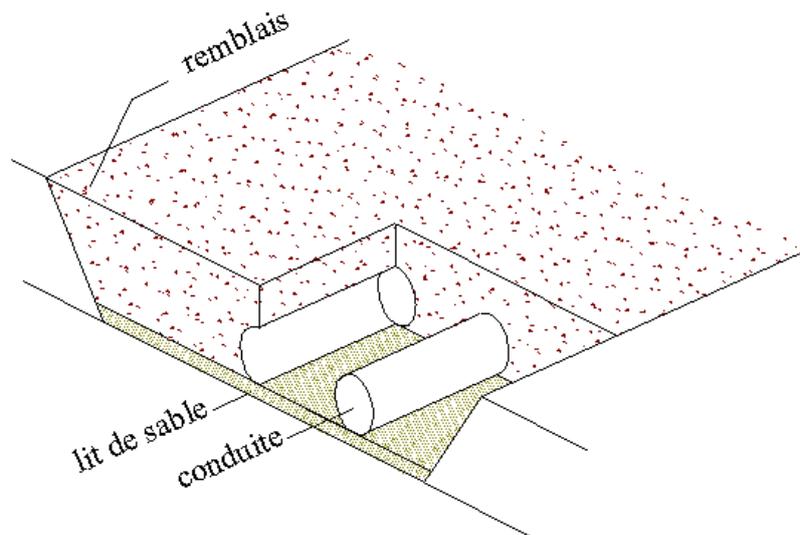


Figure VII.1 : Coupe transversale d'une tranchée avec
La mise en place de la conduite

VII.6 Aménagement du lit de sable :

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.

Le lit de pose doit être constitué de sable contenant au moins 12% de particules inférieures à 0,1mm

Si le terrain est instable, des travaux spéciaux se révèlent nécessaire : exécution d'un béton de propreté, des berceaux ou même des dalles de répétition.



VII.7 Pose des canalisations en tranchées :

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 feuilles sèches,
- d'éliminer du fond des fouille 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.

VII.7.1- Mise en place des conduites

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

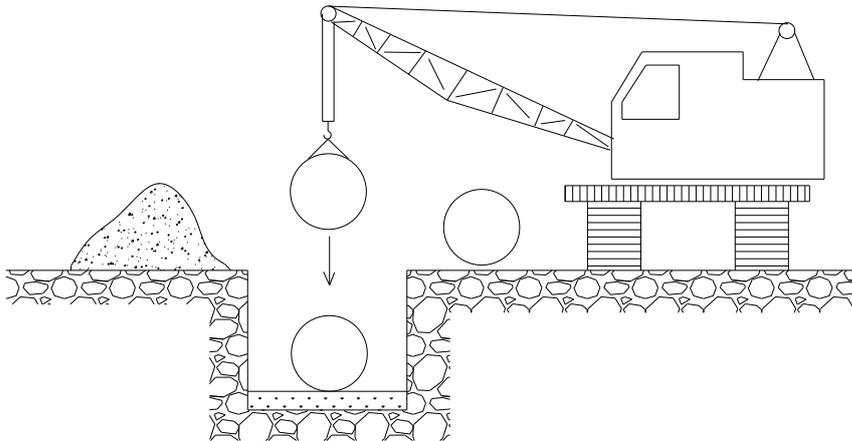


Fig.VII.2 : le pipelayers

Pipelayers (pose de la canalisation)

VII.7.2 – 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 à l'intérieur d'un moule.

VII.7.3–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.

VII.7.4-Essais des tuyaux préfabriqués :

VII.7.4.1- Essais d'étanchéité : L'essai à l'étanchéité est obligatoire à l'usine et sur le chantier.

A) à l'usine : la conduite est maintenue debout, remplie d'eau, la diminution du niveau d'eau ne doit pas dépasser 2cm en 24 heures.

B) sur le chantier : l'un des trois essais suivants peut être envisagé.

B.1) l'essai à l'eau : effectué pendant 30mn pour les faibles diamètres ; ainsi que pour les joints, la pression est augmentée jusqu'à 3 bars.

B.2) l'essai à la fumée : cet essai ne peut être effectué qu'en absence de vent et que si la conduite n'est pas humide.



B.3) l'essai à l'air: Sous pression de 1 bar pendant 30 minutes, et sous une pression de 0,5 bar durant 3 minutes, Pour les conduites circulaires.

VII.8 Confection des joints :

Les joints doivent être confectionnés conformément aux prescriptions des fabricants de tuyaux. A noter que, dans le cas de joints en mortier de ciment dans des canalisations dont le diamètre est supérieur à 600mm, le joint doit faire l'objet, à l'intérieur de la canalisation, d'un ragréage au mortier de ciment.

VII.9 Réalisation des regards :

Les regards sont généralement de forme carrée; leurs dimensions varient en fonction des collecteurs, La profondeur et l'épaisseur varient d'un regard à un autre, La réalisation de ces regards s'effectue sur place avec le béton armé, On peut avoir des regards préfabriqués.

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 ;

VII.10 Remblaiement et compactage des tranchées:

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 10 cm au dessus de la génératrice supérieure,

L'exécution de l'assis et de l'enrobage doit être effectuée avec des matériaux purgés des éléments supérieurs à 30mm.

VII.11 Choix des engins :

Le choix des engins est très important dans la réalisation des travaux, chaque opération à un engin qui lui convient. [7]

A- Pour le décapage de la couche de la terre végétale :

On utilise le bulldozer ou le terrain est très difficile, Mais le meilleur engin adopter à ce type de travaux c'est bien la niveleuse.



Fig VII.3 : Bulldozer

On distingue la niveleuse automotrice appelée motor grader et la niveleuse tractée appelée grader, le motor grader est constitué de :

- Un tracteur à quatre (04) roues ou à deux (02) prolongé vers l'avant par un long bras coudé reposant lui même à son extrémité sur un essieu à deux (02) roues directrices (train avant) commandé depuis le tracteur, toutes les roues sont inclinables sur leur essieu pour permettre à la niveleuse de se déplacer en tout terrain et en particulier dans le cas de forte pente transversale.
- Une couronne circulaire.

- Une lame (outil de travail) montée sur la couronne et par rapport à laquelle elle peut tourner ou se déplacer dans son prolongement, c'est à dire prendre toutes les positions possibles dans le plan de la couronne, on peut donner à celle-ci une inclinaison les deux mouvements combinés celui de la lame et de la couronne permettent donc à l'outil d'occuper toutes les positions de l'espace, cette mobilité de l'outil constitue le principal avantage de la machine et lui permet d'effectuer une gamme de travaux variés. on n'utilise plus ce type d'engins

A.1 Utilisation des niveleuses :

La niveleuse en plus de son travail de terrassement et de finition ces emplois sont multiples :

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



Fig VII.4 : Niveleuse automotrice

B- Pour l'excavation des tranchées :

On utilise une pelle équipée en rétro

Les pelles sont des engins de terrassement qui conviennent à tous les types de terrains. Ce sont des engins dont le rôle est l'exécution des déblais et leur chargement. Ils sont de type à fonctionnement discontinu, c'est à dire que le cycle de travail comprend les temps suivants :

- Temps de fouille.

- Temps de transport.
- Temps de déchargement.
- Temps de remise en position de déblais.

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



Fig VII.5: Pelle équipée en rétro

B.1 Pour le remblaiement des tranchées :

Pour les grands travaux de ce type, l'engin qui convient c'est le chargeur.

Les chargeurs : ce sont des tracteur sur les quels on monte à l'avant deux bras articulés, actionnées par des vérins et porte un godet.

Si les travaux ne sont pas très importants, on utilise le rétro chargeur. (Bacuse loader)



Fig VII.6: Chargeur

C- Pour le compactage :

L'engin qui convient à cette opération c'est le rouleau lisse, Il comprend :

- Un châssis.

- Des roues larges (cylindres) avec une couche d'usure d'acier au manganèse.
- Les organes de manœuvre.



Fig VII.7 : compacteur

VII.12 Devis quantitatif et estimatif

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

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

Les différentes tâches effectuées par ordre chronologique sont :

- Les travaux de décapage de la couche de terre végétale.
- L'exécution des tranchées.
- La fourniture et la pose du lit de sable.
- La fourniture et la pose des buses en béton ou en béton armé.
- La construction des regards et des déversoirs d'orage en béton armé.
- Les Travaux de remblaiement de la tranchée.
- Le transport des sols excédentaires.

VII.12.1 Détermination des différents volumes :

A) Volume de la couche de terre végétale:

$$V_{cv} = H_v . L . B \quad (\text{VII.3})$$

- V_{cv} : Volume de la couche de terre végétale en (m^3).



- H_v : Profondeur la couche de terre végétale (on prend $H_v = 0,1$ m).
- L : Longueur totale de la tranchée en (m).
- B : Largeur de la couche de terre végétale en (m).

B) Volume des déblais des tranchées :

$$V_{ded} = B.L.H \quad (VII.4)$$

- V_d : Volume des déblais des tranchées en (m³).
- B : Largeur de la couche du tronçon en (m).
- L : Longueur totale de la tranchée en (m).
- H : Profondeur de la tranchée en (m).

C) Volume du lit du sable :

$$V_{ls} = e.L.B \quad (VII.5)$$

- V_{ls} : Volume du lit du sable en (m³).
- e : Epaisseur de la couche de sable en (m).
- B : Largeur de la couche du tronçon en (m).
- L : Longueur totale de la tranchée en (m).

D/Volume occupé par les conduites :

$$V_{condt} = L.\pi.D^2/4 \quad (VII.6)$$

- V_{cdt} : Volume occupé par les conduites en (m³).
- L : Longueur totale de la tranchée en (m).
- D : Diamètre de la conduite en (m).

E/Volume du remblai :

$$V_r = V_{deb} - [V_{condt} + V_{cv} + V_{ls}] \quad (VII.7)$$

- V_r : Volume du remblai en (m³).

F/Volume excédentaire :

$$V_{excé} = V_f - V_{remb} \quad (VII.8)$$

- V_{exc} : Volume du sol excédentaire en (m³).
- V_f : Volume du sol foisonné en (m³).

$$\text{Tel que } V_f = V_{deb} . K_f \quad (VII.9)$$

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

$$K_f = 1,24.$$

Les différents volumes sont représentés dans le tableau **VII.1**:



Tableau VII.2: Détermination du devis quantitatif et estimatif du projet.

N°	Désignation des travaux	Unité	Quantité	Prix unitaire (DA)	Montant (DA)
A	Travaux de terrassement				
1	Décapage de la tranchée	M3	2518,12	150	377718
2	Déblai	M3	55102,87	300	16530861
3	Pose du lit de sable	M3	2708,12	1000	2708120
4	Remblai de la tranchée	M3	42810,11	350	14983538,5
5	Evacuation des déblaies excédentaires	M3	26801,05	160	4288168
B	Canalisation				
1	Fourniture, transport et pose de canalisation				
	Canalisation en PVC				
	315	MI	1606,89	2000	3213780
	400	MI	1753,26	3100	5435106
	500	MI	828,32	3900	3230448
	630	MI	272,57	4600	1253822
2	Canalisation en béton armé				
	800	MI	576,98	2200	1269356
	1000	MI	2370,38	2800	6637064
	1200	MI	1352,37	3100	4192347
	1400	MI	312,17	3500	1092595
C	Construction				
1	Construction des regards en béton armé	U	258	16000	4128000
2	Exécution des déversoirs d'orage	U	2	16000	32000
3	Les bassins de décantation	U	2	1800000	3600000
	THT				57989385
	TVA 17%				9858196
	TTC				67847581

Source : Direction des Ressources en Eau

VII.13. planification des travaux :

Les principales opérations à exécuter sont :

- A. Piquetage.
- B. Décapage de la couche de goudron (si elle existe) ou celle de la végétation.
- C. Exécution des tranchées et des fouilles pour les regards.
- D. Aménagement du lit de pose.
- E. Construction des regards.
- F. La mise en place des canalisations en tranchée.
- G. constructions des ouvrages annexes (les dessaleurs, les bassins de retenue, D. O.)
- H. Assemblage des tuyaux.
- I. Faire les essais d'étanchéité pour les conduites et les joints.
- J. Remblai des tranchées.
- K. Travaux de finition.

Tableau VII.3 : détermination des délais.

OPERATION	TR	DP		DPP		MT
		CCP	DFP	DCPP	DFPP	
A	15	0	15	0	15	0
B	20	15	35	15	35	0
C	55	35	90	35	90	0
D	20	90	110	110	130	20
E	40	90	130	90	130	0
F	20	90	110	110	130	20
G	30	90	120	100	130	10
H	15	130	145	130	145	0
I	15	145	160	145	160	0
J	20	160	180	160	180	0
K	20	180	210	180	210	0

Avec : TR: temps de réalisation.

DCP : date de commencement au plus tôt.



DFP : date de finissement au plus tôt.

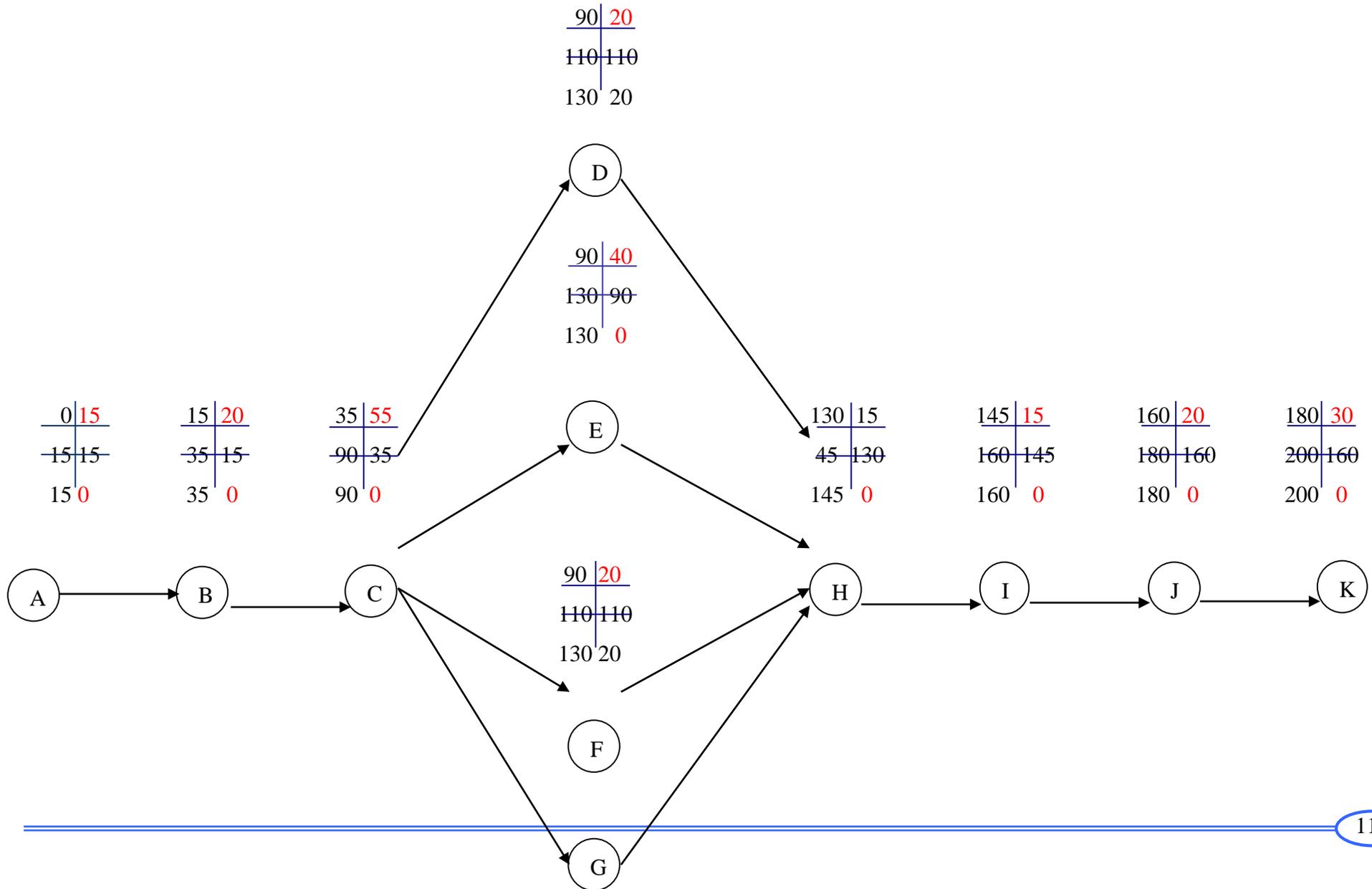
DCPP: date de commencement au plus tard.

DFPP : date de finissement au plus tard , MT : marge totale.

Le chemin critique

A-B-C-E-H-I-J-K

$$\sum TR = 200 \text{ jours}$$





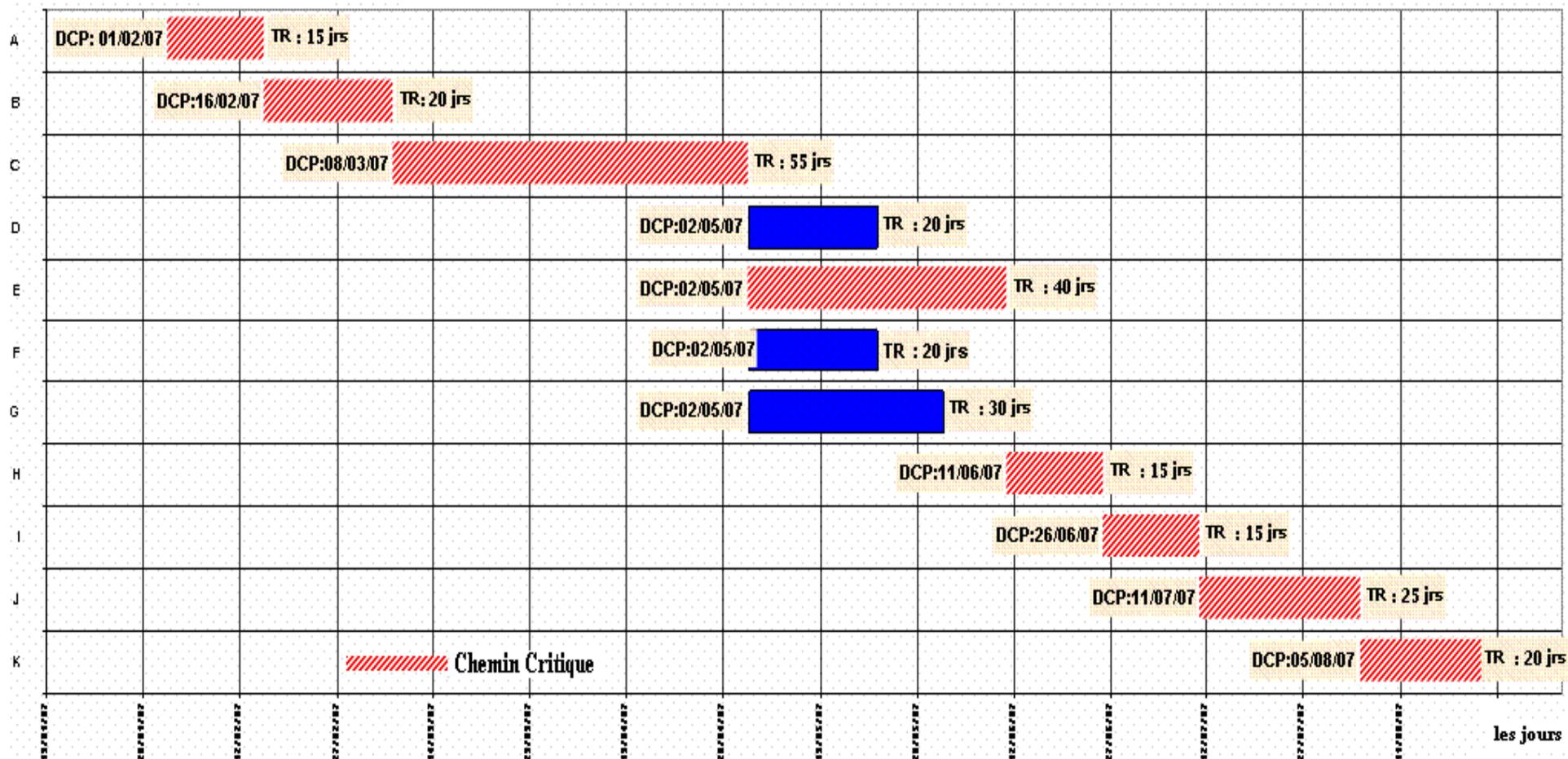
90	30
120	100
130	10

Fig : VII.8 Réseau a nœud



Fig.VII. 9 Diagramme de Gantt

Opération



**Conclusion :**

L'étude estimative des volumes des travaux, nous permet d'établir une estimation du coût total du projet.

La planification des travaux est nécessaire pour une bonne exécution des travaux de réalisation du projet.

La durée de notre projet est de 200 jours.

Conclusion Générale

Dans notre travail, nous avons dimensionné un réseau d'assainissement pour les villages Ait Moussa Ouslim, touzaline et alentours, qui es jusqu'à présent rejette les eaux usées dans des fosses septiques collectives et individuelles.

Le présent travail a pour objectif, la collecte des eaux usées, les introduire vers les bassins de décantation qui se trouvent à l'aval de réseau et finalement, les eaux seront rejetées vers le milieu naturel avec des normes adéquates.

Pour notre agglomération, l'évaluation des débits des eaux pluviales s'est faite par la relation de la méthode superficielle avec une période de retour de 10ans, les débits des autres types des eaux usées (domestiques, et service publique) on été déterminés selon la répartition de la population.

Pour un meilleur fonctionnement de notre réseau, on a projeté deux déversoirs d'orage qui diminuent les débits à l'aval et on propose deux bassins de décantation à fin de diminuer la pollution de l'environnement.

A la fin de ce travail, on peut conclure que la réalisation d'un réseau d'assainissement repose sur plusieurs critères, dépendant de la nature du terrain, la nature et la quantité de l'eau à évacuer, ainsi que le plan d'urbanisation de l'agglomération.

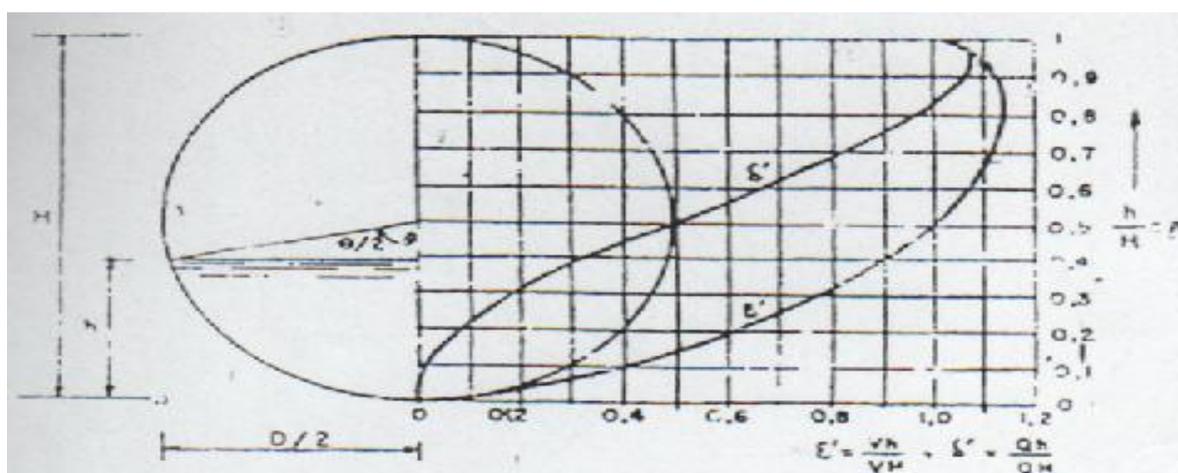
Chapitre VII : Organisation de chantier

ANNEXES

Annexe I : Coefficient de Manning - Strickler (ks) « Source : les réseaux d'assainissement.de R.BOURRIER (page : 512) ».

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

Annexe 2: Les rapports R_h , R_v , R_Q « Source ».



Section circulaire, vitesse e' et débit δ'
pour différentes profondeurs d'eau

V_h et Q_h — Vitesse moyenne et débit pour une profondeur d'eau h .

V_H et Q_H — Vitesse moyenne et débit correspondant à la section pleine.

$\rho = \frac{h}{H}$	$\beta = \frac{S}{D^2}$	$\gamma = \frac{R}{D}$	$\epsilon = \frac{R^{7/2}}{D^{7/2}}$	$\delta = \frac{SR^{7/2}}{D^{7/2}}$	$e' = \frac{V_h}{V_H}$	$\delta' = \frac{Q_h}{Q_H}$	θ°
0.025	0.0052	0.016	0.063	0.0003	0.159	0.0017	36° 23'
250	0.178	0.33	102	0.015	257	0.045	51° 41'
0.75	0.268	0.48	132	0.035	333	0.112	63° 35'
100	0.409	0.64	179	0.065	401	0.208	73° 45'
125	0.567	0.79	184	0.104	464	0.334	82° 49'
0.150	0.0739	0.093	0.205	0.0152	0.516	0.0487	91° 9'
175	0.0925	1.08	225	0.0208	567	0.0667	98° 52'
200	1.118	1.21	244	0.273	615	0.0870	106° 35'
225	1.373	1.34	262	0.347	660	1.113	113° 46'
250	1.533	1.47	278	0.420	700	1.360	120°
0.300	0.1983	0.171	0.308	0.0612	0.776	0.1956	132° 57'
350	2.450	1.94	334	0.819	842	2.623	145° 5'
400	2.933	2.15	358	1.049	902	3.364	156° 50'
450	3.498	2.36	379	1.301	959	4.169	168° 33'
500	3.928	2.50	397	1.558	1.000	4.997	180°
0.550	0.4428	0.265	0.472	0.1825	1.038	0.5853	191° 29'
600	4.923	2.78	425	2.093	0.71	6.713	203° 4'
650	5.405	2.88	430	2.354	0.99	7.550	214° 55'
700	5.873	2.97	445	2.613	1.21	8.380	227° 9'
750	6.320	3.02	449	2.837	1.31	9.099	240°
0.775	0.6533	0.301	0.452	0.2950	1.139	0.9462	246° 44'
800	6.735	3.04	452	3.042	1.39	9.753	253° 9'
825	6.933	3.04	452	3.131	1.39	1.0042	261° 5'
850	7.135	3.04	452	3.213	1.39	0.9905	268° 51'
875	7.288	3.01	449	3.271	1.31	0.491	277° 11'
0.900	0.7415	0.299	0.446	0.3322	1.124	1.0654	286° 16'
925	7.588	2.94	441	3.345	1.12	0.728	296° 25'
950	7.708	2.87	431	3.347	0.93	0.734	308° 19'
975	7.803	2.77	424	3.307	0.68	0.606	323° 37'
1.000	7.855	2.50	397	3.118	0.00	0.000	360°

REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES

- [1] : **TOUAIBIA.B (Mars 2004)** : Manuel pratique d'hydrologie ;
- [2] : **Cours d'assainissement 4^{em} et 5^{em} année.**
- [3] : **Saad BENNIS (2009)** : Hydraulique et Hydrologie, page 148-209 et 242-368 ;
2emeédition.
- [4] : **Marc Satin et Béchit Selmi (2006)** : Guide technique de l'assainissement.
- [5] : **REGIS BOURRIER**, « les réseaux d'assainissement », 5^{ème} Edition Lavoisier. Paris
1994.
- [6] : **C.GOMELLA et H.GUERRE** « Guide d'assainissement dans les agglomérations
urbaines et rurales», tome 1, édition Eyrolles, 1986 Paris.
- [7] : **Catalogue technique de l'entreprise de CHIALI** « Le tube PVC en assainissement ».